

12. *Interacción suelo-estructura.* *Modificación del movimiento*

A. SORIANO

E.T.S. Ing. Caminos, Canales y Puertos, Madrid

1. INTRODUCCION

El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo es un dato de gran interés a la hora de proyectar estructuras que hayan de soportar tal sismo. Hoy es difícil predecir con alguna precisión el movimiento sísmico esperado; se puede únicamente adelantar algunas características típicas de ese movimiento.

El primer paso que parece lógico dar, para iniciar el estudio del movimiento de la superficie del terreno durante los sismos, sería el análisis de los movimientos ocurridos en el pasado interpretados a la luz de una teoría suficientemente aproximada del fenómeno de propagación de ondas.

Existe un gran número de investigaciones relativas a la caracterización del movimiento sísmico de la superficie del terreno, con vistas a su posterior utilización en el estudio del comportamiento de equipos y/o estructuras que descansen directa o indirectamente sobre él; un ejemplo claro es la investigación financiada por la Comisión Reguladora de la Energía Nuclear de Estados Unidos (véase publicación USNRC, 1978). Con este tipo de trabajos es posible obtener un movimiento de cálculo partiendo de los datos básicos del sismo esperado, tales como la distancia epicentral, la profundidad focal, la magnitud, la intensidad local, etc.

Estos procedimientos, más o menos establecidos, permitirían conocer el movimiento del suelo libre de la presencia de cualquier estructura (movimiento de campo libre). Sin embargo, el proyecto de estructura frente a acciones sísmicas necesita conocer cuál es el movimiento de la base de la estructura o del terreno inmediatamente adyacente, que evidentemente será distinto del movimiento de campo libre correspondiente; la presencia de la estructura modifica el movimiento.

El tema que se quiere tratar aquí es precisamente ése: la modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras en su superficie, tal como se ilustra en la figura 1.

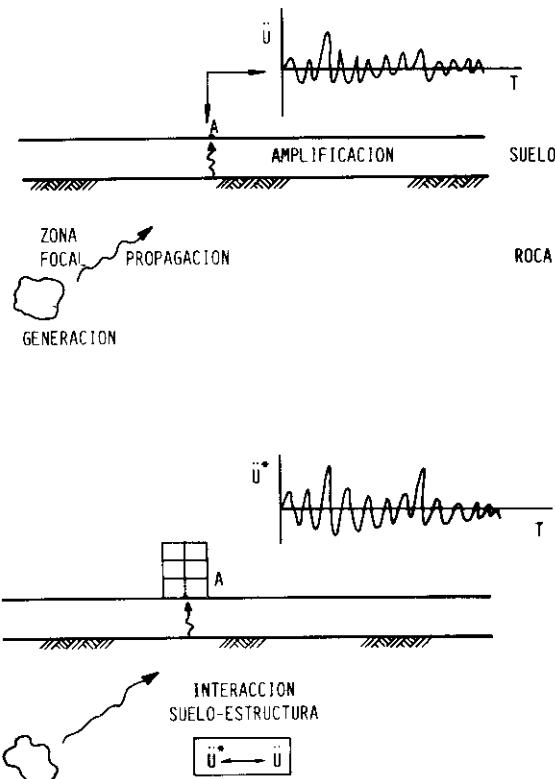


Figura 1.—Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras.

El tema puede ser de interés no sólo para el proyecto de estructuras antisísmicas, sino también para otros aspectos diferentes; por ejemplo, interpretar movimientos sísmicos registrados por equipos que descansen sobre el campo libre a través de pequeñas estructuras.

El mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno es conocido bajo el nombre de interacción suelo-estructura. El mecanismo es complejo y no puede ser considerado explícitamente más que en estudios especiales, tal es el caso de las instalaciones nucleares u otras de alto riesgo, y aun en esos casos hay que recurrir a un buen número de hipótesis simplificativas que permitan tratar el problema por alguna vía numérica asequible a los ordenadores actuales.

En los casos de estructuras de edificación normales, es frecuente realizar el proyecto antisísmico siguiendo una normativa que no considere el efecto

de interacción o, si lo hiciese, sea de una manera implícita y ambigua. Esto es así porque se sabe que el efecto de interacción reduce los esfuerzos que ocurren en estructuras de edificación normales y, por lo tanto, el olvido de tal efecto conduciría en general a un proyecto conservador. Hay situaciones en las que tal circunstancia no se da y hay aspectos en los que el efecto de interacción es desfavorable; la separación entre edificios vecinos necesaria para que no choquen durante el sismo (huelgo sísmico) aumenta al considerar el efecto de interacción.

2. DEFINICION DEL MOVIMIENTO

Una forma completa de definir el movimiento de un punto durante un sismo consiste en tres acelerogramas simultáneos según tres direcciones ortogonales. Como quiera que esta definición es compleja, se suele simplificar la definición y utilizar sólo un acelerograma relativo a un eje horizontal, paralelo a la superficie del terreno. Se supondrá después que el acelerograma en otra dirección horizontal es similar y que en la dirección vertical es, en cierta manera, proporcional al correspondiente horizontal.

Los estudios de interacción son más fáciles de hacer cuando sólo se considera una de las tres componentes del movimiento. Los resultados que se obtengan habrán de componerse para obtener una solución aplicable a la situación real tridimensional.

Los acelerogramas son leyes de evolución temporal de la aceleración que resultan bastante complejas. La visión directa de un acelerograma permite deducir directamente cuál ha sido la duración de la fase fuerte del sismo (por encima de cierto umbral de aceleración) o cuál fue la máxima aceleración, pero no permite, al menos de una forma sencilla, deducir otros parámetros de interés en lo relativo a los efectos que ese mismo tuvo sobre las estructuras. Existe un procedimiento, sencillo y muy utilizado, para transformar un acelerograma de manera que cierta información útil en los estudios posteriores resulte evidente.

Imaginemos una estructura muy sencilla formada por una masa M unida a un resorte K y a un amortiguador viscoso C colocado en paralelo que a su vez se unen rígidamente al terreno (Fig. 2).

Este móvil de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso es la representación de una estructura básica simple, pero de su comportamiento frente a los sismos podrán deducirse leyes aplicables a esquemas más complejos.

Cuando un sismo mueve esta estructura en sólo una dirección horizontal, precisamente esa en la que están situados el muelle y el amortiguador, y suponiendo que el suelo no se deforma por mover a la estructura, entonces se podría calcular el movimiento de la masa M en función del

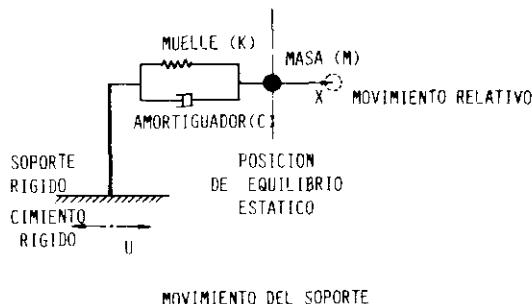


Figura 2.—Representación de una estructura básica mediante un sistema de un grado de libertad sin interacción.

acelerograma del sismo $\ddot{u}(t)$. En efecto, la ecuación básica de la dinámica permite escribir:

$$M \cdot (\ddot{x} + \ddot{u}(t)) + C \cdot \dot{x} + K \cdot x = 0$$

En esta ecuación, la variable x y sus derivadas respecto al tiempo \dot{x} y \ddot{x} miden el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de la masa M respecto al terreno; definen el movimiento relativo. La suma $\ddot{x} + \ddot{u}(t)$ sería la aceleración absoluta de dicha masa.

