

Capítulo 3

El MEC en la Interacción Suelo-Estructura.

3.1 RIGIDEZ DINÁMICA DE CIMENTACIONES

Como hemos comentado, uno de los pasos principales en el análisis dinámico de estructuras teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura es la determinación de la rigidez dinámica de cimentaciones, también conocida como impedancia dinámica. En la mayoría de los problemas donde el efecto de la interacción suelo-estructura es importante, la cimentación puede ser estudiada como un cuerpo rígido. Cuando la cimentación es una zapata continua, pudiendo ser representada por un modelo plano (figura 4.1), tiene tres grados de libertad correspondientes a las coordenadas vertical, horizontal y de cabeceo (giro). Para cimentaciones tridimensionales (figura 4.2) cada vector tiene seis componentes: una vertical, dos horizontales, dos de cabeceo y una torsional.

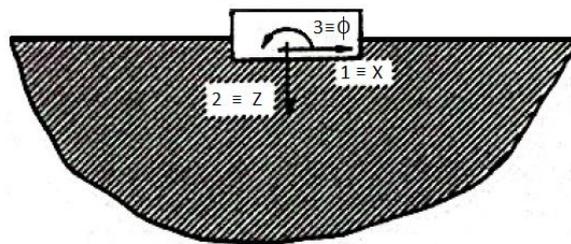


Figura 3.1: Cimentación bidimensional (zapata continua)

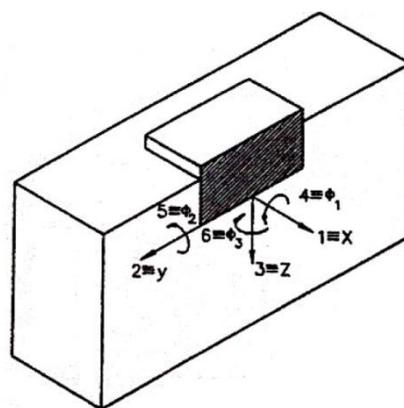


Figura 3.2: Cimentación tridimensional

Para excitaciones armónicas con frecuencia ω , la matriz de rigidez dinámica se define como la matriz que relaciona el vector de fuerzas (fuerzas y momentos) aplicados a la cimentación y el vector de desplazamientos (desplazamientos y giros) resultante, cuando la cimentación se asume que es sin masa.

$$R = K \cdot u \quad (3.1)$$

$$\begin{bmatrix} R_x \\ R_y \\ R_z \\ M_{xx} \\ M_{yy} \\ M_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_{xz} & K_{x\phi_1} & K_{x\phi_2} & K_{x\phi_3} \\ K_{yx} & K_y & K_{yz} & K_{y\phi_1} & K_{y\phi_2} & K_{y\phi_3} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_z & K_{z\phi_1} & K_{z\phi_2} & K_{z\phi_3} \\ K_{\phi_1x} & K_{\phi_1y} & K_{\phi_1z} & K_{\phi_1} & K_{\phi_1\phi_2} & K_{\phi_1\phi_3} \\ K_{\phi_2x} & K_{\phi_2y} & K_{\phi_2z} & K_{\phi_2\phi_1} & K_{\phi_2} & K_{\phi_2\phi_3} \\ K_{\phi_3x} & K_{\phi_3y} & K_{\phi_3z} & K_{\phi_3\phi_1} & K_{\phi_3\phi_2} & K_{\phi_3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{bmatrix}$$

o bien

$$\begin{bmatrix} R_x \\ R_y \\ R_z \\ M_{xx} \\ M_{yy} \\ M_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{bmatrix}$$

Los términos de la matriz K son funciones de la frecuencia ω y cada K_{ij} representa la fuerza o momento resultante, siguiendo la coordenada i , de las tracciones de contacto cuando un desplazamiento o giro unitario armónico en la dirección j se aplica a la cimentación. En definitiva, la matriz K debería ser llamada rigidez o impedancia del suelo para una determinada forma de la cimentación.

Hay que decir que las fuerzas y desplazamientos relacionados por la ecuación (3.1) están generalmente fuera de fase. Es conveniente, entonces, usar notación compleja para representar las fuerzas y los desplazamientos. Las componentes de la rigidez se escriben también como

$$K_{ij}(\omega) = Re(K_{ij}) + i \cdot Img(K_{ij}) \quad (3.2)$$

donde $i = \sqrt{-1}$.

