



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Mecânica

DAVID ANDRADE SOARES CARNEIRO

*Modelo de estruturas pesadas na superfície
do solo como atenuadores de vibração*

*A model of heavy surface walls
as ground vibration attenuators*

CAMPINAS
2021

David Andrade Soares Carneiro

*Modelo de estruturas pesadas na superfície
do solo como atenuadores de vibração*

*A model of heavy surface walls
as ground vibration attenuators*

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Mecânica da Universidade Estadual de Campinas como parte dos requisitos exigidos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Mecânica na área de Mecânica dos Sólidos e Projeto Mecânico

Orientador: Prof. Dr. Josué Labaki Silva

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO DAVID ANDRADE SOARES CARNEIRO, E ORIENTADO PELO PROF. DR. JOSUÉ LABAKI SILVA.

.....
ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS
2021

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

C215m Carneiro, David Andrade Soares, 1996-
Modelo de estruturas pesadas na superfície do solo como atenuadores de
vibração / David Andrade Soares Carneiro. – Campinas, SP : [s.n.], 2021.

Orientador: Josué Labaki Silva.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade
de Engenharia Mecânica.

1. Vibração - Controle. 2. Métodos de elementos de contorno. 3. Dinâmica
do solo. 4. Propagação de ondas. 5. Interação solo-estrutura. I. Silva, Josué
Labaki, 1982-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
Engenharia Mecânica. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: A model of heavy surface walls as ground vibration attenuators

Palavras-chave em inglês:

Vibration - Control

Boundary element method

Soil dynamics

Wave propagation

Soil-structure interaction

Área de concentração: Mecânica dos Sólidos e Projeto Mecânico

Titulação: Mestre em Engenharia Mecânica

Banca examinadora:

Josué Labaki Silva [Orientador]

Gustavo Henrique Siqueira

Adriano Todorovic Fabro

Data de defesa: 30-07-2021

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Mecânica

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0000-0002-4778-5840>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/3371715889014722>

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO

*Modelo de estruturas pesadas na superfície
do solo como atenuadores de vibração*

*A model of heavy surface walls
as ground vibration attenuators*

Autor: David Andrade Soares Carneiro

Orientador: Prof. Dr. Josué Labaki Silva

A Banca Examinadora composta pelos membros abaixo aprovou esta Dissertação:

Prof. Dr. Josué Labaki Silva, Presidente
Departamento de Sistemas Integrados, FEM, Unicamp

Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira
Departamento de Estruturas, FEC, Unicamp

Dr. Adriano Todorovic Fabro
Departamento de Engenharia Mecânica, FT, Universidade de Brasília

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 30 de Julho de 2021.

Agradecimentos

Agradeço, primeiramente, ao meu orientador, Prof. Josué Labaki, que me permitiu ingressar nessa área de interação solo-estrutura e que com toda sua experiência, me orientou desde o final da minha graduação até o final desse trabalho de mestrado.

À Unicamp pelo espaço disponibilizado para desenvolvimento pessoal e profissional.

Aos colegas de laboratório que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento desse trabalho.

E à minha família que proveu tudo que eu necessitava para a finalização dessa dissertação.

*O insucesso é apenas uma oportunidade
para recomeçar com mais inteligência.*

Henry Ford

Resumo

As vibrações no solo são geradas por excitações artificiais, como máquinas rotativas de grande porte em operação, ou naturais, como ondas sísmicas provenientes de terremotos. Essas excitações produzem efeitos destrutivos em instalações que podem falhar sob altos níveis de vibrações. Este trabalho apresenta um abrangente estudo numérico de estruturas pesadas na superfície do solo como atenuadores de vibração no solo. Esta é uma opção atrativa para aplicações práticas devido ao seu baixo custo de operação e manutenção. O modelo numérico consiste no acoplamento do método dos elementos de contorno indireto e o método dos elementos finitos. A estrutura corresponde a longos muros modelados com elementos finitos isoparamétricos, quadrilaterais com quatro nós, em estado plano de deformação acoplados na superfície a um semi-espaço bidimensional, homogêneo, transversalmente isotrópico e viscoelástico com sua interface discretizada por elementos de contorno com interpolação constante. A resposta dinâmica do solo é obtida pela superposição das funções de Green para cargas aplicadas na superfície do solo uniformemente distribuídas. A compatibilidade cinemática e condições de equilíbrio são impostas na interface muro-solo. Os campos de tração e deslocamento dentro do semi-espaço são relacionados por meio de um conjunto de forças de superfície aplicadas nos elementos de contorno. O pós-processamento das forças de superfície permite avaliar os campos de deslocamento e quantidades derivadas destes ao longo do semi-espaço. As vibrações geradas por cargas harmônicas aplicadas sobre uma base rígida alongada ou ondas sísmicas elásticas incidem em muros flexíveis e rígidos. As soluções dos presentes modelos são comparadas com os resultados existentes de vibração de placas rígidas e estruturas massivas. A relação entre a performance do muro e seus parâmetros é investigada. Novos resultados apresentam um estudo paramétrico do muro como atenuador de vibração no solo. Os modos de vibrar apresentam um papel importante no desempenho de muros flexíveis. Movimentos de corpo rígido aparecem no caso de muros com alta rigidez, produzindo atenuações significativas nos deslocamentos. A influência da largura do muro é analisada por meio dos resultados obtidos com um modelo de ondas de Rayleigh colidindo com um ressonador unidimensional, bem como mediante ao estudo da influência da relação entre o comprimento de onda de Rayleigh e a largura do muro sob os efeitos de atenuação. O efeito de espalhamento de onda é ilustrado por meio de animações que mostram campos de deslocamentos e deformações no solo. Resultados mostram que as ondas de Rayleigh são convertidas em ondas de corpo, indicando que o muro é capaz de injetar quantidades consideráveis de energia para dentro do solo.