La anterior ecuación puede escribirse:

$$M \cdot \ddot{x} + C \cdot \dot{x} + K \cdot x = -M \cdot \ddot{u}(t)$$

La solución a esta ecuación diferencial puede obtenerse de una manera relativamente sencilla aprovechando su carácter lineal, esto es, superponiendo soluciones conocidas de casos de movimientos sencillos del terreno. En efecto, si x_1 y x_2 fuesen las soluciones del problema cuando el terreno se mueve con aceleraciones $\ddot{u}_1(t)$ y $\ddot{u}_2(t)$, respectivamente, entonces la suma $x_1 + x_2$ sería solución cuando el terreno se moviese con aceleración $\ddot{u}_1(t) + \ddot{u}_2(t)$.

La forma más simple de descomponer el movimiento sísmico $\ddot{u}(t)$ es considerarlo como una serie de impulsos de aceleración constante que comienzan en T y terminan en $T + dT$ y que, en ese lapso de tiempo, tienen una intensidad $\ddot{u}(T)$.

La solución del sistema para uno de esos impulsos es sencilla: antes del impulso el sistema estará en reposo y después del impulso el sistema oscilará libremente.

Se sabe que la oscilación libre del sistema anterior viene dado por la ecuación:

$$x = A \cdot \exp(-wDt) \cdot \sin(w' \cdot t)$$

Las variables de esta ecuación tienen el siguiente significado:

A = Amplitud del movimiento.

w = Frecuencia natural del sistema, $w \cdot w = K : M$.

D = Amortiguamiento relativo, $D \cdot D = C \cdot C / 4 \cdot K \cdot M$.

w' = Frecuencia amortiguada, $w' \cdot w' = w \cdot w \cdot (1 - D \cdot D)$.

El único parámetro del movimiento que depende de la causa que lo origina es la amplitud, los otros son siempre independientes de la causa y están definidos por la frecuencia natural del sistema y su amortiguamiento.

Tras el impulso mencionado, el sistema comenzará a moverse con una amplitud que puede obtenerse considerando el sistema en el momento inmediato al final del impulso. En ese momento el desplazamiento relativo de la masa es un infinitésimo de segundo orden en dT y la velocidad relativa es, despreciando infinitésimos de segundo orden:

$$A \cdot w' = \ddot{u}(T) \cdot dT$$

de aquí se puede obtener la amplitud diferencial que crea el impulso considerado

$$A = \ddot{u}(T) \cdot dT / w'$$

Sumando en la duración del sismo el efecto de todos los impulsos se puede obtener la solución buscada:

$$x(t) = 1/w' [\exp\{wD(t-T)\} \cdot \sin\{w'(t-T)\} \cdot \ddot{u}(T) \cdot dT]$$

La anterior integral puede hacerse por algún procedimiento numérico para obtener un valor de gran interés: el máximo valor absoluto de la respuesta del sistema:

$$X = \max \{|x(t)|\}$$

Si este ejercicio se repite para sistemas de distintas frecuencias naturales y distintos amortiguamientos relativos, se podrá observar que la respuesta cambia con estos parámetros; X es una función de w y de D :

$$X(w, D)$$

A esta función definida unívocamente cuando se conoce el acelerograma se le denomina espectro de respuesta del sismo.

Si a esta función se le multiplica por la frecuencia natural del sistema se obtiene una función con dimensiones de velocidad:

$$V(w, D) = w \cdot X(w, D)$$

A esta función se le conoce con el término de espectro de seudovelocidades relativas, ya que su valor es generalmente cercano a la máxima velocidad relativa del sistema cuando es excitado por el sismo.

En forma similar, pensando que en el momento en el que la respuesta alcanza el máximo desplazamiento relativo tiene una velocidad relativa nula, se puede volver a la ecuación diferencial que rige el movimiento para obtener:

$$M \cdot (\ddot{x} + \ddot{u}) + K \cdot x = 0$$

y de aquí:

$$A(w, D) = w \cdot w \cdot X(w, D)$$

siendo $A(w, D)$ el espectro de seudoaceleraciones absolutas o máximo valor absoluto y aproximado de la aceleración absoluta $\ddot{x} + \ddot{u}(t)$.

En la figura 3 se incluye un esquema del significado de este proceso, que traduce un acelerograma en un espectro de respuesta.

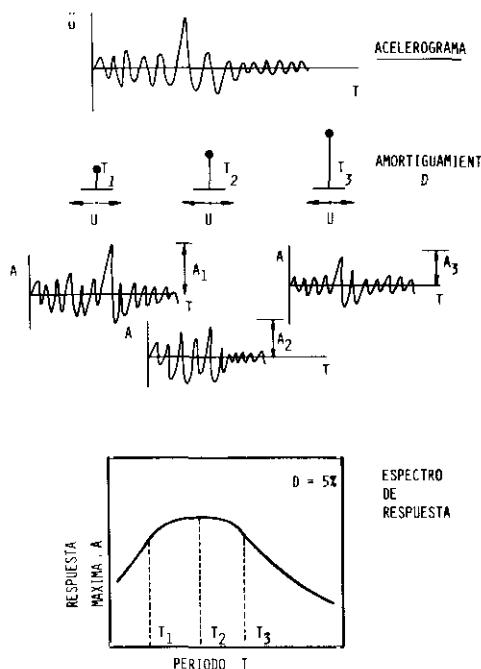


Figura 3.—Representación del movimiento. Proceso de obtención de un espectro de respuesta a partir de un acelerograma.

Aunque el espectro de respuesta no define el acelerograma que lo causó (la relación espectro-acelerograma no es biunívoca) en ocasiones se prefiere representar el movimiento del terreno mediante el espectro de respuesta asociado, ya que el espectro de respuesta conserva muchos rasgos del acelerograma y hace patentes otros que no son fácilmente visibles en él.

Como puede comprobarse, la aceleración máxima del acelerograma es igual que la aceleración espectral para $T=0$. En efecto esto tiene que ocurrir, ya que un sistema de período natural nulo es infinitamente rígido y no debe experimentar otro movimiento más que el del propio terreno al que está tan rigidamente unido. Al otro extremo del espectro, para los períodos muy altos, que representa sistemas con un vínculo muy flexible al terreno, las aceleraciones absolutas tienden a anularse.

Existe un período (una frecuencia) para el cual la respuesta es más alta, la masa M del sistema sufre una mayor aceleración. Este período predominante es una característica de cada temblor; los terremotos lejanos sentidos en suelos blandos tienen este período característico alto, incluso por encima de 1 s, los terremotos próximos sentidos en terrenos firmes lo tienen más bajo 0,2 s, por ejemplo.

Los sistemas de un grado de libertad que tienen su período natural próximo a este período característico experimentan aceleraciones varias veces mayores que la del terreno; para amortiguamiento del orden del 5 por 100 es frecuente que la ordenada espectral sea dos o tres veces más alta, en su punto más alto, que la aceleración del terreno.