La parte real de la rigidez se relaciona a las propiedades de rigidez e inercia del suelo. La parte imaginaria muestra el amortiguamiento del sistema. El principal efecto del amortiguamiento es debido a la energía disipada por las ondas propagándose lejos de la cimentación (amortiguamiento por radiación). Es obvio que desde que esta clase de amortiguamiento se asocia a la radiación de onda, debe emplearse un modelo de semiespacio (elástico y lineal, u otro modelo) que permita representar este fenómeno. Además del amortiguamiento por radiación, generalmente también existirá un amortiguamiento debido al material (histerético).

El amortiguamiento por radiación es altamente dependiente de la frecuencia. Debido a esto, las componentes de la rigidez usualmente se escriben como

$$K_{ij}(\omega) = K_{0ij} \cdot (k_{ij} + i \cdot a_0 \cdot c_{ij}) \quad (3.3)$$

donde K_{0ij} es el valor estático de la componente ij de la rigidez, k_{ij} y c_{ij} son los coeficientes dependientes de la frecuencia, $a_0 = \frac{\omega \cdot B}{c_s}$, B es la longitud característica (semiancho o diámetro) de la cimentación, y c_s es, normalmente, la velocidad de la onda transversal. (La notación c_p y c_s usual en ingeniería sísmica para velocidades de onda P y S respectivamente, se usan en lugar de c_1 y c_2).

Cuando el amortiguamiento del material existe en un intento de aislar el efecto de estos tipos diferentes de amortiguamientos, se escribe la rigidez dinámica en la forma siguiente:

$$K_{ij}(\omega) = K_{0ij} \cdot (k_{ij} + i \cdot a_0 \cdot c_{ij}) \cdot (1 + 2i\beta) \quad (3.4)$$

donde β es la relación de amortiguamiento (histerético). Los coeficientes k_{ij} y c_{ij} todavía dependen de la rigidez del material; sin embargo, para sedimentos de suelos profundos y valores de β típicos, esta dependencia es pequeña.

En una forma similar a la utilizada para definir la matriz de rigidez, uno se puede definir su inversa por

$$u = F \cdot R \quad (3.5)$$

La matriz F, de forma matricial semejante a la de K, frecuentemente usada en perjuicio de la matriz de rigidez, se conoce como matriz de flexibilidad dinámica. En lo sucesivo, la matriz de rigidez y la matriz de flexibilidad se usarán indistintamente, aunque será utilizada para el cálculo de los factores de interacción cinemática. Siguiendo con la notación compleja, la flexibilidad dinámica puede ser escrita como

$$F_{ij}(\omega) = Re(F_{ij}) + i \cdot Img(F_{ij}) \quad (3.6)$$

Si se considera el suelo como dominio en estudio, ya sea homogéneo o no, y se conocen unas determinadas condiciones de contorno, generalmente de tensión nula en la superficie libre, será preciso en primer lugar efectuar una discretización del contorno por medio de elementos y nodos; ahora bien, dicho contorno puede considerarse formado por varios tipos de superficies cuyo tratamiento numérico va a ser distinto.

Para llevar a cabo la discretización de la representación integral, una vez dividido el contorno en esa serie de elementos, se descomponen las integrales sobre el contorno en integrales sobre cada uno de dichos elementos, de forma que si existen NE elementos, la representación integral del MEC se puede expresar como

$$c_{lk}^i \cdot u_k^i + \int_{\Gamma} p_{lk}^* \cdot u_k d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{lk}^* \cdot p_k d\Gamma \quad (3.7)$$

$$c_{lk}^i \cdot u_k^i = \int_{\Gamma} u_{lk}^* \cdot p_k d\Gamma - \int_{\Gamma} p_{lk}^* \cdot u_k d\Gamma \quad (3.8)$$

MEDIOS HOMOGENEOS Y NO HOMOGENEOS

En los problemas de interacción suelo-estructura la geometría usual (semiespacio) es del tipo de la mostrada, para el caso bidimensional, en la figura 3.3. En ella pueden distinguirse tres tipos de superficies o contornos que definen el dominio:

1. En primer lugar se puede distinguir la superficie Γ_1 (interfase zapata-terreno) definida por la forma de la cimentación, que deberá moverse como un sólido rígido, ya que ésta se considera infinitamente rígida;
2. en segundo lugar, la superficie Γ_2 , correspondiente a la superficie libre, que se extiende desde los bordes de la cimentación hacia el infinito;

3. y por último, la superficie Γ_3 que cierra el dominio por el infinito.

