

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

TRABAJO FIN DE MÁSTER

***EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA SOBRE LA RESPUESTA
DINÁMICA DE TÚNELES DE BAJA COBERTURA
DURANTE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN
“SISTEMA TÚNEL-SUELO-CIMENTACIÓN”***

Estudiante <*Aldumaqy Yahya Mohammed Ali Ali*>

Director <*Marcos Larrauri Gil*>

Departamento <*Ingeniería mecánica*>

Curso académico <*2020/2021*>

RESUMEN:

Este estudio analiza el efecto de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento de obras subterráneas con baja cobertura en sitios urbanos durante las fases de construcción. En este trabajo se ha desarrollado un modelo analítico basado en las ecuaciones elastodinámicas para estudiar el efecto de las vibraciones de cimentación sobre la respuesta dinámica de la galería con cobertura débil. En el mismo contexto, se propone un modelo numérico tridimensional de elementos finitos con límites absorbentes para el análisis del efecto de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta dinámica del sistema cimentación-galería durante las fases de construcción. La respuesta de desplazamiento se obtiene tomando el producto de la función de la fuerza excitadora por la función de transferencia en amplitud del desplazamiento. La cimentación colocada sobre un suelo comprimible encima de una galería. Se implantan límites absorbentes para evitar el reflejo de las ondas. Los resultados obtenidos se presentan en términos de impedancias y desplazamientos verticales y horizontales.

PALABRAS CLAVE: Límites absorbentes; Elementos finitos; Impedancias dinámicas; Galería; cimentación; Interacción

LABURPENA:

Ikerketa honek lurzoru-egitura elkarreraginaren eragina aztertzen du eraikuntza faseetan hiri guneeetan estaldura txikia duten lurpeko obren portaeran. Lan honetan, ekuazio elastodinamikoetan oinarritutako eredu analitikoa garatu da fundazioen bibrazioek estaldura ahula duten galeriaren erantzun dinamikoan duten eragina aztertzeko. Testuinguru berean, mugak xurgatzen dituzten elementu finituen hiru dimentsiotako zenbakizko ereduak proposatzen da lurzoruaren egitura elkarreraginak zimentazio-galeria sistemaren erantzun dinamikoan eraikuntza faseetan duen eraginaren analisisa egiteko. Desplazamendu erantzuna indar eragilearen funtzioaren eta desplazamenduaren anplitudea transferitzeko funtzioaren produktua hartuz lortzen da. Oinarria galeria baten gainean lur konprimigarri baten gainean jarria. Xurgatzaileen mugak ezartzen dira olatuen isla saihesteko. Lortutako emaitzak inpedantzien eta desplazamendu bertikal eta horizontalen arabera aurkezten dira.

HITZ GAKOAK: Xurgatzaileen mugak; Elementu finituak; Inpedantzia dinamikoak; Galeria; fundazioa; Elkarrekintza

ABSTRACT:

This study analyzes the effect of soil-structure interaction on the behavior of underground structures has low coverage in urban sites during the implementation phases. In this work an analytical model based on the equations of elastodynamics was developed to study the effect of foundation vibrations on the dynamic response of a low galleries covertures. In the same context a digital three-dimensional finite element model with absorbing boundaries is proposed for the analysis of the effect of soil structure interaction on the dynamic response of the foundation-gallery system during the implementation phase. The displacement response is obtained by taking the product of the function of the exciting force by the transfer function of the amplitude of displacement. The foundation rests on a compressible soil above a gallery. The absorbent border are located in order to avoid the reflection of the waves. The results are presented in terms of vertical and horizontal displacement and impedance.

KEYWORDS: absorbent border finite elements; dynamic impedance; Gallery Foundation, interaction

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi tutor “Marcos Larrauri Gil”, por su paciencia, sabiduría y ayuda logística que me ha dado durante el desarrollo del trabajo.

También quiero agradecer al grupo de los profesorado que me han enseñado durante el curso del master.

Por último, quiero agradecer a todos mis compañeros y a mi familia, por apoyarme aún cuando mis ánimos decaían. En especial, quiero hacer mención de mis padres y mi esposa, que siempre estuvieron ahí para darme palabras de apoyo y un abrazo reconfortante para renovar energías.

Muchas gracias a todos.

Índice

Capítulo 1: Introducción general.....	01
Introducción general.....	01
Capítulo 2: Comportamiento de túneles-cimentaciones en fases de Construcción.....	04
2.1. Introducción.....	04
2.2. Movimientos provocados por la excavación de túneles.....	04
2.2.1. Introducción.....	04
2.2.2. Descripción general de movimientos del suelo.....	04
2.2.3. Asentamientos superficiales durante la excavación de túneles.....	05
2.3. Respuesta del edificio debido a excavaciones-deformaciones asociadas.....	06
2.3.1. Cimentación superficial construida cerca de una obra subterránea.....	07
2.4. Modelado de edificio-excavación en la ISE.....	08
2.4.1. Modelado físico.....	08
2.4.2. Modelado numérico.....	09
2.5. Los métodos numéricos.....	10
2.5.1. El método de los elementos finitos.....	11
2.5.1.1 Principio del método de los elementos finitos.....	12
2.5.1.2. La malla.....	12
2.5.1.3. Modelos de elementos finitos para obras subterráneas.....	14
2.5.2. El método de diferencias finitas.....	16
2.5.3. El método de elementos de frontera o contorno.....	17
2.5.4. El método de elementos discontinuos.....	17
2.6. Conclusión.....	18
Capítulo 3: Interacción suelo-estructura.....	19
3.1. Introducción.....	19
3.2. Nociones de interacción suelo-estructura.....	20

3.3. Métodos de análisis de la interacción suelo-estructura.....	22
3.3.1. Métodos globales (métodos de análisis directo).....	22
a. Ecuación de movimiento en el dominio del tiempo.....	23
B. Ecuación de movimiento en el dominio de la frecuencia.....	25
3.3.2. El método de las subestructuras.....	27
a. Principio del método de subestructuras.....	28
3.3.3. Métodos híbridos.....	31
3.4. Fronteras de un modelo.....	32
3.4.1. Fronteras absorbentes.....	32
3.4.2 Fronteras para el campo libre.....	33
3.5. Conclusión.....	34
 Capítulo 4: Respuesta dinámica del sistema suelo-túnel-cimentación	
“Modelo Analítico”.....	36
4.1. Introducción.....	36
4.2. Respuesta dinámica de las cimentaciones.....	37
4.3. Ecuación de movimiento de una barra.....	38
4.3.1. Ondas longitudinales, ondas primarias (ondas P).....	38
4.3.2. Onda de corte, distorsión (ondas S).....	40
4.4. Ecuación unidimensional-caso de un sitio.....	41
4.4.1. Posición del problema y ecuación de movimiento.....	41
4.4.2 Matriz de rigidez dinámica de una barra.....	49
4.5. Respuesta dinámica del sistema Suelo-Túnel-Cimentación.....	58
a)Influencia del espesor de la capa del suelo.....	59
b) Influencia del radio de la cimentación.....	60
c) Influencia de la rigidez de las características del suelo (Efecto de E y G).....	62

d) Influencia de la densidad del suelo sobre el comportamiento dinámico del sistema túnel-cimentación.....	63
4.6. Conclusión.....	64
Capítulo 5: Efecto de las fases de realización de la galería sobre la respuesta dinámica del sistema cimentación-galería.....	65
5.1. Introducción.....	65
5.2. Modelación numérica.....	65
5.2.1 Presentación del modelo numérico.....	66
5.3.La malla.....	69
5.4. Resultados y discusión.....	69
5.4.1. Efecto de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal.....	69
5.4.2. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal.....	73
5.4.3. Variación de los desplazamientos máximos durante las fases de excavación en función del espesor (d).....	80
5.5. Evolución de impedancias dinámicas en la cimentación y en la clave de la galería durante la realización.....	81
5.5.1. Impedancias dinámicas verticales (K_{zz} , C_{zz}).....	81
5.5.2. Impedancias dinámicas horizontales (K_{xx} , C_{xx}).....	83
5.6. Influencia de la profundidad de la galería sobre la variación de la impedancia dinámica.....	85
5.6.1. Impedancias dinámicas verticales (K_{zz} , C_{zz}).....	85
5.6.2. Impedancias dinámicas horizontales (K_{xx} , C_{xx}).....	87
5.7. Conclusión.....	89
Capítulo 06: Conclusión general.....	90
Conclusión general.....	90
Bibliografía.....	91

Listado de figuras

Figura 2.1. Los tres componentes de la deformación en el macizo provocada por la excavación de un túnel (Lunardi y Bindi [2004]).....	05
Figura 2.2. Interacción entre una cimentación corrida y una cavidad simbolizada por un círculo (en posiciones diferentes) Según Wood y Lamach (1985).....	07
Figura 2.3. Vistas seccionales y en planta del modelo 3D de la Universidad de Illinois (Laefer, 2001).....	09
Figura 3.1. Sistema masivo –sostenimiento.....	23
Figura 3.2. Interacción suelo-estructura.....	28
Figura 4.1. Modelo reológico simplificado para la impedancia vertical.....	38
Figura 4.2. Ondas longitudinales que se propagan a lo largo de una barra.....	39
Figura 4.3. Ondas de corte que se propagan a lo largo de una barra.....	40
Figura 4.4. Modelo de barra: sección exponencial.....	42
Figura 4.6. Elemento de barra (capa de suelo homogénea).....	50
Figura 4.7. Modelo de cálculo (respuesta dinámica de cimentación sobre suelo-túnel)...	58
Figura 4.8. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal.....	59
Figura 4.9. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre los desplazamientos verticales y horizontales.....	60
Figura 4.10. Influencia del radio de la cimentación sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal.....	61
Figura 4.11. Influencia del radio de cimentación sobre los desplazamientos verticales y horizontales.....	61
Figura 4.12. Influencia del módulo de Young y del módulo de corte sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal.....	62
Figura 4.13. Influencia del módulo de Young y el módulo de corte sobre el desplazamiento vertical y horizontal.....	62
Figura 4.14. Influencia de la densidad sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal...	63
Figura 4.15. Influencia de la densidad sobre el desplazamiento vertical y horizontal....	64
Figura 5.1. Representación de un sistema cimentación-galería.....	67
Figura 5.2. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (d = 2 m).....	70
Figura 5.3. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (d = 2 m).....	70
Figura 5.4. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 2m).....	70

Figura 5.5. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (d = 2m).....	71
Figura 5.6. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (d = 5 m).....	72
Figura 5.7. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (d = 5 m).....	72
Figura 5.8. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 5m).....	72
Figura 5.9. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (d = 5m).....	73
Figura 5.10. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (antes de excavación).....	74
Figura 5.11. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (antes de excavación).....	74
Figura 5.12. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (antes de excavación).....	74
Figura 5.13. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (antes de excavación).....	75
Figura 5.14. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con excavación).....	76
Figura 5.15. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (con excavación).....	76
Figura 5.16. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (con excavación).....	76
Figura 5.17. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (con excavación).....	77
Figura 5.18. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con sostenimiento).....	78
Figura 5.19. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (con sostenimiento).....	78
Figura 5.20. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (con sostenimiento).....	78
Figura 5.21. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (con sostenimiento).....	79
Figura 5.22. La variación del desplazamiento vertical y horizontal máximo en el centro de la cimentación (N1).....	80

Figura 5.23. La variación del desplazamiento máximo vertical y horizontal al nivel de la losa (N2).....	80
Figura 5.24. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia vertical dinámica en el centro de la cimentación "N1" (d = 2m).....	81
Figura 5.25. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica vertical al nivel de la losa "N2" (d = 2m).....	81
Figura 5.26 Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica vertical en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 2m).....	82
Figura 5.27. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica vertical en la entrada al túnel "N4" (d = 2m).....	82
Figura 5.28. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal en el centro de la cimentación "N1" (d = 2m).....	83
Figura 5.29. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal al nivel de la losa "N2" (d = 2m).....	83
Figura 5.30. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 2m).....	84
Figura 5.31. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal en la entrada al túnel "N4" (d = 2m).....	84
Figura 5.32. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical en el centro de la cimentación "N1" (antes de la excavación).....	85
Figura 5.33. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical al nivel de la losa "N2" (antes de la excavación).....	85
Figura 5.34. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical en el centro de la Cimentación "N1" (con excavación).....	85
Figura 5.35. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical al nivel de la losa "N2" (con excavación).....	86
Figura 5.36. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical en el centro de la cimentación "N1" (con sostenimiento).....	86
Figura 5.37. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical al nivel de la losa "N2" (con sostenimiento).....	86
Figura 5.38. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal en el centro de la cimentación "N1" (antes de la excavación).....	87
Figura 5.39. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal al nivel de la losa "N2" (antes de la excavación).....	88
Figura 5.40. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con excavación).....	88
Figura 5.41. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal al nivel de la losa "N2" (con excavación).....	88

Figura 5.42. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con sostenimiento).....89

Figura 5.43. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal al nivel de la losa "N2" (con sostenimiento).....89

Listado de tablas

Tabla 5.1. Característica principal de los materiales.....67

1. Introducción general

La construcción de obras subterráneas en regiones urbanizadas ha crecido significativamente en las últimas décadas. La creciente demanda en los campos del transporte (tanto por carretera como ferroviario), el suministro de agua potable y aguas residuales, que en espacios ya muy congestionados, ha hecho necesaria la construcción de importantes infraestructuras subterráneas. Estas estructuras, tanto por razones económicas como funcionales, generalmente se construyen a poca profundidad.

En el diseño y construcción de estructuras subterráneas en sitios urbanos, los ingenieros se enfrentan a un problema importante en relación con la protección de las estructuras existentes contra los riesgos inducidos por la excavación. De hecho, dada la naturaleza suelta y heterogénea de los suelos urbanos y la poca profundidad de los túneles construidos en estos sitios, existe una fuerte interacción entre la excavación y las estructuras existentes, ya sea en la superficie (edificios, carreteras, monumentos y puentes) o en profundidad (tuberías, cimentaciones profundas, túneles existentes). Esta interacción se debe principalmente a los movimientos del suelo inducidos por la excavación, que pueden poner en peligro el funcionamiento e incluso la estabilidad de determinadas estructuras.

El trabajo subterráneo está en auge gracias a los avances en la mecánica del suelo, así como a los avances en los métodos de excavación, soporte y revestimiento que permiten que los trabajos subterráneos se realicen de manera segura en todo tipo de terrenos.

Los primeros trabajos en este campo se orientaron a la determinación de los movimientos del suelo inducidos por la excavación en ausencia de estas estructuras. Para ello, se han discutido varios enfoques. El primero se refiere a la auscultación y las mediciones in situ. Este enfoque proporciona información valiosa sobre los movimientos de tierra inducidos por la excavación y constituye una buena base para el conocimiento adquirido en este campo (Atkinson y Al. 1977, Aiteweu 1977, Aitewell y Farmer 1975, Cording y Hansmire 1975, Clough y Schmidt 1981, Davis y Al. 1980, Hanya 1977, Mair y Al. 1993, Peck 1969, Rowe y Kack 1983, Schlosser y Al. 1985, Ward y Pender 1981). El segundo se refiere a experimentos de laboratorio (centrífuga, modelo a escala) (Alabram 1995, Chambon 1990, Kimura y Mair 1981). Este enfoque plantea dificultades en la implementación del dispositivo experimental y plantea, en ciertos casos, el problema de la representatividad de los resultados. El último enfoque se refiere a métodos numéricos que proporcionan información adicional y valiosa sobre los movimientos del suelo durante la excavación (Aftis 1983, Clough y Al. 1985, Eisenstein y Ezzedine 1994, Finno y Clough 1985, I. Eca 1997, Kasali 1981, Kielbessa y

Duddeck 1991, Lee y Rowe 1990a, 1990b, 1991, Panet 1995, Ranken y Ghaboussi 1975. Romo y Diaz 1981, Rowe y Al. 1983, Swoboda 1979, Wittke y Gell 1980).

La construcción de un túnel sigue siendo una operación lenta y costosa, sin embargo, porque depende de un cierto número de peligros, principalmente relacionados con el comportamiento a menudo impredecible del terreno circundante, y más particularmente en zonas sísmicas que requieren controles estrictos de la operación y estabilidad de estas construcciones bajo carga sísmica. De hecho, este tipo de carga puede provocar daños importantes en las estructuras subterráneas, en particular en terrenos blandos.

Históricamente, la creencia generalizada es que el efecto de las vibraciones en los túneles no fue muy significativo. Sin embargo, algunas estructuras subterráneas han sufrido daños importantes en los últimos años. El riesgo de vibraciones inducidas por cargas dinámicas representa una amenaza contra la que es imperativo tomar medidas para minimizar las consecuencias materiales y humanas. Este enfoque preventivo implica principalmente un diseño adaptado de las estructuras considerando plenamente la naturaleza dinámica de las tensiones. El daño del terremoto a las estructuras subterráneas se debe a terremotos y fiascos del suelo como la licuefacción o la inestabilidad de las pendientes.

En particular, la respuesta de los túneles al movimiento dinámico se manifiesta en tres formas de deformación: compresión y extensión axial, flexión y ovalización longitudinal y deformación y flexión axial, son generadas por los componentes de ondas armónicas que producen el movimiento de partículas paralelas o perpendiculares a el eje longitudinal del túnel.

Para predecir el comportamiento dinámico de estas estructuras en interacción con estructuras, ciertamente se puede pensar en utilizar herramientas de modelado científico que se acerquen a la física del fenómeno.

El método de confinamiento-convergencia es uno de los supuestos más comunes que se utilizan para examinar el efecto tridimensional (3D) en el análisis bidimensional (2D). Permite simular la excavación del túnel con la instalación del soporte mediante un modelo en deformación plana cuyo principio es muy sencillo.

Los avances recientes en la informática y los métodos de cálculo (modelación por elementos finitos o diferencias finitas) permiten a los ingenieros simular cambios en el comportamiento de las estructuras subterráneas a lo largo del tiempo. Sin embargo, la objetividad de los cálculos sigue dependiendo de un conocimiento preciso de la ley constitutiva del terreno en el lugar y los materiales utilizados.

La modelación es el arte de la simplificación que permite a los ingenieros predecir el comportamiento de lo que es demasiado complejo para comprenderlo por completo. Sin embargo, las obras de ingeniería civil tienen un comportamiento complejo. Esto se debe principalmente al hecho de que están anclados en el entorno natural. Por supuesto, están allí por sus cimientos en el sustrato geológico, pero también por las acciones que sufren: agua, terremotos, etc. - y por los materiales que los constituyen.

Una Modelación de excavación de un túnel, de hecho, es un problema verdaderamente tridimensional en el espacio y también requiere una modelación temporal para reflejar adecuadamente las fases de la excavación. El modelo utilizado debe representar la estructura, la geometría del soporte, la estratigrafía geomecánica del macizo, las fases de excavación de la estructura y la instalación del sostenimiento. Tener en cuenta esta compleja interacción en el diseño de túneles es complicado, porque las trayectorias de tensión alrededor de un túnel son complejas y las condiciones de contorno vinculadas a la interacción suelo-estructura son difíciles de modelar.

Todas las obras de ingeniería civil exhiben algún grado de interacción o acoplamiento con el entorno circundante. Este acoplamiento puede deberse a efectos térmicos, inerciales, cinemáticos u otros. El comportamiento de las estructuras débilmente enterradas está condicionado por el acoplamiento con la roca o las capas de suelo y estructuras vecinas. La flexibilidad del suelo circundante altera el comportamiento dinámico de la estructura sustentada que, a su vez, genera fuerzas de interacción suelo-estructura, constituye un campo de investigación multidisciplinario que permanece activo dada la complejidad de los fenómenos en cuestión. La investigación, aún en curso, tiene como objetivo resolver una multitud de problemas encontrados tanto en la práctica como en el modelación numérica.

Además, el problema de la aplicación de cargas dinámicas en la interacción suelo-estructura constituye otra dificultad, teniendo en cuenta el hecho de que las ondas sísmicas incidentes. Otra dificultad, dado que las ondas sísmicas incidentes provienen del foco del sismo ubicado a profundidad y por tanto de incidencia vertical.

En este trabajo nos interesa el comportamiento dinámico de túneles de baja cobertura durante las fases de construcción. Para ello, analizamos el efecto de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento de los túneles durante estas fases dinámicas. Para estudiar estos aspectos con mayor profundidad, utilizamos el modelado de elementos finitos con una ley constitutiva elástica lineal en el dominio de la frecuencia.

2. Comportamiento de túneles-cimentaciones durante la construcción

2.1. Introducción

Recientemente, el desarrollo económico se ha llevado a cabo al crecimiento en el uso del espacio subterráneo en sitios urbanos. Las excavaciones de túneles en estas áreas urbanas requieren medidas especiales debido a los edificios vecinos y otras construcciones vecinas. Están calculados de tal manera que los elementos de retención y las construcciones circundantes cumplen los requisitos de los estados límite; último y servicio.

En primer lugar, no existe una dificultad significativa para cumplir con estos requisitos mientras que en el estado límite último, especialmente para las estructuras más cercanas, existen algunas demandas específicas que deben ser satisfechas por la tecnología geotécnica.

2.2. Movimientos provocados por la excavación de túneles

2.2.1. Introducción

La excavación de túneles poco profundos provoca deformaciones en la superficie del macizo de suelos o rocas que los albergan. Estas deformaciones están principalmente representadas por asentamientos, que no son uniformes sino que se concentran directamente debajo del subsuelo en forma de cuenca. El problema es particularmente sensible en las ciudades, donde estos asentamientos afectan a todos los componentes del tejido urbano, ya sean edificios, obras de arte, carreteras o redes. En profundidad, se pueden encontrar otras estructuras en la zona de influencia del túnel en construcción: túneles, especialmente cuando se construyen túneles gemelos, donde el segundo interactúa con el primero, pero más generalmente estructuras subterráneas (galerías, colectores, etc.) y finalmente cimientos profundos, que no fueron diseñados necesariamente para resistir la excavación de un túnel en su vecindad.

2.2.2. Descripción general de los movimientos del suelo

La introducción de una cavidad en un terreno modifica el estado de las tensiones en el masivo sólida alrededor de la zona excavada. Esto luego da lugar a movimientos dentro del macizo. Dependiendo de la intensidad de esta perturbación, estos movimientos suelen ir acompañados de un desplazamiento instantáneo del paramento de trabajo hacia la excavación así como una convergencia de las paredes del túnel. Todas estas deformaciones ya comienzan muy por delante de la cara, como se describe y demuestra ampliamente utilizando mediciones in situ de Lunardi y Bindi [2004] y Lunardi [2008].

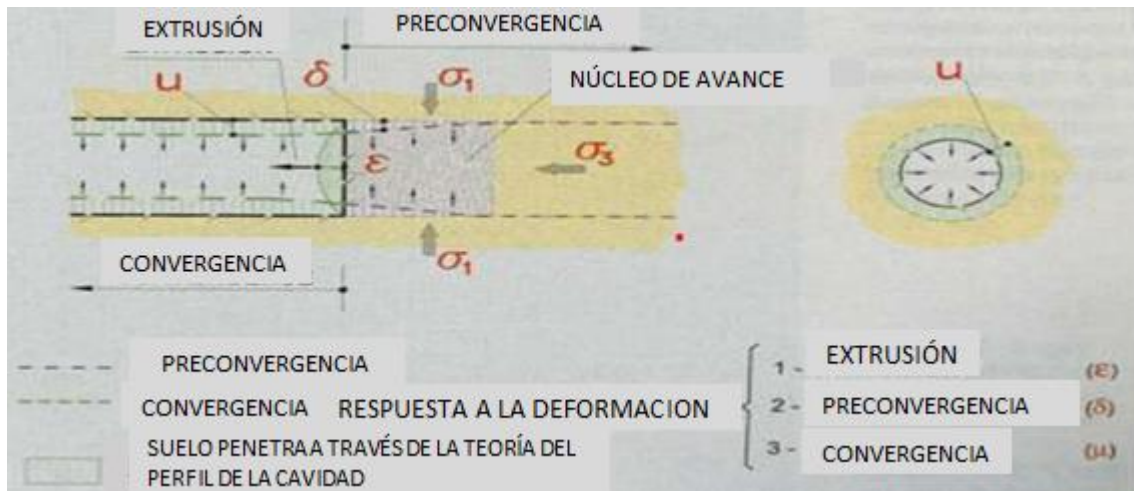


Figura 2.1. Los tres componentes de la deformación en el macizo provocada por la excavación de un túnel (Lunardi y Bindi [2004]).

Estos movimientos, atribuibles a una pérdida de volumen de terreno (Schlosser [1989]), pueden luego propagarse a la superficie del suelo con un cierto retraso, dependiendo del tiempo de respuesta del macizo y la cobertura del túnel. Sin embargo, Chapeau [1991] señaló que, en el caso de túneles poco profundos ($C / D < 2$), la amortiguación puede ser tan baja que un error en el procedimiento de excavación puede provocar una falla en el bloque de toda la manta. Para alturas de techo mayores, en cambio, el efecto bóveda, descrito por Lunardi [1997], puede intervenir y evitar este fenómeno nocivo.

2.2.3. Asentamientos superficiales durante la construcción de túneles

En el informe sobre el estado actual del conocimiento que presentó al Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Obras de Cimentación en México en 1979, Peck señaló "la urgente necesidad de medios efectivos que permitan estimar la extensión y la naturaleza de los movimientos y perturbaciones asociadas con la excavación de túneles o trincheras en sitios urbanos, estimaciones sin las cuales no existe una base racional para la decisión" (Peck, 1979).

De hecho, "el diseño de tales proyectos requiere capacidad de juzgar la viabilidad de la construcción por tal o cual método, estimar los asentamientos u otros movimientos causados en el macizo circundante y las estructuras vecinas y equipar la estructura. Final de resistencia suficiente y rigidez o flexibilidad adecuada". Desde esa fecha, se han realizado importantes avances tecnológicos en los métodos de construcción de túneles poco profundos en emplazamientos urbanos y difíciles. Se han realizado un gran número de obras subterráneas en Francia y en todo el mundo (túneles de carretera, túneles ferroviarios, subterráneos, galerías, colectores, etc.).

En muchos casos, esta obra se ubica en los terrenos de cobertura del Cuaternario o en la franja alterada de los macizos subyacentes. Estas tierras heterogéneas y de mala calidad suelen ser acuíferos. Los métodos de construcción se han mejorado continuamente para responder mejor a las muchas dificultades que inevitablemente se encuentran durante la construcción de tales obras de poca profundidad y en este tipo de terreno. Al mismo tiempo, se han dedicado importantes esfuerzos al estudio de los movimientos de la superficie durante la construcción de túneles, su modelado y la recopilación de comentarios. Las recomendaciones de AFTES (1995) relativas a asentamientos vinculados a la excavación de estructuras subterráneas intentan brindar una perspectiva global, “tanto sobre los fenómenos de interacción suelo-estructura involucrados durante la excavación subterránea como sobre los medios para evaluarlos y medirlos, prevenirlos y remediarlos ellos, sin olvidar los aspectos contractuales resultantes”.

2.3. Respuesta del edificio debido a la excavación-deformación asociada

La respuesta de los edificios ubicados junto a excavaciones profundas corresponde a la traslación y rotación de los distintos elementos estructurales y a la traslación y rotación de la propia estructura como cuerpo rígido en reacción a los movimientos laterales del suelo y al asentamiento superficial. Estas traslaciones y rotaciones dan como resultado tensiones de tracción directas, fuerzas de flexión y tensiones de tracción diagonales en elementos estructurales y no estructurales de edificios.

Para los edificios ubicados junto a excavaciones profundas, la severidad de las respuestas depende de la rigidez del sistema que soporta la excavación, los procedimientos de instalación del sistema, las condiciones del suelo, los procedimientos de excavación, el tipo de edificio, la distancia del edificio a la excavación, la orientación del edificio con respecto a la excavación y el tamaño del edificio con respecto a la excavación.

Como resultado, la respuesta de la construcción se estima y evalúa con base en observaciones empíricas y aproximaciones estructurales simplificadas. El propósito de la estimación y evaluación es proporcionar los criterios límite que protegen la estructura contra daños inaceptables, Burland y Wroth (1974) presentaron definiciones que describen los tipos de movimientos y respuestas de edificios que resultan del asentamiento del suelo, y después de Boscardín y Cording (1989) agregó definiciones que describen el movimiento del suelo y la respuesta de la construcción a las excavaciones.

2.3.1. Cimentación superficial construida cerca de una estructura subterránea

En muchos sitios hay cavidades naturales, antiguas canteras, tuberías, galerías de minas o túneles...etc. Por lo tanto, los cimientos construidos para tales sitios plantean problemas geotécnicos particulares (MEST, 99). Lógicamente, la capacidad de carga del suelo disminuye cuando se ubica una cavidad cerca de la cimentación (Figura 2.2). Los cálculos de elementos finitos en deformación plana han demostrado que esta influencia desaparece cuando la profundidad D (la distancia desde la superficie al centro de la cavidad es mayor que una profundidad crítica, estimada en aproximadamente 5 veces el diámetro de la cavidad.

Cuando la cavidad se encuentra por encima de la profundidad crítica, la capacidad de carga depende de varios factores como la geometría de la cimentación, su profundidad de empotramiento, la naturaleza del suelo y las dimensiones, orientación y posición de la cavidad.

A partir de cálculos de elementos finitos, Wood y Lamach (1985) describieron así una zona de influencia sobre la capacidad portante en función de la cavidad debajo de la cimentación: dentro de esta zona, la presencia de la cavidad afecta la capacidad portante en (Figura 2.2). Otros cálculos de elementos finitos demuestran que la forma de la cavidad (circular, cuadrada, rectangular o hexagonal) tiene una influencia relativamente pequeña en la capacidad de carga, siempre que la superficie total de la cavidad sea del mismo orden de magnitud.

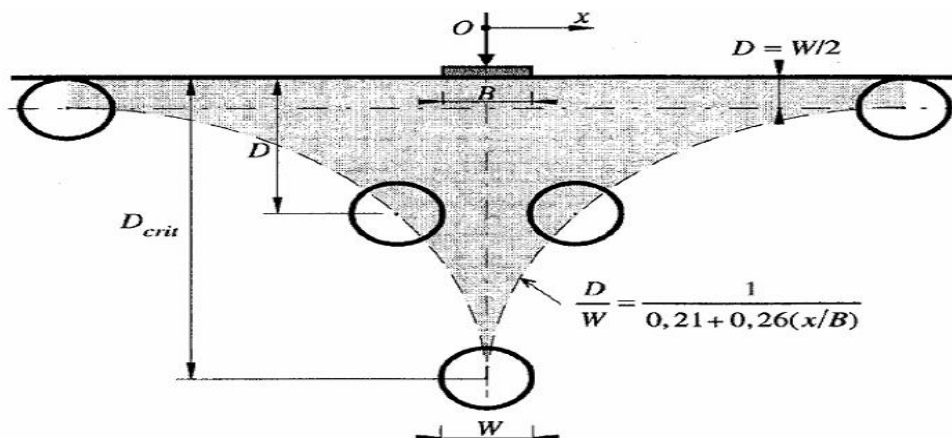


Figura 2.2. Interacción entre una cimentación corrida y una cavidad simbolizada por un círculo (en posiciones diferentes) Según Wood y Lamach (1985)

2.4. Modelado del edificio-excavación en la ISE

2.4.1. Modelación física

Los modelos físicos son una herramienta de investigación útil (Ferguson, 1992). En geotecnia, los primeros modelos físicos reducidos se utilizaron principalmente para la investigación y, a menudo, en un entorno de 1g (gravedades terrestres). Una limitación principal del uso de modelos en el ambiente 1g es el comportamiento relacionado con el estado de estrés del suelo. En estas condiciones, es difícil hacer interpretaciones cuantitativas de los resultados experimentales: los resultados obtenidos sólo permiten una explotación y un análisis puramente cualitativos.

Actualmente, existen leyes de similares bien establecidas y validadas para relacionar el comportamiento de modelos físicos reducidos con prototipos de sistemas de gravedad (Santamarina & Goodings, 1989; Schofield & Steedman, 1988; Culligan & al. 1996). Además, los sistemas de control, sensores y diseños experimentales modernos pueden mejorar significativamente el rendimiento de los sistemas de medición al minimizar los efectos de la instrumentación y las condiciones de contorno en los resultados de los modelos físicos. Paulin et al. Han presentado reseñas sobre el modelado físico contemporáneo. (1993), Kutter (1995), Wood y otros. (2002) y Garnier (2002).

Numerosos experimentos sobre un modelo reducido desarrollado para estudiar el efecto de los movimientos del suelo en la estructura se han llevado a cabo con éxito en esta condición (Caudron, 2007; Lee & Bassett, 2007; Laefer, 2001; Dyne, 1998; Nakai et al, 1997) . Y se han desarrollado muchos modelos físicos para estudiar el fenómeno de los movimientos del suelo de diferentes orígenes: minas, túneles y excavaciones, y terremotos. Entre los modelos físicos reducidos que se han producido en las áreas de excavación; Modelo 3D de la Universidad de Illinois (Laefer, 2001).

Laefer (2001), de la Universidad de Illinois, construyó un modelo físico en 3D para estudiar el daño estructural en cimentaciones superficiales sometidas al movimiento del suelo inducido por la excavación. Es un modelo de 1/10 de escala baja. Las dimensiones de la construcción experimental son 4,7 m de ancho, 5,3 m de largo y 3,3 m de alto. El material del suelo es arena, se coloca en un marco de hormigón experimental (Figura 2.3.).