Como puede verse, el espectro de respuesta da información útil, ya que además de conservar rasgos del movimiento del propio terreno señala explícitamente la aceleración máxima que el terremoto puede inducir en estructuras sencillas.

A lo largo de estas notas se utilizará, para definir un movimiento, el acelerograma o el espectro de respuesta asociado. Normalmente se utilizará un amortiguamiento relativo igual al 5 por 100, que es un valor típico utilizado en los proyectos antisísmicos de estructuras de edificación.

Antes de pasar a otro tema, se quiere comentar que la máxima amplificación teóricamente posible para ese amortiguamiento relativo es igual a 10 ($1/2D$) y ocurriría con un sismo que tuviese toda la energía concentrada en una onda senoidal cuya frecuencia coincida con la del sistema. La natural dispersión del movimiento sísmico en diferentes tipos de ondas de distinta frecuencia hace que esta amplificación rara vez supere los valores antes apuntados; por otro lado, las estructuras reales tienen varios modos de vibración, y la aceleración que experimentan no depende de una sola frecuencia natural. Finalmente, mucho antes de agotar su capacidad resistente, las estructuras reales pueden alargar los períodos de sus modos de vibración. Todos estos mecanismos conducen a los resultados de tipo práctico que puede verse en las normas sismorresistentes, como la española PDS-1.1974, en las que las aceleraciones de cálculo para distintos elementos de una estructura rara vez superan la aceleración del terreno.

3. INTERACCION INERCIAL

El caso más simple de interacción suelo-estructura se da cuando la cimentación, esto es, la zona de contacto terreno estructura, es pequeña y superficial; pequeña, de manera que pueda considerarse puntual respecto a las longitudes de las ondas sísmicas que la van a solicitar y superficial, de manera que no exista una zona de terreno que tenga que guardar cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura en otra zona que no sea puntual.

Si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos que se generan en la cimentación provocarán una deformación variable, es decir un movimiento que obligará al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre.

Para comenzar el estudio de esta modificación del movimiento causada por esta interacción elemental (puntual), podemos volver a considerar el sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso del apartado anterior, pero esta vez con un vínculo flexible (Fig. 4).

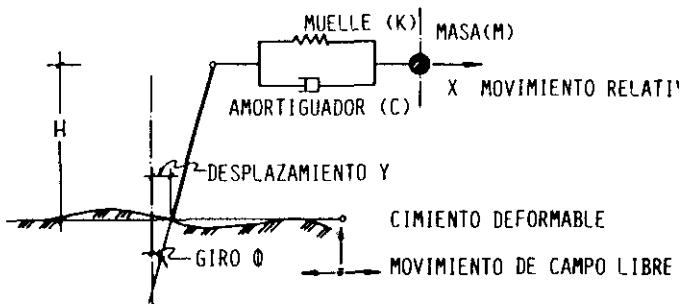


Figura 4.—Sistema de un grado de libertad con interacción inercial.

Para caracterizar la deformabilidad del cimiento, vamos a suponer que existen una relación lineal entre el momento flector en la cimentación y su giro. Tal relación se puede expresar mediante:

$$M^0 = K_3 \cdot F_i + C_3 \cdot \dot{F}_i$$

De la misma manera, supondremos que existe una relación lineal entre el esfuerzo cortante y la deformación horizontal del cimiento:

$$F = K_2 \cdot y + C_2 \cdot \dot{y}$$

En estas condiciones existen ya tres grados de libertad y, por tanto, tres ecuaciones del movimiento que se pueden escribir considerando el equilibrio dinámico

$$\begin{aligned} M \cdot (\ddot{x} + \dot{F}_i \cdot h + \ddot{y} + \ddot{u}) + C_1 \cdot \dot{x} + K_1 \cdot x &= 0 \\ M \cdot h \cdot (\ddot{x} + \dot{F}_i \cdot h + \ddot{y} + \ddot{u}) + C_3 \cdot \dot{F}_i + K_3 \cdot F_i &= 0 \\ M \cdot (\ddot{x} + \dot{F}_i \cdot h + \ddot{y} + \ddot{u}) + C_2 \cdot \dot{y} + K_2 \cdot y &= 0 \end{aligned}$$

Si llamamos

$$z = F_i \cdot h$$

y suponemos que el movimiento sísmico fuese el dado por la ley senoidal:

$$u = \exp(i \cdot w \cdot t)$$

podría calcularse la respuesta del sistema suponiendo que la parte inicial de la misma, la parte transitoria, ya se hubiera amortiguado de manera que:

$$\begin{aligned} x &= X \cdot \exp(i \cdot w \cdot t) \\ y &= Y \cdot \exp(i \cdot w \cdot t) \\ z &= Z \cdot \exp(i \cdot w \cdot t) \end{aligned}$$

Al sustituir este tipo de solución en el sistema de ecuaciones diferenciales del movimiento resulta

$$\begin{aligned} -M \cdot w \cdot w \cdot (X + Y + Z) + A_1 \cdot X &= -M \cdot w \cdot w \\ -M \cdot w \cdot w \cdot (X + Y + Z) + A_2 \cdot Y &= -M \cdot w \cdot w \\ -M \cdot w \cdot w \cdot (X + Y + Z) + A_3 \cdot Z &= -M \cdot w \cdot w \end{aligned}$$

donde

$$\begin{aligned} A_1 &= K_1 + C_1 \cdot w \cdot i \\ A_2 &= K_2 + C_2 \cdot w \cdot i \\ A_3 &= (K_3 + C_3 \cdot w \cdot i) / h \cdot h \end{aligned}$$

Dividiendo por $-M \cdot w \cdot w$ se puede obtener

$$\begin{aligned} X + Y + Z &= a_1 \cdot X - 1 \\ X + Y + Z &= a_2 \cdot Y - 1 \\ X + Y + Z &= a_3 \cdot Z - 1 \end{aligned}$$

con consiguiente definición de

$$a_1 = A_1 / M \cdot w \cdot w$$

y similar definición para a_2 y a_3 .

La solución del anterior sistema de ecuaciones conduce a las soluciones siguientes:

Movimiento respecto al cimiento	$X = 1/(a_1(1-s))$
Movimiento respecto al cimiento libre	$X + Y + Z = s/(1-s)$
Movimiento absoluto	$X + Y + Z + U = 1/(1-s)$

donde

$$s = 1/a_1 + 1/a_2 + 1/a_3$$

Si el sistema no tuviese interacción, la solución correspondiente vendría definida por las mismas ecuaciones anteriores, como un caso particular en el que las constantes del cimiento (K_2 , C_2 , K_3 y C_3) tienden a infinito. En ese caso particular los movimientos relativos respecto al cimiento y respecto al campo libre serían iguales y definidos por:

$$X^* = 1/(a-1)$$

y el movimiento absoluto vendría dado por:

$$X^* + U = a/(a-1)$$

En estas expresiones a recoge las características del sistema sin interacción

$$a = (K^* + C^* \cdot w \cdot i) / (M \cdot w \cdot w)$$

Se plantea ahora la posibilidad de asimilar el comportamiento de un sistema con interacción inercial al de un sistema equivalente sin interacción; esto es posible ya que las ecuaciones del movimiento son similares. Puede demostrarse que el sistema de un grado de libertad, que viene considerándose, tiene el mismo movimiento absoluto que otro sistema de un grado de libertad de igual masa y con unas constantes de resorte, K^* y C^* , relacionadas con las constantes del sistema con interacción mediante las expresiones:

$$w^{*2} = A/(A^2 + B^2)$$

$$2\beta^{*2} = B/A$$

donde w^* y β^* son la frecuencia natural y el amortiguamiento relativo del sistema equivalente relacionado con sus constantes mediante las expresiones:

$$\begin{aligned} w^{*2} &= K^*/M \\ \beta &= C^* \cdot w/K^* \end{aligned}$$

siendo w , tal como se viene considerando, la frecuencia de la excitación.