Para un punto i perteneciente a las superficies Γ_1 o Γ_2 , la representación integral en la forma dada en (4.8) será:

$$c_{lk}^i \cdot u_k^i = \left\{ \int_{\Gamma_1} u_{lk}^* \cdot p_k d\Gamma - \int_{\Gamma_1} p_{lk}^* \cdot u_k d\Gamma \right\} + \left\{ \int_{\Gamma_2} u_{lk}^* \cdot p_k d\Gamma - \int_{\Gamma_2} p_{lk}^* \cdot u_k d\Gamma \right\} + \left\{ \int_{\Gamma_3} u_{lk}^* \cdot p_k d\Gamma - \int_{\Gamma_3} p_{lk}^* \cdot u_k d\Gamma \right\} \quad (3.9)$$

A partir de las condiciones de regularidad y radiación, se puede demostrar que la integral sobre Γ_3 se hace cero (Kupradze (1963), Eringer y Suhubi (1975)).

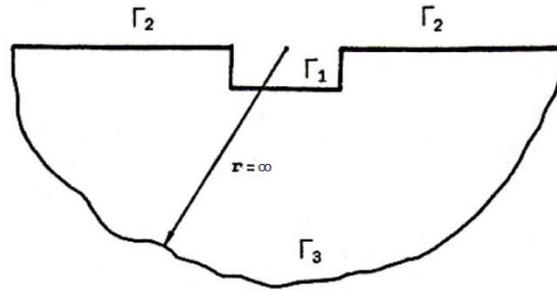


Figura 3.3: Contornos del terreno a discretizar

Si se discretizan las superficies Γ_1 y Γ_2 en elementos y nodos, y se plantea la representación (4.9) en función de las variables de campo en dichos nodos y tenemos

$$c_{lk}^i \cdot u_k^i = \left\{ \sum_{j=1}^{NE_1} \left\{ \int_{\Gamma_1^j} u^* \cdot \Phi d\Gamma \right\} \cdot p^j - \sum_{j=1}^{NE_1} \left\{ \int_{\Gamma_1^j} p^* \cdot \Phi d\Gamma \right\} \cdot u^j \right\} + \left\{ \sum_{j=1}^{NE_2} \left\{ \int_{\Gamma_2^j} u^* \cdot \Phi d\Gamma \right\} \cdot p^j - \sum_{j=1}^{NE_2} \left\{ \int_{\Gamma_2^j} p^* \cdot \Phi d\Gamma \right\} \cdot u^j \right\} + \left\{ \sum_{j=NE_2+1}^{\infty} \left\{ \int_{\Gamma_2^j} u^* \cdot \Phi d\Gamma \right\} \cdot p^j - \sum_{j=NE_2+1}^{\infty} \left\{ \int_{\Gamma_2^j} p^* \cdot \Phi d\Gamma \right\} \cdot u^j \right\} \quad (3.10)$$

donde NE_1 es el número de elementos situados sobre la superficie Γ_1 ; NE_2 es el número de los elementos de Γ_2 más cercanos a Γ_1 , habiéndose considerado separadamente la integral sobre Γ_2 a partir del elemento NE_2 . Esta última integral será tratada de forma particular en el problema del cálculo de las rigideces de la cimentación. Tengamos presente que todos los coeficientes de la ecuación (3.10) se refieren a vectores (u^j, p^j) o tensores (u^*, p^*, Φ).

Si el medio estuviera formado por una serie de subdominios de propiedades distintas (estratos), lo cual no estudiaremos en este proyecto (terrenos no homogéneos, su geometría es normalmente del tipo de la mostrada en las figuras 3.4a y 3.4b. Estos casos basta plantear la representación integral para cada uno de los contornos de los subdominios considerados y efectuar el acoplamiento mediante las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad en las interfases estrato-estrato.

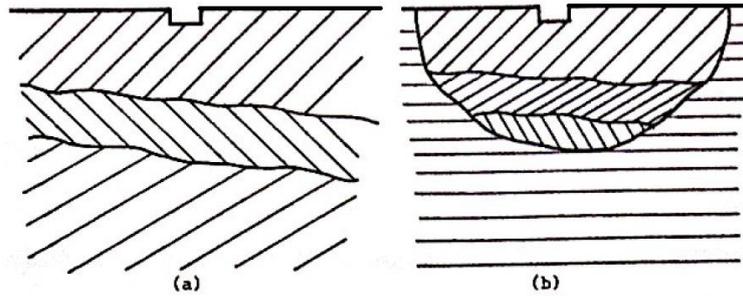


Figura 3.4: Contornos de terrenos no homogéneos

Las integrales sobre el contorno que cierra por el infinito seguirán siendo nulas; las extendidas a contornos finitos se expresaran mediante un sumatorio extendido a los nodos que la forman; y las que se refieran a contornos que se extienden al infinito se tratarán de forma similar a como se ha hecho Γ_2 en (3.10).