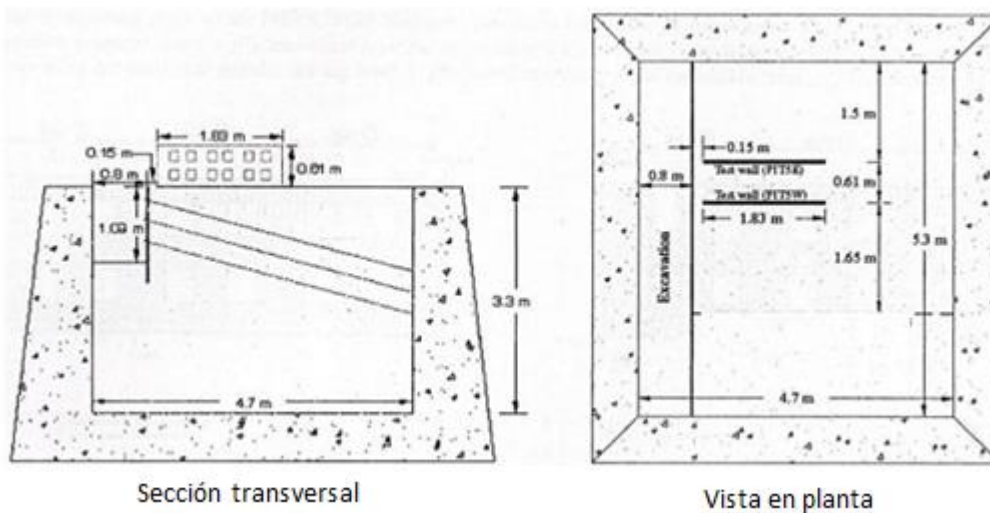


Figura 2.3. Vistas seccionales y en planta del modelo 3D de la Universidad de Illinois (Laefer, 2001)

2.4.2. Modelación numérica

El método de elementos finitos es uno de los poderosos métodos numéricos disponibles en la actualidad para proveer el modelo de movimiento del suelo dentro y alrededor de una excavación. Varios autores han utilizado MEF para proveer o analizar el desempeño de una excavación. Desde entonces ha habido un gran avance en la comprensión del comportamiento de los materiales de los suelos y la aplicación de MEF a problemas geotécnicos. En las décadas de 1970 y 1980, el análisis de excavaciones con MEF utilizó comportamientos de suelo no drenados, lineales o no lineales, elásticos o elastoplásticos, pero hoy en día se encuentran disponibles programas sofisticados para análisis drenados y no drenados.

La mayoría de las excavaciones se analizan asumiendo las condiciones de deformación del plano. Si bien el análisis de deformación plana puede dar resultados razonables para excavaciones con muros relativamente largos fuera de la dirección del plano, su resultado, sin embargo, es incierto (cuestionable) para muros cortos. Según Moormann et al 2000, el análisis de deformación plana sobreestima la presión de la tierra y los desplazamientos del muro alrededor del centro de la excavación. Existen varios factores que pueden afectar el desempeño de una excavación, localizamos el efecto de:

- La rigidez de la pantalla de retención.
- La rigidez de los soportes laterales.
- El espaciamiento entre los soportes.
- La distancia vertical entre el soporte y el fondo de la excavación.

- Soportes pretensados.
- La profundidad de la excavación.
- La profundidad de anclaje de la pantalla de retención.
- Bermas como soportes temporales.
- La rigidez y resistencia del suelo.
- Coeficiente K0.
- La interacción suelo-estructura
- La anchura de la excavación.

La simulación numérica permite reducir el número de prototipos o pruebas experimentales que a veces varían solo en algunos detalles. Simulando, por lo tanto, podemos evitar la realización de estos prototipos y estas pruebas, a menudo realizadas en diferentes componentes o materiales. Gracias a la simulación, es posible probar y realizar estudios de sensibilidad fácilmente utilizando diseños experimentales digitales (Idris et al, 2006).

2.5. Métodos numéricos

Como los medios de cálculo, en material y software se han vuelto muy accesibles, muchos investigadores e ingenieros están utilizando actualmente métodos numéricos para el estudio de las obras subterráneas.

La creciente complejidad de los problemas encontrados requiere el uso cada vez más común de poderosos métodos de cálculo numérico computarizado que permitan resolver problemas que son prácticamente insolubles por medios teóricos convencionales. Estos son métodos que a menudo dan resultados muy precisos (a veces difíciles de interpretar), pero que son costosos desde el punto de vista del tiempo de la máquina. De hecho, es común obtener sistemas de ecuaciones con varios miles de incógnitas para casos simples.

Los métodos numéricos permiten obtener el campo de desplazamientos y tensiones en cualquier punto del macizo alrededor de la excavación y abordar una amplia gama de problemas que son difíciles o incluso imposibles de resolver con otros métodos. El principio común de estos métodos radica en la discretización del espacio del problema estudiado y en la resolución de un cierto número de ecuaciones para obtener la solución.

Estos métodos representan el suelo y el soporte como sólidos y permiten tener en cuenta tres aspectos principales de una modelación de túneles:

- ✓ La estructura y la geometría del sostenimiento con las leyes de comportamiento de los materiales de esta estructura;
- ✓ La geometría de las distintas unidades geomecánicas identificadas en el área de estudio y su ley de comportamiento;
- ✓ Las fases de excavación de la obra y la ejecución del sostenimiento.

Las dificultades del cálculo numérico de túneles se unen de hecho a las dificultades encontradas en cualquier problema geotécnico. Estos están vinculados, por un lado, a la modelización de suelos o macizos rocosos, a la determinación de los parámetros de cálculo y, por otro lado, a la correcta representación de las diferentes fases de la excavación del túnel.

Se pueden hacer tres suposiciones diferentes para estimar el modo de interacción entre el macizo y el revestimiento:

- Continuidad total entre el revestimiento y el macizo;
- Deslizamiento, con o sin fricción, sin despegar el macizo del revestimiento;
- Deslizamiento, con o sin fricción, y posibilidad de separación del macizo del revestimiento.

Los métodos numéricos comúnmente utilizados son:

- El método de los elementos finitos;
- El método de diferencias finitas;
- El método del elemento de frontera;
- El método de los elementos discontinuos.

2.5.1. El método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos es un método numérico para resolver ciertos problemas de física. Es un método que permite determinar una solución aproximada sobre un dominio espacial. Es decir, lo que permite calcular un campo (de escalares, vectores, tensores) que corresponde a determinadas ecuaciones y a determinadas condiciones impuestas.

El método de los elementos finitos también se utiliza cada vez más gracias a su amplia gama de casos que permite estudiar. Sus campos de aplicación son sumamente variados, entre los que nos interesan podemos citar:

- Elasticidad: deformación plana, axisimétrica y tridimensional;
- Elastoplasticidad perfecta y frágil;

- Viscoplasticidad;
- Vibraciones y fenómenos dinámicos;
- Arrastrarse;
- Flujos en medios porosos, estacionarios o transitorios;
- El cálculo de medios contiguos o discontinuos.

Todas estas áreas están afectadas por el cálculo del soporte o revestimiento. Por lo tanto, entendemos la importancia del método de los elementos finitos y los resultados fundamentales que puede proporcionar.

2.5.1.1 Principio del método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos se basa en una idea simple: subdividir (o discretizar) una forma compleja en un gran número de subdominios elementales de forma geométrica simple (elementos finitos) interconectados en puntos llamados "nodos". El enfoque consiste inicialmente en construir una malla teniendo en cuenta los distintos elementos del sistema, luego en elegir las leyes constitutivas de cada material y finalmente en resolver el problema numéricamente.

El método de los elementos finitos permite reproducir la interacción entre el suelo y la estructura de forma realista. La compatibilidad cinemática y estática entre el suelo y la estructura se comprueba implícitamente si la estructura y el suelo se consideran en el análisis y si su interfaz está modelada por elementos de contacto adecuados.

2.5.1.2. La malla

El mallado consiste en dividir el espacio en pequeños dominios denominados elementos finitos. Un elemento finito es una malla, está definido por sus nodos, es decir las uñas para una figura plana, o la parte superior para un volumen. Se utilizan varios tipos de elementos finitos, en primer lugar manteniendo que existen principalmente dos tipos para conchas y volúmenes.

- ✓ Elementos cuadrados (conchas) o cúbicos (volúmenes): permiten una malla regular y eficiente (hay buena precisión con pocos elementos), ya que no hay razón para que las formas sean regulares (en particular, la de los lados / bordes son paralelos) , más bien hablamos de cuadriláteros o hexaedros.

- ✓ Elementos triangulares (conchas) o tetraédricos (volúmenes): permiten adaptarse a formas complejas.

• **Recomendaciones para la construcción de una malla**

Una malla de elementos finitos de un masivo debe tener en cuenta la mayor parte de la geometría de la estructura y las capas de suelo destacadas por los levantamientos. Pero una malla también debe ser el resultado de un compromiso entre la capacidad de cálculo disponible y la precisión aceptable de los resultados numéricos. La malla de compromiso debe construirse considerando los siguientes puntos:

- ✓ Deben utilizarse todas las simetrías compatibles con el problema mecánico para reducir el tamaño del sistema estudiado;
- ✓ La malla debe ser suficientemente fina en las zonas más sometidas a estrés, es decir, en áreas donde se esperan las mayores variaciones en los desplazamientos y tensiones;
- ✓ En áreas menos concurridas, generalmente se colocan elementos más grandes para llegar a las fronteras exteriores;
- ✓ El tamaño de los elementos debe permanecer, en la medida de lo posible, de manera que la relación entre la dimensión más grande del elemento y su dimensión más pequeña sea cercana a la unidad.

• **Malla de elementos finitos para estructuras subterráneas**

La malla de una estructura subterránea debe realizarse teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- ✓ Las condiciones de nulidad de viaje se imponen generalmente bastante lejos de la estructura. En la práctica, deben observarse distancias de aproximadamente 10 veces el radio medio de la galería.
- ✓ Los límites entre campos de diferentes características y los planos de discontinuidad deben coincidir necesariamente con los contornos dentro de la malla.
- ✓ Se debe afinar la malla en las proximidades del túnel para obtener una mayor precisión en la zona donde las tensiones y deformaciones varían rápidamente de un punto a otro.
- ✓ Si se debe considerar la interfaz entre el túnel y el soporte (este es el caso más frecuente) se representará mediante elementos de interfaz.

2.5.1.3. Modelos de elementos finitos para estructuras subterráneas

a. Modelos tridimensionales

Estos modelos, de hecho, son realmente una modelación de un túnel que realmente puede tener en cuenta los tres aspectos principales de una modelación de un túnel, pero en la práctica rara vez se utilizan porque los cálculos son largos, en particular para los modelos de comportamiento no lineal, y la interpretación de los resultados todavía se considera compleja.

Tener en cuenta tanto la modelación tridimensional como la modelación temporal sigue siendo un problema que requiere cálculos muy costosos.

b. Modelos bidimensionales

Este tipo de modelo es más práctico y generalmente menos costoso en términos de tiempo de cálculo y tiempo dedicado a interpretar los resultados. Podemos distinguir tres categorías de modelos:

➤ En condiciones axisimétricas en un plano meridiano

Este tipo de análisis nos permite representar el frente de corte. Asume un estado de tensiones inicial homogéneo e isotrópico en el macizo y solo se puede aplicar a estructuras circulares profundas, por lo que se suele despreciar el efecto de la gravedad a baja escala y la influencia de la superficie. Las tensiones aplicadas y el estado de las tensiones deben respetar las condiciones de simetría. En 1982, Hanaly y Emery propusieron un modelo para representar el avance del túnel, llamaron al método "desactivación-reactivación de los elementos" mientras que en 1944 Chen et al. Esto se denomina "método de excavación secuencial" (SEM).

➤ En deformación plana en un plano paralelo al eje del túnel

Este tipo de modelo permite una representación del frente de la excavación y los movimientos que se producen allí, teniendo en cuenta el efecto de la gravedad y la proximidad a la superficie (Romo y Díaz, 1981). Pero este enfoque es muy limitado ya que considera la estructura subterránea como una zanja horizontal muy larga en la dirección de la obra perpendicular al plano del modelo. Las comparaciones entre este tipo de modelo y los modelos tridimensionales han demostrado que los primeros pueden sobreestimar los desplazamientos debidos a la excavación multiplicándolos por tres (Chaffois, 1985).

➤ **En deformación plana en un plano transversal**

En general, en la práctica, esta modelación se utiliza con frecuencia, aunque solo permite la descripción de un movimiento transversal (radial) desde el suelo hasta el túnel. Puede ser utilizado válidamente para la determinación de campos de tensiones y desplazamientos provocados en el tramo de corriente tras el paso del frente, en particular los consecutivos al llenado del espacio anular o a fenómenos diferidos (consolidación, fluencia). Pero esta modelación es incapaz de simular con precisión la progresión progresiva del túnel y el carácter tridimensional vinculado a la presencia del frente de la excavación.

c. Teniendo en cuenta los efectos tridimensionales en un modelo bidimensional

Al ser los modelos tridimensionales más complejos y costosos en términos de tiempo de cálculo y tiempo dedicado a interpretar los resultados, algunos autores han propuesto procedimientos numéricos para introducir, en cierta medida, el aspecto tridimensional en un modelo plano. Establecieron cinco tipos de procedimientos digitales:

1. Una combinación de modelos planos transversales y longitudinales

Se deben realizar dos tipos de cálculo, el primero es realizar en sección longitudinal para determinar los desplazamientos en el frente de la excavación y el segundo en sección transversal para calcular los desplazamientos radiales.

2. Una combinación de modelos axisimétricos para túneles poco profundos

Se realizan dos cálculos axisimétricos: el primero considera la parte del macizo ubicada entre el eje del túnel y en la superficie y el segundo representa la parte entre el eje del túnel y el sustrato indeformable.

3. Una combinación de un modelo axisimétrico y un modelo transversal

El cálculo axialmente simétrico da desplazamientos al frente de la excavación y las fuerzas que se aplicarán sobre el nivel del muro. El cálculo en sección transversal simula el desconfiamiento del terreno.

4. El método de ablandamiento progresivo

Este método se desarrolló originalmente para describir la deformación plana de las estructuras excavadas utilizando el nuevo método austriaco. Consiste en simular el avance del frente en el macizo mediante una reducción progresiva de la rigidez del suelo ubicado en el área a excavar y mediante la aplicación de una fracción de las fuerzas de excavación nodal.

5. El método de convergencia-confinamiento

Este método se basaba en la representación, mediante un reparto de presiones sobre el muro, de la descompresión del terreno provocada por la progresión del paramento de trabajo en el macizo.

❖ Síntesis

El método de los elementos finitos es una herramienta potente y muy adecuada para tener en cuenta todos los procesos de excavación y apoyo, las dificultades de implementar este método derivan principalmente de la evaluación de las hipótesis y en particular de las características del terreno y apoyo.

En muchos casos, es deseable utilizar enfoques para juzgar con mayor precisión la influencia de una variación en los datos ingresados.

2.5.2. El método de diferencias finitas

Como señalan Billaux y Cundall (1993), el método de diferencias finitas es uno de los métodos más antiguos para resolver numéricamente un sistema de ecuaciones diferenciales. Para condiciones iniciales y condiciones de contorno dadas, la solución es única. La mayoría de los métodos que utilizan las diferencias finitas adoptan una discretización del medio en mallas rectangulares exclusivamente. El enfoque adoptado por Itasca se basa en el método de Wilkins (1964), que permite la formulación de ecuaciones en diferencias finitas para cualquier elemento. Podemos darles cualquier forma en los límites y variar las propiedades de un elemento a otro. Desde este punto de vista, es por tanto tan eficaz como el método de los elementos finitos.

Aparentemente, este método parece ser el más simple de implementar porque se desarrolla en dos etapas: por un lado, la discretización por diferencias finitas de los operadores de derivación en comparación con la diferenciación, por otro lado, la convergencia del esquema numérica también obtenida cuando la distancia entre los puntos disminuye.

Para el método de diferencias finitas, una malla es un conjunto de puntos aislados llamados nodos ubicados en el dominio de definición de funciones sujetas a ecuaciones y derivadas parciales. También incluye nodos ubicados en el borde del campo (o al menos cerca de este borde) para poder imponer las condiciones de contorno y / o las condiciones iniciales con suficiente precisión.

A priori, la primera cualidad de una malla es cubrir lo mejor posible la zona en la que se desarrolla, para limitar la distancia entre cada nodo y su vecino más cercano. Sin embargo, la malla también debe permitir expresar la formulación discreta de los operadores de diferenciación.

2.5.3. El método del elemento de frontera

El Método del Elemento de Frontera, BEM (Boundary Element Method), es una técnica numérica desarrollada desde principios de los años sesenta y basada en la teoría más antigua de ecuaciones integrales de frontera denotada por B.I.E (Boundary Integral Equation). Es particularmente adecuado para la resolución de problemas elastoplásticos debido a la libertad que permite contra las restricciones de la malla y la latitud que deja en la elección de la aproximación del campo de deformación plástica.

El método de los elementos de frontera solo requiere la malla de las únicas zonas potencialmente plásticas que generalmente permanecen ubicadas cerca de las concentraciones y singularidad de las tensiones. Este posible recurso a una discretización a una restricción de la estructura estudiada contribuye a reducir significativamente el tiempo de análisis al simplificar el paso de malla.

En este método, no necesitamos dividir el dominio en elementos, solo discretizar el límite de este dominio. Para la aplicación de un túnel, esto significa que solo necesitamos crear la superficie de un túnel. Esta reducción tiene muchas ventajas: la primera es que tiene menos trabajo para crear la malla. La segunda es que tenemos menos incógnitas y, por lo tanto, necesitamos menos tiempo para calcular.

La calidad de los resultados obtenidos por este método dependerá del procedimiento de constitución de los sistemas lineales así como de la eficiencia del algoritmo elastoplástico explícito que los explote.

Con elementos de contorno, el equilibrio se satisface exactamente. Esto se debe a que los resultados del cálculo de un elemento de contorno no son solo los desplazamientos sino también los tirones de la superficie.

2.5.4. El método de los elementos discontinuos

El caso de los medios continuos todavía no es una generalidad absoluta en el trabajo subterráneo y la mecánica de rocas. La roca es un medio fundamentalmente fracturado, y tratar a toda costa de reducirse a un medio continuo mediante técnicas de homogeneización y correlación puede resultar un grave error y llevar a conclusiones falsas. Esta es la razón por la

que los mecánicos de rocas han desarrollado métodos de cálculo numérico adecuados para medios discretos. Su campo de aplicación depende del grado de fracturación del macizo.

El método de elementos discretos intenta representar los comportamientos de estos medios (medios discretos), que van desde medios débilmente fracturados a fuertemente fracturados, casi continuos. Este método está formulado por el modo de cálculo UDEC (Universal Distinct Element Mode).

Los conjuntos de bloques interactúan a través de uniones, representadas por contactos. Los cantos rodados pueden considerarse rígidos o deformables. Para bloques rígidos, todos los movimientos en la masa rocosa se concentran al nivel de las interfaces entre bloques. El movimiento de los bloques se limita a la traslación perpendicular a la superficie de contacto.

Si los bloques se consideran deformables, cada uno de ellos se trata de forma independiente como un medio continuo. Cada bloque se discretiza automáticamente en elementos triangulares (zonas) en los que la deformación es constante.

2.6. Conclusión

Los métodos empíricos se utilizan con frecuencia en estudios preliminares de túneles excavados en rocas. El principal interés de estos métodos es obligar al ingeniero a realizar una descripción exhaustiva y cuantitativa de la roca, pero no consideran la posibilidad de fractura de la roca.

Los métodos analíticos son muy prácticos y muy útiles, porque nos ayudan a comprender el comportamiento de la masa y el funcionamiento del soporte. Pero las limitaciones de estos métodos están relacionadas con la geometría del túnel (túnel circular), la geometría del suelo (una sola capa) y el comportamiento relativamente simple del suelo y el soporte. El método de confinamiento-convergencia es un método típico que puede tener en cuenta el aspecto tridimensional en un modelo plano. También se puede aplicar para un túnel no circular aplicando un cálculo de deformación plana utilizando el método de elementos finitos que reproduce la geometría exacta del túnel.

Los métodos de cálculo numérico pueden considerarse los más eficientes para el análisis de la estabilidad del túnel, la interacción suelo-estructura y para el dimensionamiento de sostenimiento. La herramienta más poderosa en el cálculo numérico utiliza modelos tridimensionales porque pueden tener en cuenta el comportamiento de suelos y estructuras. Pero son más complejos y más costosos en términos de tiempo de cálculo y tiempo dedicado a interpretar los resultados que los modelos bidimensionales o simétricos.

1. Interacción Suelo-Estructura (ISE)

3.1. Introducción

Todas las obras de ingeniería civil están en contacto con el suelo, este contacto da la interacción entre las dos; esta interacción puede localizarse en cimentaciones (edificios, puentes, pilotes), presas, muros de contención, construcciones marítimas, túneles, etc. En particular en áreas urbanas al excavar cerca de edificios.

El suelo influye en el comportamiento de la estructura y, por tanto, la estructura influye en el comportamiento del suelo. A esto se le llama interacción suelo-estructura.

El término "interacción suelo-estructura" se utiliza hoy en día para caracterizar situaciones en las que el comportamiento de una estructura no puede evaluarse con precisión sin considerar también el comportamiento del suelo en contacto y su interfaz. Desde el punto de vista de la estructura, el objetivo de un análisis teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura es determinar el efecto de la acción del suelo sobre la estructura, es decir principalmente las presiones de contacto, en función de la deformación de la estructura, eso para poder realizar las comprobaciones necesarias para su dimensionamiento. Se trata, por tanto, de asegurar que las hipótesis realizadas sobre el comportamiento del suelo sean compatibles con la respuesta de la estructura, principalmente con su deformación, tanto en el estado límite de servicio como en el estado límite último.

Un análisis estructural acoplado suelo-estructura permite, si las hipótesis aceptadas sobre el comportamiento de cada material son representativas, asegurar esta compatibilidad. Sin embargo, las herramientas necesarias para tales análisis son bastante recientes en comparación con el interés de los primeros matemáticos modernos por las estructuras

relacionadas con el suelo, que se remonta al siglo XVIII. Por lo tanto, el conocimiento teórico sobre estas estructuras se desarrolló primero utilizando herramientas matemáticas más rudimentarias, generalmente desacoplando el comportamiento del suelo y la estructura. La dificultad de representar el suelo mediante un modelo matemático, consecuencia de su gran heterogeneidad in situ y de la complejidad de su comportamiento (anisotropía, no linealidad, irreversibilidad), el hecho de que experiencias prácticas previas en trabajos similares también han jugado un papel importante en el desarrollo del conocimiento.

3.2. Nociones de interacción suelo-estructura

En el campo de la ingeniería sísmica, la Interacción del suelo con la estructura (ISE) es un fenómeno importante a considerar para esperar dar cuenta del comportamiento real de una estructura y por lo tanto evaluar su vulnerabilidad.

Reducir la vulnerabilidad de una estructura desde un punto de vista técnico no es fácil. Requiere un buen conocimiento de los materiales, sus reacciones a las tensiones dinámicas, pero también y sobre todo un buen conocimiento de las condiciones de contorno de la estructura, es decir, la interfaz entre el lugar donde surgen estas tensiones y la propia estructura. El término genérico para el estudio de estos fenómenos se denomina Interacción suelo-estructura (ISE). El término interacción es muy importante ya que destaca claramente el hecho de que no solo la naturaleza del suelo influye en el comportamiento de la estructura, sino que la estructura también influye en el comportamiento del suelo.

La resolución de cualquier problema mecánico requiere un buen conocimiento de sus condiciones de contorno. Para entenderlo completamente, es fácil imaginar que una estructura delgada tipo viga incrustada en un extremo se comporta de manera completamente diferente a una viga cuya incrustación es reemplazada por una rótula con un resorte. Su rigidez y frecuencias naturales se reducen así, mientras que sus desplazamientos pueden amplificarse. El mismo razonamiento se puede aplicar a un edificio que descansa sobre una cimentación, y también al sostenimiento de un túnel en el terreno circundante.

Sin embargo, la interacción del sostenimiento de un túnel con el macizo rocoso constituye un tema central en el dimensionamiento de este tipo de estructuras. El túnel forma así con la roca un sistema estáticamente indeterminado. Dada la complejidad del problema en casos prácticos, esta interacción solo puede abordarse mediante simulaciones numéricas.

Según (Panet 1986), las fuerzas en el túnel se calculan asumiendo que las deformaciones en el revestimiento inducidas por una carga sísmica son las mismas que las producidas en el suelo

en campo libre. El suelo está modelado por manantiales distribuidos alrededor del túnel para tener en cuenta la interacción suelo-estructura.

Al mismo tiempo, podemos demostrar que la presencia de la estructura también influye en el comportamiento del suelo, es decir, el comportamiento que tendría en campo libre. De hecho, tomamos por ejemplo dos estructuras, una incrustada en una roca sólida y la otra descansando sobre un suelo más blando. La estructura incrustada en la roca no influirá en el campo libre. Como el suelo es muy rígido, agregarle una estructura no cambia su comportamiento. La masa de la estructura tampoco cambia nada ya que las fuerzas de inercia generadas por la estructura sobre la roca rígida no tienen efecto sobre ella. Por otro lado, para la estructura apoyada en el suelo flexible, intervendremos:

- El hecho de excavar e incluir una estructura rígida cambiará el campo libre. De hecho, con esta inclusión se cambiará el campo de desplazamiento del suelo. Esto es lo que llamamos "interacción cinemática". Es el resultado de la diferencia de rigidez de la parte de tierra, entre el suelo y la estructura (importante para estructuras rígidas enterradas en suelo blando).
- El hecho de incluir la masa de la estructura inducirá fuerzas inerciales adicionales en la base de la estructura y por tanto en el suelo, lo que tendrá la consecuencia de modificar nuevamente el campo de desplazamiento. Esto es lo que llamamos "interacción inercial". Es el resultado de la diferencia de masa entre la estructura y el suelo, siempre está presente.

Obviamente, el diseño de dicha estructura debe tener en cuenta estos dos componentes de la interacción.

Generalmente, erróneamente, el término interacción suelo-estructura designa en la mente de los ingenieros solo la parte inercial, debe tenerse en cuenta que la interacción cinemática puede ser significativa en ciertas configuraciones, incluso si a veces se puede descuidar.

Por tanto, es necesario tener en cuenta la interacción cuando existe diferencia de masa o rigidez entre el suelo y la estructura, y cuando existen incertidumbres sobre la carga o sobre el conocimiento del suelo.

Generalmente, la técnica de resolución se basa en el método de elementos finitos que tiene la mayor flexibilidad y además permite tener en cuenta fenómenos no lineales, como el comportamiento anelástico de los materiales, y el desprendimiento o deslizamiento de estructuras en el suelo.

La dificultad de la resolución de elementos finitos de los problemas de interacción dinámica suelo-estructura radica en el tratamiento de las condiciones de contorno. Los límites del modelo se introducen artificialmente en él y el reflejo de las ondas en estas interfaces ayuda a mantener la energía que transportan dentro del modelo, mientras que en realidad transportan infinitamente (al menos parcialmente si intervienen otros reflejos), fue posible aniquilar este fenómeno introduciendo fronteras absorbentes cuyo papel es restablecer las condiciones de constreñimientos y desplazamientos en la frontera.

3.3. Métodos de análisis de la interacción suelo-estructura

Existen diferentes métodos para tener en cuenta la interacción suelo-estructura. Entre los que se distinguen los métodos globales (método de análisis directo), que resuelven, como su nombre indica, el problema global y los que se basan en una descomposición del sistema en subsistemas. Estos métodos se designan con el nombre de métodos de subestructura. Además de los métodos híbridos que consisten en utilizar una combinación de los otros dos métodos, los presentaremos a continuación.

Los métodos se describen y detallan en numerosos trabajos ([Pecker, 1984], [Wolf, 1988]) y también en las diversas tesis ([Cremer, 2001], [Grange, 2008]). Presentamos brevemente cada uno de estos tres métodos.

3.3.1. Métodos globales (métodos de análisis directo)

Los métodos globales, también llamados métodos directos, tratan el problema de la interacción suelo-estructura como un todo para obtener respuestas de suelo y estructura simultáneamente. Consisten en resolver directamente la ecuación de movimiento en todo el sistema suelo-estructura. Los elementos del suelo y del sostenimiento (suelo, Túnel (arco de hormigón)) se consideran en un mismo análisis con su comportamiento y condiciones de contacto. El cálculo se realiza en un solo paso. Estos enfoques tienen en cuenta aspectos importantes de la interacción suelo-estructura, incluida la heterogeneidad del suelo, la presencia de agua, el comportamiento no lineal e irreversible de los geomateriales y las condiciones de contacto suelo-estructura.

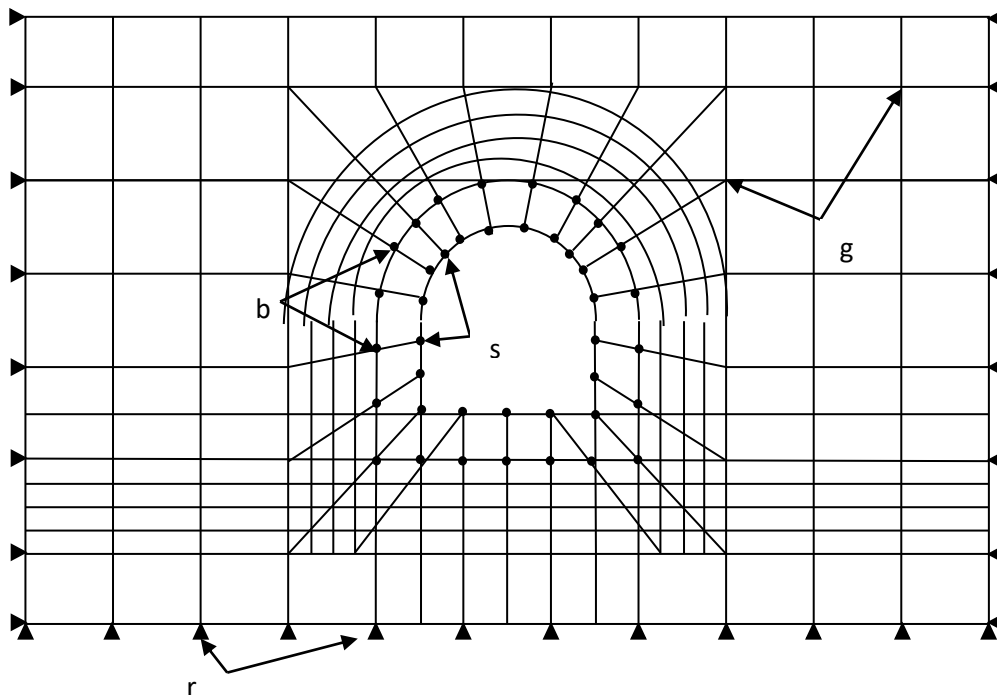


Figura 3.1. Sistema masivo – sostenimiento

Estos métodos son los más directos, pero a menudo también los más complejos, en particular debido a su tiempo de cálculo. En la práctica, el costo de resolver problemas tridimensional es claramente prohibitivo y uno debe restringirse a problemas bidimensionales.

a. Ecuación de movimiento en el dominio del tiempo

La ecuación de movimiento en el dominio del tiempo del sistema suelo-estructura se escribe

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{I\}\{\ddot{U}_g\}$$

(3.1)

Sabiendo que :

$\{U\}$ representa el vector de los desplazamientos relativos del sistema con respecto al asiento.

$[M]$, $[C]$ y $[K]$ son respectivamente las matrices de masa, amortiguación y rigidez del sistema.

$\{I\}$ representa un vector unitario, dando la dirección de la tensión $\ddot{U}_g(t)$.

La solución directa de este sistema de ecuaciones es tan compleja que es casi inevitable recurrir a métodos numéricos, como los métodos de elementos finitos y de diferencias finitas.

El límite exterior ficticio del suelo debe colocarse lo suficientemente lejos de la estructura para evitar el reflejo de las ondas que emanan de la interfaz suelo-estructura durante todo el período de análisis. Figura 3.1. En el caso de que este procedimiento dé lugar a un cálculo

muy caro (por el elevado número de grados de libertad del sistema discreto), utilizando el método de los elementos de fronteras absorbentes.

$$U = \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix}; \text{Con}$$

U_s : desplazamientos absolutos de los nodos de la estructura,

U_b :Desplazamientos absolutos de los nodos del borde externo (interfaz masivo-sostenimiento) de la base (Interfaz suelo-estructura),

U_i (o U_g): desplazamientos absolutos de los nodos interiores del suelo,

U_r : desplazamientos absolutos de los nodos de la frontera.

Apuntamos \dot{U} y \ddot{U} las velocidades y aceleraciones nodales, respectivamente. Se consideran los siguientes subsistemas de referencia: Siendo la excitación de origen sísmico, solo se cargan los nodos del borde. Entonces se escribe la ecuación de movimiento:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} & & & \\ M_{bs} & M_{bb}^s + M_{bb}^g & M_{bi} & & \\ & M_{ib} & M_{ii} & & \\ & & M_{ri} & & \\ & & & M_{rr} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & & & & \\ & C_{sb} & & & \\ C_{bs} & C_{bb}^s + C_{bb}^g & C_{bi} & & \\ & C_{ib} & & C_{ii} & \\ & & & C_{ri} & \\ & & & & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_b \\ \dot{U}_i \\ \dot{U}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} & & & \\ K_{bs} & K_{bb}^s + K_{bb}^g & K_{bi} & & \\ & K_{ib} & K_{ii} & & \\ & & K_{ri} & & \\ & & & K_{rr} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ P \\ r \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

Las matrices de bloques correspondientes a los nodos de la interfaz suelo-estructura (nodos comunes a s y a g) son adicionales.

Tenemos U_r^f el vector de desplazamientos de los nodos del borde en campo libre. Estos desplazamientos no están influenciados por la presencia de la estructura cuando el borde se coloca lo suficientemente lejos. Por tanto, tenemos la siguiente relación:

$$U_r = U_r^f$$

Al eliminar los grados de libertad del borde del modelo, la ecuación de movimiento (3.2) del sistema de estructura del suelo se convierte en:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} \\ M_{bs} & M_{bb}^s + M_{bb}^g \\ & M_{ib} \\ & & M_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb}^s + C_{bb}^g \\ & C_{ib} \\ & & C_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_b \\ \dot{U}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb}^s + K_{bb}^g \\ & K_{ib} \\ & & K_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ M_{ir} \ddot{U}_r^f + C_{ir} \dot{U}_r^f + K_{ir} U_r^f \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

La ecuación eliminada es

$$M_{ri} \ddot{U}_i + M_{rr} \ddot{U}_r + C_{ri} \dot{U}_i + C_{rr} \dot{U}_r + K_{ri} U_i + K_{rr} U_r = P_r \quad (3.4)$$

Vemos en la ecuación (3.3) que solo el segundo miembro de las ecuaciones de los nodos interiores acoplados a los nodos del borde es distinto de cero.