Palavras-chave: Muros Pesados, Atenuação de Vibração no Solo, Ondas de Rayleigh, Método dos Elementos de Contorno

Abstract

Ground vibrations are generated by artificial excitations such as large rotating machines in operation, or natural ones such as seismic waves from earthquakes. These excitations produce destructive effects on buildings, which can fail under high vibration levels. This work presents a comprehensive numerical study of heavy surface structures as ground vibration attenuators. This is an attractive option for practical applications due to its low cost of operation and maintenance. The numerical model consists of coupling of the indirect boundary element method and the finite element method. The surface structure corresponds to long walls modeled using isoparametric, plane strain, four-noded, quadrilaterals finite element bonded to a two-dimensional, homogeneous, transversely isotropic, viscoelastic half-space with its interface discretized by constant boundary elements. The dynamic response of the soil is obtained by superposition of Green's functions for uniformly distributed surface loads. Continuity and equilibrium conditions are imposed at the wall-soil interface. Traction and displacement fields within the half-space are related through a set of contact tractions applied to the discretized boundary elements. Post-processing from these tractions allows evaluation of displacement fields and quantities derived from them throughout the half-space. Ground vibrations generated by time-harmonic loads applied over an elongated rigid raft or elastic seismic waves impinge on flexible and rigid walls. Solutions of the present models are compared with existing results of vibration of rigid plates and massive structures. The relation between the attenuation performance of the wall and its parameters is investigated. New research results present a parametric study of the wall as a ground vibration attenuator. Vibration modes play an important role in the performance of flexible walls. Rigid body motions appear in the case of stiff walls, yielding significant displacement attenuations. The influence of wall width is analyzed through results obtained with a model of Rayleigh waves impinging on a one-dimensional resonator, as well as through the study of the influence of the ratio of Rayleigh wavelength and wall width in the attenuation effects. The wave-scattering effect is illustrated by animations that show displacement and strain fields within the half-space. Results show that Rayleigh waves are converted into body waves, indicating that the wall is capable of injecting considerable amounts of energy into the soil.

Keywords: Heavy Surface Walls, Ground Vibration Attenuation, Rayleigh Waves, Boundary Element Method