CALCULO DE RIGIDECES DE CIMENTACIONES

Si se considera una cimentación mucho más rígida que el suelo que la soporta y rodea, sus desplazamientos corresponderán aproximadamente a los de un sólido rígido, por lo que si se conoce su geometría basta conocer las componentes del desplazamiento y giro en uno cualquiera de sus puntos para determinar los desplazamientos que se producen en cualquier otro punto de la cimentación (interfase).

Si llamamos u al vector de desplazamientos de un punto cualquiera de coordenadas (x_i, y_i, z_i) , u^c al vector de desplazamiento como sólido rígido de la cimentación para un punto de referencia de coordenadas (x_r, y_r, z_r) y L es una matriz de transformación que depende de la posición del punto de cálculo respecto del punto de referencia, de manera que

$$\begin{aligned}
 u &= (u_x \quad u_y \quad u_z)^T \\
 u^c &= (u_x^c \quad u_y^c \quad u_z^c \quad \theta_x^c \quad \theta_y^c \quad \theta_z^c)^T \\
 L &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & (z_i - z_r) & (y_r - y_i) \\ 0 & 1 & 0 & (z_r - z_i) & 0 & (x_i - x_r) \\ 0 & 0 & 1 & (y_i - y_r) & (x_r - x) & 0 \end{bmatrix} \quad (3.11)
 \end{aligned}$$

dados los desplazamientos y giros como sólido rígido de la cimentación, los desplazamientos del punto de cálculo del movimiento podrán expresarse por medio de

$$u = L \cdot u^c \quad (3.12)$$

Si se calculan las tracciones que la cimentación ejerce sobre el terreno en aquel contorno en el que ambos se hallan en contacto (la interfase cimentación-terreno, denominada por Γ_1 en la figura 3.3), podremos obtener la resultante de las tracciones en el punto de referencia, mediante la integración de las mismas sobre dicha superficie, de la forma

$$R^c = \int_{\Gamma_1} L^T \cdot p \, d\Gamma \quad (3.13)$$

donde L^T es la matriz traspuesta de la matriz L anterior y p es el vector tensión en cada punto de la cimentación. Si se supone la superficie Γ_1 discretizada en NE_1 elementos, cada uno de ellos con N_j nodos, la expresión (3.13) tomará la forma

$$R^c = \sum_{j=1}^{NE_1} \sum_{i=1}^{N_j} (L^T \cdot p^i \cdot \Phi) \quad (3.14)$$

La resultante será un vector del tipo

$$R^c = (R_x^c \quad R_y^c \quad R_z^c \quad M_x^c \quad M_y^c \quad M_z^c)^T \quad (3.15)$$

y corresponde, teniendo en cuenta que los esfuerzos aplicados sobre la interfase deben ser los mismos que los ejercidos sobre la cimentación al considerarse esta rígida, a la carga que es necesario aplicar sobre la cimentación para producir en ella un movimiento determinado, definido inicialmente.

La resultante de esfuerzos sobre el punto de referencia, y los desplazamientos y giros como sólido rígido están relacionados mediante la matriz de rigidez de la cimentación K

$$R^c = K \cdot u^c \quad (3.16)$$

definiéndose cada uno de sus términos K_{ij} como la resultante de las tensiones en la dirección i , en un punto de referencia $r = (x_r, y_r, z_r)$, que se producen sobre la cimentación al aplicar a esta un desplazamiento o giro unitario según j como sólido rígido, supuesto este movimiento referido a idéntico punto que la resultante.

El punto de referencia respecto al cual se aplican los desplazamientos y giros como sólido rígido y se calcula la resultante, se elige usualmente en las coordenadas X_1 y X_2 del centro de gravedad de la cimentación y en la coordenada X_3 del fondo de esta, lo cual también hemos considerado en el proyecto.