La primera dificultad de este método es que esta resolución requiere un buen conocimiento de las leyes constitutivas de los materiales de frontera entre las diferentes partes del sistema.

La segunda dificultad es la diferencia de dimensión que existe entre la estructura y la masa del suelo. Tener en cuenta la interacción suelo-estructura requiere una gran cantidad de elementos lo que genera tiempos de cálculo restrictivos. También es bastante difícil definir con precisión el borde de esta masa de suelo. En efecto, una ola que golpea este borde puede reflejarse numéricamente y llegar a solicitar una vez más la estructura, mientras que en realidad, como hemos visto, esta ola sale al infinito y se lleva parte de la energía. De la estructura y del suelo (amortiguación radiativa). Por lo tanto, los límites de los absorbentes deberán agregarse a los límites de la masa de suelo para tener en cuenta esta amortiguación.

Pero una de las principales ventajas de los métodos globales es su capacidad para tener en cuenta las heterogeneidades resultantes de variaciones de facies o de variaciones en las características del suelo resultantes de no linealidades.

b. Ecuación de movimiento en el dominio de la frecuencia

Usando la transformada de Fourier, la ecuación de movimiento (3.3) se escribe en el dominio de la frecuencia como:

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^g & S_{bi} \\ & S_{ib} & S_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ S_{ir} U_r^f \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Con $S = (-\omega^2 M + i\omega C + K)$ la matriz de rigidez dinámica compleja, $U = U(\omega)$ la amplitud compleja de la respuesta se define como la transformada de Fourier de $U(t)$:

$$U(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} U(t) e^{-i\omega t} dt \quad \text{y} \quad U(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} U(\omega) e^{-i\omega t} d\omega \quad (3.6)$$

Al eliminar en la ecuación (3.4) los grados de libertad de los nodos interiores (índice i) por condensación dinámica, tenemos según (3.4):

$$U_i = S_{ii}^{-1} (-S_{ir} U_r^f - S_{ib} U_b) \quad (3.7)$$

La segunda ecuación de (1.4) se convierte en:

Tenemos

$$S_{bs} U_s + (S_{bb}^s + S_{bb}^g - S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ib} U_b) U_b = S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ir} U_r^f \quad (3.9)$$

La ecuación (1.4) se convierte en

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^g - S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ib} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ (S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ir}) U_r^f \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

Posamos

$$\bar{S}_{bb}^g = S_{bb}^g - S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ib}$$

(3.10a)

$$\bar{S}_{br} = S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ir}$$

(3.10b)

Finalmente obtenemos:

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + \bar{S}_{bb}^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ \bar{S}_{br} U_r^f \end{Bmatrix} \quad (3.10c)$$

Esta ecuación es una posible formulación del análisis de la interacción dinámica suelo-estructura expresada en movimiento absoluto. Sin embargo, su uso es difícil porque la matriz \bar{S}_{br} que aparece en el segundo miembro es difícil de evaluar.

3.3.2. El método de las subestructuras

Esta categoría de métodos utiliza el principio de superposición. La idea consiste en analizar el problema de interacción suelo-estructura en varios pasos sucesivos, considerándose cada paso más fácil de resolver que el problema global (Kausel et al. 1978, Aubry et al. 1982 y Pecker 1984), son por supuesto aplicables sólo a problemas lineales. Este enfoque generalmente desacopla los análisis cinemáticos e inerciales. Por razones obvias, las estructuras inferiores contempladas están constituidas por un lado por el suelo y por otro lado por la estructura, como se indica en Se escriben las ecuaciones de equilibrio de cada subsistema, luego las condiciones de compatibilidad con l 'interfaz (continuidad de desplazamiento y del vector de tensión).

El método de subestructuras es generalmente aplicable para cimentaciones, su aplicación en túneles es fácil. Solo tomamos la base de suelo masiva y reemplazamos la cimentación con el arco del túnel.

La primera fase se refiere a la interacción cinemática donde se determina la interacción entre el suelo y la cimentación en ausencia de la superestructura y donde el movimiento de la cimentación probablemente sea diferente del movimiento del campo libre. Esta diferencia se debe al mecanismo cinemático de interacción que se relaciona principalmente con la rigidez de los cimientos. Los efectos cinemáticos se describe generalmente mediante funciones de transferencia dependientes de la frecuencia. La función de transferencia se define por la relación entre el movimiento de la cimentación y el movimiento del campo libre en ausencia de la superestructura. Determinar el movimiento de la cimentación resolviendo el problema de interacción cinemática (masa de la superestructura igual a cero) es una fase necesaria para determinar la tensión impuesta en la base de la estructura, porque la rigidez de la cimentación puede modificar la respuesta del sistema suelo-cimentación. Por tanto, el movimiento obtenido puede ser diferente al de un campo libre.

Tenemos en cuenta que la interacción cinemática a menudo se pasa por alto en los códigos de terremotos. Estos generalmente utilizan un procedimiento simplificado, que consiste en evaluar las fuerzas sísmicas inducidas en las cimentaciones por las fuerzas inerciales.

La segunda fase se refiere al cálculo de la impedancia dinámica de las cimentaciones, consiste en la sustitución del sistema suelo-cimentación por elementos amortiguadores de muelles lineales o no lineales. El cálculo de impedancias dinámicas es el primer paso en el análisis de la interacción inercial y el análisis de la interacción cinemática. En la mayoría de los estudios, las impedancias se estiman mediante métodos analíticos, semi-analíticos y numéricos (el método de los elementos de frontera, el método de los elementos finitos y el método de los elementos de frontera junto con el método de los elementos finitos) o mediante expresiones aproximadas (Luco 1974, Kausel y Roesset 1975, Gazetas 1983, Wong y Luco 1985, Dobry y Gazetas 1988, Makris et al. 1994, Boumekik 1986). . Las funciones de impedancia tienen una parte real y una parte imaginaria, ambas dependientes de la frecuencia. La rigidez representa la parte real y la amortiguación representa la parte imaginaria.

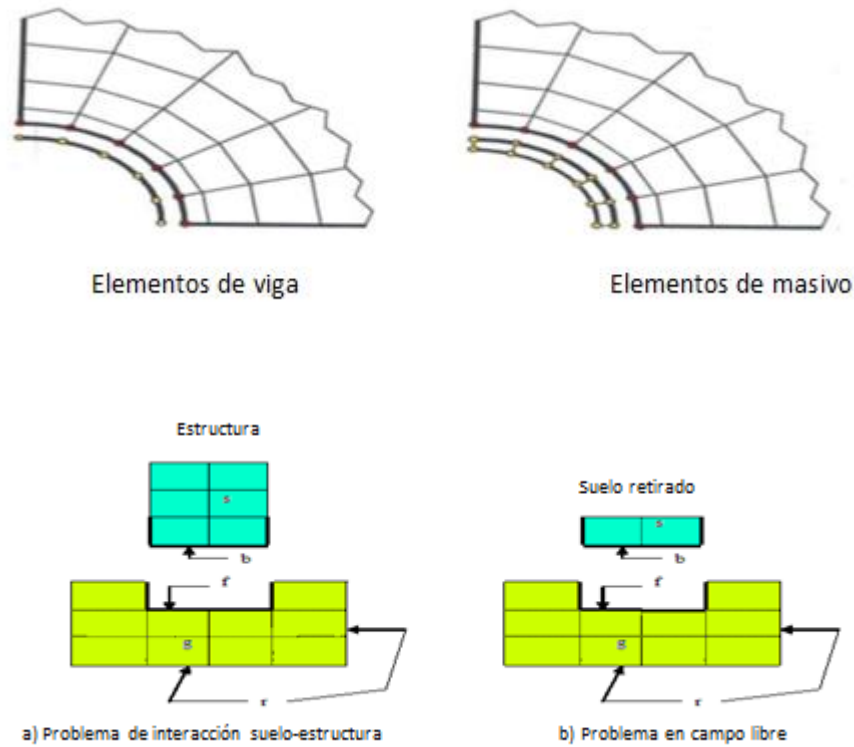


Figura 3.2. Interacción suelo-estructura

a. Principio del método de subestructuras.

Considere una discretización por elementos finitos de sistemas suelo-estructura como se muestra en la Figura (3.2a). El suelo y la estructura se han separado y el equilibrio se ajusta mediante la aplicación de las fuerzas inerciales P_b , P_f . El modelo se somete a una excitación arbitraria a lo largo de la frontera. La figura (3.2b) representa la discretización del problema

en campo libre. La estructura en este caso representa la parte despejada del suelo. Para una solución en el dominio de la frecuencia, la ecuación (3.2) del movimiento se convierte en:

$$\left(-\omega^2 M + i\omega C + K\right)U = P \quad (3.11)$$

M es la matriz de masa, C es la matriz de amortiguadores y K la matriz de rigidez. P y U son los vectores de fuerza y de desplazamiento, donde ω es la frecuencia de excitación. Por razón de las implícitas, las submatrices de la rigidez dinámica compleja vienen dadas por la siguiente relación $K_d = K + i\omega C - \omega^2 M$. La relación fuerza-desplazamiento para las diversas subestructuras se da como siguiente:

(a) Estructura:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

(b) Cimentación incluida la interacción suelo-estructura:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

(c) Cimentación, la solución de campo libre:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f^* \\ 0 \\ P_r^* \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

Los subíndices anteriores se refieren a lo siguiente: s para los nodos de la estructura, excluyendo la interfaz suelo-estructura; b, para los nodos de la estructura a lo largo de la interfaz; f, para nodos terrestres a lo largo de la misma interfaz; g, para los nodos del suelo, excluyendo la interfaz y los límites, y r, para los nodos a lo largo de la frontera. El asterisco se refiere a la solución de campo libre. Observamos que el problema del campo libre y el problema de la interacción suelo-estructura están sujetos a la misma excitación U_r^* . Sin embargo, en $P_r \neq P_r^*$ general a menos que el borde esté lejos de la estructura.

Restar la ecuación (3.14) de la ecuación (3.13) conduce a la relación:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f - U_f^* \\ U_g - U_g^* \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f - P_f^* \\ 0 \\ P_r - P_r^* \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

Por condensación dinámica, la ecuación matricial (1.5) se convierte en:

$$K(U_f - U_f^*) = P_f - P_f^* \quad (3.16)$$

Donde

$K = K_{ij}(\omega)$ es la matriz de las funciones de impedancia de la cimentación que se pueden escribir en la siguiente forma explícita:

$$K_{ij}(\omega) = \frac{(P_f - P_f^*)e^{i\omega t}}{(U_f - U_f^*)(\omega)} \quad (3.17)$$

Con :

P_f el vector de fuerzas (momentos) que proviene del efecto inercial de la superestructura,

P_f^* el vector de fuerzas (momentos) causado por el movimiento del campo libre,

U_f es la respuesta a la interfaz suelo-cimentación y U_f^* la respuesta de movimiento en campo libre a la interfaz suelo-cimentación.

Por otro lado, el equilibrio y la compatibilidad requieren que:

$$P_f = -P_b, P_f^* = -P_b^*, U_f = U_b, U_f^* = U_b^*$$

$$\text{De manera que: } K(U_b - U_b^*) = -P_b - P_b^* = P_b^* - P_b \quad (3.18)$$

Los términos de la matriz de impedancia son complejos y dependen de la frecuencia. Estos se obtienen del código de cálculo en forma compleja:

$$K_{ij}(\omega) = [k_{ij}^r(\omega) + ik_{ij}^i(\omega)] \quad (3.19)$$

Esta última expresión presenta una parte real (k_{ij}^r) y una parte imaginaria (ik_{ij}^i).

La ecuación (1.19) se puede reescribir introduciendo la impedancia (rigidez) estática K_s :

$$K_{ij}(\omega) = K_s [k'_{ij}(\omega) + ik''(\omega)] \quad (3.20)$$

Donde K_s es la impedancia estática ($\omega = 0$) o rigidez estática, refleja el comportamiento elástico y tiene en cuenta la rigidez e inercia del suelo e indica movimiento vibratorio y amortiguación.

Cuando la masa de la losa (cimentación) no es cero, debe reemplazarse $[K]$ por

$[K] - \omega^2 [M]$ en las ecuaciones anteriores donde $[M]$ representa la matriz de masa.

La respuesta de todo el sistema suelo-estructura se obtiene mediante el método de superposición. Reemplazando la ecuación (3.18) en la ecuación (3.12) obtenemos la siguiente relación:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ KU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} \quad (3.21)$$

La ecuación (A.21) muestra que la solución del problema de interacción suelo-estructura se puede obtener (para la estructura) aplicando fuerzas ficticias a la interfaz suelo-cimentación.

$P_b = P_b^* + XU_b^*$. una vez que las fuerzas y los desplazamientos en un campo libre (P_b^* et U_b^*) a la interfaz suelo-cimentación se puede calcular fácilmente para varios casos, como sistemas con pisos laminados sometidos a ondas sísmicas que se propagan en cualquier ángulo. Sin embargo, la matriz de funciones de impedancia K no es fácil de obtener, excepto para el caso particular de una cimentación colocada en la superficie de un suelo (incrustación cero) [Gasetas y Roesset 1976, Chopra et al 1975, Vaish y Chopra 1974]. Para cimentaciones rígidas, las componentes del vector de desplazamiento se pueden expresar en términos de traslaciones y rotaciones de la cimentación aplicadas a la interfaz suelo-cimentación:

$$U_b = FU_0 \quad (3.22)$$

Donde F es la matriz de transformación del cuerpo rígido y U_0 contiene los desplazamientos y las rotaciones. Las fuerzas nodales P_b y las fuerzas de cimentación P_0 están conectadas por la relación (3.23):

$$P_0 = F^T P_b = F^T (P_b^* + KU_b^*) \quad (3.23)$$

Combinando las ecuaciones (3.11), (3.12) y (3.20), obtenemos la expresión final:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ KU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} U_0 \quad (3.24)$$

Un análisis completo de la ecuación (3.24) muestra que la matriz de impedancia de la cimentación se expresa de la siguiente manera:

$$K_0 = F^T K F \quad (3.25)$$

3.3.3. Métodos híbridos

Los métodos híbridos consisten en utilizar una combinación de los otros dos métodos vistos anteriormente mientras se aprovechan las ventajas de cada uno. Por lo tanto, los métodos híbridos tienen como objetivo dividir el sistema en dos subdominios. El primer subdominio: el campo lejano está lo suficientemente lejos de la estructura para ser considerado elástico. Su comportamiento puede entonces estar gobernado por las impedancias dinámicas. El segundo subdominio: se considera que el campo cercano tiene un comportamiento no lineal. Incluso

llegamos a considerar que engloban todas las no linealidades y heterogeneidades del problema. Este dominio finito se puede tratar con el método de los elementos finitos.

La dificultad del método radica en obtener, a lo largo del límite que separa el campo cercano del campo lejano, la solución del problema de difracción del campo incidente.

3.4. Fronteras del modelo

3.4.1. Fronteras absorbentes

El modelado en el campo de la geomecánica a menudo requiere un campo relativamente grande. Por ejemplo, al modelar una excavación en un túnel, supongamos que está rodeado por un dominio infinito. Y en el caso de una estructura de superficie, descansa sobre un dominio semi-infinito. El modelado por un método numérico es hecho, por otro lado, para un dominio limitado. En el caso estático, los límites artificiales se establecen a cierta distancia del área de interés. En el caso dinámico, estas fronteras provocan reflejos de ondas y evitan la radiación de energía. Sin embargo, el uso de un dominio grande reduce este efecto porque la mayor parte de la energía se disipa en el dominio. Sin embargo, un modelo grande aumenta el tiempo de cálculo. Esta dificultad puede superarse mediante el uso de bordes absorbentes. La frontera absorbente (o viscoso) fue desarrollado por Lysmer y Kuhlemyer 1973 para el estudio de elementos finitos de vibraciones de cimientos superficiales parcialmente incrustados en suelo semi-infinito.

Este se basa sobre la aplicación, en las fronteras del modelo discretizado, de tensiones viscosas (normales y tangenciales) para que la mayor parte de la energía transportada por las olas pueda ser absorbida totalmente a nivel de la frontera del modelo discretizado. Los valores aproximados de estas tensiones se obtienen de la teoría de la propagación de ondas.

Al modelar dinámicamente una estructura, las fronteras deben colocarse lo suficientemente lejos de la estructura para minimizar la reflexión de las ondas. Cuando la amortiguación es muy grande, esta distancia es relativamente pequeña (Seed et al, 1975). Por otro lado, cuando la amortiguación es baja, esta distancia puede ser muy grande, lo que conduce a un modelo bastante grande e irrazonable. Por lo tanto, la solución es forzar estos límites para producir un movimiento de campo libre absorbiendo las ondas que provienen de la estructura. Sin embargo, para que esta frontera sea efectiva, debe colocarse a cierta distancia de la cimentación.

El Code-Aster utiliza elementos de frontera absorbente. Estos elementos de tipo paraxial, cuya teoría se describe aquí, se asignan a unas fronteras de dominios elásticos o fluidos para tratar problemas 2D o 3D de interacción suelo-estructura o suelo-fluido-estructura. Permiten satisfacer la condición de Sommerfeld verificando la hipótesis de la anecoicidad: la eliminación de ondas planas elásticas o acústicas difractadas y no físicas provenientes del infinito.

3.4.2 Fronteras para el campo libre

La presencia de una estructura superficial provoca una gran perturbación en la propagación de las ondas. Lejos de la estructura, debemos encontrar el movimiento en campo libre.

Los problemas estándar de respuesta sísmica y de interacción suelo-estructura o suelo-fluido-estructura nos llevan a considerar dominios infinitos o que se supone que son tales. Por ejemplo, en el caso de las presas sometidas a un terremoto, a menudo tenemos que tratar con grandes embalses que nos permiten hacer la hipótesis del anecoicismo: las olas que salen hacia el fondo del embalse no "regresan". El objetivo de esto es reducir el tamaño de la estructura a malla y permitir la realización de cálculos complejos con los recursos informáticos actuales.

En este trabajo se considera que la frontera de la malla de elementos finitos del suelo se ubica en un dominio con comportamiento elástico.

La teoría de los sistemas elípticos simplemente asegura la existencia y la unicidad de la solución de problemas elastoplásticos en campos delimitados, bajo el supuesto de condiciones de contorno que aseguran el cierre del problema. Es diferente para dominios infinitos. Hay que recurrir a una condición particular, conocida como Sommerfeld, formulada en las infinitas direcciones del problema. Esta condición asegura en particular, en el caso de la difracción de una onda plana elástica por una estructura, la eliminación de las ondas difractadas no físicas provenientes del infinito que las condiciones clásicas en los bordes del dominio de distancias finitas no son suficientes para asegurar.

El método preferido para tratar con dominios infinitos es el de elementos finitos de contorno (o ecuaciones integrales). La solución fundamental utilizada comprueba automáticamente la condición de Sommerfeld. Sin embargo, el uso de este método está condicionado por el conocimiento de esta solución fundamental, que es imposible en el caso de un suelo con una geometría compleja, por ejemplo, o cuando el suelo o la estructura son no lineales. Por tanto, es necesario recurrir a los elementos finitos.

En consecuencia, las condiciones particulares en el límite de la malla de elementos finitos son necesarias para prohibir la reflexión de las ondas difractadas salientes y así reproducir artificialmente la condición de Sommerfeld. Varios métodos permiten identificar las condiciones de contorno que cumplen con nuestros requisitos. Algunos conducen a una resolución exacta del problema: las llamamos "fronteras consistentes". Se basan en tener en cuenta con precisión la propagación de ondas en el dominio infinito. Por ejemplo, si se puede asumir este dominio elástico y con una estratigrafía simple alejada de la estructura, se puede considerar un acoplamiento de elementos finitos - ecuaciones integrales. Uno de los problemas con esta solución es que no es local en el espacio: es necesario hacer una valoración sobre toda la frontera que separa el campo finito del campo infinito, lo que nos lleva obligatoriamente a un problema de subestructuración. Esta no-localidad en el espacio es característica de fronteras consistentes. Conseguir términos de límites locales en el espacio, podemos usar la teoría de los elementos infinitos. Son elementos de dimensión infinita cuyas funciones básicas reproducen mejor la propagación de ondas elásticas o acústicas hasta el infinito. Estas funciones deben estar próximas a la solución porque los teoremas matemáticos clásicos ya no aseguran la convergencia del resultado del cálculo hacia la solución con tales elementos. De hecho, se puede encontrar una analogía entre la búsqueda de funciones básicas satisfactorias y la de una solución fundamental para ecuaciones integrales. Las restricciones geométricas son bastante similares pero, sobre todo, esta investigación tiene un gran inconveniente: depende de la frecuencia. En consecuencia, tales fronteras, locales o no en el espacio, pueden usarse solo en el campo de Fourier, que prohíbe una determinada categoría de problemas, con no linealidades de comportamiento o grandes desplazamientos, por ejemplo. Llegamos así a tener que encontrar fronteras absorbentes eficientes, locales en el espacio y en el tiempo para hacer frente a los elementos finitos de los problemas transitorios planteados en campos infinitos.

La teoría de los elementos paraxiales que realizan la absorción buscada con una eficiencia inversamente proporcional a su simplicidad de implementación así como la descripción de las restricciones de implementación en Code_Aster están presentes en el manual del código.

El modo de implementación de los elementos paraxiales elásticos en transitorio proviene esencialmente de la necesidad de descomponer el desplazamiento en un componente según la normal al elemento, correspondiente a una onda P, y un componente en el plano del elemento, correspondiente a una onda S.

Entonces podemos discretizar la relación de impedancia introducida en la primera parte: que las componentes del desplazamiento en el plano tangente y u_3 de acuerdo con e_3 , la dirección normal a la frontera.

$$t(u) = \rho C_p \frac{\partial u_3}{\partial t} + \rho C_s \frac{\partial u'}{\partial t} \quad (\text{B.2})$$

No volvemos al esquema de integración temporal que ya hemos descrito en la parte anterior, sabiendo que siempre consideramos la relación de impedancia explícitamente mediante una corrección del segundo miembro.

3.5. Conclusión

La Interacción del Suelo con la Estructura (ISE) es un fenómeno importante a considerar para esperar dar cuenta del comportamiento real de una estructura para evaluar su vulnerabilidad y, por lo tanto, asegurar su durabilidad, especialmente cuando se encuentra en una zona sísmica. Por lo tanto, es necesario tener un mejor conocimiento de los materiales, su comportamiento y las condiciones de la interfaz, así como la consideración de las condiciones de contorno.

El término “interacción” designa que no solo la naturaleza del suelo influye en el comportamiento de la estructura, sino que la presencia de la estructura también influye en el comportamiento del suelo (especialmente los más flexibles). La interacción cinemática resulta de la diferencia de rigidez entre el suelo y la estructura, además, la diferencia de masa entre esta última resulta de lo que llamamos interacción inercial.

Para analizar el fenómeno de la interacción suelo-estructura, los enfoques propuestos se pueden clasificar en tres categorías: métodos globales (métodos de análisis directo), que resuelven como su nombre sugiere el problema global, métodos de subestructuras que se basan en una descomposición del sistema en subsistemas y métodos híbridos.

Cada uno de ellos corresponde a una esquematización del modelo suelo-estructura, y la resolución del problema es mediante métodos numéricos (métodos de elementos finitos y diferencias finitas) que pueden proporcionar información útil sobre el funcionamiento de la obra (campos de desplazamiento y tensiones).

Los métodos directos son más complejos desde el punto de vista del costo y tiempo de cálculo, así como del conocimiento de las leyes constitutivas de los materiales (suelo y estructura).

4. Respuesta dinámica del "modelo analítico" del sistema Suelo-Túnel-Cimentación

4.1. Introducción

La resolución de cualquier problema mecánico requiere un buen conocimiento de sus condiciones de contorno. Para entenderlo bien, es fácil imaginar que una estructura esbelta del tipo viga empotrada en un extremo se comporta de forma totalmente diferente a una viga cuyo empotramiento se sustituye por una rótula con resorte. Su rigidez y sus frecuencias naturales se reducen así, mientras que sus desplazamientos pueden amplificarse. El mismo razonamiento se puede aplicar a un edificio que descansa sobre una base. El conocimiento de los cimientos y el suelo subyacente es esencial para determinar correctamente el comportamiento real de la estructura.

Al mismo tiempo, podemos demostrar que la presencia de la estructura también influye en el comportamiento del suelo y el comportamiento del túnel, es decir, el comportamiento que tendría en campo libre. De hecho, tomemos por ejemplo dos estructuras, una incrustada en una roca sólida y la otra descansando sobre un suelo más blando. La estructura incrustada en la roca no influirá en el campo libre. Como el suelo es muy rígido, agregarle una estructura no cambia su comportamiento. La masa de la estructura tampoco cambia nada ya que las fuerzas de inercia generadas por la estructura sobre la roca rígida no tienen efecto sobre ella. Por otro lado, para la estructura apoyada en el suelo flexible, intervendrán tres fenómenos:

- El hecho de excavar e incluir una cimentación rígida modificará el campo libre. En efecto de esta inclusión el campo de desplazamiento del suelo cambiará algo. Esto es lo que llamamos interacción cinemática.
- el hecho de incluir la masa de la estructura inducirá fuerzas de inercia en la base de la estructura y por lo tanto en el suelo, lo que resultará en modificar el campo de desplazamiento una vez más. Esto es lo que llamamos interacción inercial.
- durante la carga dinámica, considerando una masa semi-infinita de suelo, la energía traída por el movimiento de la estructura se disipa de dos maneras: una amortiguación histerética (material) debido a las no linealidades presentes en el

suelo y en la cimentación, y una disipación debida a la radiación de las ondas en el medio semi-infinito . Esta disipación de la energía irradiada por la estructura se denomina amortiguamiento radiativo.

4.2. Respuesta dinámica de cimentaciones

El dimensionamiento de las cimentaciones siempre requiere de tres etapas preliminares que son: Establecimiento de criterios de desempeño (criterio de falla o limitación de la amplitud de vibración); La determinación de las cargas dinámicas aplicadas; y modelado de suelos y evaluación de sus propiedades dinámicas para determinar la respuesta dinámica de los cimientos.

Los dos primeros pasos influyen en menor medida en la respuesta dinámica de la fundación. Por otro lado, la 3ª etapa requiere más atención porque afecta directamente el comportamiento dinámico de las cimentaciones a través de la interacción de esta última con el suelo.

Los criterios de rendimiento comúnmente utilizados requieren que la base se mueva a bajas amplitudes. Por tanto, el comportamiento del sistema de cimentación sigue siendo lineal. Por tanto, resulta que para las cargas periódicas, la respuesta de este sistema se puede obtener superponiendo la respuesta armónica a diferentes frecuencias.

En la práctica, el suelo está formado por varias capas con diferentes características. Además, en la mayoría de los casos, las cimentaciones se colocan o empotran en un suelo homogéneo o heterogéneo delimitado por un sustrato indeformable. Las condiciones de contorno mixtas inherentes se vuelven lo suficientemente complejas como para que se pueda obtener una solución del problema mediante métodos analíticos. Por su naturaleza discreta, el método semi-analítico, el método de los elementos finitos y el método de las diferencias finitas se adaptan bien a la geometría del problema e incluso pueden abarcar diferentes tipos de cimentaciones.

Las funciones de impedancia constituyen la herramienta básica para el estudio de la respuesta dinámica de la cimentación. En geodinámica, los ingenieros se enfrentan a dominios muy grandes cuya influencia en las estructuras que buscan dimensionar se tiene en cuenta a través de una matriz de impedancia en las interfaces. Esta matriz tiene 6 grados de libertad (traslación vertical o bombeo, traslación horizontal o criba, rotación u oscilación del eje horizontal, rotación o torsión del eje vertical). Los términos de la matriz de impedancia se expresan como funciones de valores complejos dependientes de la frecuencia.

Solo consideramos masivos rígidos sometidos a tensiones armónicas (fuerzas y momentos). En el comportamiento de cimentaciones solicitadas por fuerzas armónicas, el sistema de cimentación del suelo puede esquematizarse con muy buena aproximación mediante un conjunto de sistema oscilante simple, compuesto por una masa, un resorte y un amortiguador Figura (4.1). Dicho sistema existe para cada grado de libertad de movimiento de la cimentación.

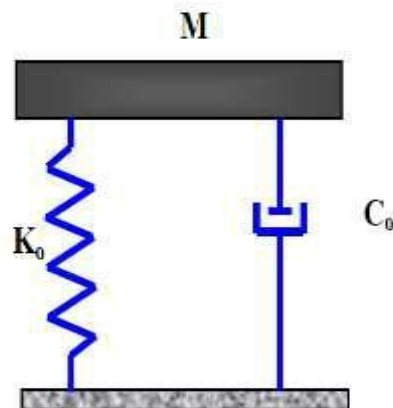


Figura 4.1. Modelo reológico simplificado para la impedancia vertical

4.3. Ecuación de movimiento de una barra

4.3.1. Ondas longitudinales, ondas primarias (ondas P)

Consideramos una barra prismática, cuyas características son las siguientes (Figura 4.2).

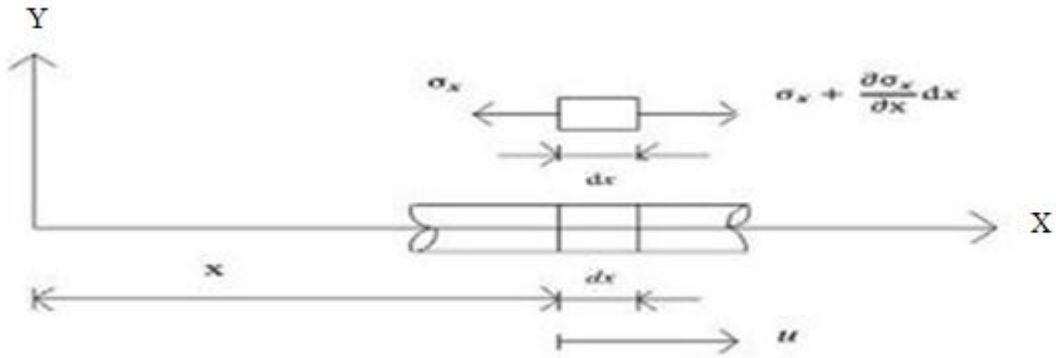


Figura 4.2. Ondas longitudinales que se propagan a lo largo de una barra.

ρ : la masa volúmica del material

E : módulo de Young

A : el área

La ecuación de equilibrio se escribe en la forma:

$$\sum F_x = -\sigma_x \cdot A + \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx\right) \cdot A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Tenemos,

$$\sigma_x = E \cdot \epsilon_x = E \frac{\partial u}{\partial x} \quad ; \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Posamos:

$$V_p^2 = \frac{E}{\rho}$$

Donde,

V_p : es la velocidad de las ondas P (u ondas longitudinales).

Obtenemos la ecuación:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (4.1)$$

La ecuación (1) se llama: la ecuación de onda unidimensional.

$$u(x,t) = f_1(x - V_p t) + f_2(x + V_p t)$$

f_1 y f_2 son las funciones arbitrarias de los parámetros $(x - V_p t)$ et $(x + V_p t)$.

Esta expresión representa un par de ondas que se propagan en las direcciones positiva y negativa respectivamente a lo largo de la barra.

4.3.2. Onda de corte, distorsión (ondas S)

Consideramos una barra cilíndrica, cuyas características son las siguientes (Figura 4.3.).

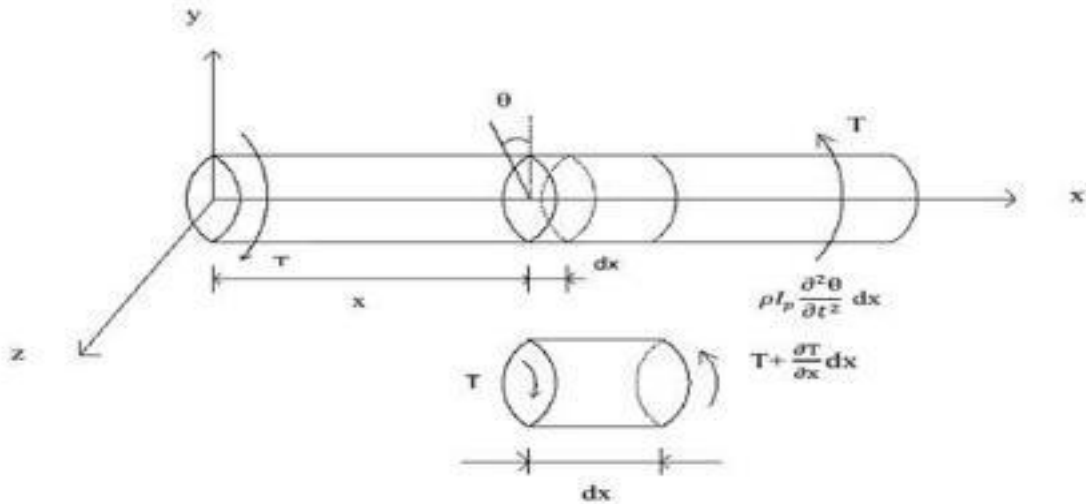


Figura 4.3. Ondas de corte que se propagan a lo largo de una barra

I_p : Momento polar de inercia de la sección transversal de la barra

G : Módulo de corte del material

$I_p \cdot G$: La rigidez al corte

La ecuación de equilibrio se escribe en la forma:

$$\sum T \text{ (Un par de torsión)} = -T + (T + \frac{\partial T}{\partial x} dx) = \frac{\partial T}{\partial x} dx$$

Tenemos,

$$d\theta = \frac{T dx}{I_p \cdot G}; \quad \frac{\partial T}{\partial x} = I_p \cdot G \quad \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad \text{et} \quad \frac{\partial T}{\partial x} = \rho I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = I_p \cdot G \quad \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$$

Posamos: $V_s^2 = \frac{G}{\rho}$

Donde,

V_s : es la velocidad al corte.