En las expresiones anteriores, A y B recogen las características del sistema con interacción:

$$\begin{aligned} A &= 1/(w_1^2 + 4 \cdot \beta_1^2) + 1/(w_2^2 + 4 \cdot \beta_2^2) + 1/(w_3^2 + 4 \cdot \beta_3^2) \\ B &= 2 \cdot 1/(w_1^2 + 4 \cdot \beta_1^2) + 2 \cdot 2/(w_2^2 + 4 \cdot \beta_2^2) + 2 \cdot 3/(w_3^2 + 4 \cdot \beta_3^2) \end{aligned}$$

A su vez, las frecuencias y amortiguamientos relativos que aparecen en estas expresiones vienen dados por:

$$\begin{aligned} w_1^2 &= K_1/M & ; & \quad 2\beta_1 = C_1 \cdot w/K_1 \\ w_2^2 &= K_2/M & ; & \quad 2\beta_2 = C_2 \cdot w/K_2 \\ w_3^2 &= K_3/M \cdot h^2 & ; & \quad 2\beta_3 = C_3 \cdot w/K_3 \end{aligned}$$

Puede verse que cuando los amortiguamientos relativos son pequeños, el sistema equivalente tiene unas características que pueden aproximarse por

$$\begin{aligned} T^{*2} &= T_1^2 + T_2^2 + T_3^2 \\ \beta^{*2} &= (\beta_1 \cdot T_1^2 + \beta_2 \cdot T_2^2 + \beta_3 \cdot T_3^2)/T^2 \end{aligned}$$

donde las variables T son períodos relacionados con las frecuencias correspondientes w por la relación $w \cdot T = 2 \cdot \pi$

El efecto de interacción en el movimiento absoluto del sistema puede aproximarse modificando el período propio de vibración del sistema a un período mayor, que tenga en cuenta la flexibilidad del cimiento, y modificar el amortiguamiento a un valor ponderado de las distintas componentes del amortiguamiento.

Si se hiciese la equivalencia del sistema con interacción y otro sin ella que tuviese el mismo movimiento respecto al campo libre resultarían las mismas expresiones anteriores; como la diferencia entre el movimiento absoluto y el movimiento respecto al campo libre es precisamente el movimiento del terreno, al sumar o restar ese movimiento común la relación de equivalencia sigue manteniéndose.

No ocurre así con los movimientos relativos respecto al cimiento, movimiento éste que es el que más interesa a la hora de estimar esfuerzos sísmicos en una estructura o al interpretar registros de equipos sísmicos.

Puede demostrarse que el sistema con interacción que se viene considerando tiene un movimiento respecto al cimiento, X , proporcional al correspondiente del sistema equivalente antes descrito, X^* , y que la constante de proporcionalidad es:

$$X = X^* \cdot w^{*2} \cdot (1 + 2\beta^* \cdot i) / w_1^2 \cdot (1 + 2\beta_1 \cdot i)$$

Se ha querido demostrar en este apartado que el efecto de interacción inercial equivale a un aumento del período propio de vibración y a una modificación del amortiguamiento en lo que respecta a movimientos absolutos y movimientos respecto al campo libre, y además, en lo que se refiere a movimientos relativos respecto al cimiento, el efecto de interacción conlleva una reducción adicional de la amplitud.

Con motivo de ilustrar estos efectos, se ha preparado un ejemplo sencillo y se ha calculado su respuesta, con y sin interacción inercial, para solicitudes de distinta frecuencia. Los resultados se incluyen en la figura 5.

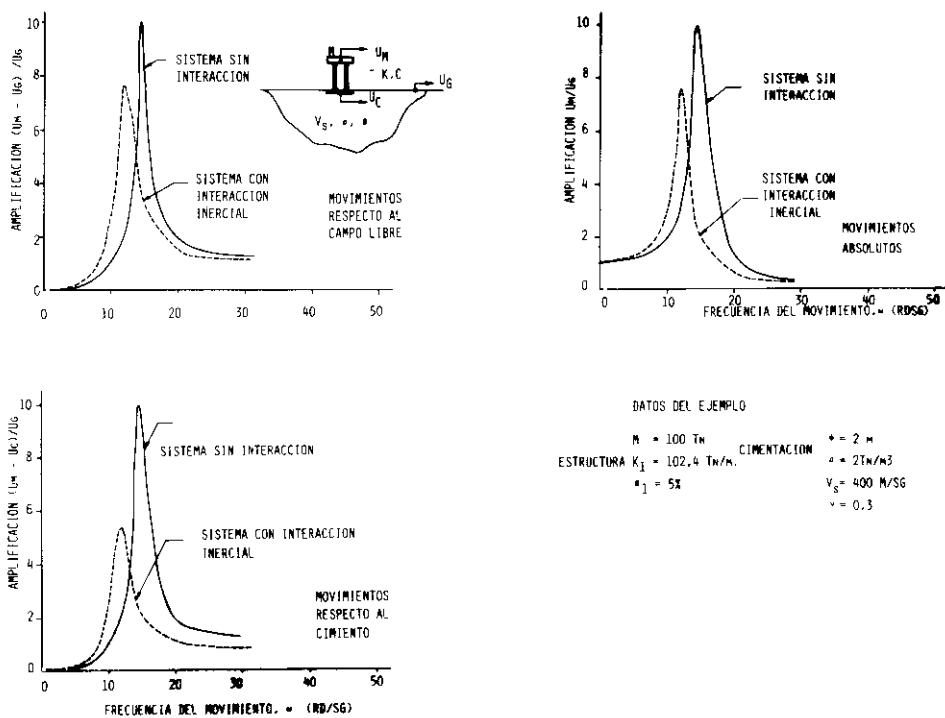


Figura 5.—Respuesta de una estructura con interacción inercial y sin ella, para solicitudes en distinta frecuencia.

Como puede verse, en este caso particular, para las frecuencias bajas la consideración del efecto de interacción aumenta los movimientos, mientras ocurre lo contrario para frecuencias altas. La diferencia de comportamientos es más notable cuando se comparan movimientos relativos respecto al cimiento.

Las ideas expuestas aquí pueden aplicarse al comportamiento sísmico de un sistema de un grado de libertad, ya que la solicitud sísmica es una combinación compleja de ondas senoidales cuya respuesta puede conocerse combinando las respuestas elementales que se han comentado en este apartado.

Para sistemas de varios grados de libertad la consideración del efecto de la interacción inercial obligará a incluir grados de libertad adicionales que representen la flexibilidad del cimiento. Las relaciones carga desplazamiento que se utilizan para estos cálculos son conocidas como constantes de resorte y se comentan a continuación.