Para el cálculo de rigideces dinámicas de cimentaciones rígidas aplicaremos como técnica numérica el MEC, considerando condiciones de tensión nula sobre la superficie libre (Γ_2) del suelo ($u^j = 0$), e imponiéndose unas condiciones de desplazamiento como sólido rígido ($u^j = \underline{u}^j$, e iguales a las que experimenta la cimentación, en la interfase cimentación-suelo (Γ_1), siendo en este caso el desplazamiento o giro unitarios. Con estas condiciones de contorno y una discretización determinada se puede plantear para cada nodo una representación de su desplazamiento similar a la realizada en (3.10); y con el conjunto de ellas un sistema de ecuaciones cuyas incógnitas serán los desplazamientos en la superficie libre del suelo y las tensiones sobre la interfase, o lo que es lo mismo, sobre la cimentación. Una vez conocidas estas tensiones, actuaremos a de forma similar a como comentamos antes, calculando su resultante respecto al punto de referencia con lo cual se obtiene la columna de la matriz de rigidez de la cimentación correspondiente al movimiento impuesto.

Debido a que la excitación del problema se encuentra confinada en la cimentación es razonable pensar que la contribución de las sucesivas integrales sobre

la superficie Γ_2 de la figura 3.3, ecuación (3.10), se hace menor a medida que el punto sobre el cual se integra se aleja, ya que las tensiones y desplazamientos correspondientes a la solución fundamental son respectivamente de orden $1/r^2$ y $1/r$, siendo r la distancia entre los puntos de aplicación de la carga puntual armónica (estado de Stokes) y de cálculo del movimiento o tensión.

Si se plantea la ecuación (3.10) para un nodo i cualquiera de la interfase o de la superficie libre de tensiones se tendrá de una manera más desarrollada

$$c^i \cdot u^i = \sum_{j=1}^{NE_1} \left\{ \int_{\Gamma_1^j} u^* \cdot \Phi \cdot J d\xi \right\} \cdot p^j - \left\{ \int_{\Gamma_1^j} p^* \cdot \Phi \cdot J d\xi \right\} \cdot \bar{u}^j - \sum_{j=1}^{NE_2} \left\{ \int_{\Gamma_2^j} p^* \cdot \Phi \cdot J d\xi \right\} \cdot u^j - \sum_{j=NE_2+1}^{\infty} \left\{ \int_{\Gamma_2^j} p^* \cdot \Phi \cdot J d\xi \right\} \cdot u^j \quad (3.17)$$

que puede expresarse simplificada como

$$c^i \cdot u^i = I_{\Gamma_1} - I_{\Gamma_2}^0 - I_{\Gamma_2}^{\infty} \quad (3.18)$$

Si se supone que la discretización sobre Γ_2 se lleva lo bastante lejos de la cimentación como para que se cumpla que

$$I_{\Gamma_2}^{\infty} \ll I_{\Gamma_2}^0 \quad ; \quad I_{\Gamma_2}^{\infty} \ll I_{\Gamma_1} \quad (4.19)$$

lo cual, al depender $I_{\Gamma_2}^{\infty}$ de la integral del tensor p^* y esta ser del orden $1/r^2$, podrá despreciarse la contribución de $I_{\Gamma_2}^{\infty}$ en (3.18). En el capítulo siguiente se estudiará esta aproximación en función de los distintos parámetros que intervienen, estimándose la superficie del suelo que es necesario discretizar en cada caso, diferenciadas en la extensión de superficie que abarcan, y nos quedaremos con aquella que mejores resultados nos proporcione.

3.2 VALIDACIÓN NUMÉRICA

Para validar la formulación presentada en este documento, tanto la implementación numérica, como el procedimiento, obtendremos las rigideces de la cimentación mediante la ejecución de la aplicación informática del MEC empleada en este proyecto para tres ejemplos de suelos.

Es necesario remarcar que el suelo seco se ha modelado como sólido poroelástico, y los datos se han obtenido para distintos grados de embebimiento (enterramiento). Las condiciones de contacto serán soldadas (esqueleto) y para el modelo poroelástico, interfase impermeable (fluido).

Para la obtención de la rigidez vertical se debe prescribir un desplazamiento unitario a todos los nodos de la interfase zapata-suelo, considerando tensión nula para el resto de direcciones, de manera que así se calcularán las partes real ($Re(K_{ij})$) e imaginaria ($Img(K_{ij})$), de manera que se obtiene la rigidez y el amortiguamiento para esa dirección.