Obtenemos la ecuación:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (4.2)$$

La solución general de la ecuación (2) obtenida en la forma:

$$\theta(x,t) = (A \cdot \sin \omega \sqrt{\frac{\rho}{G}} x + B \cdot \cos \omega \sqrt{\frac{\rho}{G}} x) (C \sin \omega t + D \cos \omega t).$$

4.4. Ecuación unidimensional-caso de un sitio

4.4.1. Posición del problema y ecuación de movimiento

Actualmente, existen diferentes procedimientos para determinar los asentamientos de cimentaciones de cualquier forma sometidas a esfuerzos armónicos (fuerza o momento). Un procedimiento dado se adapta más o menos a la solución de un problema,

y no existe un método universal de resolución, sea cual sea la forma de la cimentación, su depresión en el suelo, su frecuencia de excitación, distinguimos:

- Las soluciones obtenidas de una formulación continua que conducen a soluciones analíticas o semi-analíticas,
- Las soluciones obtenidas de una formulación discretizada del problema; métodos de elementos finitos y, más raramente, los métodos de ecuaciones integrales de contorno (el método de elementos de contorno).
- Las soluciones experimentales, que constituyen un aporte significativo para un mejor abordaje de las leyes constitutivas, así como la proposición de las fórmulas empíricas.

Los métodos analíticos actuales tienden a tener en cuenta racionalmente la interacción suelo-estructura para determinar la respuesta de los cimientos a las cargas dinámicas.

En este capítulo presentamos los principios fundamentales del enfoque unidimensional de la resistencia de materiales (fuerzas-rigidez-desplazamientos) para barras y vigas cónicas. Se explican los conceptos clave de la propagación de ondas en conos. Se proporciona una descripción general del procedimiento de diseño para determinar la respuesta dinámica de

una base integrada en un medio espacio estratificado. Los aspectos seleccionados se ilustran con cierto detalle, proporcionando fórmulas desarrolladas especialmente en el dominio del tiempo. Esto hace posible calcular las funciones de impedancia en modo de traslación vertical y horizontal. Los resultados obtenidos se presentan en función de la frecuencia, la altura de la capa de suelo y la geometría de la cimentación.

Consideramos un sitio formado por varias capas sostenidas por medio espacio (Figura 4.4.).

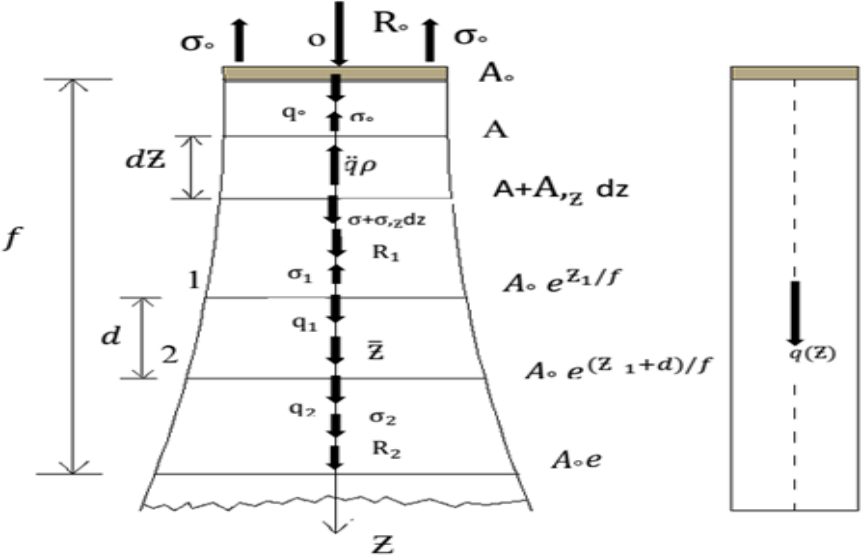


Figura 4.4. Modelo de barra: sección exponencial

El efecto de amortiguación es insignificante En el punto de control en la superficie libre, el movimiento vertical registrado es q_0 . Para determinar el desplazamiento $q(z, t)$ a una profundidad

z , se adopta el modelo de barra prismática para la columna de tierra. Tenemos en la superficie libre del sitio una base rígida, sin masa, de área, A_0 .

Los coeficientes de la matriz de rigidez dinámica $[S_{00}]$ del suelo infinito que conecta el valor de la base rígida del desplazamiento vertical q_0 y el valor de la fuerza vertical R_0 .

$$\mathbf{R}_0 = [\mathbf{S}_{00}] \cdot \mathbf{q}_0 \quad (4.3)$$

Sabiendo que la sección es vertical con profundidad, $A(z) = \mathbf{A}_0 e^{z/f}$

En el punto de control O se impone una fuerza armónica:

$$\mathbf{R}_0(t) = \bar{\mathbf{R}}_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (4.4)$$

Con:

$\bar{\mathbf{R}}_0$: Amplitud compleja de la excitación

ω : Frecuencia de la excitación

Buscamos la respuesta $q(z,t)$ en la forma :

$$\mathbf{q}(z,t) = \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t}$$

Donde,

$\bar{q}(z)$ es la amplitud compleja de la respuesta.

Entonces tenemos:

$$\dot{q}(z,t) = i\omega \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (4.5)$$

$$\ddot{q}(z,t) = -\omega^2 \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (4.6)$$

Escribamos el equilibrio dinámico de un elemento infinitesimal dz .

$$(\sigma + \sigma_{,z} dz)(A + A_{,z} dz) - \sigma A - \ddot{q} \cdot \rho \left(A + \frac{1}{2} A_{,z} dz \right) \cdot dz = 0 \quad (4.7)$$

$$\sigma \cdot A + \sigma \cdot A_{,z} dz + \sigma_{,z} A dz + \sigma_{,z} A_{,z} dz^2 - \sigma A + \omega^2 \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t} \rho \left(A + \frac{1}{2} A_{,z} dz^2 \right) \cdot dz = 0$$

O bien, al descuidar los términos en dz^2 y simplificando por dz .

$$\sigma \cdot A_{,z} + \sigma_{,z} A + \omega^2 \rho A \bar{q}(z) \cdot e^{i\omega t} = 0 \quad (4.8)$$

La ecuación de comportamiento se escribe en el caso unidimensional (Teoría de la resistencia de materiales para una barra):

$$\sigma(z, t) = E \cdot \varepsilon(z, t) = E q_{,z}$$

O bien,

$$\sigma(z, t) = E \bar{q}_{,z} e^{i\omega t}$$

Relacionando en la ecuación dinámica (4.8), obtenemos:

$$E A_{,z} \cdot \bar{q}_{,z} e^{i\omega t} + E A \bar{q}_{,zz} e^{i\omega t} + \omega^2 \rho A \bar{q}(z) e^{i\omega t} = 0 \quad (4.9)$$

Omitiendo el término $e^{i\omega t}$ y dividiendo por $A \cdot E$:

$$\bar{q}_{,zz} + \frac{A_{,z}}{A} \bar{q}_{,z} + \omega^2 \frac{\rho}{E} \bar{q}(z) = 0 \quad (4.10)$$

Posamos : $C_p^2 = \frac{E}{\rho}$; $\bar{q}_{,zz} + \frac{A_{,z}}{A} \bar{q}_{,z} + \frac{\omega^2}{C_p^2} \bar{q}(z) = 0$

Suponemos que la sección A varía con la profundidad z en la forma exponencial:

$$A(z) = A_0 e^{z/f}$$

A_0 : es la sección para $z = 0$ (al punto de control O).

F : es la profundidad para la cual $A = A_0 e$, ($A \cong 2,71 \cdot A_0$)

Entonces tenemos :

$$A_{,z} = \frac{1}{f} A_0 e^{z/f} = \frac{1}{f} A(z) ; \quad \frac{A_{,z}}{A} = \frac{1}{f}$$

Posamos, $a_0 = \frac{\omega f}{C_p}$; a_0 frecuencia adimensional.

a_0 es sin dimensión porque:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} = \left[\frac{N}{m \cdot Kg} \right]^{1/2} = \left[\frac{Kg \cdot m}{s^2 \cdot m \cdot Kg} \right]^{1/2} = [s^{-1}] ; f = [m] ; C_p = [m \cdot s^{-1}]$$

$$a_0 = \frac{\omega f}{C_p} = [s \cdot m^{-1} \cdot m \cdot s^{-1}] \text{ sin dimensión.}$$

La ecuación de movimiento se convierte en:

$$\bar{q}_{,zz} + \frac{1}{f} \bar{q}_{,z} + \frac{a_0^2}{f^2} \bar{q}(z) = 0 \quad (4.11)$$

Nota :

Para $f \rightarrow \infty$; $A(z) = A_0 = \text{constante}$, (barra prismática de sección constante)

Encontramos la ecuación de la onda unidimensional clásica:

$$\bar{q}_{,zz} + \frac{\omega^2}{c_p^2} \bar{q}(z) = 0 \quad (4.12)$$

Para resolver la ecuación en el caso general (f finito), buscamos la solución en la forma:

$$\bar{q} = e^{i\gamma z} \quad (\text{i.e } q(z,t) = e^{i\gamma z} \cdot e^{i\omega t} = \bar{q} \cdot e^{i\omega t})$$

Sustituyendo en la ecuación de movimiento, obtenemos la ecuación característica:

$$\begin{aligned} \bar{q}_{,z} &= i\gamma e^{i\gamma z} = i\gamma \bar{q} \\ \bar{q}_{,zz} &= -\gamma^2 e^{i\gamma z} = -\gamma^2 \bar{q} \\ -\gamma^2 \bar{q} + \frac{1}{f} i\gamma \bar{q} + \frac{a_0^2}{f^2} \bar{q} &= 0 \\ \gamma^2 - i\gamma \bar{q} - \frac{a_0^2}{f^2} &= 0 \end{aligned}$$

Esta ecuación admite las soluciones:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} \quad ; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2}) \\ \gamma_2 &= \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} \quad ; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2}) \end{aligned}$$

De ahí la expresión general de la amplitud compleja del desplazamiento:

$$\bar{q}(z) = a e^{i\gamma_1 z} + b e^{i\gamma_2 z} \quad (4.13)$$

$$\bar{q}(z) = a e^{\left(-\frac{1+\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z} + b e^{\left(-\frac{1-\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z} \quad (4.14)$$

Donde a y b son los constantes de integración.

Tipos de ondas :

Como la amortiguación es despreciable, C_p et a_0 son reales.

Para $1-4a_0^2 \geq 0$; i.e $a_0 \leq 0.5 \rightarrow \omega \leq 0.5$

$$a_0 = \frac{\omega f}{C_p} \leq 0.5 \rightarrow \omega \leq \frac{0.5 C_p}{f}$$

$$\rightarrow i\gamma_1 < 0 \quad ; \quad i\gamma_2 < 0$$

$$\bar{q}(z) = \frac{a}{e^{\left(\frac{1+\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z}} + \frac{b}{e^{\left(\frac{1-\sqrt{1-4a_0^2}}{2f}\right)z}} \quad (4.15)$$

Esta expresión no corresponde a una onda a lo largo del eje oz.

El movimiento disminuye a medida que aumenta la profundidad.

Para frecuencias más altas (frecuencias altas) $a_0 > 0.5$ (i.e $\omega > \frac{0.5 C_p}{f}$)

La amplitud de la respuesta se escribe:

$$\bar{q}(z) = a e^{-z/2f} e^{(-i \sqrt{4a_0^2-1})z/2f} + b e^{-z/2f} e^{(+i \sqrt{4a_0^2-1})z/2f} \quad (4.16)$$

Posamos :

$$\frac{\sqrt{4a_0^2-1}}{2f} = \frac{\omega}{C} \quad ; \quad C : \text{ la velocidad de fase (The phase velocity), } a_0 = \frac{\omega f}{C_p}$$

$$\text{i.e } C = \frac{2 \omega f}{\sqrt{4a_0^2-1}} = \frac{2 f a_0 C_p}{f \sqrt{4a_0^2-1}} = \frac{2 a_0 C_p}{\sqrt{4a_0^2-1}}$$

Entonces tenemos :

$$\bar{q}(z) = a e^{-z/2f} e^{-i\omega z/C} + b e^{-z/2f} e^{+i\omega z/C} \quad (4.17)$$

Interpretamos esta última expresión, la respuesta $q(z, t)$ es armónica y se escribe:

$$q(z, t) = \bar{q}(z) e^{i\omega t}$$

Sea ,

$$q(z, t) = [a e^{-z/2f} e^{-i\omega z/c} + b e^{-z/2f} e^{i\omega z/c}] e^{i\omega t}$$

$$q(z, t) = [a e^{-z/2f} e^{i\omega(t-z/c)} + b e^{-z/2f} e^{i\omega(t+z/c)}]$$

$q(z, t)$ es entonces de la forma :

$$q(z, t) = f\left(t - \frac{z}{c}\right) + g\left(t + \frac{z}{c}\right) \quad (4.18)$$

La expresión $q(z, t) = f\left(t - \frac{z}{c}\right)$ representa una onda que se propaga en la dirección $z > 0$ con la velocidad aparente C . Para demostrar el fenómeno de la propagación, considere dos instantes t_1 et $t_1 + T$

Y comparemos para estos dos instantes la evolución de q a lo largo de z (figura 4.5.).

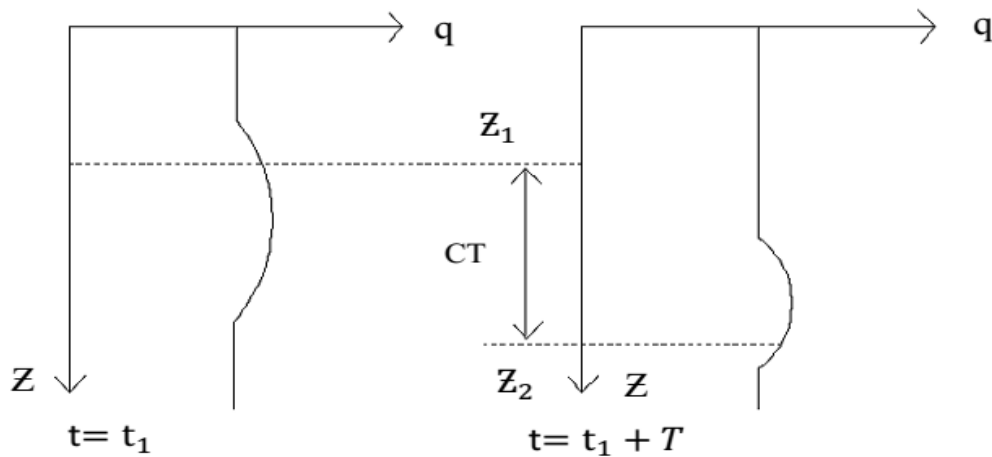


Figura 4.5. Onda propaga en la dirección z

Tenemos:

$$q(z_1, t_1) = f\left(t_1 - \frac{z_1}{c}\right) \text{ al punto } z_1 \quad (4.19)$$

$$Y, q(z_1 + cT, t_1 + T) = f\left(t_1 + T - \frac{(z_1 + cT)}{c}\right) = f\left(t_1 - \frac{z_1}{c}\right) = q(z_1, t_1) \quad (4.20)$$

Entonces vemos que la información $f(t_1 - \frac{z_1}{c})$ sentido en z_1 a la instant t_1 llega en z_2 a la instant $t = t_1 + T$ después de haber recorrido la distancia $z_2 - z_1 = cT$ en el sentido $z > 0$.

De la misma manera, una expresión de la forma :

$q(z,t) = f(t + \frac{z}{c})$ representa una onda entrante (incoming wave) que se propaga en el sentido $z < 0$ con la velocidad aparente C . En la expresión :

$$q(z,t) = a e^{-z/2f} e^{i\omega(t-z/C)} \quad (4.21)$$

representa una onda que se propaga según $z > 0$ con la velocidad C . Esta onda se reduce debido al factor $e^{-z/2f}$.

En otros términos la información $q(z_1, t_1)$ sentido al tiempo t_1 en z_1 y sentido $z_2 = z_1 + cT$ a la instant $t = t_1 + T$ con una amplitud reducida por el factor $e^{-z_2/2f}$ en efecto :

$$q(z_1, t_1) = a e^{-z_1/2f} e^{i\omega(t_1 - z_1/C)} \quad (4.22)$$

Para

$$z_2 = z_1 + cT ; \quad t_2 = t_1 + T$$

Tenemos ,

$$q(z_2, t_2) = a e^{-z_2/2f} e^{i\omega(t_2 - z_2/C)} = a e^{-z_1/2f} e^{-cT/2f} . e^{i\omega(t_1 - z_1/C)} \quad (4.23)$$

Donde,

$$\frac{q(z_1, t_1)}{q(z_2, t_2)} = e^{cT/2f} \text{ que es el factor de atenuación.}$$

Notar que cuando $z \rightarrow \infty$ la amplitud de la onda tiende a cero.

La onda es armónica, frecuencia ω . La información sentido al punto z a la instant t será nuevo sentido (con amplitud en ausencia de amortiguación a $t + \frac{2\pi}{\omega}$).

En la expresión de la respuesta $q(z, t)$:

El primer término representa una onda que sale en la dirección positiva de z ($z > 0$) con la velocidad aparente ($C = C_a$).

La amplitud de la onda que es igual a para $z = 0$ disminuye exponencialmente con la profundidad $e^{-z_1/2f}$.

De manera similar, el segundo término de amplitud b para $z = 0$ representa una onda atenuada por el mismo factor que la primera y se propaga con la misma velocidad específica C dada por:

$$C = \frac{2 \omega f}{\sqrt{4a_0^2 - 1}} \quad (\text{amortiguamiento nulo}).$$

Si luego consideramos una onda generada por dos excitaciones de diferentes frecuencias, dicha onda se divide en partes que se propagan con diferentes celeridades. A medida que la onda se propaga, los dos movimientos se vuelven cada vez más distendidos (distorsionados). El movimiento se dice entonces: dispersivo

Para $a_0 = 0.5$ (i.e. $\omega = \frac{C_p}{2f}$); $C = \frac{2 \omega f}{\sqrt{4a_0^2 - 1}} = \frac{2 \omega f}{0} \rightarrow \infty$ entonces $C \rightarrow \infty$.

Al aumentar ω , C disminuye y tiende hacia C_p para $\omega \rightarrow \infty$.

$$C = \frac{2a_0 C_p}{\sqrt{4a_0^2 - 1}} = \frac{2a_0 C_p}{2a_0 \sqrt{1 - \frac{1}{4a_0^2}}} \rightarrow C_p$$

Caso particular:

Barra prismática (sección constante), en este caso particular:

$f \rightarrow \infty$, ($A = A_0 = \text{constante}$) et $a_0 \rightarrow \infty$; $C = C_p$, entonces tenemos :

$$q(z, t) = [a e^{i\omega(t - z/C_p)} + b e^{i\omega(t + z/C_p)}] \tag{4.24}$$

Entonces, sea cual sea ω , el movimiento se propaga con la velocidad C_p ($C = C_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$) independientemente de la frecuencia, no hay dispersión ni atenuación en función de la profundidad.

4.4.2 Matriz de rigidez dinámica de una barra

Consideramos un elemento de barra de longitud "d" que representa una capa de suelo homogénea y determina su matriz de rigidez dinámica (Figura 4.6). Esta capa de suelo soporta en su superficie libre una cimentación rígida y a una profundidad d , una galería rectangular

rígida. Esta aproximación nos lleva a determinar la relación entre los desplazamientos de la cimentación y los del túnel.

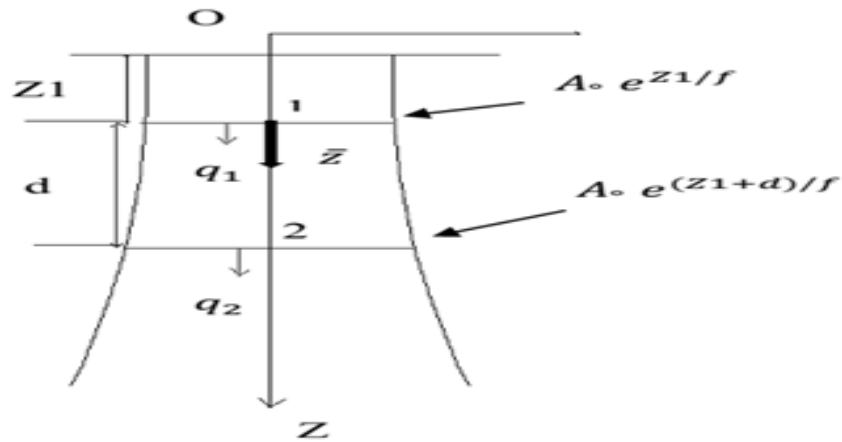


Figura 4.6. Elemento de barra (capa de suelo homogénea)

\bar{z} Eje local del elemento de barra: origen al nodo 1 ($\bar{z} = z - z_1$)

La matriz de rigidez dinámica "S" del elemento está definida por:

$$\mathbf{S} * \bar{\mathbf{q}} = \bar{\mathbf{R}}$$

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{q}_1 \\ \bar{q}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{R}_1 \\ \bar{R}_2 \end{Bmatrix}$$

\bar{q}_1, \bar{q}_2 : Amplitudes complejas de desplazamientos en 1 y 2.

\bar{R}_1, \bar{R}_2 : Amplitudes complejas de fuerzas nodales.

$$\bar{\sigma} = E \bar{q}_{,z} \quad ; \quad \bar{q} = a e^{i\gamma_1 z} + b e^{i\gamma_2 z}$$

$$\bar{\sigma} = E (a e^{i\gamma_1 z} + b e^{i\gamma_2 z})_{,z} = ia E \gamma_1 e^{i\gamma_1 z} + ib E \gamma_2 e^{i\gamma_2 z}$$

$$\bar{q}(\bar{z}=0) = \bar{q}_1 \quad ; \quad \bar{\sigma}(\bar{z}=0) = \bar{\sigma}_1$$

$$\bar{q}(\bar{z}=d) = \bar{q}_2 \quad ; \quad \bar{\sigma}(\bar{z}=d) = \bar{\sigma}_2$$

Las amplitudes de las fuerzas nodales son:

$$\bar{R}_1 = -\bar{\sigma}_1 A_0 e^{z_1/f} \quad ; \quad \bar{R}_2 = \bar{\sigma}_2 A_0 e^{(z_1+d)/f} \quad (4.25)$$

Usamos el eje local \bar{z} :

$$\bar{q}(\bar{z}) = \bar{a} e^{i\gamma_1 \bar{z}} + \bar{b} e^{i\gamma_2 \bar{z}} \rightarrow \text{campos de desplazamiento.}$$

Entonces tenemos:

$$(a) \dots \dots \dots \begin{cases} \bar{q}_1 = \bar{q}(0) = \bar{a} + \bar{b} \\ \bar{q}_2 = \bar{q}(d) = \bar{a} e^{i\gamma_1 d} + \bar{b} e^{i\gamma_2 d} \end{cases} \quad (4.26)$$

$$\bar{q}_{,\bar{z}} = i\bar{a}\gamma_1 e^{i\gamma_1 \bar{z}} + i\bar{b}\gamma_2 e^{i\gamma_2 \bar{z}}$$

$$(b) \dots \dots \dots \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}(0) = iE\bar{a}\gamma_1 + iE\bar{b}\gamma_2 \\ \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}(d) = iE\bar{a}\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} + iE\bar{b}\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} \end{cases} \quad (4.27)$$

De ahí las amplitudes de las fuerzas nodales:

$$\bar{R}_1 = -\bar{\sigma}_1 A_0 e^{z_1/f}$$

$$\bar{R}_1 = -(iE\bar{a}\gamma_1 + iE\bar{b}\gamma_2) A_0 e^{z_1/f} \quad (4.28)$$

$$\bar{R}_2 = \bar{\sigma}_2 A_0 e^{(z_1+d)/f}$$

$$\bar{R}_2 = (iE\bar{a}\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} + iE\bar{b}\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) A_0 e^{(z_1+d)/f} \quad (4.29)$$

A partir de las ecuaciones (a):

$$-\bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} = -\bar{a} e^{i\gamma_1 d} - \bar{b} e^{i\gamma_1 d}$$

$$\bar{q}_2 = \bar{q}(d) = \bar{a} e^{i\gamma_1 d} + \bar{b} e^{i\gamma_2 d}$$

$$\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} = \bar{b} (e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d})$$

$$\bar{b} = \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

$$\bar{a} = \bar{q}_1 - \bar{b} = \bar{q}_1 - \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} = \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} - \bar{q}_2 + \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

$$\bar{a} = \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

En conclusion :

$$\bar{a} = \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \quad ; \quad \bar{b} = \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}}$$

Usando \bar{a} et \bar{b} en las expresiones de $\bar{\mathbf{R}}_1$ et $\bar{\mathbf{R}}_2$ obtenemos:

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{R}}_1 &= -iEA_0 (\bar{a} \gamma_1 + \bar{b} \gamma_2) e^{Z1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= -iE A_0 \left(\gamma_1 \frac{\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} + \gamma_2 \frac{\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \right) e^{Z1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{-iE A_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 (\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2) + \gamma_2 (\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{Z1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{-iE A_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 \bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 \bar{q}_2 + \gamma_2 \bar{q}_2 - \gamma_2 \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d} \right] e^{Z1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{-iE A_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 - \gamma_1) \right] e^{Z1/f} \\ \bar{\mathbf{R}}_1 &= \frac{iE A_0}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 - \gamma_1) \right] e^{Z1/f} \end{aligned} \quad (4.30)$$

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{R}}_2 &= iE A_0 \left[\gamma_1 \bar{a} e^{i\gamma_1 d} + \gamma_2 \bar{b} e^{i\gamma_2 d} \right] e^{\frac{Z1+d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 (\bar{q}_1 e^{i\gamma_2 d} - \bar{q}_2) e^{i\gamma_1 d} + \gamma_2 (\bar{q}_2 - \bar{q}_1 e^{i\gamma_1 d}) e^{i\gamma_2 d} \right] e^{\frac{Z1+d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\gamma_1 \bar{q}_1 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)} - \gamma_1 \bar{q}_2 e^{i\gamma_1 d} + \gamma_2 \bar{q}_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 \bar{q}_1 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)} \right] e^{\frac{Z1+d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} \left[\bar{q}_1 (\gamma_1 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)} - \gamma_2 e^{id(\gamma_2 + \gamma_1)}) + \bar{q}_2 (\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d}) \right] e^{\frac{Z1+d}{f}} \end{aligned} \quad (4.31)$$

Notar que:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{i}{2f} + i \sqrt{\frac{1-4a_0^2}{2f}} \quad ; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} \left(1 + \sqrt{1-4a_0^2} \right) \\ \gamma_2 &= \frac{i}{2f} - i \sqrt{\frac{1-4a_0^2}{2f}} \quad ; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} \left(1 - \sqrt{1-4a_0^2} \right) \\ i(\gamma_1 + \gamma_2) &= -\frac{1}{f} \end{aligned}$$

Entonces tenemos :

$$\begin{aligned}\bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0 e^{\frac{Z1}{f}}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} [\bar{\mathbf{q}}_1(\gamma_1 e^{-\frac{d}{f}} - \gamma_2 e^{-\frac{d}{f}}) + \bar{\mathbf{q}}_2(\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d})] e^{\frac{d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0 e^{\frac{Z1}{f}}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} [\bar{\mathbf{q}}_1(\gamma_1 e^{-\frac{d}{f}} - \gamma_2 e^{-\frac{d}{f}}) + \bar{\mathbf{q}}_2(\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d})] e^{\frac{d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0 e^{\frac{Z1}{f}}}{e^{i\gamma_2 d} - e^{i\gamma_1 d}} [\bar{\mathbf{q}}_1(\gamma_1 - \gamma_2) + \bar{\mathbf{q}}_2(\gamma_2 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_1 e^{i\gamma_1 d})] e^{\frac{d}{f}} \\ \bar{\mathbf{R}}_2 &= \frac{iE A_0 e^{\frac{Z1}{f}}}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\bar{\mathbf{q}}_1(\gamma_2 - \gamma_1) + \bar{\mathbf{q}}_2(\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_2 d})] e^{\frac{d}{f}}\end{aligned}\quad (4.32)$$

Al final tenemos :

$$\begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{R}}_1 \\ \bar{\mathbf{R}}_2 \end{Bmatrix} = \frac{iE A_0 e^{\frac{Z1}{f}}}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} \begin{bmatrix} (\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}) & (\gamma_2 - \gamma_1) \\ (\gamma_2 - \gamma_1) & (\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{\frac{d}{f}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{q}}_1 \\ \bar{\mathbf{q}}_2 \end{Bmatrix}\quad (4.33)$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{R}}_1 \\ \bar{\mathbf{R}}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{q}}_1 \\ \bar{\mathbf{q}}_2 \end{Bmatrix}$$

De ahí la identificación de los coeficientes de la Matriz de rigidez dinámica S.

Posamos:

$$S = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} = E A_0 \frac{e^{Z1/f}}{f} \begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} \end{bmatrix}\quad (4.34)$$

Esta definición permite utilizar los coeficientes \bar{S}_{11} ; \bar{S}_{12} ; \bar{S}_{21} ; et \bar{S}_{22} que son adimensionales, el factor $E A_0 \frac{e^{Z1/f}}{f}$ define la rigidez estática en el nodo de una barra.

Obtenemos por identificación los \bar{S}_{ij} ; $i, j = 1, 2$

$$\bar{S}_{11} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_1 d}]\quad (4.35)$$

$$\bar{S}_{12} = \bar{S}_{21} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\gamma_2 - \gamma_1] \quad (4.36)$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - \gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}] \quad (4.37)$$

Tenemos :

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_1 d}]$$

Para $a_0 \leq 0.5$

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} \quad ; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} \quad ; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2})$$

Posamos : $\beta = \sqrt{1-4a_0^2}$

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \left[-\frac{(1+\beta)}{2f} e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}} + \frac{(1-\beta)}{2f} e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{\frac{f}{2f}}{e^{-\frac{d}{2f}} \left[e^{-\frac{\beta d}{2f}} - e^{\frac{\beta d}{2f}} \right]} \left[e^{-\frac{d}{2f}} \left[-(1+\beta) e^{\frac{\beta d}{2f}} + (1-\beta) e^{-\frac{\beta d}{2f}} \right] \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \frac{1}{e^{-\frac{\beta d}{2f}} - e^{\frac{\beta d}{2f}}} \left[-(1+\beta) e^{\frac{\beta d}{2f}} + (1-\beta) e^{-\frac{\beta d}{2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\beta(e^{\frac{\beta d}{2f}} + e^{-\frac{\beta d}{2f}})}{e^{-\frac{\beta d}{2f}} - e^{\frac{\beta d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 + \beta \coth\left(\frac{d\beta}{2f}\right) \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1-4a_0^2} \coth\left(\frac{d}{2f} \sqrt{1-4a_0^2}\right) \right] \quad (4.38)$$

Para $a_0 > 0.5$ (propagación) :

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1})$$

$$i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1})$$

$$\text{Posamos: } A = \sqrt{4a_0^2 - 1}$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_1 e^{i\gamma_2 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_1 d}]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \left[-\frac{(1+iA)}{2f} e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}} + \frac{(1-iA)}{2f} e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} \right]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} [1 + A \cotg(\frac{Ad}{2f})]$$

$$\bar{S}_{11} = \frac{1}{2} [1 + \sqrt{4a_0^2 - 1} \cotg(\frac{d}{2f} \sqrt{4a_0^2 - 1})] \quad (4.39)$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(i\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}]$$

Para $a_0 \leq 0.5$:

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} \quad ; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1-4a_0^2}}{2f} \quad ; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - \sqrt{1-4a_0^2})$$

$$\text{Posamos : } \beta = \sqrt{1-4a_0^2}$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(i\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \left[\left(-\frac{(1+\beta)}{2f} e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}} + \frac{(1-\beta)}{2f} e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} \right) e^{d/f} \right]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{\frac{f}{2f}}{e^{-\frac{d}{2f}} (e^{-\frac{d\beta}{2f}} - e^{\frac{d\beta}{2f}})} \left[(-\beta \left(e^{-\frac{d\beta}{2f}} + e^{\frac{d\beta}{2f}} \right) + e^{\frac{d\beta}{2f}} - e^{-\frac{d\beta}{2f}}) e^{d/f} \right] e^{-\frac{d}{2f}}$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{1}{2} \frac{e^{d/f}}{(e^{-\frac{d\beta}{2f}} - e^{\frac{d\beta}{2f}})} \left[(-\beta \left(e^{-\frac{d\beta}{2f}} + e^{\frac{d\beta}{2f}} \right) + e^{\frac{d\beta}{2f}} - e^{-\frac{d\beta}{2f}} \right] \frac{1}{2}$$

$$\bar{S}_{22} = -\frac{e^{d/f}}{2} [1 - \sqrt{1-4a_0^2} \coth(\frac{d}{2f} \sqrt{1-4a_0^2})] \quad (4.40)$$

Para $a_0 > 0.5$:

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f} (1 + iA)$$

$$i\gamma_2 = -\frac{1}{2f}(1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f}(1 - iA)$$

$$\text{Posamos : } A = \sqrt{4a_0^2 - 1}$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [(i\gamma_1 e^{i\gamma_1 d} - i\gamma_2 e^{i\gamma_2 d}) e^{d/f}]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \left[\left(-\frac{(1+iA)}{2f} e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} + \frac{(1-iA)}{2f} e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}} \right) e^{d/f} \right]$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{\frac{f}{2f}}{e^{-\frac{d}{2f}} \left(e^{-\frac{i d A}{2f}} - e^{\frac{i d A}{2f}} \right)} \left[(-iA \left(e^{-\frac{i d A}{2f}} + e^{\frac{i d A}{2f}} \right) + e^{\frac{i d A}{2f}} - e^{-\frac{i d A}{2f}}) e^{d/f} \right] e^{-\frac{d}{2f}}$$

$$\bar{S}_{22} = \frac{1}{2} \frac{e^{d/f}}{\left(e^{-\frac{i d A}{2f}} - e^{\frac{i d A}{2f}} \right)} \left[(-iA \left(e^{-\frac{i d A}{2f}} + e^{\frac{i d A}{2f}} \right) + e^{\frac{i d A}{2f}} - e^{-\frac{i d A}{2f}}) \right]$$

$$\bar{S}_{22} = -\frac{e^{d/f}}{2} [1 - \sqrt{4a_0^2 - 1} \cotg(\frac{d}{2f} \sqrt{4a_0^2 - 1})] \quad (4.41)$$

$$\bar{S}_{12} = \bar{S}_{21} = \frac{if}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [\gamma_2 - \gamma_1]$$

Para $a_0 \leq 0.5$

$$\gamma_1 = \frac{i}{2f} + i \frac{\sqrt{1 - 4a_0^2}}{2f}; \quad i\gamma_1 = -\frac{1}{2f}(1 + \sqrt{1 - 4a_0^2})$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{2f} - i \frac{\sqrt{1 - 4a_0^2}}{2f}; \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f}(1 - \sqrt{1 - 4a_0^2})$$

Posamos : $\beta = \sqrt{1 - 4a_0^2}$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_2 - i\gamma_1]$$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \left[-\frac{(1-\beta)}{2f} + \frac{(1+\beta)}{2f} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = \left[\frac{\beta}{e^{-\frac{(1+\beta)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-\beta)d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = - \left[\frac{\beta e^{\frac{d}{2f}}}{\frac{\beta d}{e^{\frac{d}{2f}}} - e^{-\frac{\beta d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{\beta e^{\frac{d}{2f}}}{\text{sh}\left(\frac{d\beta}{2f}\right)} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{e^{\frac{d}{2f}} \sqrt{1-4a_0^2}}{\text{sh}\left(\frac{d}{2f} \sqrt{1-4a_0^2}\right)} \right] \quad (4.42)$$

Para $a_0 > 0.5$ (propagación) :

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f} (1 + iA)$$

$$i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1}) = -\frac{1}{2f} (1 - iA)$$

Posamos : $A = \sqrt{4a_0^2 - 1}$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{i\gamma_1 d} - e^{i\gamma_2 d}} [i\gamma_2 - i\gamma_1]$$

$$i\gamma_1 = -\frac{1}{2f} (1 + i\sqrt{4a_0^2 - 1}) , \quad i\gamma_2 = -\frac{1}{2f} (1 - i\sqrt{4a_0^2 - 1})$$

$$\bar{S}_{21} = \frac{f}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \left[-\frac{(1-iA)}{2f} + \frac{(1+iA)}{2f} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = \left[\frac{iA}{e^{-\frac{(1+iA)d}{2f}} - e^{-\frac{(1-iA)d}{2f}}} \right] \quad \bar{S}_{21} = - \left[\frac{iAe^{\frac{d}{2f}}}{e^{\frac{d}{2f}} - e^{-\frac{d}{2f}}} \right]$$

$$\bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{Ae^{\frac{d}{2f}}}{\sin\left(\frac{dA}{2f}\right)} \right] \quad \bar{S}_{21} = -\frac{1}{2} \left[\frac{e^{\frac{d}{2f}} \sqrt{4a_0^2 - 1}}{\sin\left(\frac{d}{2f} \sqrt{4a_0^2 - 1}\right)} \right] \quad (4.43)$$

4.5. Respuesta dinámica del sistema Suelo-Túnel-Cimentación

En este trabajo se ha desarrollado un programa de cálculo a la base de las ecuaciones anteriores para determinar la respuesta dinámica del sistema suelo-túnel-cimentación, se supone que la cimentación es rígida en la que imponemos fuerzas armónicas. El túnel se ha simulado como el límite de la capa de suelo a la profundidad d . Se han determinado las rigideces verticales y horizontales.