4. CONSTANTES DE RESORTE

En el apartado anterior, y con objeto de representar la flexibilidad del cimiento, se han utilizado unas expresiones del tipo:

$$F = K \cdot y + C \cdot \dot{y}$$

que relacionaban el esfuerzo de restitución del cimiento con su movimiento respecto al campo libre. Las funciones K y C son llamadas generalmente constantes de resorte.

Realmente, cuando se estudia el comportamiento de una cimentación frente a solicitudes dinámicas de distinta frecuencia resultan unas funciones de amplificación o de transferencia que, sólo en primera aproximación, pueden representarse por un muelle y un amortiguador. La equivalencia entre el comportamiento de un medio continuo (el semiespacio donde se apoya el cimiento) y un modelo discreto sólo es posible cuando las llamadas constantes de resorte son función de la frecuencia de excitación. En la figura 6 se representa un esquema de esta equivalencia.

Se ha comprobado, sin embargo, que si se hace la equivalencia para una frecuencia determinada, próxima a la frecuencia natural del sistema, las respuestas que se obtienen sustituyendo el semiespacio por unos resortes (muelle y amortiguador) constantes son en general suficientemente aproximadas dentro de la precisión que pueden tener los cálculos sísmicos. En la figura 7 se ilustra este grado de aproximación.

Las constantes de resorte que mejor representan el comportamiento de una cimentación dependen no sólo del terreno, sino también del tipo de cimentación (zapatas, losas, pilotes, etc.) y de sus dimensiones. Por eso existen un gran número de trabajos en este tema que no se quiere tratar aquí con más extensión.

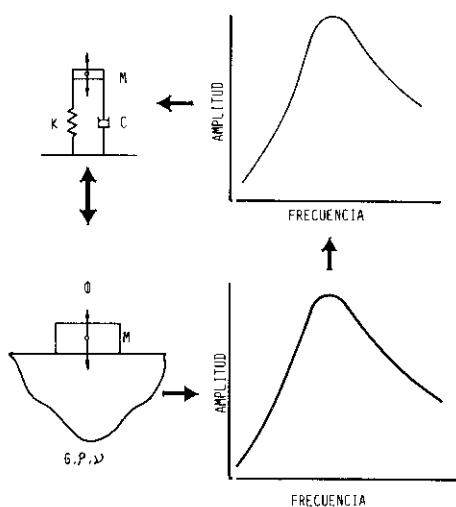


Figura 6. Equivalencia medio continuo-modo de continuo.

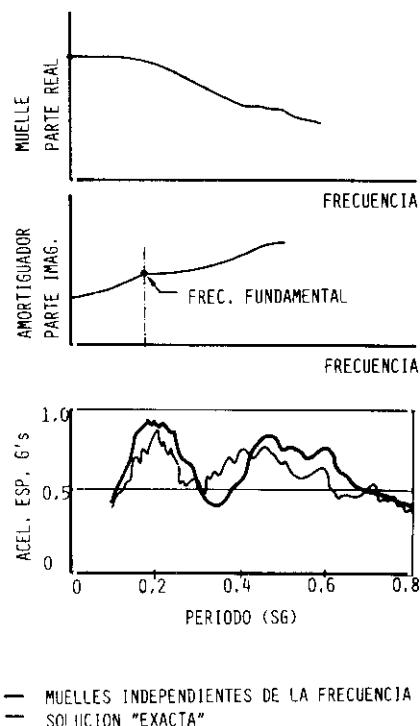


Figura 7.—Funciones de flexibilidad frente a constante de resorte.

Para cimentaciones superficiales de forma sencilla pueden encontrarse soluciones en la literatura técnica en castellano (refs. 5, 13, 20, 21, 22, 31, 34 y 35) o en la literatura extranjera (refs. 2, 3, 4, 10, 11, 15, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 36, 38, 39 y 40).

5. INTERACCION CINEMATICA

Normalmente, las cimentaciones están suficientemente enterradas y son de extensión tal que la hipótesis que se hace en los apartados precedentes, para suponerla puntual y en superficie, puede conducir a ciertas inexactitudes que se quieren comentar en este apartado.

El problema completo de interacción puede ilustrarse con un esquema como el de la figura 8, donde se representa un caso bidimensional. En esa figura se indica la forma en que la ecuación matricial del movimiento puede desdoblarse en una ecuación previa, que representa la interacción cinemática, y otra ecuación final, que representa la interacción inercial.

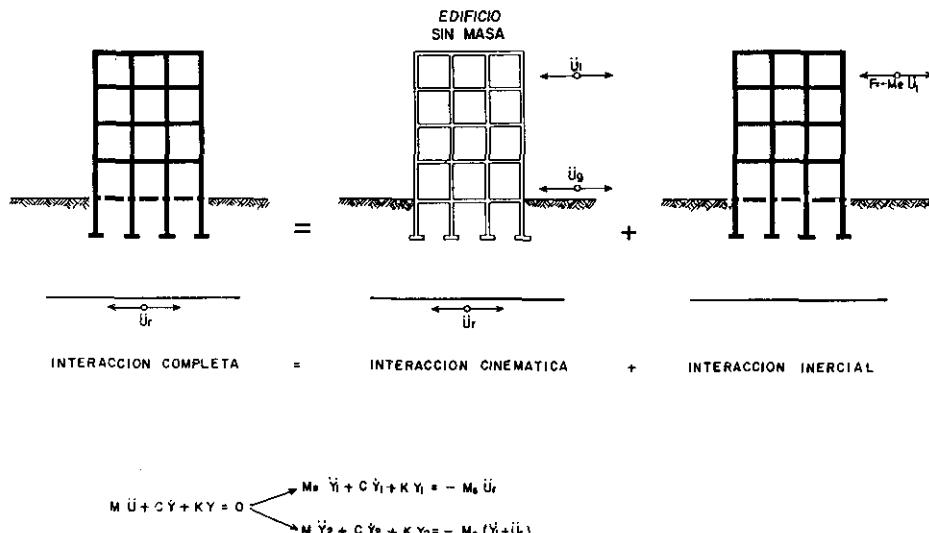


Figura 8. -Descomposición del fenómeno de interacción para un caso bidimensional.

Las ecuaciones de la interacción cinemática permiten calcular el movimiento (términos independientes de las ecuaciones) con el que habría de resolverse las ecuaciones de la interacción inercial para tener una respuesta completa del sistema. La interacción cinemática tiene un efecto que equivale a modificar el movimiento de cálculo en el estudio de la interacción inercial, parte ésta sobre cuya solución ya se ha comentado.

Hay casos particulares en los que la interacción cinemática tiene efecto nulo. Por ejemplo el caso teórico de cimentación puntual en superficie que ya se postuló, o el caso particular de una cimentación superficial que sólo estuviese solicitada por ondas de corte de propagación vertical: ondas SV. En estos casos el movimiento relativo respecto al cimiento de una estructura sin masa (tal es el movimiento añadido por el efecto de la interacción cinemática) sería exactamente nulo; la estructura y su cimiento se moverían de manera idéntica.

Cuando las ondas sísmicas no son exclusivamente del tipo SV y sobre todo cuando la cimentación se realiza a una profundidad notable, el efecto de la interacción cinemática puede tener una importancia grande.