Se comparan tres tipos de suelo, a saber, poroelástico, elástico y suelo seco (modelado como poroelástico), a fin de establecer las diferencias y similitudes, así como dar validez al modelo poroelástico. Hay que hacer notar que el comportamiento del suelo elástico se conoce a priori.

En la siguiente tabla se establecen las propiedades de estos suelos:

Propiedades	Poroelástico	Suelo seco (dry soil)	Elástico
Mód.elast.transv, $G(N/m^2)$	1.458e8	1.458e8	1.458e8
Módulo Poisson, ν	0.3	0.3	0.3
Rel. amortiguamiento, β	0.05	0.05	0.05
Densidad del sólido, $\rho_s (kg/m^3)$	2.7e3	2.7e3	1.62e3
Densidad del fluido, $\rho_f (kg/m^3)$	1.0e3	2.7	-
Densidad añadida, $\rho_a (kg/m^3)$	300	0.81	-
Porosidad, ϕ	0.4	0.4	-
Coefficiente disipación, $b (N \cdot s/m^4)$	0.0	0.0	-
Constantes de Biot, $Q (N/m^2)$	1.32e9	8.7480e4	-
Constantes de Biot, $R (N/m^2)$	8.80e8	5.8320e4	-

Tabla 3.1 Propiedades suelos Poroelástico, Seco y Elástico ensayadas

Estas propiedades de suelo poroelástico las proponen Todorovska y Al Rjoub (2006), donde representa las propiedades de un terreno saturado por la lluvia, y de donde se deducen, a partir de unos parámetros (porosidad, módulo de Poisson, velocidad de propagación de ondas S en suelo seco, densidad de la fase fluida,

coeficiente de permeabilidad), el resto de parámetros del suelo, y se establece las propiedades del suelo seco, como se puede ver a continuación:

Módulo Poisson, ν	0.3
Densidad del sólido, ρ_s (kg/m ³)	2.7e3
Densidad del fluido, ρ_l (kg/m ³)	1.0e3
Velocidad propagación, $c_s = \sqrt{\frac{G}{(1-\phi)\rho_s}}$ (m/s)	300
Porosidad, ϕ	0.4
Permeabilidad, K_f (N/m ²)	2.2e9

Propiedades para el modelo poroelástico

$$G = (c_s^{dry})^2 \cdot (1 - \phi) \cdot \rho_s = (300)^2 \cdot (1 - 0.4) \cdot 2.7e3 = 1.458e8 \frac{N}{m^2}$$

$$R = \phi \cdot k_f = 0.4 \cdot 2.2e9 = 8.8e8 \frac{N}{m^2}$$

$$Q = (1 - \phi) \cdot k_f = 0.6 \cdot 2.2e9 = 1.32e9 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho_a = \phi(\tau_a - 1) \cdot \rho_f = \phi \left(0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{\phi} \right) - 1 \right) \cdot \rho_f = 0.4 \cdot (1.75 - 1) \cdot 1e3 = 300 \text{ kg/m}^3$$

Propiedades para el modelo de suelo seco

$$\frac{\rho_f}{\rho_s} = 0.001$$

$$\frac{k_f}{G} = 0.001 \rightarrow k_f = 0.001 \cdot G = 1.458e5 \frac{N}{m^2}$$

$$R = \phi \cdot k_f = 0.4 \cdot 1.458e5 = 5.8320e4 \frac{N}{m^2}$$

$$Q = (1 - \phi) \cdot k_f = 0.6 \cdot 1.458e5 = 8.7480e4 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho_a = \phi(\tau_a - 1) \cdot \rho_f = \phi \left(0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{\phi} \right) - 1 \right) \cdot \rho_f = 0.4 \cdot (1.75 - 1) \cdot 2.7 = 0.81 \text{ kg/m}^3$$

Se han realizado un gran número de discretizaciones, inicialmente referidas únicamente a la interfase cimentación-terreno. Para cada una de ellas, se intentaba mejorar los resultados obtenidos, aumentando el número de nodos y elementos en relación a la anterior, consiguiendo así, una malla más fina.

Con todo este desarrollo, se presentan los resultados del análisis, para un grado de embebimiento representativo, por ejemplo E/B=1, en las siguientes gráficas.