En esta sección, vamos a presentar los resultados de un estudio paramétrico utilizando un modelo analítico (Cono) para una cimentación circular que descansa sobre un suelo delimitado por una galería rectangular rígida sometida a cargas armónicas verticales y horizontales.

Utilizando el programa de cálculo desarrollado, las rigideces dinámicas de traslación vertical y horizontal, así como los desplazamientos, se calculan mediante el método desarrollado en este capítulo. Se aplica una carga armónica de amplitud $P(a_0)$ a una base circular de radio r colocada sobre una capa de suelo comprimible de espesor d , la capa de suelo está limitada por una base rígida (galería) Figura 4.7.

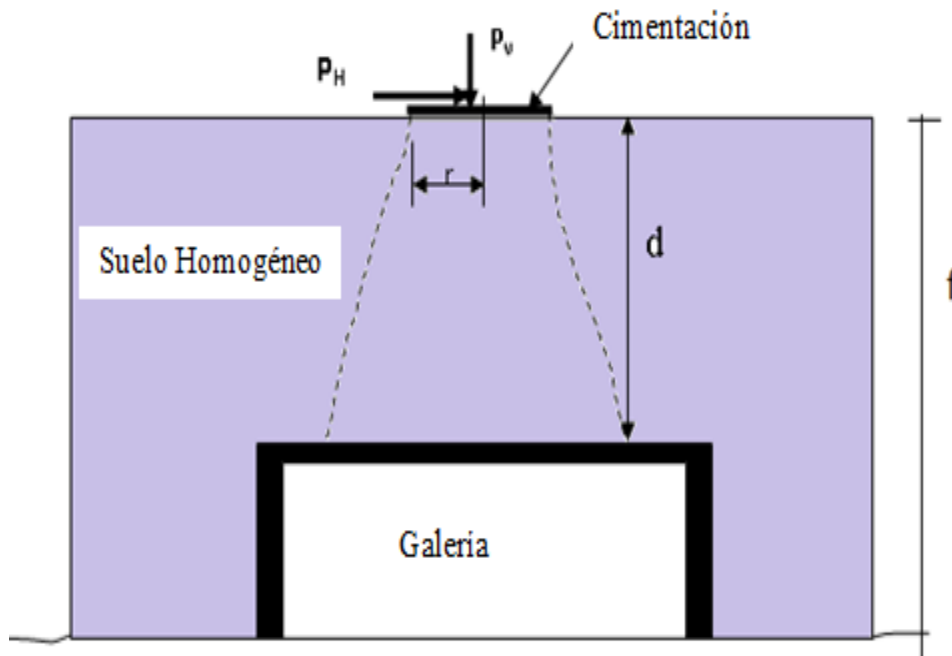


Figura 4.7. Modelo de cálculo (respuesta dinámica de cimentación sobre suelo-túnel)

a) Influencia del espesor de la capa del suelo

Variando el espesor de la capa de soporte ($d = 2\text{m}$, 5m , 10m con $f = 20\text{m}$ y $d = 15\text{m}$ con $f = 30\text{m}$) las características geomecánicas de esta última son $\nu = 0.3$, $\rho = 17\text{kN} / \text{m}^3$ y $E = 450,000 \text{ kN} / \text{m}^2$, el radio de cimentación $R_0 = 1 \text{ m}$, la rigidez dinámica en el centro de la cimentación se determina aplicando una fuerza armónica al centro de la cimentación $R_1 = 1 \text{ kN}$ y un desplazamiento armónico unitario $q_1 = 1\text{m}$. Los resultados obtenidos se presentan en términos de rigidez dinámica vertical y horizontal en función de la frecuencia adimensional. La figura 4.8 muestra la variación de la rigidez dinámica vertical y horizontal en función de la frecuencia.

Los resultados obtenidos muestran que la capa de suelo sobre la que descansa la cimentación circular tiene una influencia bastante clara en la respuesta dinámica del sistema de cimentación suelo-túnel. La distancia d entre la cimentación y el túnel afecta la rigidez dinámica de manera muy significativa. Para cubiertas débiles, la rigidez se vuelve muy baja $d = 2$ a 5 m , por otro lado, para un valor promedio de la profundidad, la rigidez alcanza su máximo. Esto se refleja en la aparición de picos de resonancia que son bastante naris.

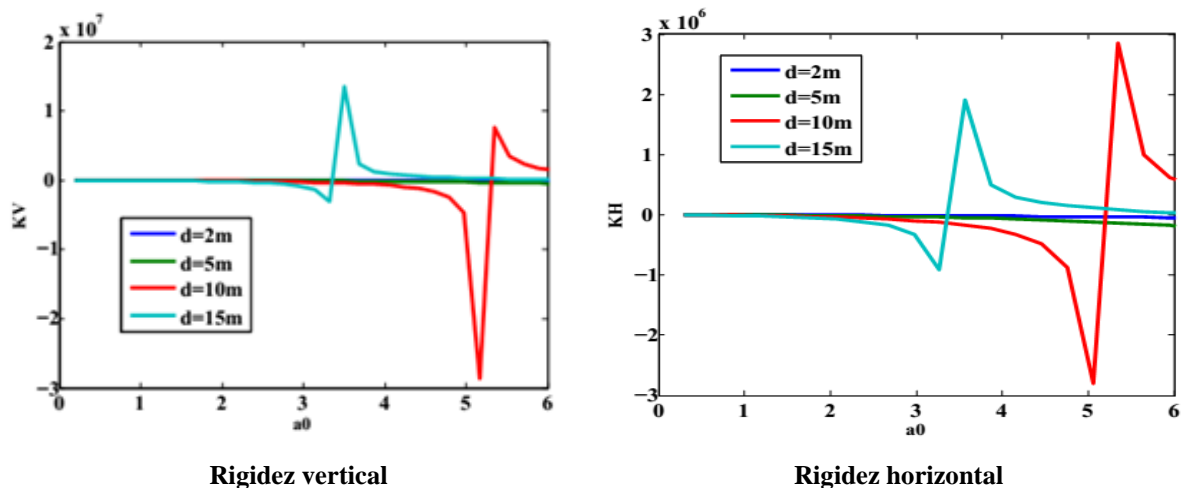
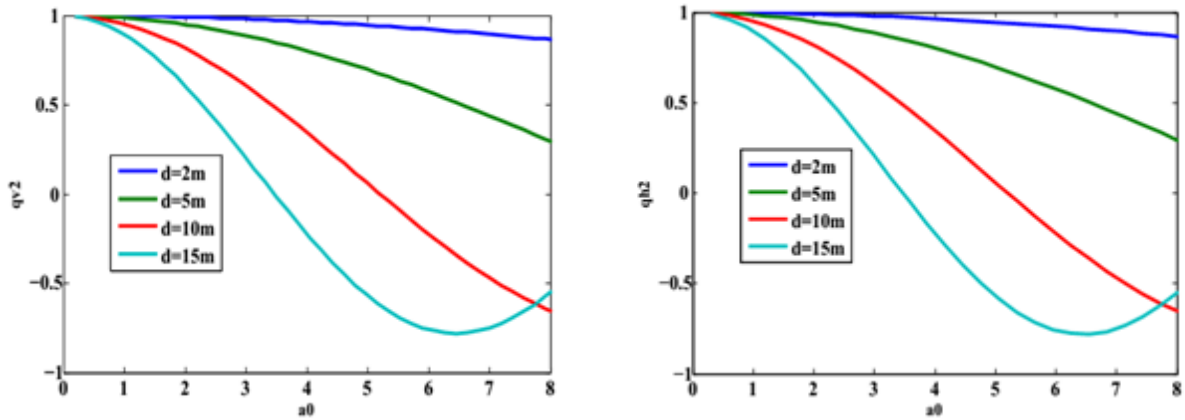


Figura 4.8. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal.



Desplazamiento vertical

Desplazamiento horizontal

Figura 4.9. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre los desplazamientos verticales y horizontales.

En este estudio se mencionó una característica fundamental en la Figura 4.9. Los desplazamientos se ven fuertemente afectados por el aumento en la profundidad de la cobertura d , el aumento en el desplazamiento es inversamente proporcional al aumento en la profundidad d . Para coberturas débiles, el desplazamiento permanece casi máximo en todas las frecuencias. Por lo tanto, aumentar la profundidad del túnel reduce los desplazamientos de manera muy significativa. Esto puede deberse al efecto de la estructura que provoca una tensión adicional en la llave del túnel.

b) Influencia del radio de la cimentación

La geometría de la cimentación juega un papel fundamental en la respuesta dinámica del sistema de suelo-túnel- cimentación. Para estudiar la influencia de este parámetro en la respuesta dinámica de la cimentación, variando el radio de la cimentación entre 1m, 1,5m y 2m. El espesor de la capa $d = 10\text{m}$ y tomamos las mismas características geotécnicas del suelo utilizado en el estudio anterior. Los resultados obtenidos se presentan en términos de rigideces y desplazamientos en las siguientes figuras:

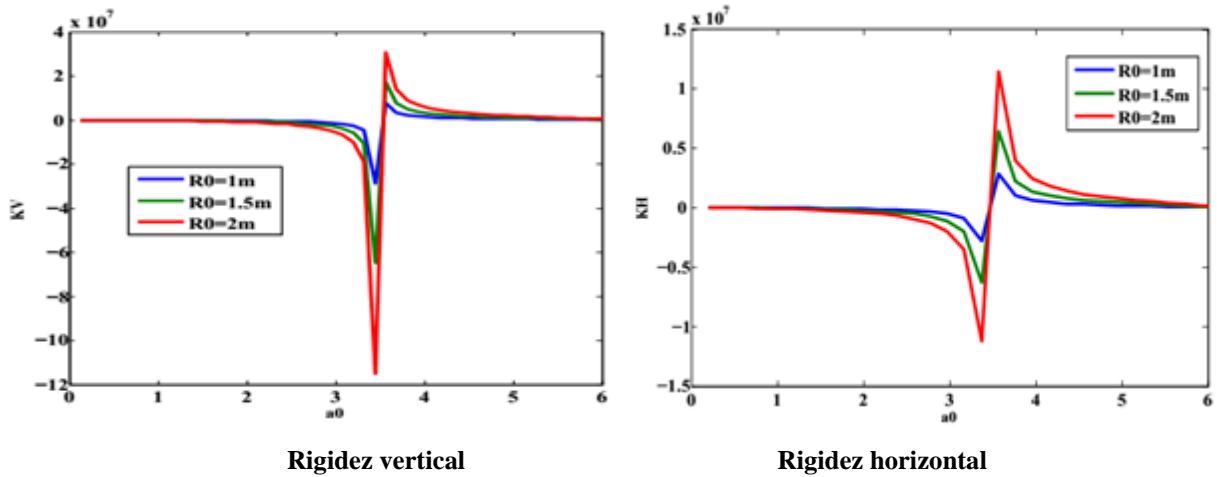


Figura 4.10. Influencia del radio de la cimentación sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal.

Figura 4.10. presenta la variación de la rigidez dinámica de traslación en función de la frecuencia. La figura muestra que la rigidez se ve fuertemente afectada por el radio de la cimentación y especialmente en la dirección vertical. Los resultados obtenidos muestran que el aumento de rigidez es proporcional al aumento del radio de la cimentación. Esto puede deberse al aumento de la capacidad de carga de la cimentación y al fenómeno del confinamiento.

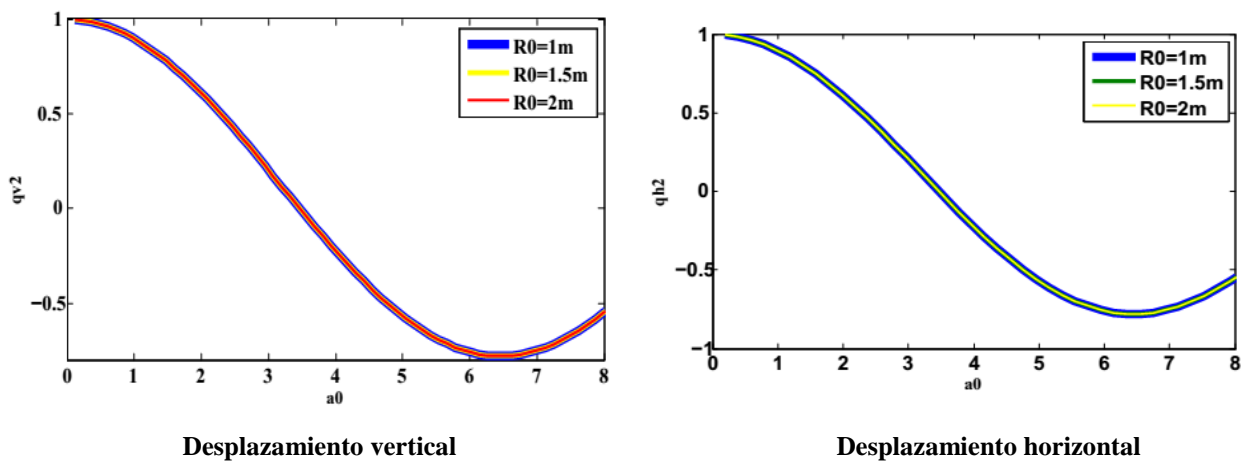


Figura 4.11. Influencia del radio de cimentación sobre los desplazamientos verticales y horizontales.

De esta forma, los desplazamientos no se ven afectados por el aumento del radio de la cimentación, lo que muestra el papel de la cubierta del túnel Figura4.11. Los desplazamientos permanecen en relación directa con la profundidad del túnel.

c) Influencia de la rigidez de las características del suelo (Efecto de E y G)

Ahora fijamos el radio de la cimentación en 1 m y el espesor de la capa en 10 m, variando el módulo de Young ($E = 250\text{Mpa}, 350\text{Mpa}, 450\text{Mpa}, 550\text{Mpa}$) y mantenemos los mismos parámetros físicos del suelo que rodea el túnel. Los resultados obtenidos se presentan en función de la frecuencia adimensional en las siguientes figuras:

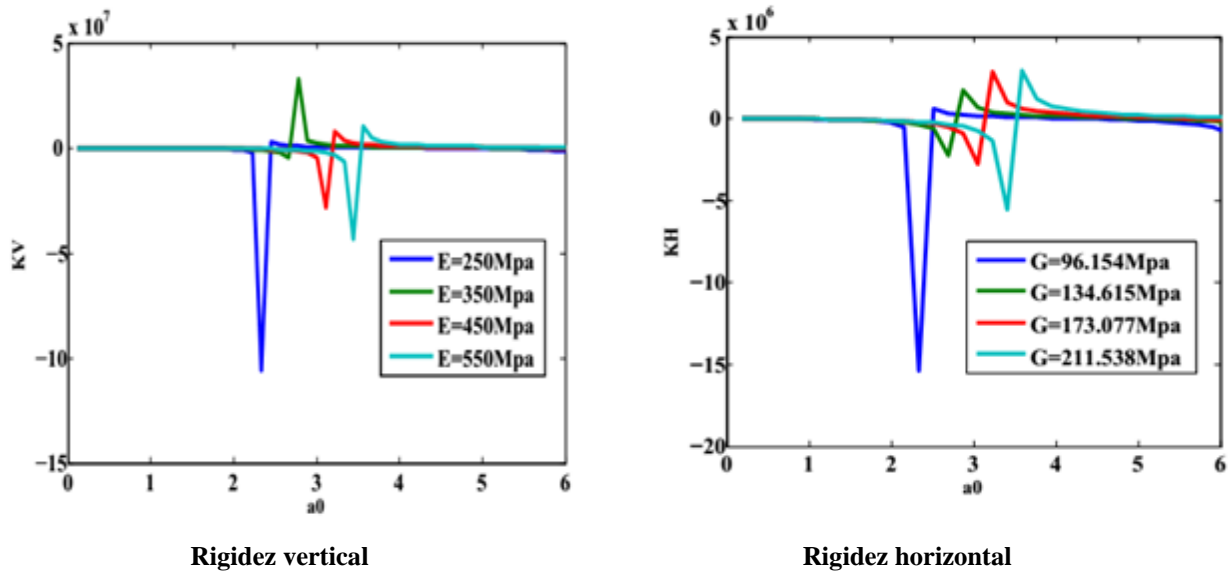


Figura 4.12. Influencia del módulo de Young y del módulo de corte sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal

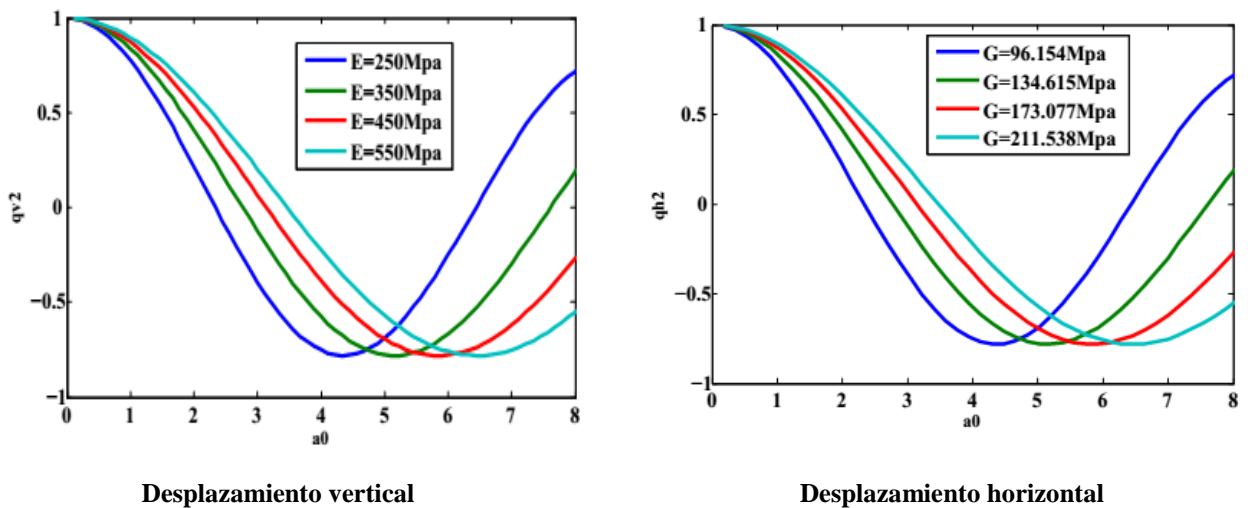


Figura 4.13. Influencia del módulo de Young y el módulo de corte sobre el desplazamiento vertical y horizontal

La rigidez dinámica en el punto de control está influenciada de manera muy clara por la variación del módulo de Young. Figura 4.12. El aumento de la rigidez dinámica y los desplazamientos es inversamente proporcional al aumento del módulo de Young. Esta característica se puede

producir por efecto del movimiento del suelo, para suelos de baja resistencia la reacción de los mismos sobre la estructura se vuelve máxima. Este fenómeno se conoce en las vibraciones de cimentación como impedancia. Para valores bajos del módulo de Young E (G), los desplazamientos en la clave del túnel alcanzan sus valores máximos, especialmente a altas frecuencias. Figura 4.13. Así, la frecuencia fundamental cambia su valor cuando pasa de un módulo a otro.

d) Influencia de la densidad del suelo sobre el comportamiento dinámico del sistema túnel-cimentación

En este último análisis, variando la densidad ($\rho = 17\text{kN} / \text{m}^3, 18 \text{ kN} / \text{m}^3, 20 \text{ kN} / \text{m}^3$) y fijamos el radio de la cimentación en 1m y el espesor de la capa en 10m; las características mecánicas son las de las referencias. Los resultados de los cálculos obtenidos se presentan en términos de rigidez horizontal y vertical y en términos de desplazamientos según la frecuencia adimensional en la siguiente figura:

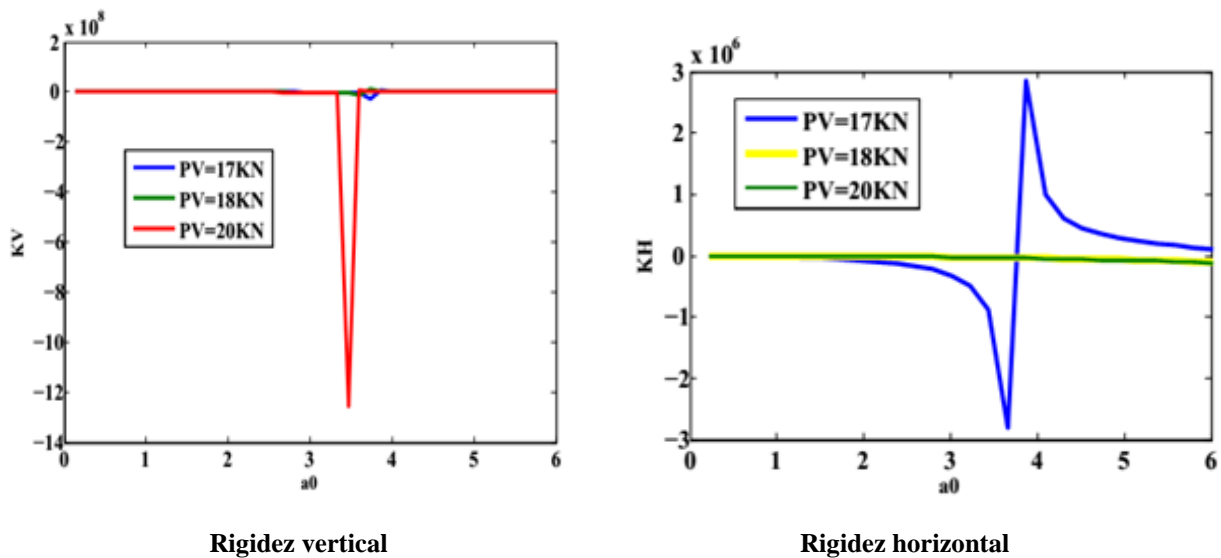


Figura 4.14. Influencia de la densidad sobre la rigidez dinámica vertical y horizontal

Figura 4.14. muestra un aumento considerable en la rigidez dinámica de la cimentación en función de la variación en la densidad del suelo. El aumento de la rigidez dinámica vertical es proporcional al aumento de la densidad del suelo que rodea el túnel, por otro lado, la rigidez horizontal máxima se da para densidades bajas. Figura 4.14.

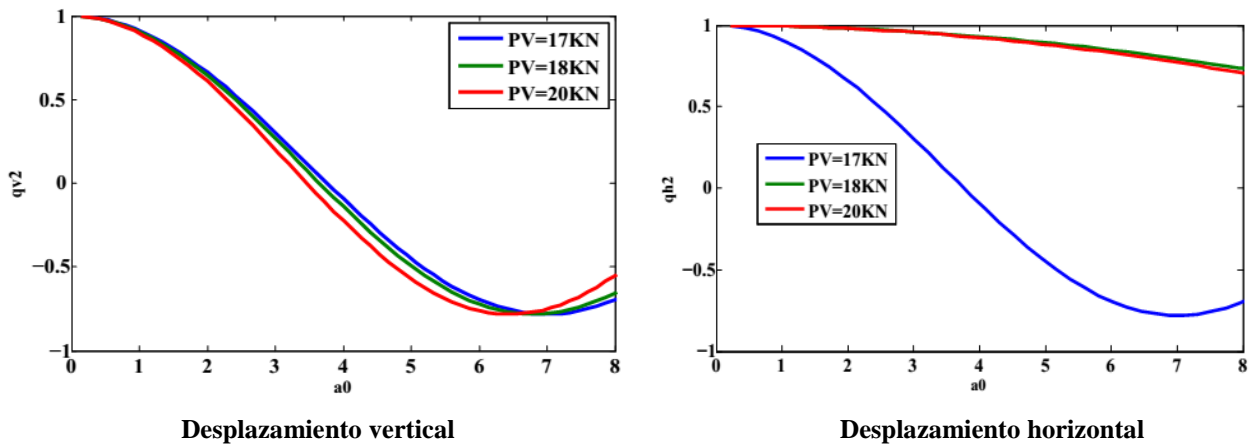


Figura 4.15. Influencia de la densidad sobre el desplazamiento vertical y horizontal.

Los desplazamientos obtenidos durante la variación de la densidad muestran que el túnel corre el riesgo de tener grandes perturbaciones horizontales para densidades considerables Figura 4.15

4.6. Conclusión

En este capítulo, un modelo analítico se ha desarrollado a través de la rigidez dinámica de una capa de suelo, este modelo fue programado en el Matlab con el fin de estudiar el efecto de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento dinámico de un sistema de galería-suelo-cimentación.

Los resultados obtenidos se presentan en términos de rigideces y desplazamientos en el centro de la cimentación y a la clave de la galería.

El efecto de varios parámetros se ha estudiado y presentado en este capítulo, tales como:

- El módulo de Young.
- La densidad.
- La profundidad de la cobertura.
- El radio de la cimentación.

5. Efecto de las fases de realización de la galería sobre la respuesta dinámica del sistema cimentación-galería

5.1. Introducción

Este capítulo presenta un análisis tridimensional de un sistema de cimentación-galería bajo carga dinámica. Teniendo en cuenta que la interacción suelo-estructura puede abordarse de forma relativamente sencilla mediante el modelo analítico, no es lo mismo cuando se trata de un modelo numérico tridimensional. El objetivo de este capítulo es presentar modelos numéricos para la determinación de la respuesta dinámica del sistema cimentación-galería a través de la influencia de las vibraciones de la cimentación sobre los túneles con cubiertas débiles. Se presentará un análisis completo, uno de los primeros pasos y el estudio de las fases de excavación (antes de la excavación, con excavación, con apoyo) luego un análisis de la influencia del espesor de la capa de suelo (d) sobre las impedancias dinámicas verticales y horizontales., así como los desplazamientos dinámicos.

5.2. Modelación numérica

Como ya se ha mencionado en el apartado bibliográfico, algunos investigadores han utilizado algunos trabajos y métodos para estudiar la influencia de las vibraciones de cimentación en el comportamiento dinámico de túneles con cubiertas débiles. En el campo de las vibraciones de cimentación, la mayoría de los métodos clásicos se basan en la formulación integral (BEM) para la determinación de la matriz de flexibilidad (formalismo de la función de Green) y la aplicación de la condición de rigidez para determinar las funciones impedancias. En el presente trabajo la aplicación de la formulación integral es muy difícil y en ocasiones imposible dada la compleja geometría del modelo. En este caso se recurre al método de los elementos finitos, que se adaptó bien a este tipo de geometría.

La aplicación de este método para la determinación de la respuesta dinámica en el dominio de la frecuencia es poco común dado el gran tamaño del modelo y los límites artificiales del modelo que requieren una gran cantidad de tiempo de cálculo. En este estudio nos basamos en la formulación del problema de la interacción suelo-estructura por el método de elementos finitos. Uno se basa en el método de subestructuración que descompone el problema en subproblema. Considerando el reflejo de las ondas en los bordes artificiales del modelo es fundamental la aplicación de los bordes absorbentes, los elementos paraxiales se implementan en el código informático Aster en 3D, el medio continuo se presenta en este caso mediante amortiguadores viscosos o impedancias de borde.

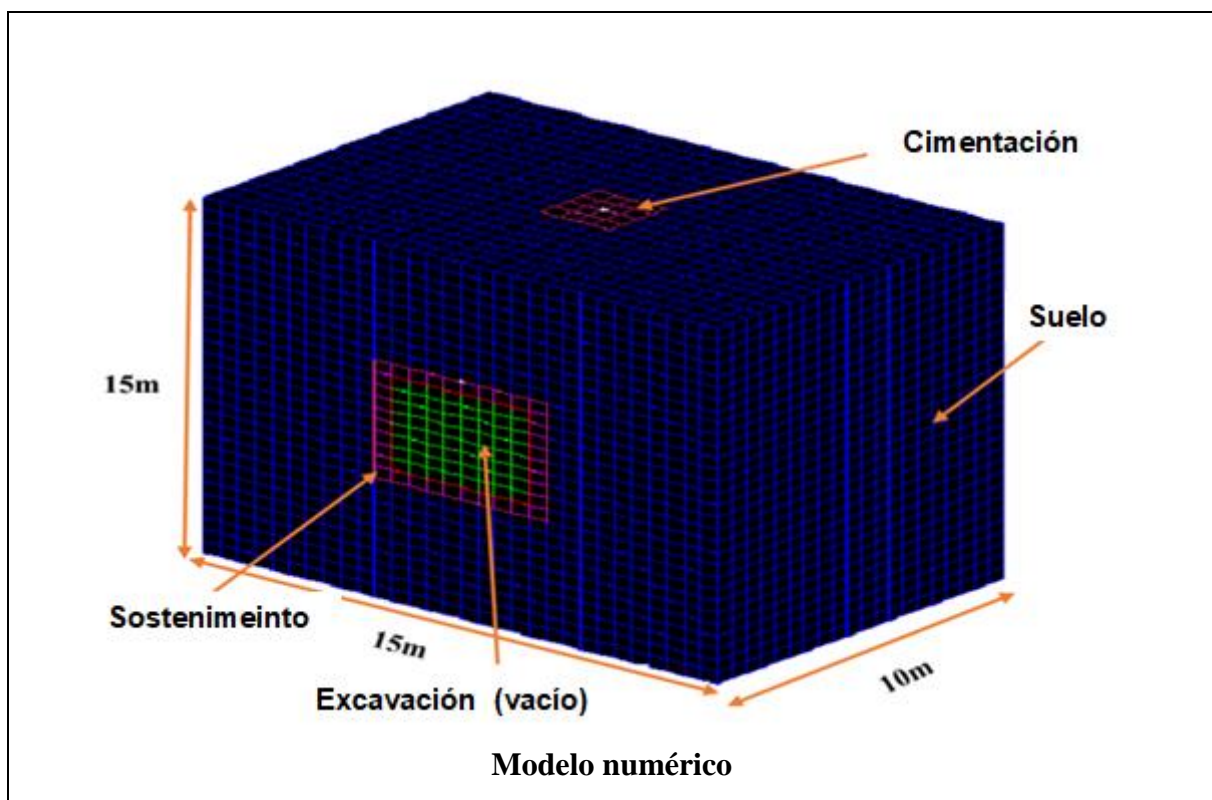
5.2.1 Presentación del modelo numérico

La Figura 5.1 presenta el modelo 3D utilizado para la simulación numérica (código aster). La altura de la capa de suelo (d) se varía entre los valores 2, 5, 10 y 15 m en cada fase de excavación. La configuración geométrica del modelo y la naturaleza de la carga aplicada permiten aplicar todo el modelo galería-suelo-cimentación. Los elementos de los modelos se consideran elásticos. Las propiedades mecánicas de los diversos elementos del sistema se presentan en la Tabla 5.1. El tamaño del elemento de malla debe ser lo suficientemente pequeño para que la malla pueda transmitir las ondas de una manera adecuada y sin distorsión numérica de esas ondas. Este tamaño depende de las frecuencias involucradas y la velocidad de propagación de las ondas. Las frecuencias de carga y la velocidad de propagación de las ondas afectan la precisión de la solución digital. Kuhlemeyer y Lysmer (1973) muestran que el tamaño del elemento debe ser menor de un octavo a un décimo de la longitud de onda λ . En consecuencia, la frecuencia máxima que se puede modelar correctamente para una malla viene dada por:

$$f = \frac{c_s}{10\Delta l} \quad \text{con} \quad f = \frac{w}{2\pi}$$

c_s es la velocidad de la onda de corte.