Resolver un problema de interacción cinemática es prácticamente igual de complejo que resolver de una vez el correspondiente problema completo. El desdoblamiento que se ha hecho tiene la utilidad de poder resolver de una forma, aunque sea aproximada, la parte cinemática y poder utilizar un procedimiento más detallado para la parte inercial, que es más fácil de resolver.

El problema de la interacción cinemática (o el problema completo) han de resolverse mediante técnicas numéricas como el método de los elementos finitos, el método de los elementos de contorno o métodos mixtos que pueden estudiarse a través de la literatura específica de la que se han seleccionado algunas referencias de interés que se incluyen al final (refs. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 12, 14, 16, 18, 19, 29, 30, 32 y 33).

Sólo a título de ejemplo se han tomado unos datos de la ref. 9 para ilustrar la importancia que puede tener la parte cinemática en el efecto de interacción. Se trata del edificio de contención de un reactor nuclear cimentado a cierta profundidad en un depósito de suelos cuya deformabilidad se caracterizó definiendo, como es usual, las velocidades de propagación de las ondas de corte (Fig. 9).

El movimiento de cálculo en este caso es un tren de ondas SV. El espectro de respuesta de ese tren de ondas, así como las modificaciones sufridas al propagarse a través del cimiento y de la estructura, pueden verse en la figura 10.

Si se hubiese resuelto el mismo caso, pero sólo contabilizando el efecto de la interacción inercial habrían resultado otros movimientos, tal como se ilustra en la comparación de la figura 11. Como puede verse, para este caso, la interacción cinemática tiene un efecto notable, reduciendo la amplitud del movimiento en distintas partes de la estructura y del cimiento. Como quiera que parte de ese efecto es, sin duda, debido a hipótesis simplificativas del método de cálculo, es frecuente realizar estudios de sensibilidad antes de dar por buenos unos resultados concretos.

En el proyecto antisísmico de estructuras, es frecuente despreciar o limitar el posible efecto favorable de la interacción cinemática. En otro tipo de problema, como pudiera ser la interpretación de registros sísmicos, no parece posible adoptar posturas de este tipo.

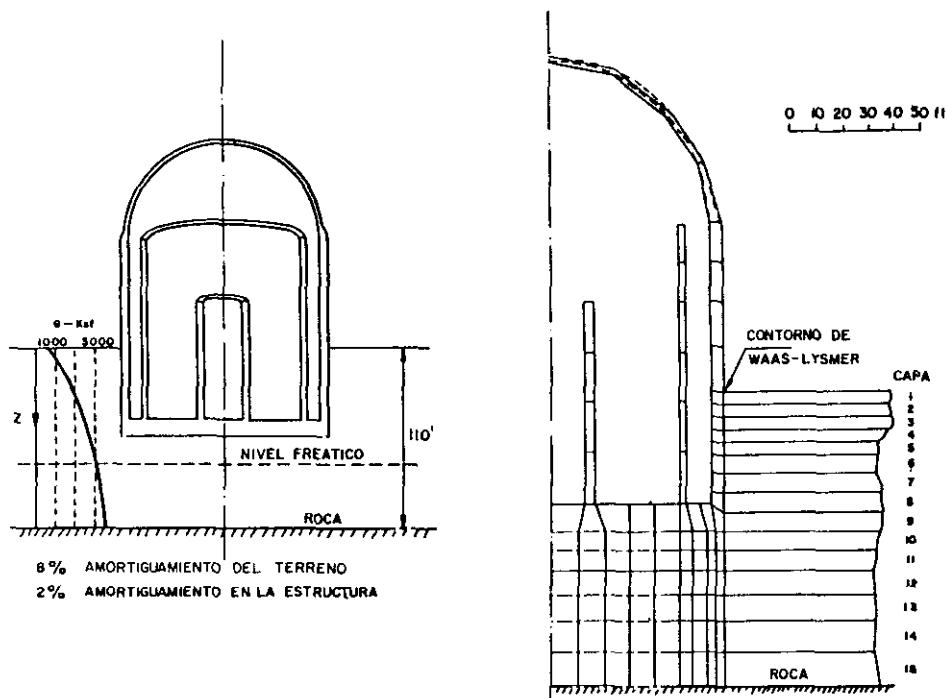


Figura 9.—Sistema suelo-estructura representado mediante elementos finitos axisimétricos (Kausel y Roesset, 1974).

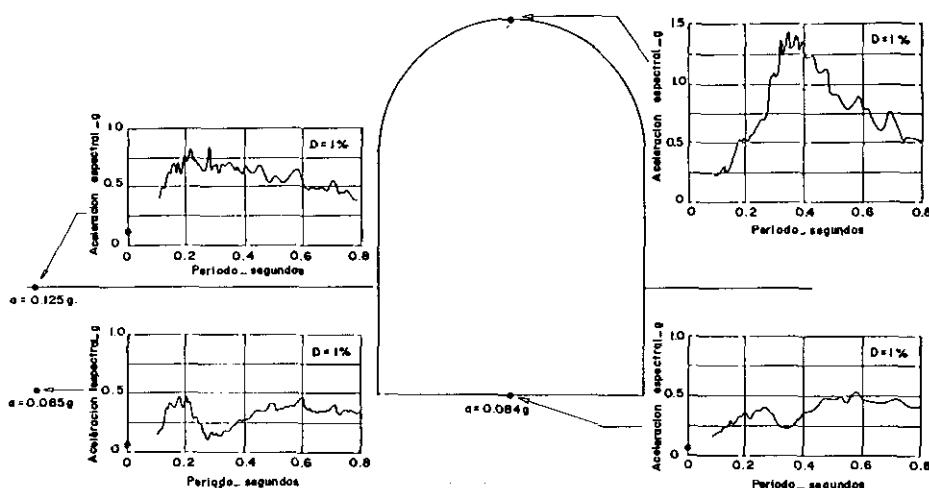


Figura 10.—Espectros de respuesta, en el caso anterior, en distintas partes de la estructura (facilitado por Kausel, Stone y Webster).

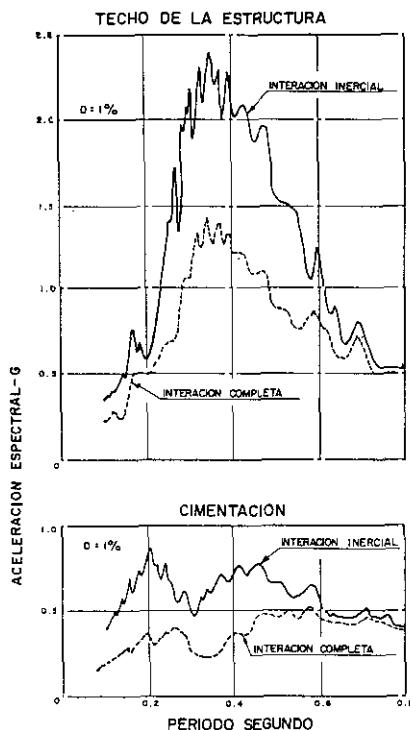


Figura 11.—Comparación de los espectros de respuesta obtenidos para el análisis inercial y el completo (facilitado por Kausel, Stone y Webster).

En la figura 12 se incluyen resultados parciales del estudio de interacción de la instalación de un equipo de registro de aceleraciones. La amplificación de las aceleraciones del suelo en campo libre para cada tipo de frecuencia viene dado por la función de transferencia que depende de la geometría de la instalación y de las características del terreno. Este tipo de estudios se cree imprescindible si se quiere dar cierta precisión a la interpretación de los registros correspondientes.