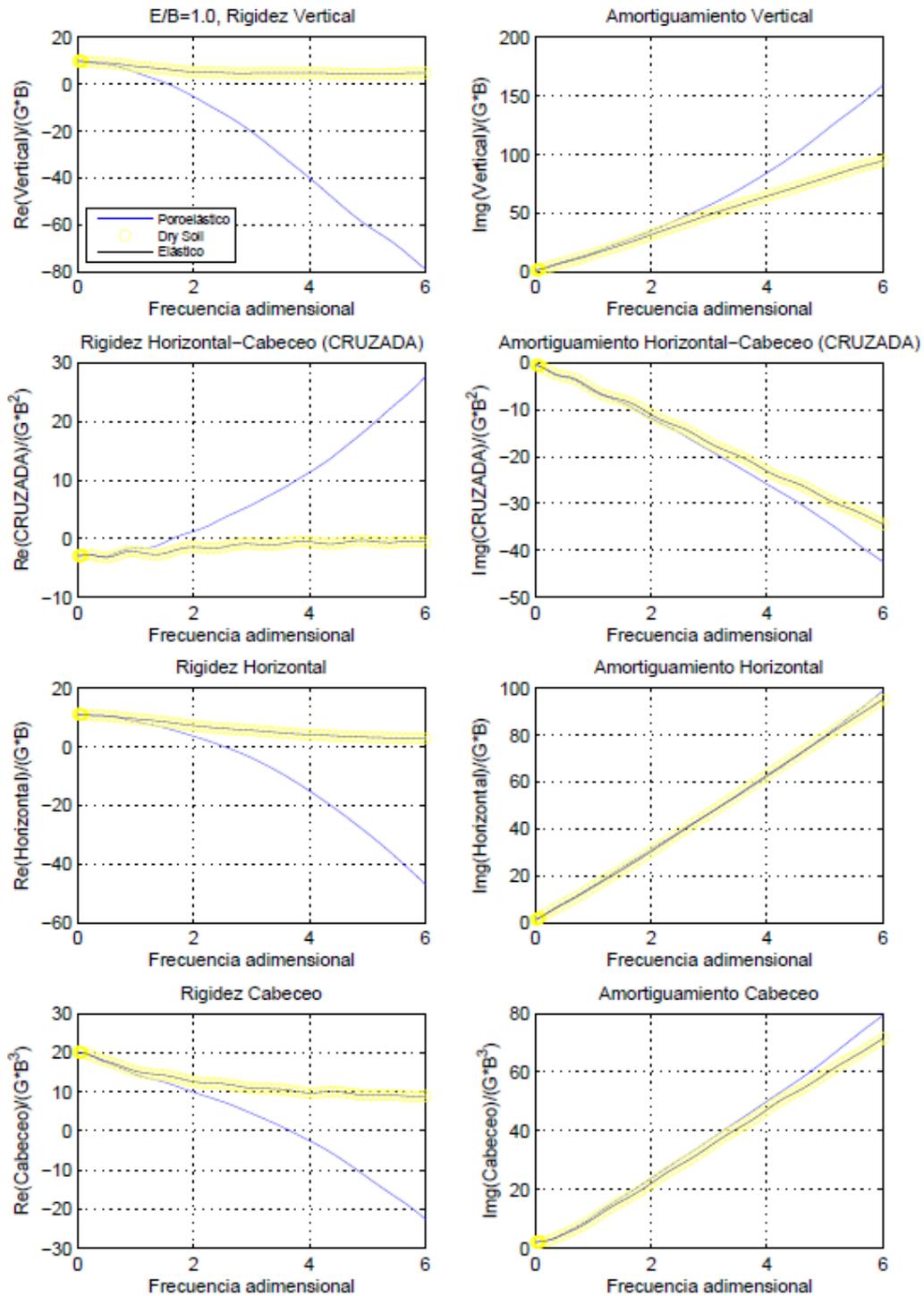


Figura 3.4 Comparación suelo poroelástico, seco y elástico para validar modelo numérico

Como se puede apreciar, el comportamiento del suelo poroelástico se separa de los otros dos tipos de suelos. Sin embargo, esta diferencia se debe a que el suelo propuesto por Todorovska y Al Rjoub tiene propiedades distintas a los otros dos. Lo importante no es la separación en cuanto a la tendencia de la curva, sino que entre el suelo seco y el elástico no hay apenas diferencia. Para que tenga mayor contraste, se eligió el marcador en la gráfica del suelo seco de tipo círculo, pues las curvas estaban solapadas.

3.3 INTERACCIÓN CINEMÁTICA

MODELO DE EXCITACIÓN SÍSMICA. INCORPORACIÓN DE LAS ECUACIONES DEL CAMPO INCIDENTE EN UN MODELO ACOPLADO DE ELEMENTOS DE CONTORNO.