Usamos las frecuencias de excitación reales de 0,5 a 20 Hz con un paso de 0,5, es decir, la frecuencia inicial de 0,5 Hz.



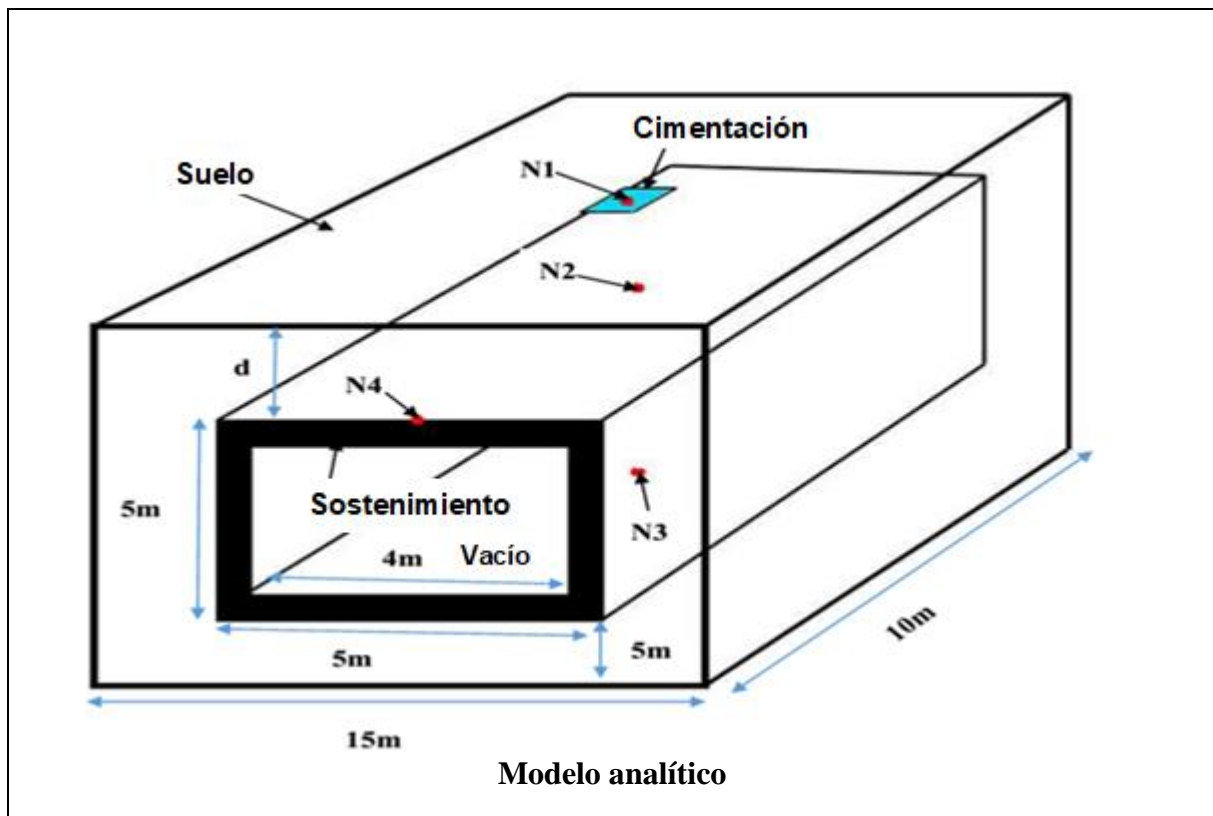


Figura 5.1. Representación de un sistema cimentación-galería

Los datos que se utilizaron en nuestro modelo son los de (TESIS Zibra2015), estos datos se resumen en la siguiente Tabla:

Características mecánicas del sistema.	El módulo de Young $E(kg/m^2)$	La densidad $\rho (kg/m^3)$	Coefficiente de Poisson ν	Coefficiente de amortiguación β
Capa de suelo (d)	$45 \cdot 10^6$	1800	0,3	0,05
Sostenimiento	10^{10}	2500	0,2	0,0
Cimentación	10^{10}	2500	0,25	0,0

Tabla 5.1. Característica principal de los materiales

Una cimentación cuadrada con un lado a que descansa sobre la superficie de un suelo por encima de la galería sometido a una fuerza armónica vertical (horizontal) Figura 5.1, la capa se caracteriza por: un módulo de Young E , una relación de Poisson ν , una densidad ρ , una profundidad d y una relación

de amortiguamiento histerético β .

El comportamiento dinámico de la Cimentación (disco) se expresa mediante la impedancia dinámica, la impedancia dinámica se calcula mediante el principio (fuerza-desplazamiento). Suponiendo que $P_0(t)$ es la fuerza de interacción y se supone que el desplazamiento correspondiente $U_0(t)$ es armónico.

En elemento finito con bordes absorbentes, las funciones de impedancia se calculan mediante las siguientes relaciones:

$$K_{ij}(\omega) = \frac{(P_f - P_f^*)e^{i\omega t}}{(U_f - U_f^*)(\omega)}$$

Con; P_f el vector de fuerzas (momentos) que proviene del efecto inercial de la superestructura,

P_f^* el vector de fuerzas (momentos) causado por el movimiento del campo libre, U_f es la respuesta en la interfaz suelo-cimentación y U_f^* la respuesta del movimiento en libre campo en la interfaz suelo-cimentación.

Las funciones de impedancia se obtienen a parte del código de cálculo en la forma:

$$K_{ij}(\omega) = [k_{ij}^r(\omega) + ik_{ij}^i(\omega)]$$

Esta expresión tiene una parte real k_{ij}^r y una parte imaginaria, ik_{ij}^i , la impedancia dinámica se puede factorizar con respecto a la impedancia estática

$$K_{ij}(\omega) = K_s [k'_{ij}(\omega) + ik''(\omega)]$$

Donde K_s la impedancia dinámica ($\omega=0$) o la rigidez estática k' refleja el comportamiento elástico y tiene en cuenta la rigidez e inercia del medio y k'' indica que el movimiento vibratorio es el amortiguamiento.

Cuando la masa de la losa es distinta de cero, debe reemplazarse $[K]$ por $[K] - \omega^2 [M]$ en las ecuaciones anteriores, con $[M]$ es la matriz de masa de la losa.

Tomando la Relación 5.1, las funciones de impedancia se calculan después de determinar de los desplazamientos resultantes en el punto de aplicación de la fuerza armónica de la siguiente manera:

La impedancia dinámica vertical $K_v(\omega) = \frac{(P_0)e^{i\omega t}}{(U_z)(\omega)}$

Con P_0 es la amplitud de la fuerza vertical en el centro de la cimentación y U_z el desplazamiento resultante

La impedancia dinámica horizontal $K_h(\omega) = \frac{(P_0)e^{i\omega t}}{(U_x)(\omega)}$

Con P_0 es la amplitud de la fuerza horizontal aplicada en el centro de la cimentación y U_x el desplazamiento resultante. Utilizando la frecuencia de excitación ω los resultados obtenidos se presentan en función de esta última en términos de desplazamiento, rigidez y amortiguación.

5.3. La malla

El tamaño del elemento de malla debe ser lo suficientemente pequeño para que la malla pueda transmitir las ondas de una manera adecuada y sin distorsión digital de esas ondas. Este tamaño depende de las frecuencias involucradas y la velocidad de propagación de las ondas. La distorsión numérica de la propagación de ondas en un dominio puede ocurrir dependiendo de la malla utilizada. Las frecuencias de carga y la velocidad de propagación de las ondas afectan la precisión de la solución numérica. Kuhlemeyer y Lysmer (1973) muestra que la talla del elemento Δl debe ser menor de un octavo a un décimo de la longitud de onda λ . En consecuencia, la frecuencia máxima que se puede modelar correctamente para una malla viene dada por:

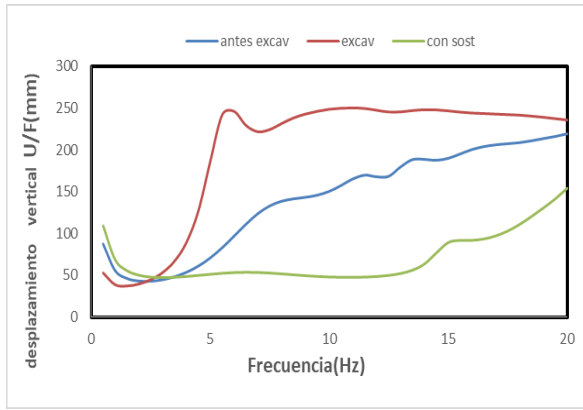
$$f = \frac{c_s}{10\Delta l} \quad \text{Avec } f = \frac{w}{2\pi}$$

c_s : es la velocidad de propagación de la onda. La longitud de onda característica λ está asociada con el sistema estudiado, depende de las condiciones en las fronteras.

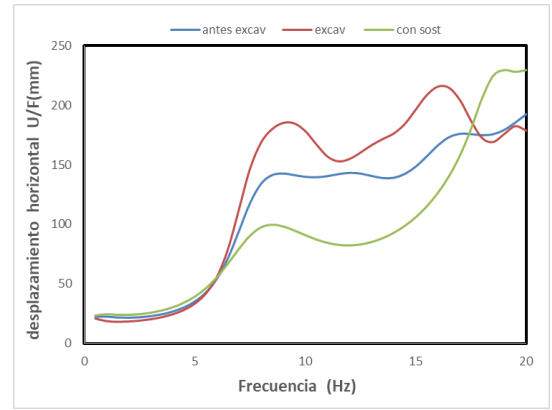
5.4. Resultados y discusión

5.4.1. Efecto de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal

En este apartado se propone estudiar la influencia de las fases de excavación (antes de la excavación, con excavación, con sostenimiento) sobre el desplazamiento vertical y horizontal del sistema cimentación-galería, fijando cada vez el espesor de la capa de suelo ($d = 2$ m, 5 m, 10 m y 15 m) y las funciones de impedancia y desplazamiento se calculan para cada fase de excavación. Los resultados obtenidos se presentan en términos de desplazamientos horizontales y verticales en función de la frecuencia de excitación en las siguientes figuras:

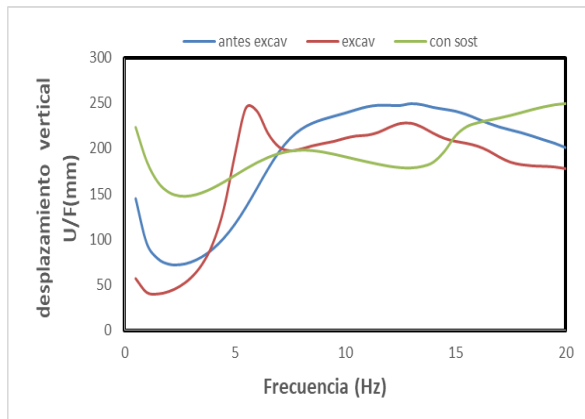


Desplazamiento vertical

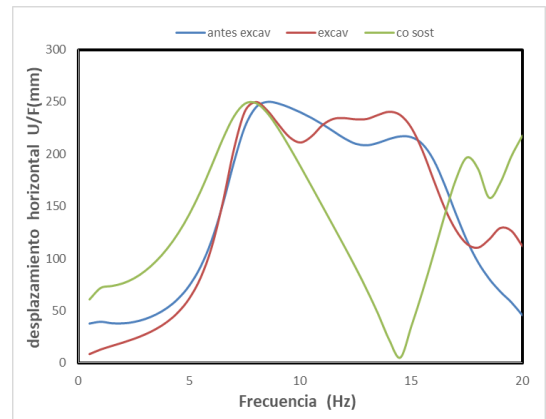


Desplazamiento horizontal

Figura 5.2. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (d = 2 m)

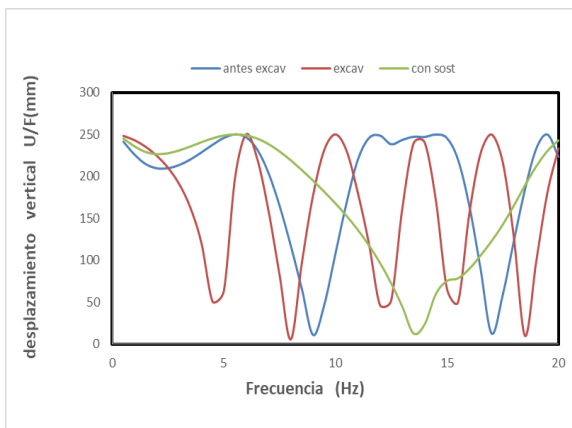


Desplazamiento vertical

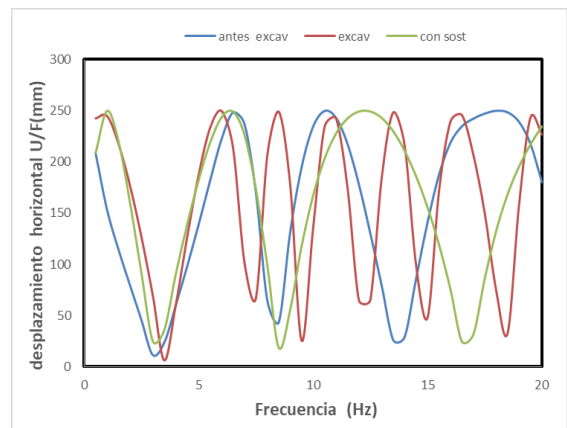


Desplazamiento horizontal

Figura 5.3. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (d = 2 m)



Desplazamiento vertical



Desplazamiento horizontal

Figura 5.4. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 2m)

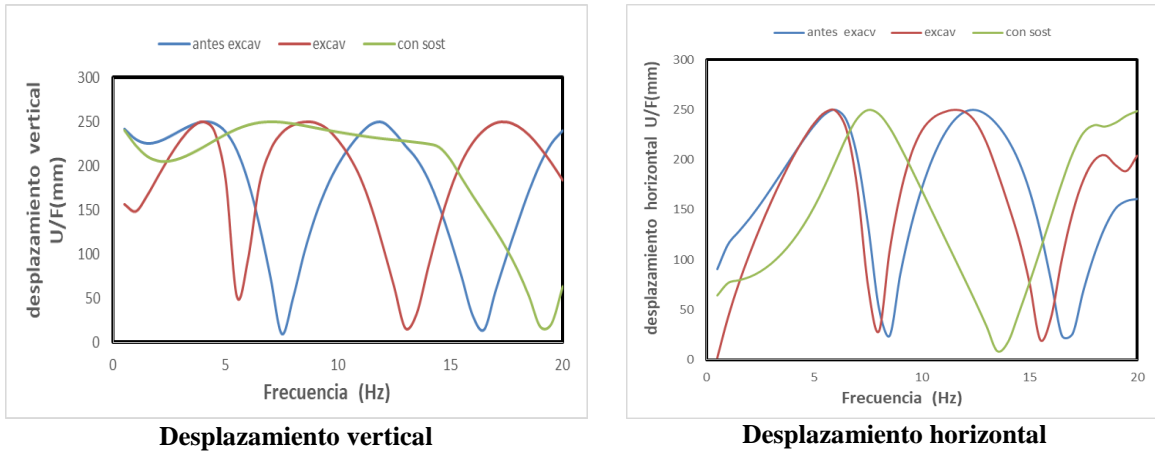
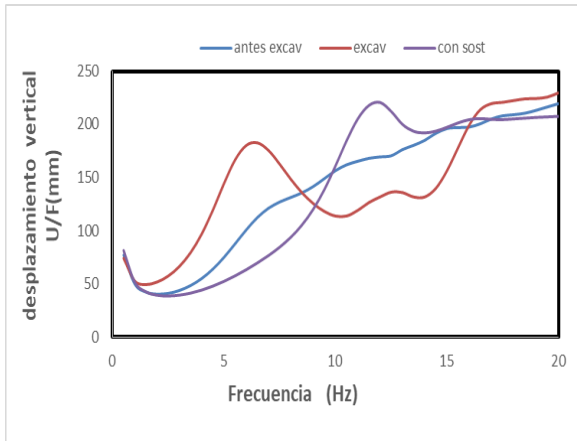
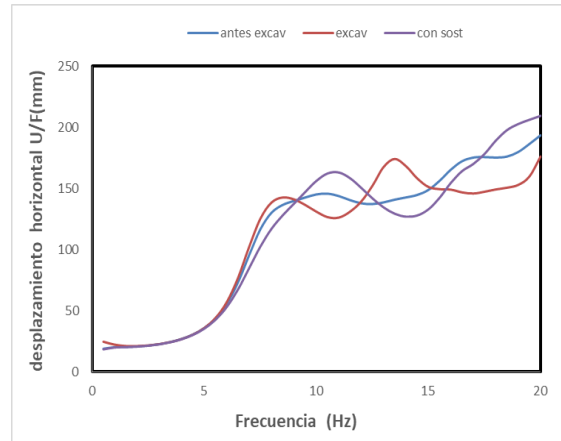


Figura 5.5. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (d = 2m)

Las Figuras 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 presentan la variación de los desplazamientos verticales y horizontales calculados en el centro de la cimentación, en la llave de la galería (en la interfaz suelo-galería y a nivel de la losa) y en la entrada del túnel (Code-Aster) en función de la frecuencia de excitación en las distintas fases de excavación para un espesor de capa de suelo $d = 2\text{m}$. La Figura 5.2 muestra que los desplazamientos se ven fuertemente afectados por las fases de excavación y que se incrementan considerablemente con el aumento de frecuencia. El desplazamiento de la cimentación se incrementó notablemente después de la excavación, especialmente para frecuencias superiores a 3 Hz para el desplazamiento vertical y superiores a 6 Hz para el desplazamiento horizontal. Después de la instalación del sostenimiento, los desplazamientos se reducen de manera muy significativa, esta conclusión confirma la obligación de la instalación de los sostenimientos finales durante la excavación de obras subterráneas en sitios urbanos. Por otro lado, hay una disminución en el desplazamiento de la cimentación en la fase con sostenimiento. Las Figuras 5.3, 5.4 y 5.5 muestran que los desplazamientos en la llave de la galería (en la interfaz suelo-galería y a nivel de la losa) y en la entrada del túnel (en los nodos N2, N3 y N4) son iguales y sus variaciones ya no pueden ser controladas, estos desplazamientos adquieren un comportamiento periódico en las tres fases de excavación, después de la instalación del sostenimientos se produce la aparición de picos de resonancia que son causados por la rigidez del sostenimiento que es relativamente muy alta en comparación con el del terreno circundante.

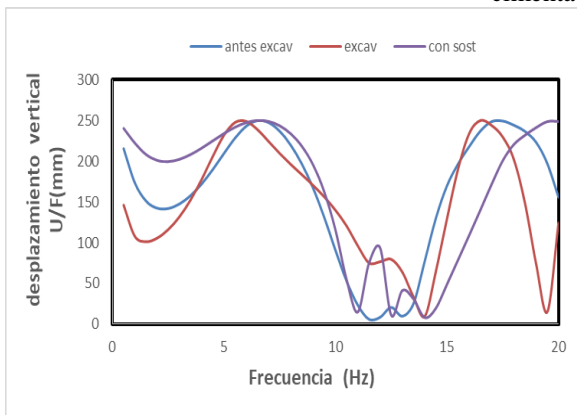


Desplazamiento vertical

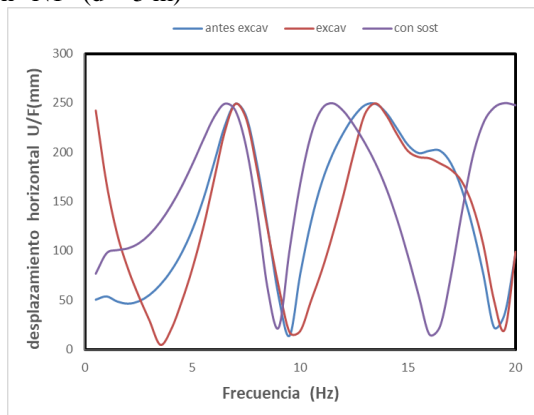


Desplazamiento horizontal

Figura 5.6. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (d = 5 m)

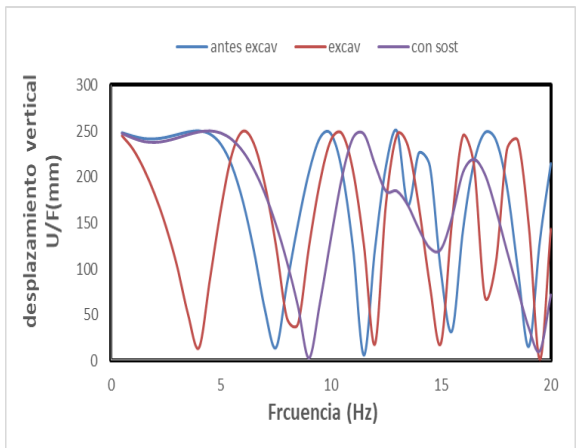


Desplazamiento vertical

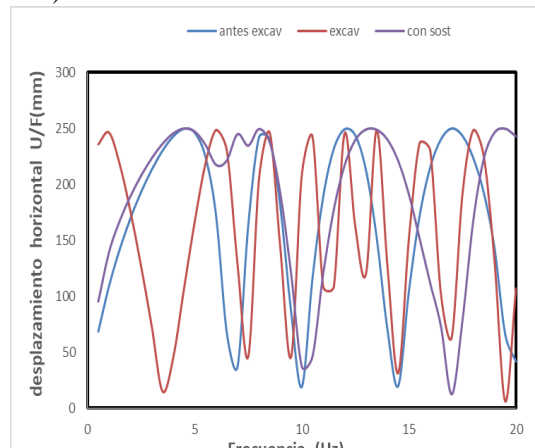


Desplazamiento horizontal

Figura 5.7. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (d = 5 m)



Desplazamiento vertical



Desplazamiento horizontal

Figura 5.8. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 5 m)

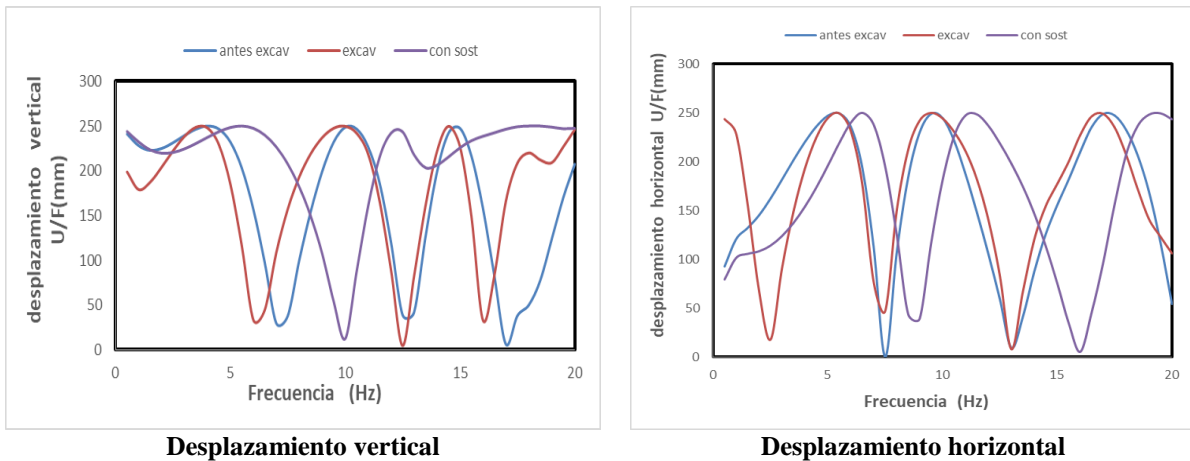
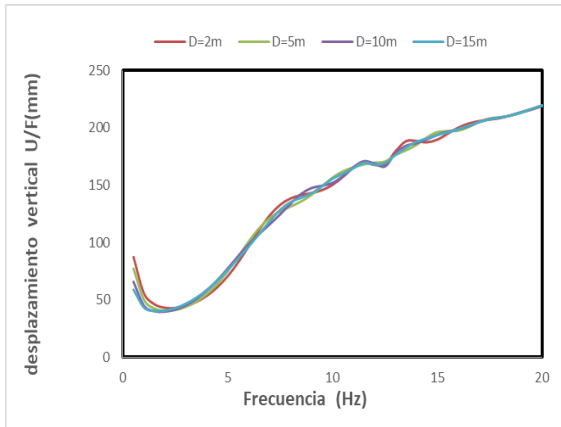


Figura 5.9. Influencia de las fases de excavación sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (d = 5m)

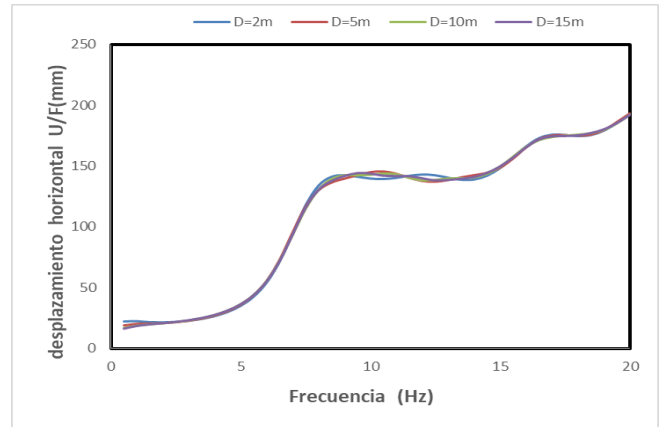
De la misma manera las Figuras 5.6 a 5.9 se presenta la variación de los desplazamientos verticales y horizontales en función de la frecuencia de excitación en las diferentes fases de excavación para un espesor de capa de suelo de $d = 5\text{m}$. Si comparamos estos resultados obtenidos con los calculados para una profundidad $d = 2\text{m}$, encontramos que este último afecta a los movimientos de forma directa y juega un papel fundamental en el dimensionamiento de túneles en emplazamientos urbanos. El desplazamiento vertical de la cimentación se ve fuertemente afectado por el efecto de la excavación y la colocación del sostenimiento. Esta comparación se presentará en detalle en la sección "Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento".

5.4.2. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal.

Ahora, variando la profundidad de la galería ($d = 2\text{m}, 5\text{m}, 10\text{m}, 15\text{m}$) y estudiamos el efecto de variación de esta última sobre los desplazamientos durante las fases de excavación. Los resultados obtenidos se presentan en términos de desplazamientos horizontales y verticales en función de la frecuencia de excitación en las siguientes figuras:

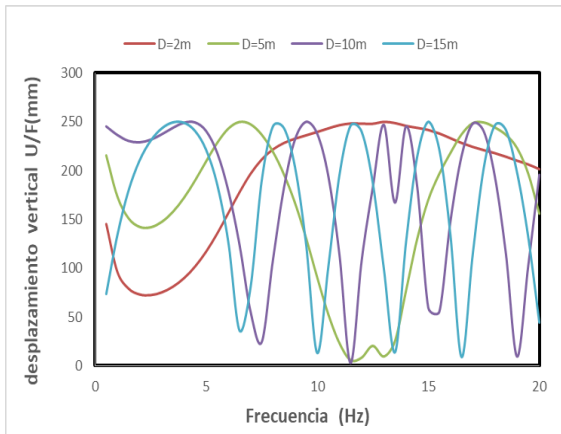


Desplazamiento vertical

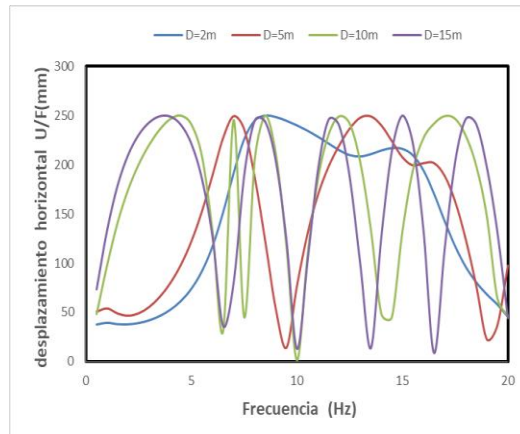


Desplazamiento horizontal

Figura 5.10. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (antes de excavación)

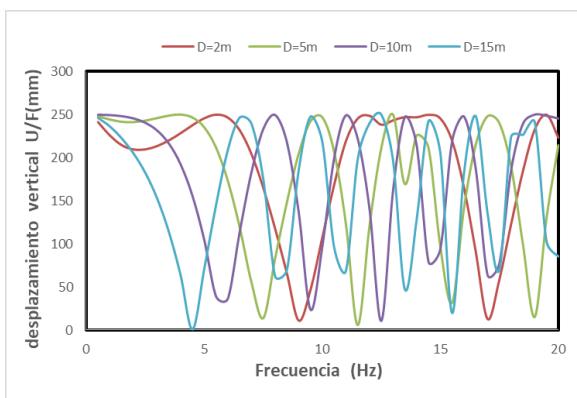


Desplazamiento vertical

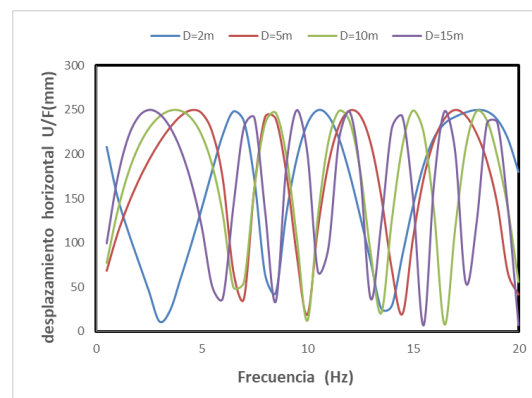


Desplazamiento horizontal

Figura 5.11. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (antes de excavación)



Desplazamiento vertical



Desplazamiento horizontal

Figura 5.12. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (antes de excavación)

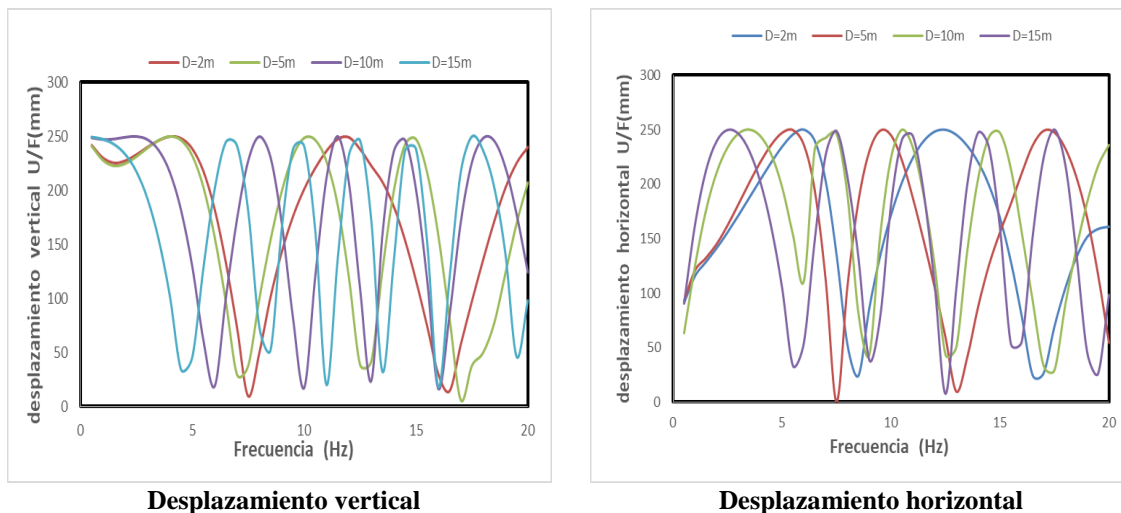


Figura 5.13. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (antes de excavación)

Las Figuras 5.10 a 5.13 presentan la variación de los desplazamientos verticales y horizontales calculados en el centro de la cimentación, en la clave de la galería (en la interfaz suelo-galería y a nivel de la losa) y en la entrada del túnel (Código -Aster) en función de la frecuencia de excitación antes de la excavación para diferentes profundidades de galería.

La Figura 5.10 muestra que el desplazamiento de la cimentación varía proporcionalmente con la frecuencia y también notamos una similitud entre los desplazamientos de la cimentación a pesar de la variación en el espesor de la capa de suelo, por lo que antes de la excavación no hay influencia de la profundidad d . Este no es el caso del desplazamiento vertical en la clave de la galería, que se vuelve considerable especialmente para bajas frecuencias y para espesores de 5 m, 10 m, 15 m. Por otro lado, el desplazamiento máximo en la llave de la galería se da para $d = 2\text{m}$ N2. Por otro lado, el desplazamiento horizontal se vuelve muy pequeño en las bajas frecuencias para espesores de 10 m y 15 m, pero para los espesores de 2 m y 5 m el desplazamiento alcanza su valor máximo en las frecuencias altas.

Además, se observa que el desplazamiento vertical alcanza los valores máximos para frecuencias casi nulas (caso estático). Por otro lado, el desplazamiento horizontal alcanza los valores máximos para frecuencias superiores a 4Hz, de este valor se deduce el nacimiento de los picos de resonancia que reflejan el reflejo de las ondas.