6. CONTRASTE

Para terminar este breve repaso de los efectos de la interacción terreno-estructura, se ha querido incluir un ejemplo de contraste entre una solución teórica y un caso real observado. Tal contraste se incluye en la figura 13.

La solución teórica está basada en las hipótesis habituales del proyecto antisísmico de estructuras de centrales nucleares, principalmente que el movimiento horizontal está causado por ondas SV y el movimiento vertical

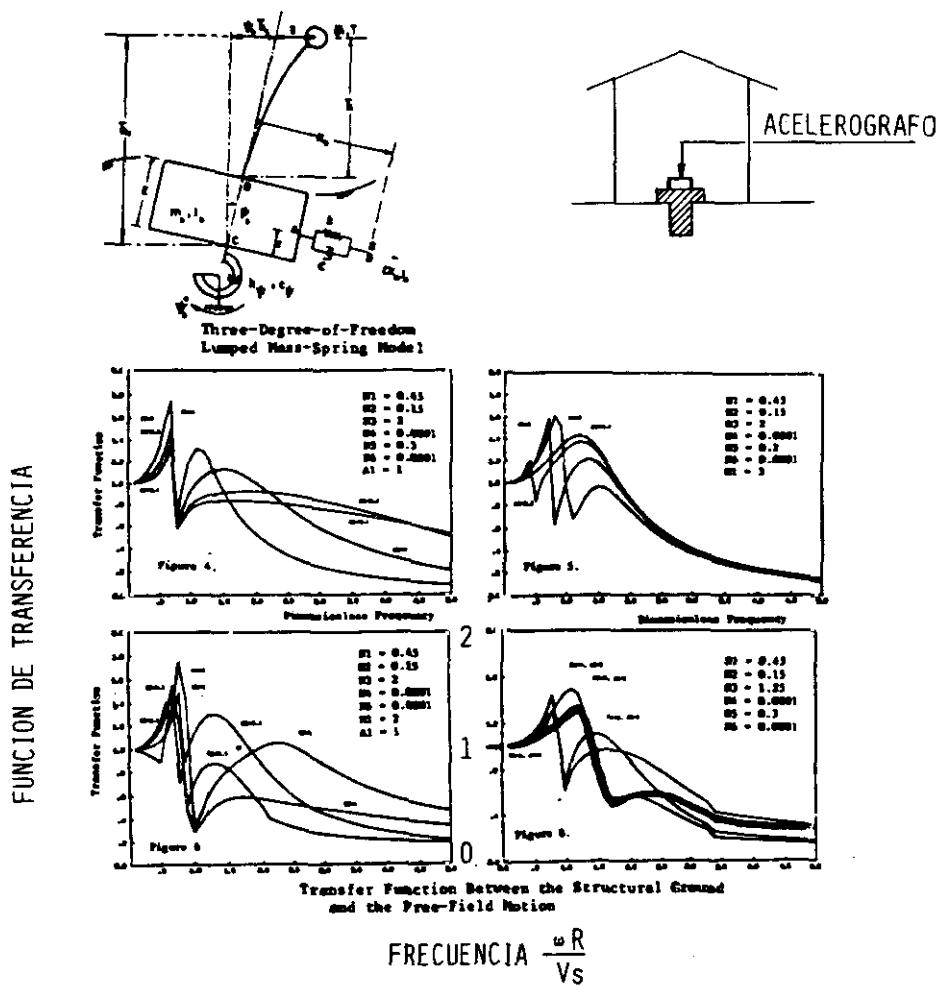


Figura 12.—Funciones de transferencia para la instalación de un sismógrafo (Erdick *et al.*, Conf. Eur. de Ing. Sísmica, Lisboa, 1986).

por ondas PV, que el comportamiento de los materiales es asimilable al del modelo lineal equivalente y que no existen fenómenos de interacción con otras estructuras próximas.

La mencionada figura es un índice de la capacidad actual de modelar numéricamente el efecto de la interacción suelo-estructura. La capacidad de los ordenadores está en plena evolución y sin duda la fidelidad de simulación de los fenómenos naturales será mucho más alta en un futuro próximo. Entonces podrán conocerse más detalles sobre los parámetros que realmente controlan este problema complejo.

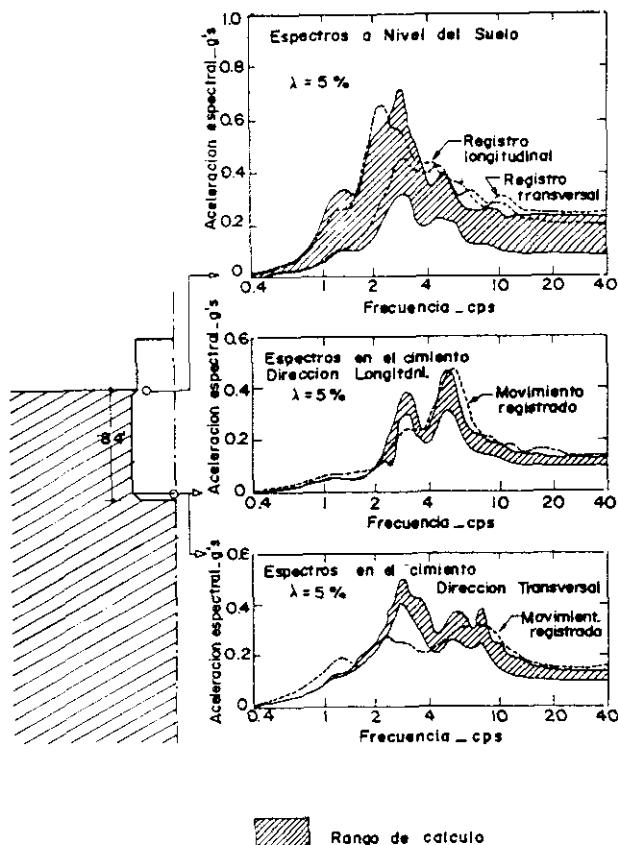


Figura 13.—Efectos del terremoto de Ferndale (junio 1975) en la central de Humbolt Bay.

REFERENCIAS

1. Asce (1975): «Analysis for Soil Structure Interaction Effects for Nuclear Power Plants». Reports of the Ad-hoc group Nuclear Structures and Materials Committee of the Structural Division.
2. A. T. C.: «Applied Technology Council» (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings». N.S.F. Publication 78-8.
3. Berger, E. (1975): «Seismic Response of Axisymmetric soil - Structure Systems», Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley, 1975.
4. Corsanego A.; Del Grosso, A., y D. Stura (1979): «Tecniche Numeriche di Calcolo per Problemi di Interazione Suolo-Struttura in Dinamica Sismica». Istituto di Scienze delle Costruzioni. Università di Genova. Pubblicazione n. 280.
5. Dominguez J., y R. Abascal (1982): «El uso de una Solución Compuesta en el Cálculo de Rigididades Dinámicas por medio del Método de los Elementos de Contorno». *Anales de Ingeniería Mecánica*, núm. 1, 1982.