En los modelos que se pretenden resolver, la excitación sísmica se ha implementado como un campo de ondas armónicas planas en el suelo que incide hacia la zona de localización de la cimentación desde un punto lejano. Como consecuencia de la existencia de la cimentación, el campo estudiado para el tipo de onda, al que hemos denominado campo incidente (u_I^s), se ve distorsionado. Podemos considerar el campo de desplazamientos en el suelo como la superposición de los campos de desplazamientos de dos problemas (figura 3.5). El primero se corresponde con el provocado por el tren de ondas incidente sobre el semiespacio uniforme (u_I^s) cuya expresión analítica se presenta más abajo. El segundo representa el campo difractado por la presencia de la cimentación u_D^s . Por lo tanto el campo total (u_T^s) en el suelo será la suma de ambos ($u_T^s = u_I^s + u_D^s$).

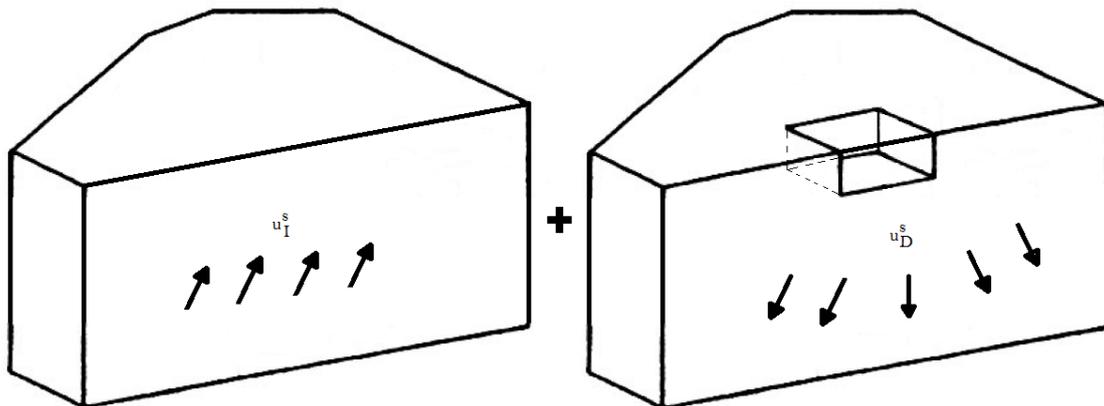


Figura 3.5 Modelo de la excitación sísmica. Campo total en suelo como superposición del campo incidente u_I^s y difractado u_D^s .

Al ser conocido de forma explícita el campo incidente, el problema se plantea en calcular la evaluación del campo difractado por medio del MEC. El sistema de ecuaciones de elementos de contorno planteado para el campo difractado en las dos fases (sólido) y fluida (agua) condice a:

$$H^s \cdot u_D^s = G^s \cdot t_D^s \quad (3.20)$$

de donde, despejando el campo difractado se obtiene, en función del total y del incidente:

$$H^s \cdot u_T^s - G^s \cdot t_T^s = H^s \cdot u_I^s - G^s \cdot t_I^s \quad (3.21)$$

Las expresiones del campo incidente en ambas fases son:

$$\begin{aligned}
 u_1 &= D_u^I \cdot e^{-ik_s x_3} + D_u^D \cdot e^{ik_s x_3} \\
 U_1 &= -\frac{\rho_{12}}{\rho_{22}} (D_u^I \cdot e^{-ik_s x_3} + D_u^D \cdot e^{ik_s x_3}) \\
 \tau_{13} &= G \cdot i \cdot k_s \cdot (D_u^I \cdot e^{-ik_s x_3} + D_u^D \cdot e^{ik_s x_3}) \\
 &\quad \tau = 0 \\
 D_u^D &= D_u^I = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1 - \phi \cdot \left(1 + \frac{\rho_{12}}{\rho_{22}}\right)}
 \end{aligned} \tag{3.21}$$

Tabla de contenido

Capítulo 3 1

El MEC en la Interacción Suelo-Estructura. 1

 3.1 RIGIDEZ DINÁMICA DE CIMENTACIONES 1

 MEDIOS HOMOGENEOS Y NO HOMOGENEOS 3

 CALCULO DE RIGIDECES DE CIMENTACIONES..... 5

 3.2 VALIDACIÓN NUMÉRICA 8

 3.3 INTERACCIÓN CINEMÁTICA 12