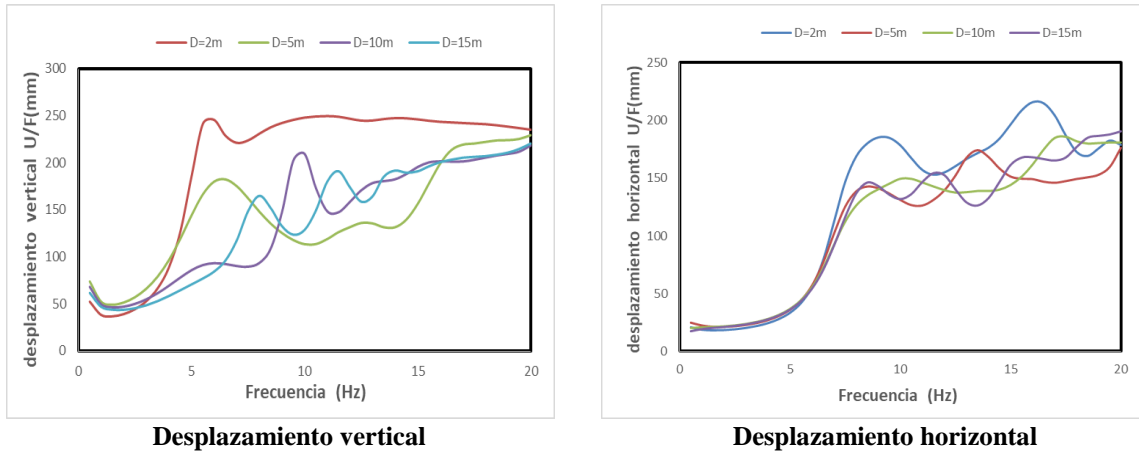


Figura 5.14. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con excavación)

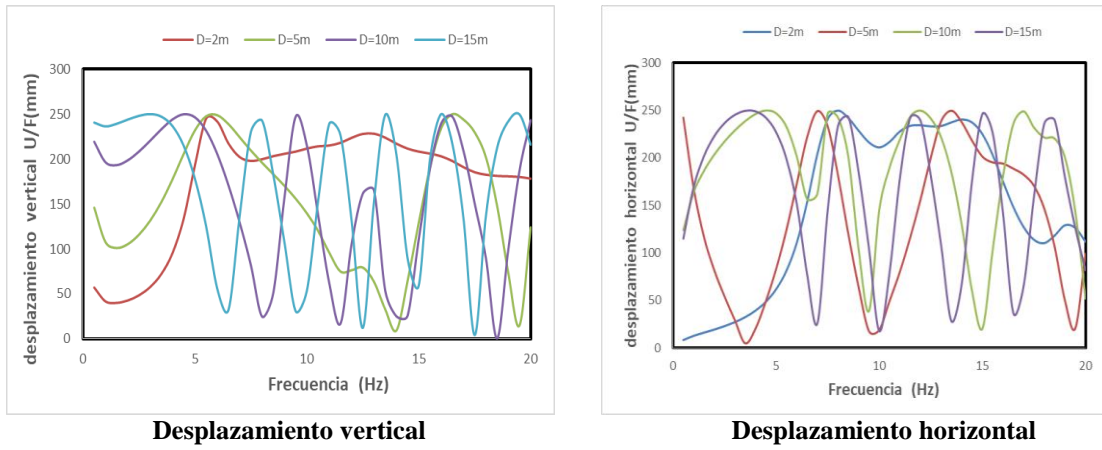


Figura 5.15. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (con excavación)

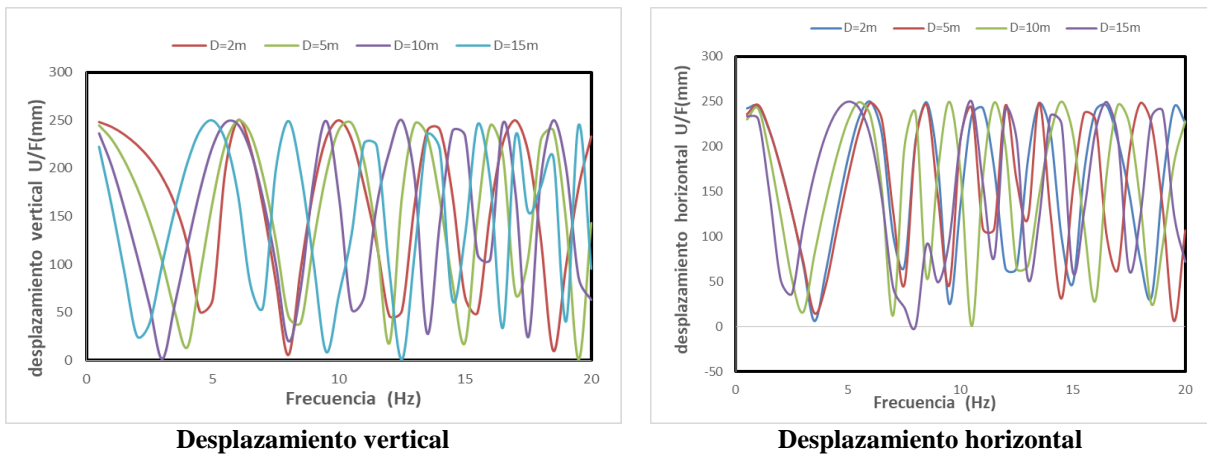


Figura 5.16. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (con excavación)

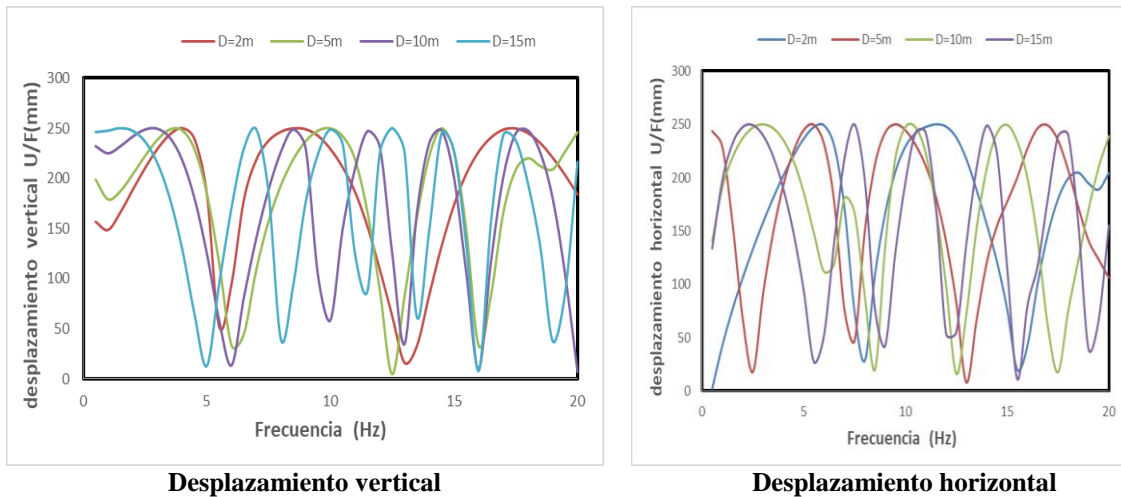


Figura 5.17. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (con excavación)

Las Figuras 5.14 a 5.17 presentan la variación de los desplazamientos verticales y horizontales en función de la frecuencia de excitación después de la excavación de la galería para las diferentes profundidades de la galería ($d = 2 \text{ m}$, 5 m , 10 m y 15 m). Después de la excavación de la galería, los movimientos en los puntos de control se ven fuertemente afectados por la profundidad de la cubierta. La Figura 5.14 muestra que el desplazamiento vertical máximo de la cimentación se obtiene en $d = 2 \text{ m}$ para frecuencias superiores a 4 Hz y el desplazamiento horizontal máximo de la cimentación se obtiene para frecuencias superiores a 7 Hz .

Las Figuras 5.14 a 4.17 muestran que la variación de los desplazamientos ya no se controla porque durante la excavación el terreno está en total desequilibrio, esta característica se refleja en la aparición de picos de resonancia en todos los puntos de control y el movimiento se vuelve periódico. El desplazamiento vertical en la clave es mínimo en las bajas frecuencias (menos de 4 Hz) para espesores de 2 m , 5 m . Los desplazamientos verticales máximos se dan para profundidades de 10 m , 15 m . Esto puede deberse al aumento de la carga vertical causada por el movimiento del suelo durante la excavación.

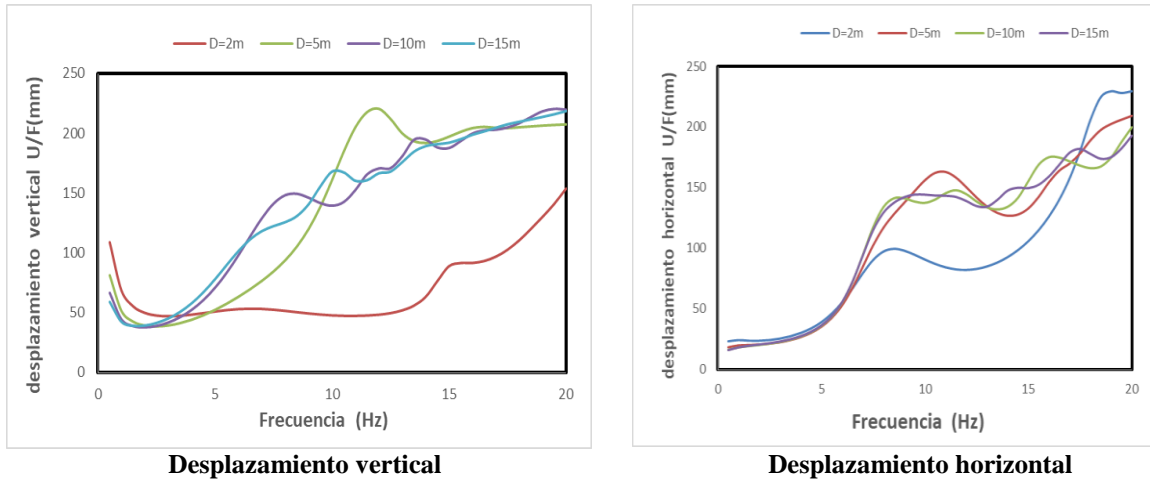


Figura 5.18. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con sostenimiento)

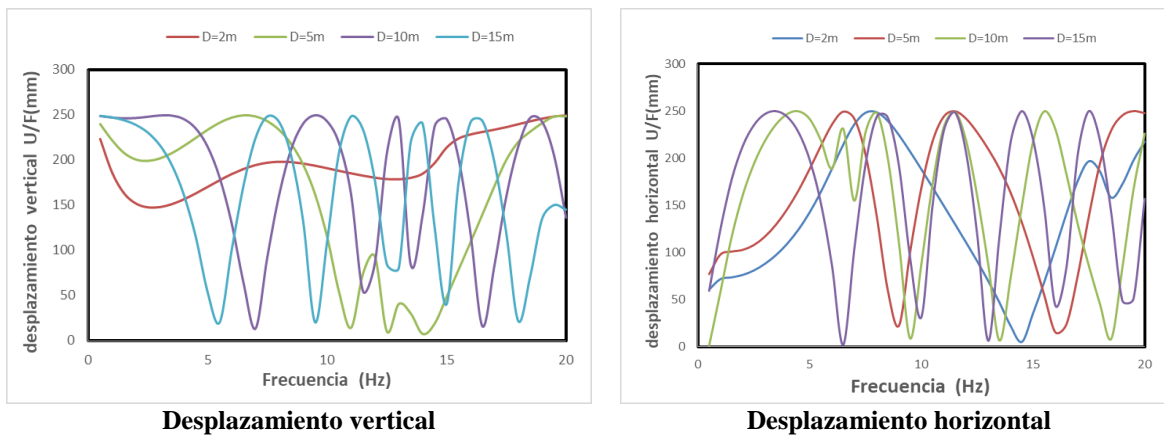


Figura 5.19. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal al nivel de la losa "N2" (con sostenimiento)

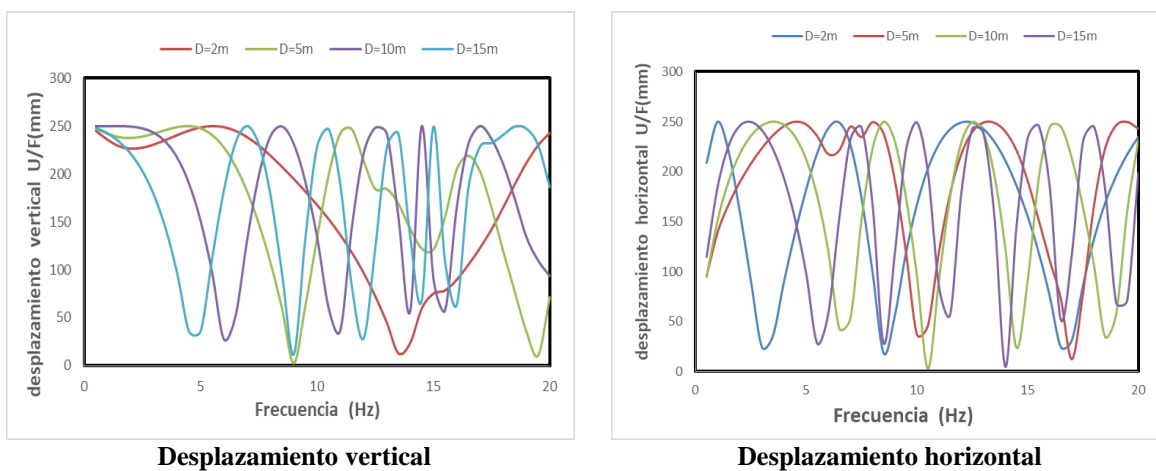


Figura 5.20. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (con sostenimiento)

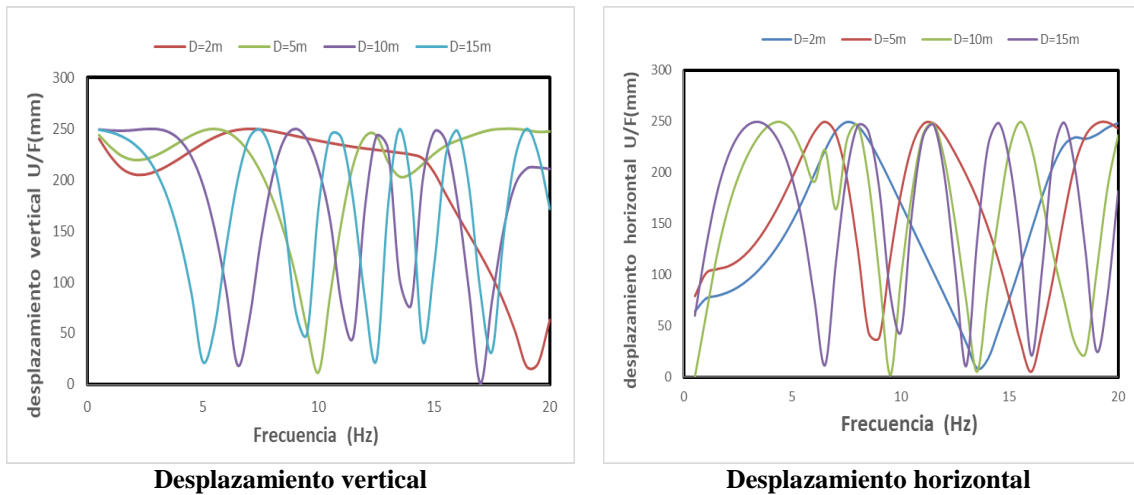


Figura 5.21. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre el desplazamiento vertical y horizontal en la entrada del túnel "N4" (con sostenimiento)

El funcionamiento de la colocación de sostenimiento es muy delicado, esta fase genera el balance total de la estructura después de la fase de excavación. Los desplazamientos se reducen de forma muy significativa figura 5.18. Para túneles con cubiertas débiles, el desplazamiento vertical de la cimentación se ve fuertemente afectado por la colocación del sostenimiento y la evolución del desplazamiento se vuelve uniforme. Este no es el caso del desplazamiento horizontal. Esta característica también es válida para el desplazamiento vertical en la clave de la galería.

Además, se observa que el desplazamiento vertical alcanza los valores máximos en las bajas frecuencias. Por otro lado, el desplazamiento horizontal alcanza los valores máximos en las frecuencias altas superiores a 4Hz, a partir de este valor se nota la aparición de los picos de resonancia.

5.4.3. Variación de los desplazamientos máximos durante las fases de excavación en función del espesor (d)

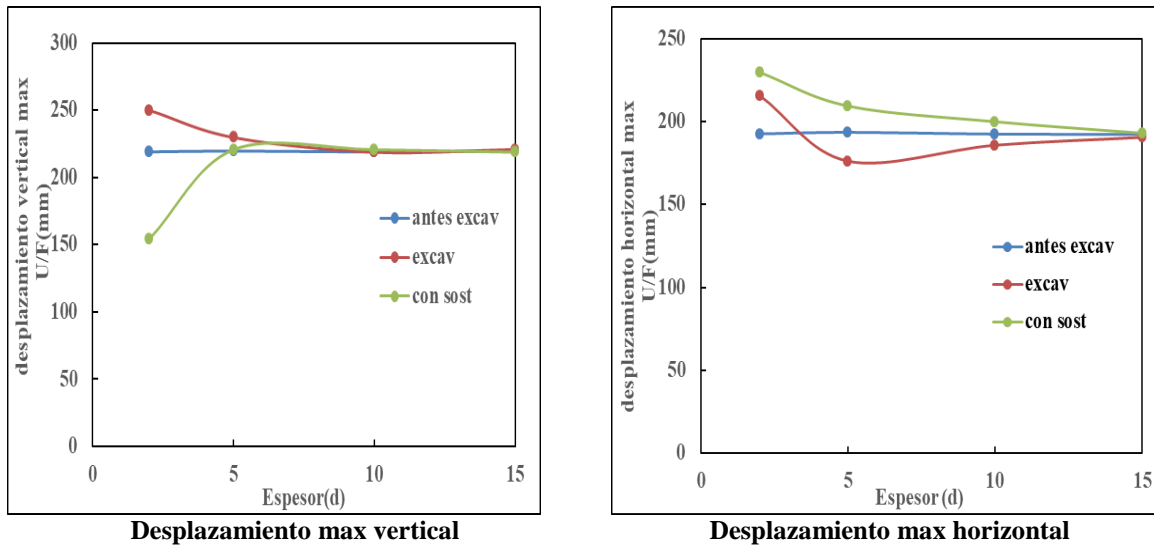


Figura 5.22. La variación del desplazamiento vertical y horizontal máximo en el centro de la cimentación (N1)

La Figura 5.22 muestra que el desplazamiento vertical y horizontal máximo de la cimentación se obtiene en la fase de excavación para profundidades inferiores a 5 m. Antes de la fase de excavación, la relación entre desplazamiento y cubierta es sustancialmente lineal. Tras la excavación de la galería la cimentación comienza a asentarse y alcanza su máximo. Este no es el caso del desplazamiento horizontal que se vuelve máximo después de la activación del sostenimiento.

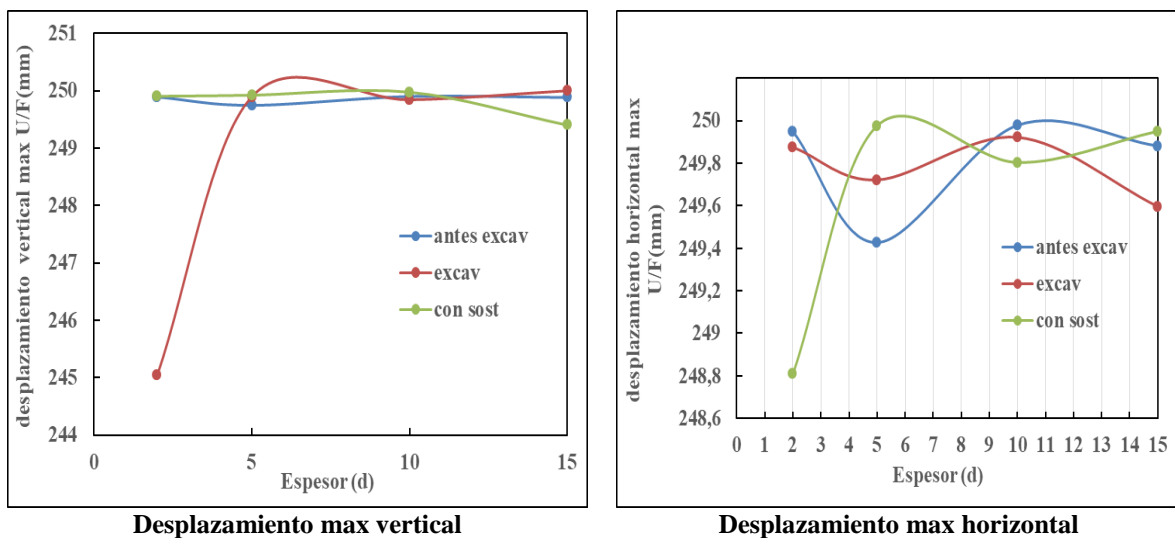


Figura 5.23. La variación del desplazamiento máximo vertical y horizontal al nivel de la losa (N2)

De la misma forma, la figura 5.23 presenta la influencia de las fases de excavación de la galería sobre la variación de los desplazamientos máximos en la clave de la galería en función de la profundidad d . La Figura 5.23 muestra que para profundidades que varían entre 2 m a 5 m, el desplazamiento vertical máximo se ve débilmente afectado por las fases de construcción de la galería. El desplazamiento horizontal máximo ya no se controla y no respeta la regla de proporcionalidad al pasar de una profundidad a otra.

5.5. Evolución de impedancias dinámicas en la cimentación y en la clave de la galería durante la construcción.

5.5.1. Impedancias dinámicas verticales (K_{zz} , C_{zz})

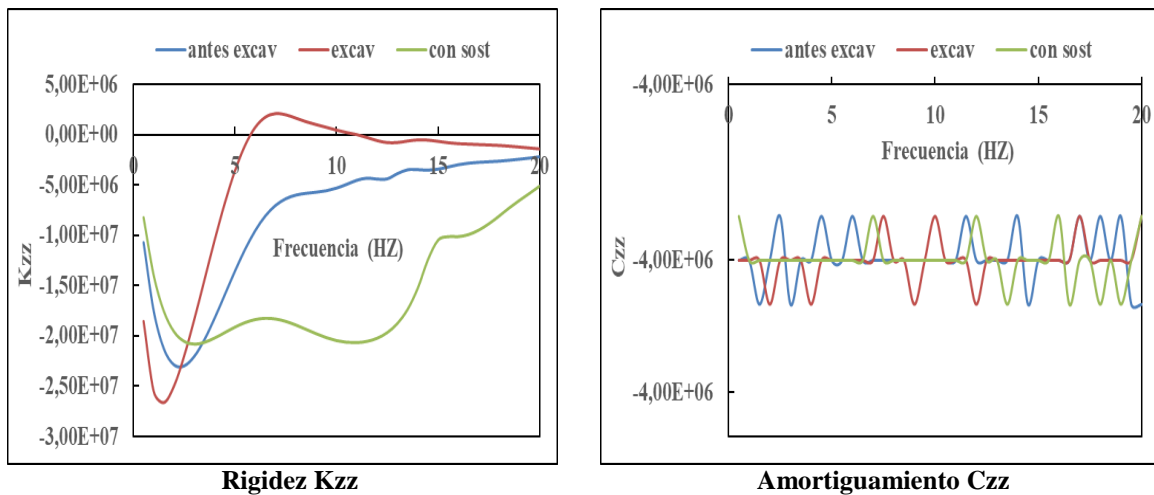


Figura 5.24. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia vertical dinámica en el centro de la cimentación "N1" ($d = 2\text{m}$)

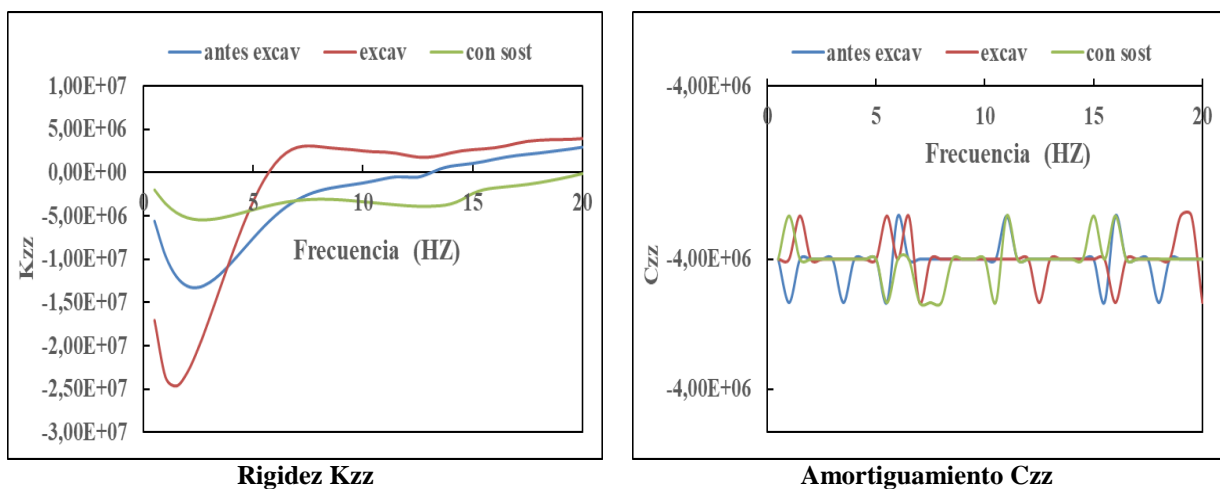


Figura 5.25. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica vertical al nivel de la losa "N2" ($d = 2\text{m}$)

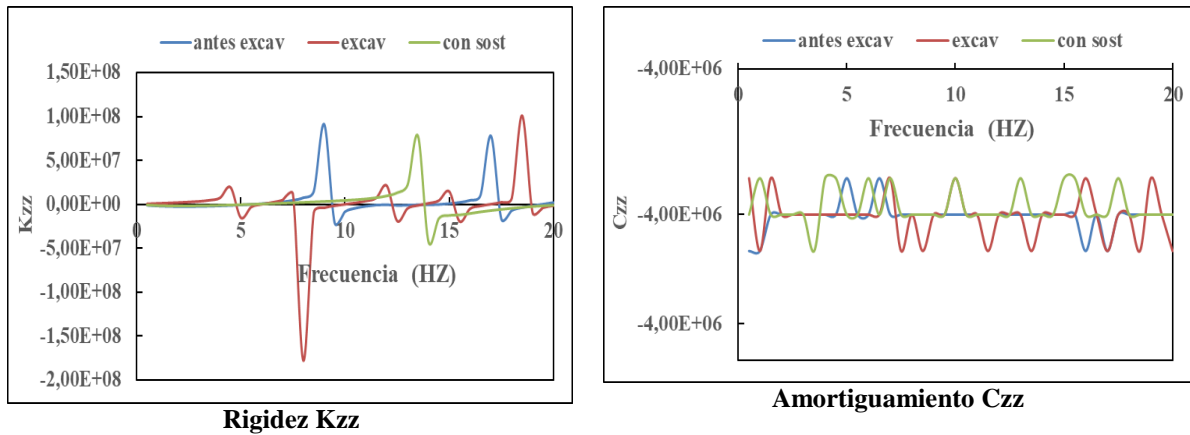


Figura 5.26 Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica vertical en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 2m)

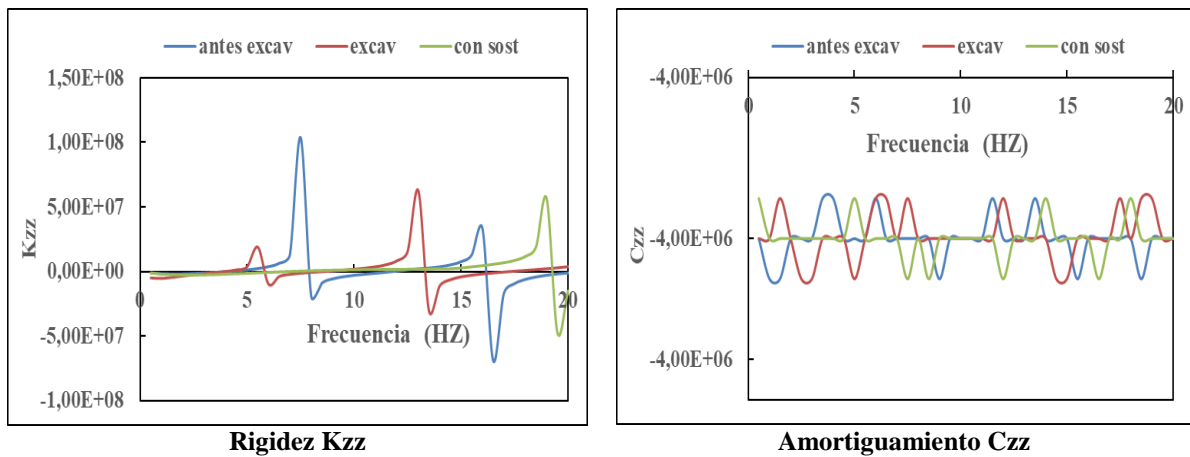


Figura 5.27. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica vertical en la entrada al túnel "N4" (d = 2m)

Las Figuras 5.24 a 5.27 muestran la influencia de las fases constructivas del túnel en la variación de la rigidez dinámica de la estructura en todos los puntos de control, en la llave de galería (en la interfaz suelo-galería y a nivel de losa) y en la entrada del túnel. La rigidez dinámica se calcula aplicando una carga armónica al centro de la cimentación, esta carga se supone que proviene de la superestructura se muestra el efecto inercial de las estructuras en la superficie libre. Los resultados obtenidos muestran que durante la construcción de la estructura subterránea, el comportamiento dinámico del sistema cimentación-suelo-galería se ve fuertemente afectado por las fases constructivas. Las Figuras 5.24 y 5.25 muestran que la impedancia dinámica vertical de la cimentación y en la clave de la galería está influenciada por la fase de excavación, la rigidez dinámica se vuelve máxima y su signo es negativo, esto puede deberse al efecto de vibración masiva que existe entre la fundación y la galería. Por otro lado, en la entrada a la galería, la máxima rigidez se obtiene antes de la fase de excavación Figura 5.27. Los resultados muestran que la frecuencia fundamental del sistema cambió al cambiar de una fase a otra.

La amortiguación a su vez también, se ve fuertemente afectada por el efecto de realización de esta obra. La evolución de este último ya no está controlada y su signo no es necesariamente negativo o positivo. Esta característica es rara en el campo de las vibraciones y su explicación es difícil.