6. Gómez-Massó, A. (1982): «Soil-Structure Interaction by the Superposition Method». Primer Simposium Nacional sobre Aplicaciones del Método de Elementos Finitos en Ingeniería. Barcelona, 15-17 de diciembre de 1982.
7. González, J. J. (1977): «Dynamic Interaction between Adjacent Structures», Research Report R 77-30. Dept. Civil Engineering M.I.T. Cambridge. Mass.
8. González, J. J. (1978): «Interacción Suelo-Estructura: Interacción Dinámica entre Estructuras Adyacentes». Seminario sobre Criterios Sísmicos para Instalaciones Nucleares y Obras Públicas. Asociación Española de Ingeniería Sísmica, Madrid, 29-30 de marzo de 1978.
9. Kausel, E., y Roessel, J. M. (1974): «Soil-Structure Interaction Problems for Nuclear Containment Structures», ASCE Specialty Conference, Denver Colorado.
10. Kausel, E.; Roessel, J. M., y G. Wass (1975): «Dynamic Analysis of Footings en Layered Media», Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, vol. 101. núm. EMS, 1975, pp. 679-693.
11. Kausel, E., y R. Ushijima (1979): «Vertical and Torsional Stiffness of Cylindrical Footings». M.I.T. Research Report R76-9. Dept. Civil Engineering.
12. Kausel, E.; R. Peek (1982): «Boundary Integral Method for Stratified Soils». M.I.T. Dept. Civil Engineering. Cambridge Mass. Report No. R82-50.
13. Lorente de No, C., y Soriano, A. (1980): «Cimentaciones sometidas a efectos dinámicos», Capítulo 7 de «Geotécnica y Cimientos», III. J. A. Jiménez Salas. Ed. Rueda, Madrid.
14. Lam, P. C., y R. J. Scavuzzo (1982): «Formulation of Torsional Soil Structure Interaction of Structures with Base Masses and Wave Average Effects». Proc. Conference en Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Southampton, 13-15 julio 1982.
15. Luco, J. E. (1974): «Impedance Functions for Rigid Foundation on Layered Medium». Nuclear Engineering and Design, núm. 31, pp. 204-217.
16. Lysmer, J.; Uda, T.; Tsai, C., F., y Seed, H. B. (1975): «FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems». University of California, Berkeley. Report. No EERC 75/30.
17. Martín, A. J., y A. López Arroyo (1980): «Tendencias actuales en la Normativa Sismorresistente de Edificación». Instituto Geográfico Nacional. Publicación Técnica, 11-1980.
18. Matthees, W., y G. Magiera (1982): «A Sensitivity Study of Seismic Soil-Structure Interaction Problems for Nuclear Power Plants». Nuclear Engineering and Design, 73 (1982), pp. 343-363.
19. Morgan J. R.; Hall, W. J., y N. M. Newmark (1983): «Seismic Response Arising from Traveling Waves», Journal of Structural Engineering Proc. ASCE, vol. 109, núm. 4, abril 1983, pp. 1010-1027.
20. Navarro, C. (1982): «Cálculo del amortiguamiento por radiación en la vibración forzada de un cuerpo que descansa sobre un estrato elástico». Cuadernos Eptisa, núm. 3, abril 1982.
21. Navarro C., y Ordóñez, A. (1982): «Respuesta Sísmica en Galerías. Una aplicación del M.E.F. a la Resolución de Problemas de Interacción». Primer Simposium Nacional sobre Aplicaciones del Método de Elementos Finitos en Ingeniería. Barcelona, 15-17 de diciembre 1982.
22. Navarro, C., y A. Soriano (1983): «La Interacción, Suelo-Estructura en el Comportamiento Sísmico de Chimeneas». Reunión de la Sociedad Nuclear Española. Sevilla, diciembre 1983.
23. Novak, M., y B. Sharnoubi (1983): «Stiffness Constants of Single. Piles». Proc. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, vol. 109, núm. 107, julio 1983, páginas 961-974.
24. Parmelee, R.; Perelman, D. S., y S. L. Lee (1969): «Seismic Response of Multistory Structures on Flexible Foundations». Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 29, pp. 1061-1070.
25. Poulos, H. G., y E. H. Davis (1974): «Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics». J. Wiley and Sons. Inc.

26. Reissner (1936): «Stationare, axialsymmetrische durch eine Schüttende Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraume». *Ingenieur Archiv.*, vol. 8, núm. 4, pp. 229-245.
27. Richart, F. E.; Hall, J. R., y R. A. Woods: «Vibrations of Soils and Foundations». Prentice Hall, Inc.
28. Roesset, J. M. (1980): «Stiffness and Damping Coefficients of Foundations». *Dynamic Response of Pile Foundations: Analytical aspects*. ASCE National Convention, Fla. Oct. 1980, pp. 1-30.
29. Roesset, J. M. (1980): «The Use of Simple Models in Soil Structure Interaction». Proc. Specialty Conference. Civil Engineering and Nuclear Power. ASCE. septiembre 15-17, 1980. Knoxville, Tennessee.
30. Romo-Organista, M.; Chen J., Lysmer J., y H. B. Seed (1980): «PLUSH. A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction». Earthquake Engineering Research Center. Report EERC-77/01, septiembre 1980, Universidad de California, Berkeley, California.
31. Rubio, A.; Navarro, C., y L. M. Rivera (1982): «Interacción Suelo Estructura en Cimentaciones sobre Estratos de Dibl Espesor». Primer Simposium Nacional sobre las Aplicaciones del Método de los Elementos Finitos en Ingeniería, Barcelona, 15-17, diciembre 1982.
32. Scanlan, R. H. (1976): «Seismic Wave Effects on Soil-Structure Interaction». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 4, pp. 379-388.
33. Seed, H. B., y Lysmer (1978): «Soil Structure Interaction Analysis by Finite Elements. State of the Art». *Nuclear Engineering and Desing*. 46, núm. 2, 1978.
34. Soriano, A. (1977): «Interacción Dinámica Suelo-Estructura». Jornadas Técnicas sobre Ingeniería Sísmica. E.T.S. Ingenieros de Caminos. Barcelona, 21-22 marzo 1977.
35. Soriano, A. (1981): «Interacción Suelo-Estructura». *Curso Básico de Ingeniería Sísmica*. Tema núm. 7, E.T.S. Ingenieros de Caminos. Santander, 1-6 junio 1981.
36. Tyson, Th. R., y E. Kausel (1983): «Dynamic Analysis of Axisymmetric Pile Groups». M.I.T. Dept. of Civil Engineering. Cambridge Madd. Report No. R83-07.
37. U.S.NRC (1978): «Development of Floor Design Response Spectra for Seismic Desing of Floor-Supported Equipment or Components». R.G. 1. 122 Rew. 1 febrero 1978.
38. Veletsos, A. S. (1977): «Dynamics of Structure-Foundations Systems». *Structure and Geotechnical Mechanics*. A. Volume Honoring N.M. Newmark W. J. Hall. Editor. Prentice Hall, pp. 333-361.
39. Veletsos, A. S. y Meek (1974): «Dynamic Behaviour of Building Foundation Systems». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, núm. 2. 121-38 (octubre-diciembre 1974).
40. Vélez, A.; Gazetas G., y R. Krishnan (1983): «Lateral Dynamic Response of Constrained Head Piles». *Proc. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, vol. 109, núm. 108, agosto 1983, pp. 1063-1081.