5.5.2. Impedancias dinámicas horizontales (K_{xx} , C_{xx})

Ahora, aplicando una fuerza horizontal al centro de la cimentación, la rigidez y la amortiguación se calculan según el mismo principio. Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes figuras:

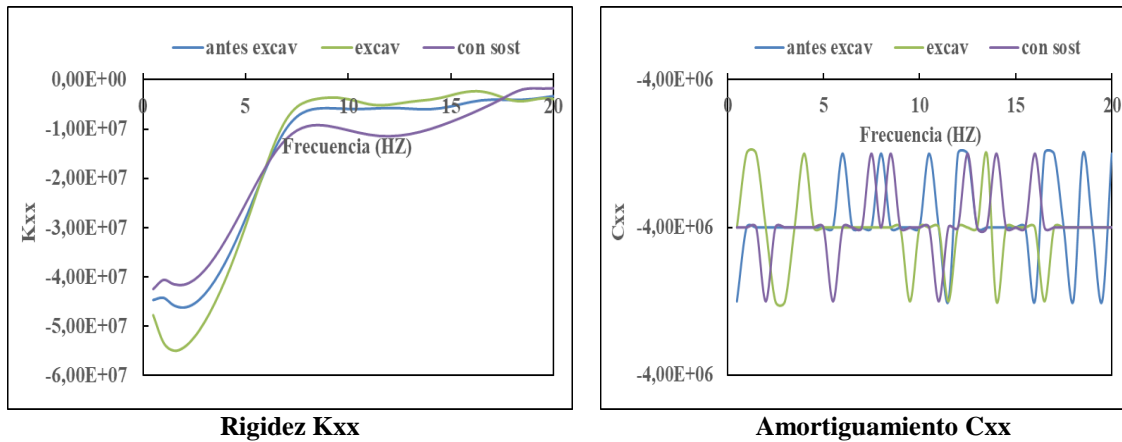


Figura 5.28. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal en el centro de la cimentación "N1" (d = 2m)

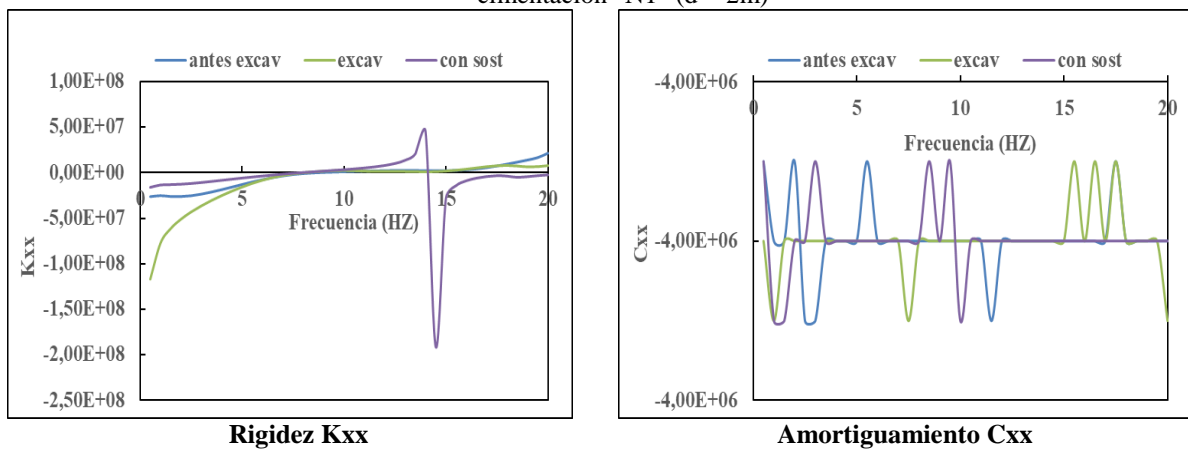


Figura 5.29. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal al nivel de la losa "N2" (d = 2m)

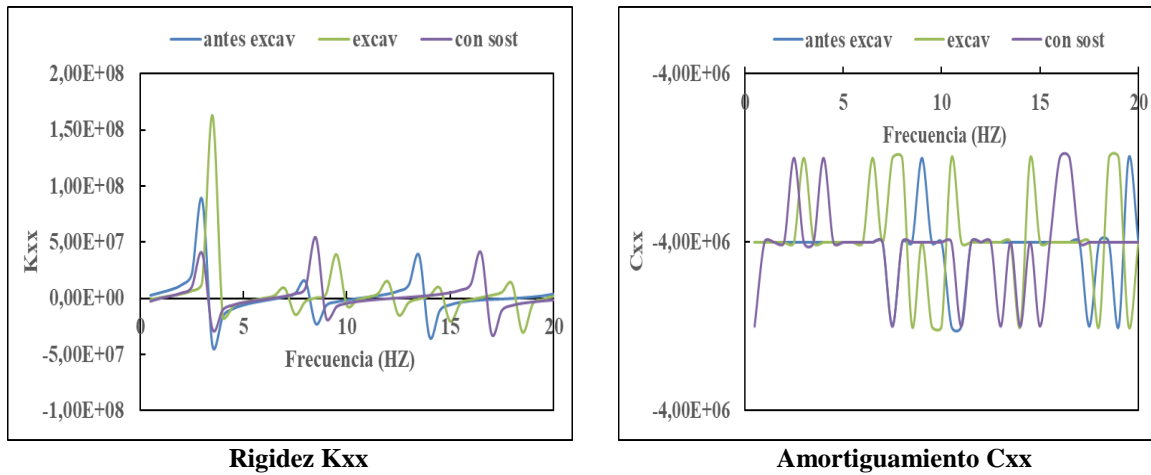


Figura 5.30. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal en la interfaz suelo-galería "N3" (d = 2m)

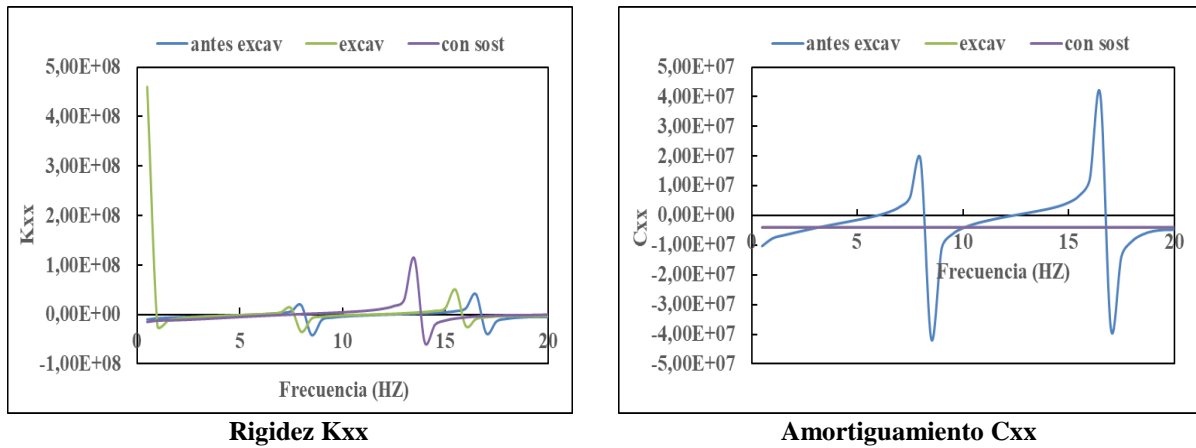


Figura 5.31. Influencia de las fases de excavación sobre la impedancia dinámica horizontal en la entrada al túnel "N4" (d = 2m)

Si se comparan los resultados obtenidos en la dirección horizontal con los verticales, se encuentran las mismas características de rigidez y amortiguación en las figuras 5.28 a 5.31. Sólo una diferencia notable de que la impedancia en la clave en la que el sostenimiento aumenta la rigidez dinámica de una manera muy notable en las altas frecuencias.

5.6. Influencia de la profundidad de la galería en la variación de la impedancia dinámica

5.6.1. Impedancias dinámicas verticales (K_{zz} , C_{zz})

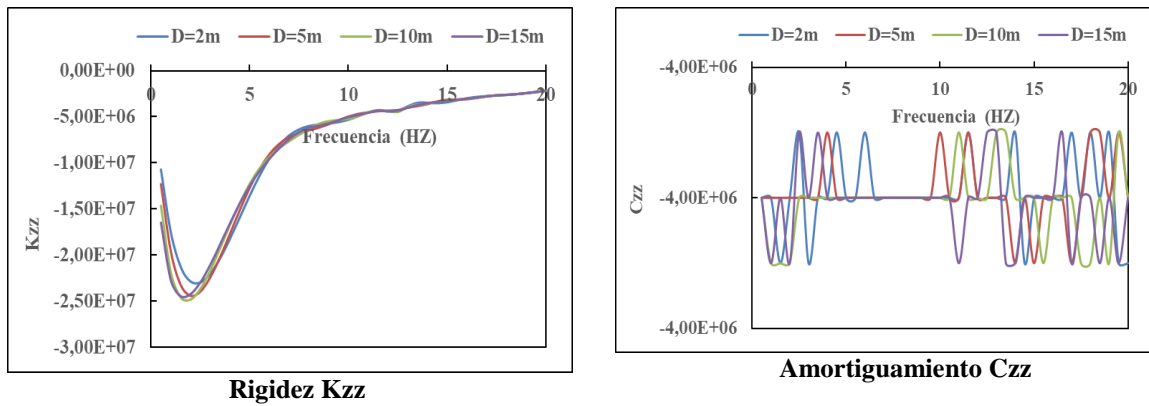


Figura 5.32. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical en el centro de la cimentación "N1" (antes de la excavación)

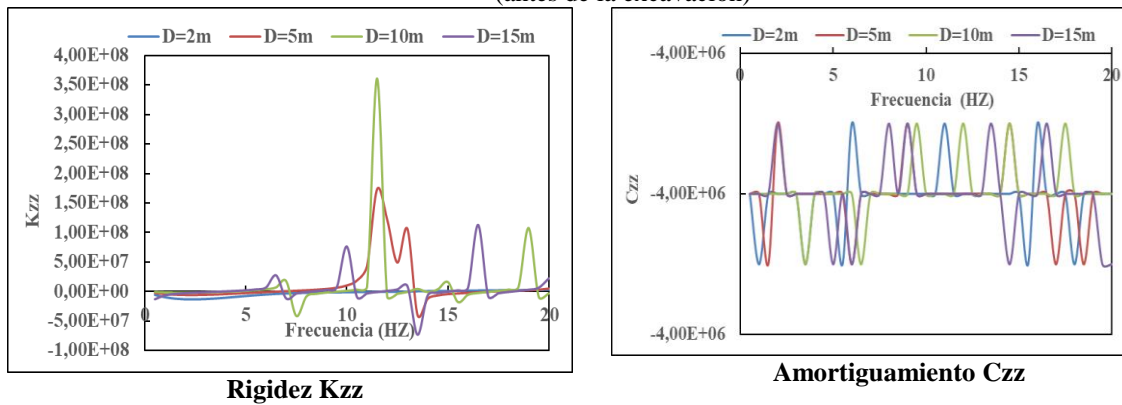


Figura 5.33. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical al nivel de la losa "N2" (antes de la excavación)

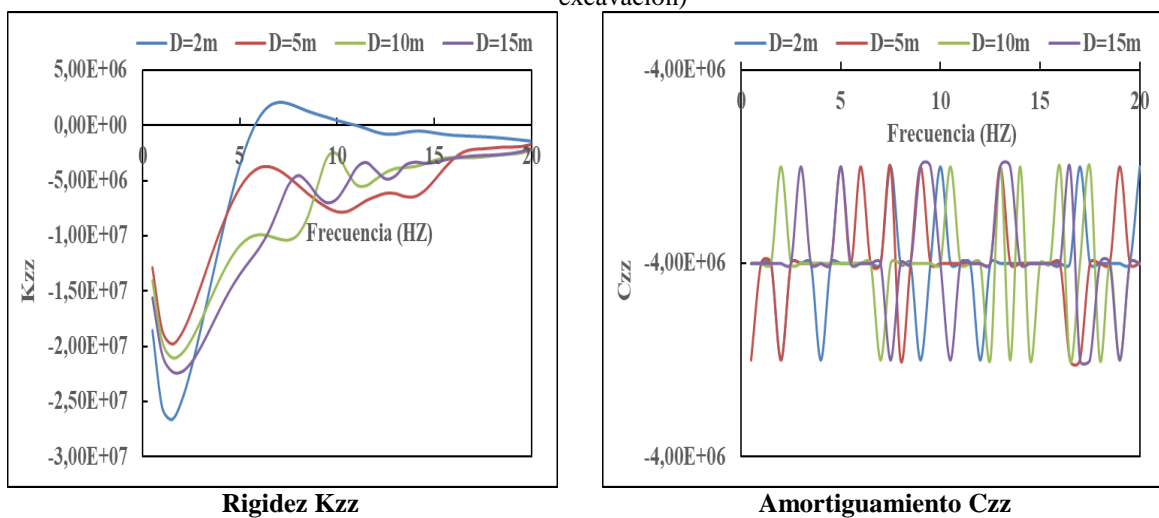


Figura 5.34. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical en el centro de la Cimentación "N1" (con excavación)

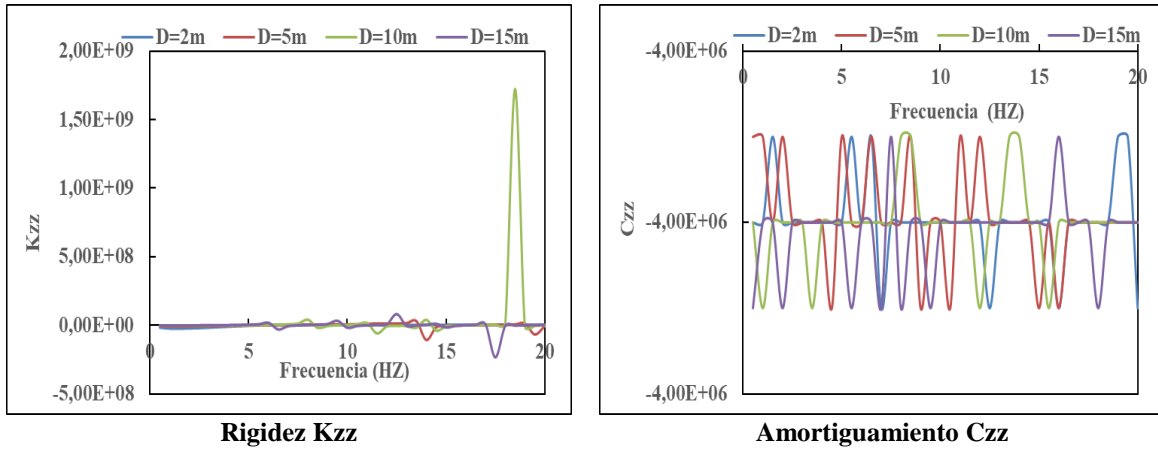


Figura 5.35. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical al nivel de la losa "N2" (con excavación)

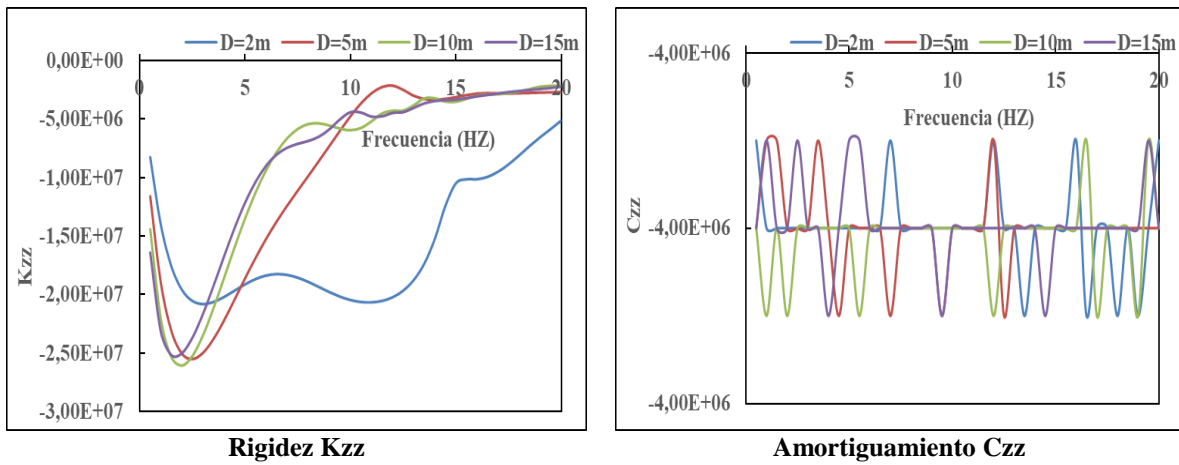


Figura 5.36. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical en el centro de la cimentación "N1" (con sostenimiento)

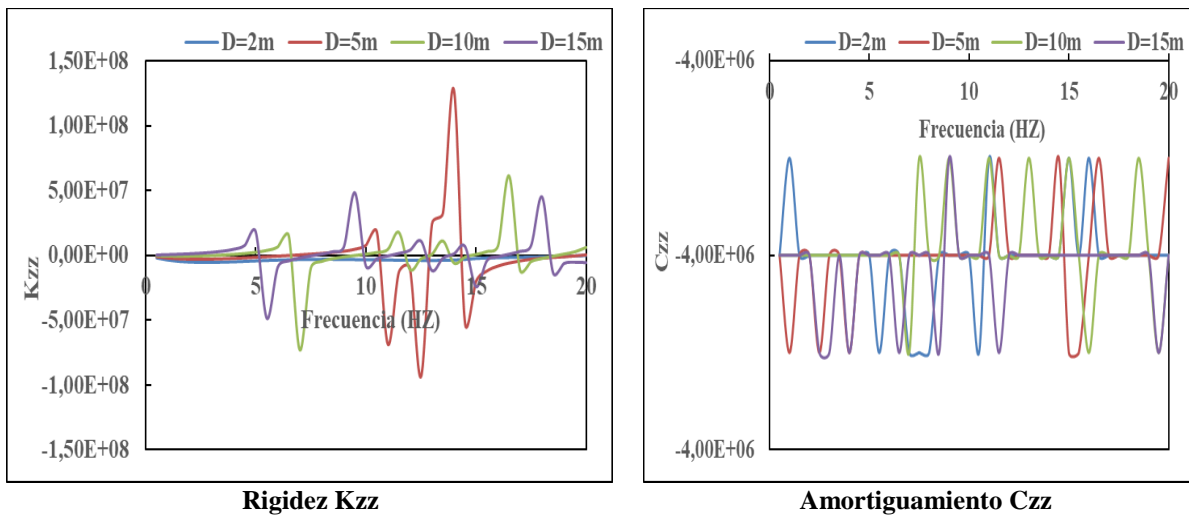


Figura 5.37. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia vertical al nivel de la losa "N2" (con sostenimiento)

Las figuras 5.32 a 5.37 muestran la influencia de la profundidad de la cubierta en la variación de la rigidez dinámica en el centro de la cimentación y la clave de la galería. Los resultados obtenidos muestran la importancia de la cobertura de estructuras subterráneas en sitios urbanos en el momento de las vibraciones. Antes de la excavación, la rigidez dinámica de la cimentación no se ve afectada por la profundidad d , pero en el punto de control N2 la caña de la galería se vuelve máxima para $d = 10\text{m}$. Después de la excavación, la impedancia dinámica vertical se vuelve muy sensible a esta fase, la rigidez dinámica para $d = 10\text{m}$ alcanza un valor excepcional en las altas frecuencias. Esta rigidez es causada por el efecto del empuje dinámico.

Después de la ejecución del sostenimiento, la galería se vuelve muy rígida. La Figura 5.37 es especialmente para profundidades $d = 5\text{ m}$. En este estudio se marcó la excepción a nivel de impedancia de cimentación, su rigidez es negativa en todas las frecuencias y para todas las profundidades de cobertura.

Como ya se mencionó en los comentarios anteriores, el amortiguamiento está fuertemente influenciada por las fases de construcción de las obras subterráneas. La evolución de este último es incontrolable y su variación es periódica. En términos de valores, la variación de amortiguamiento es estable y el sistema permanece en la misma disipación en todas las fases de la construcción de la obra.

5.6.2. Impedancias dinámicas horizontales (K_{xx} , C_{xx})

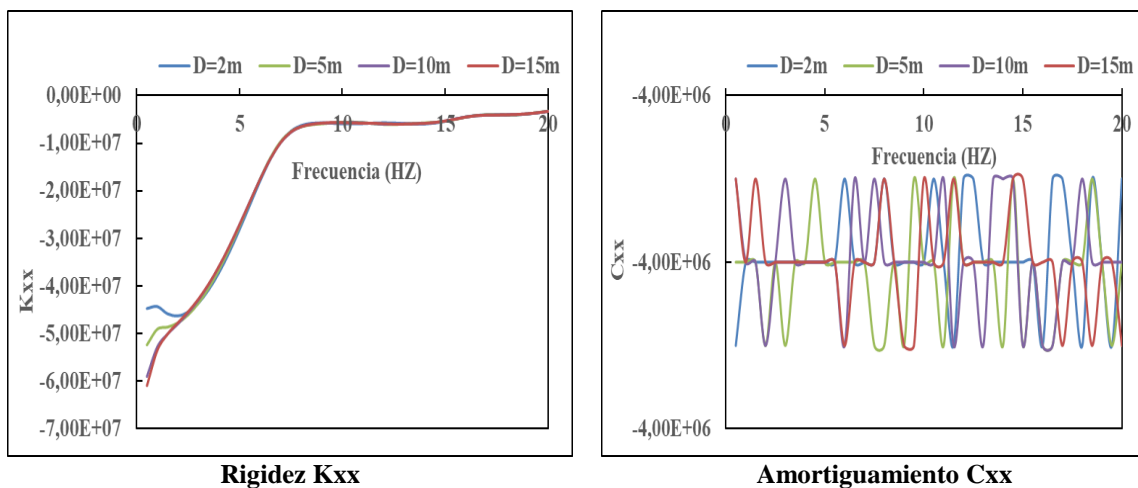


Figura 5.38. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal en el centro de la cimentación "N1" (antes de la excavación)

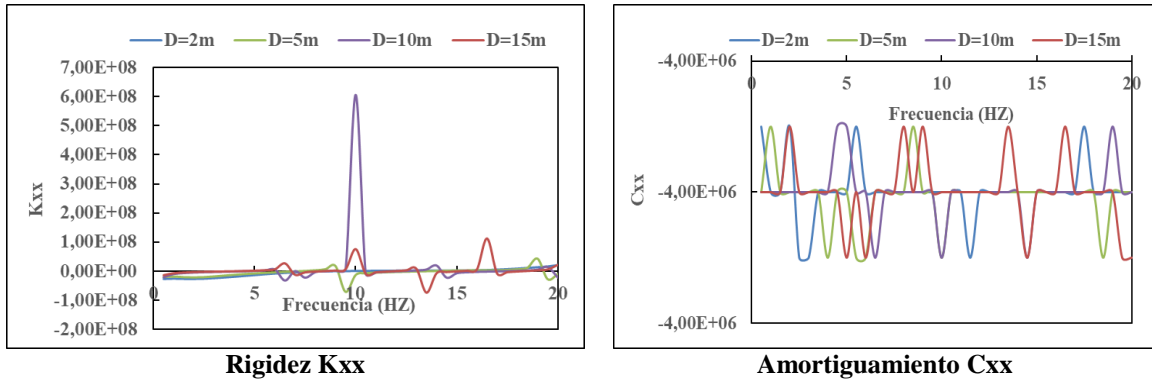


Figura 5.39. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal al nivel de la losa "N2" (antes de la excavación)

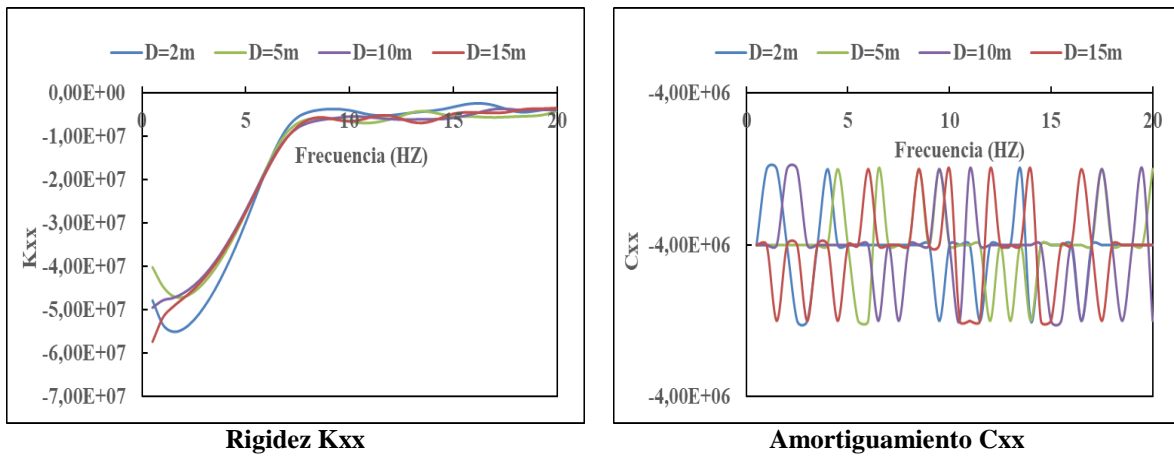


Figura 5.40. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con excavación)

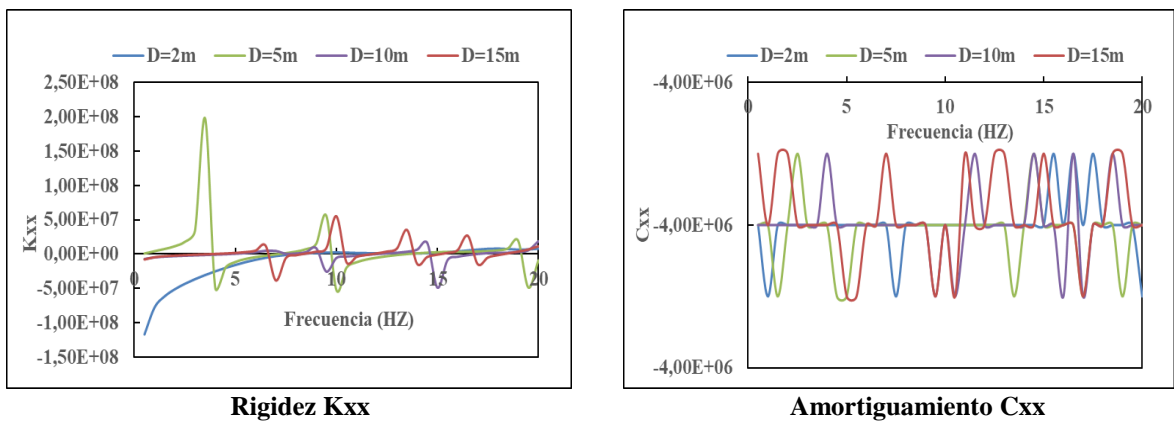


Figura 5.41. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal al nivel de la losa "N2" (con excavación)

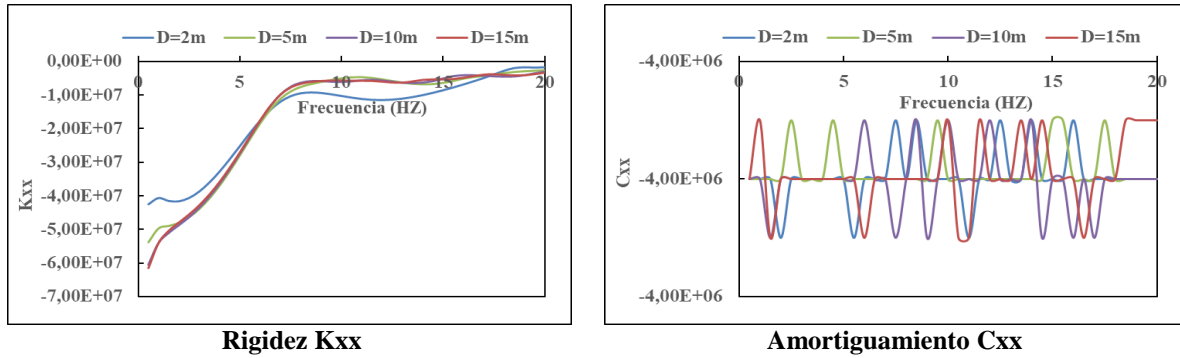


Figura 5.42. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal en el centro de la cimentación "N1" (con sostenimiento)

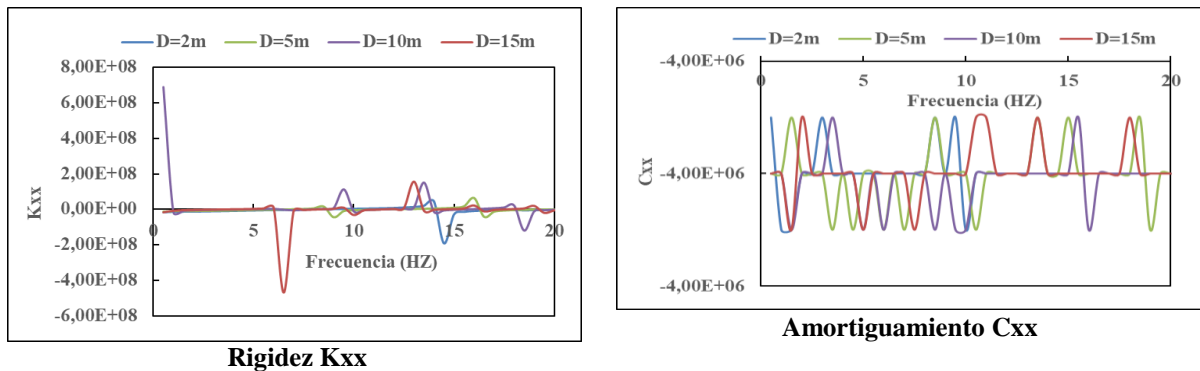


Figura 5.43. Influencia del espesor de la capa de suelo sobre la impedancia horizontal al nivel de la losa "N2" (con sostenimiento)

Según los resultados obtenidos, la profundidad de la galería aún conserva su protagonismo. La impedancia dinámica horizontal en la se ve fuertemente afectada por la activación del sostenimiento y los resultados obtenidos son similares a los de la impedancia dinámica vertical en forma de evolución y diferentes en cuanto a valores y especialmente en las bajas frecuencias.

5.7. Conclusión

En este capítulo se propone un modelo digital tridimensional con bordes absorbentes para estudiar la influencia de las fases de realización de una galería rectangular sobre el comportamiento dinámico del sistema galería-suelo-cimentación. Se supone que los elementos que interactúan son viscoelásticos. El suelo y la galería están modelados por elementos voluminosos y la cimentación por elemento de concha. La cimentación se considera sin masa, solo se ha implementado la interfaz suelo-cimentación. Los resultados obtenidos se presentan en primer lugar por los desplazamientos en el centro de la cimentación, en la llave de la galería (interfaz y pared interior de la galería) y en el centro de la entrada del túnel. En segundo lugar, las funciones de impedancia se calculan en los cuatro puntos de control como los de los desplazamientos y se presentan en partes reales e imaginarias. Los resultados obtenidos mostraron que el estudio del comportamiento dinámico de estructuras subterráneas con cubiertas débiles es un factor significativo.

6. Conclusión general

Este trabajo se llevó a cabo con el objetivo de estudiar, mediante modelación numérica, el problema existente de interacción excavación-cimentación que se encuentra durante la construcción de galerías en un sitio urbano. Un estudio paramétrico de desplazamientos de las cimentaciones provocados por el movimiento del suelo inducido por una excavación cerca de estas cimentaciones y el efecto de la interacción suelo-estructura se refleja en la evaluación de los desplazamientos de las cimentaciones.

En este trabajo nos interesó el estudio del comportamiento dinámico de túneles con cubiertas débiles durante las fases de excavación en emplazamientos urbanos. Se realizó un desarrollo matemático para estudiar el comportamiento dinámico de las cimentaciones colocadas encima los túneles en emplazamientos urbanos.

Se realizan modelaciones numéricas tridimensionales de elementos finitos con fronteras absorbentes para analizar el efecto de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta dinámica del sistema suelo-galería-cimentación durante las fases de construcción.

Los desplazamientos de las cimentaciones inducidos por la excavación es un problema interactivo. Hay presencia de los efectos del suelo que soporta los cimentaciones. Los resultados obtenidos en esta tesis pueden dar una imagen más detallada de este problema de interacción.

Generalmente, se ha observado que el movimiento del suelo que soporta las cimentaciones cerca de una excavación se ve poco afectado en los movimientos de estas cimentaciones al variar los parámetros tomados en cuenta dentro de rangos razonables. Y la realidad de que los desplazamientos de las cimentaciones inducidos por la excavación dependen de las propiedades del suelo ha sido enfatizada en el estudio paramétrico y en estudios realizados por otros autores se han resumido.

Las impedancias dinámicas verticales y horizontales se calculan aplicando una fuerza armónica al centro de la cimentación y se muestran en parte reales y amortiguadas.

Los resultados de las impedancias dinámicas en función de la frecuencia de la excitación se presentan la influencia de las fases de excavación y el espesor de la capa de suelo sobre las impedancias dinámicas verticales y horizontales del sistema cimentación-galería.

Los resultados obtenidos han mostrado:

1- El estudio paramétrico destacó la importante influencia de tres parámetros, a saber, el espesor de la capa de suelo, el módulo de Young y el radio de la cimentación.

2- Las funciones de impedancia son la fricción influenciada por el aumento del espesor de la capa de suelo y el radio de la cimentación. Esto se refleja en la aparición de picos de resonancia.

3-El estudio paramétrico es muy valioso, puede compensar los caprichos de las investigaciones geotécnicas en el campo.

Bibliografía

- 1-** Emmanuelle LE FICHOUX "PRÉSENTATION ET UTILISATION DE CAST3M " à l'École Nationale Supérieure des Techniques Avancées (ENSTA).
- 2-** Faouzi MERIBOUT "ANALYSE DE LA TRANSMISSION AU SOL DES VIBRATIONS A PARTIR D'UNE STRUCTURE VIBRANTE " THESE Présentée pour l'obtention du diplôme de DOCTORAT D'ETAT en Génie Civil.
- 3-** Hervé Oudin. Méthode des éléments finis. Ecole d'ingénieur. Ecole Centrale de Nantes, 2008, pp.63. <cel-00341772v1 >.
- 4-** John P. Wolf & Andrew J. "Deeks Foundation Vibration Analysis:A Strength-of-Materials Approach ".
- 5-** Mathieu COURTOIS "Interface d'accès à Code_Aster : astk " *Copyright 2015 EDF R&D* - Document diffusé sous licence GNU FDL (<http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html>)
- 6-** Messiou Salah "Etude de l'interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques " THESE Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES.
- 7-** Pecker A (1984) « Dynamique des sols». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. CHAPITRE 10 "INTERACTION SOL STRUCTURE ".
- 8-** PK Pradhan "Vertical Dynamic Response of Foundation Resting on a Soil Layer over Rigid Rock using Cone Model" .
- 9-** S. Messiou & B. Sbartai & D." Dias IMPEDANCE DYNAMIQUE VERTICALE D'UNE FONDATION PLACEE A LA SURFACE D'UN SOL COMPRESSIBLE RENFORCE PAR INCLUSIONS ".
- 10-** S.Messiou & D.Dias & U.S.Okyay & B.Sbartai "Impédances dynamiques de fondations sur groupe de pieux ".
- 11-** Stéphane Grange "Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique ".
- 12-** G.A. Horodecki et E. Dembicki, "influence excavation sur le terrain", Département de géotechnique et de géologie appliquée, Université de Gdansk de Technologie, Poland

- 13-** Lahmadi Azzeddine, 2006, "Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrage : Tunnel-Bâtiment-excavation", Université de Batna. Thèse de magistère.
- 14-**Sylvain PLUMEY, 2007, "INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES TRANCHÉES COUVERTES", Lausanne, EPFL. Thèse de doctorat.
- 15-**MROUEH Hussein "Tunnels en site urbain : MODELISATION NUMERIQUE ET INTERACTION CREUSEMENT· OUVRAGES EXISTANTS " thèses Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES.
- 16-**ATTEWELL P.B. An overview of site investigation and long-term tunnelling induced settlement in soil. Engineering geology of underground movements, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 1987, n° 5, pp. 55-61.
- 17-**AFTES. La méthode convergence-confinement. Groupe de travail 7, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 170, 2002, pp. 79-89.
- 18-**ARISTAGHES P., AUTUORI PH. Calcul des tunnels creusés au tunnelier. In: AFTES Journées d'études internationales de Chambéry, 1996, pp. 145-150.
- 19-**ATTEWELL P.B. Ground movements caused by tunnelling in soil. In: Conference on Large Ground Movements and Structures, 1977, Cardiff, pp. 812-984.
- 20-**LUNARDI P., FOCARACCI A., GIORGI P., PAPACELLA A. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. In: Int. Congr. Towards New Worlds in Tunnelling. 2, 1992, Acapulco, pp. 897-908.
- 21-**BERNAT S. Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimental. Thèse Sci. Lyon: Ecole Centrale de Lyon, 1996, 215 p.
- 22-**BERRY D.S. Progress in the analysis of ground movements due to mining. In: Conf. Large ground movements and structures, 1977, Cardiff, pp. 781 -811.