Lista de Figuras

1.1	Exemplo de um muro gabião. Fonte: Eurico Zimbres - Licenciado sob CC BY-SA 2.5 - disponível no repositório da <i>Wikimedia Commons</i> . ¹	18
2.1	Elemento finito isoparamétrico quadrilateral em coordenadas naturais.	24
2.2	Estrutura engastada-livre sujeita a uma força harmônica vertical na extremidade livre.	26
2.3	Amplitude vertical da estrutura 2D e da viga de Timoshenko.	27
2.4	Ilustração do plano de isotropia.	27
2.5	Semi-espaço sujeito a uma carga harmônica em estado plano de deformação.	30
2.6	Campos de deslocamento devido a forças horizontal e vertical.	31
3.1	Modelos (a) FFL e de (b) ondas sísmicas.	34
3.2	Ilustração do acoplamento entre o muro e o solo.	35
3.3	Discretização dos elementos finitos e de contorno na interface.	36
3.4	Ondas sísmicas em um semi-espaço tridimensional.	41
3.5	Ondas de Rayleigh colidindo com um massa-mola.	44
3.6	Elemento indeformado e deformado na malha dentro do semi-espaço.	45
3.7	Parte real e imaginária do deslocamento vertical normalizado no centro da placa rígida.	48
3.8	Parte real e imaginária da compliance normalizada no centro da placa rígida.	48
3.9	Deslocamentos horizontal e vertical devido a ondas de Rayleigh.	49
3.10	Movimentos horizontal e vertical devido a ondas SV oblíquas.	49
3.11	Movimento horizontal devido a ondas P.	50
3.12	IL vertical em $x/L = 4$ de um muro (a) gabião e (b) concreto devido a uma linha de carga vertical sobre uma base rígida localizada em $x/L = -4$	51
4.1	IL vertical de uma (a) placa rígida de massa desprezível e (b) um muro de rigidez desprezível medida em pontos ao longo da superfície do solo (x) devido à onda de Rayleigh.	53
4.2	IL vertical de uma massa de água com base rígida medida em pontos ao longo da superfície do solo devido à onda de Rayleigh.	55
4.3	IL vertical de um massa-mola com a) $K_0 = 10^9$ e $M_0 = 10^4$, b) $K = K_0$ e $M = 5M_0$, e c) $K = K_0/2$ e $M = M_0$ medida na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.	56
4.4	IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.	58

4.5	IL vertical do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.	58
4.6	IL horizontal do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.	59
4.7	IL horizontal do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.	59
4.8	<i>Rocking mode</i> do muro gabião mais curto em 20Hz^2	60
4.9	Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro gabião $h_I = 1.5\text{m}$	61
4.10	Movimento horizontal no topo e na base do muro gabião com $h_I = 1.5\text{m}$, $h_{II} = 2\text{m}$, e $h_{III} = 3\text{m}$ devido a ondas de Rayleigh incidindo em sua base.	62
4.11	Parte real da componente vertical das ondas incidentes, dispersas e resultantes na superfície do solo devido à presença do muro gabião de altura $h_{III} = 3\text{m}$	63
4.12	IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.	64
4.13	IL horizontal muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.	65
4.14	Movimento horizontal no topo e na base do muro de concreto com $h_I = 1.5\text{m}$, $h_{II} = 2\text{m}$ e $h_{III} = 3\text{m}$ devido a ondas de Rayleigh incidindo em sua base.	66
4.15	IL horizontal muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.	67
4.16	IL vertical muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.	67
4.17	Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro de concreto com $h_I = 1.5\text{m}$	68
4.18	Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro de concreto com $h_I = 1.5\text{m}$	68
4.19	IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$	69
4.20	IL vertical do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$	70
4.21	IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$	70
4.22	IL vertical do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$	71

4.23	IL horizontal do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$	71
4.24	IL horizontal do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$	72
4.25	IL horizontal do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$	72
4.26	IL horizontal do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$	72
4.27	IL vertical do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$	73
4.28	IL vertical do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$	74
4.29	IL horizontal do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$	74
4.30	IL horizontal do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$	75
4.31	Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 0$ devido à onda de Rayleigh.	76
4.32	Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 4$ devido à onda de Rayleigh.	77
4.33	Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 8$ devido à onda de Rayleigh.	77
4.34	Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 16$ devido à onda de Rayleigh.	78
4.35	Estrutura-alvo protegida por meio de um muro atenuador de vibrações.	79
4.36	IL_U da estrutura-alvo com (a) $h_T = 3L$, (b) $h_T = 10L$ e (c) $h_T = 20L$	80
4.37	Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro de gabião com $h_I = 2m$ protegendo uma estrutura-alvo com $h_T = L_T = 10L$	81

Lista de Tabelas

4.1	Propriedades dos materiais I.	54
4.2	Propriedades dos materiais II.	56
4.3	Frequências naturais dos muros nas direções vertical (compressão) e horizontal (flexão).	57
4.4	Frequências correspondentes ao movimento horizontal máximo no topo dos muros.	62
4.5	Porcentagem da área em que $IL_U > 0$, e valores mínimos e máximos de IL_U	80

Sumário

1	Introdução	15
1.1	Revisão bibliográfica	16
1.2	Objetivos	20
1.3	Organização do trabalho	20
2	Formulações numéricas FEM e IBEM	23
2.1	Modelagem de uma estrutura com elementos finitos	23
2.1.1	Matriz constitutiva	25
2.1.2	Resposta de vibração forçada	26
2.1.3	Validação do modelo de elementos finitos	26
2.2	Funções de Influência para Cargas Distribuídas na Superfície do Solo	27
2.2.1	Propriedades de elasticidade de materiais isotrópicos transversalmente	27
2.2.2	Funções de influência de deslocamento	29
2.2.3	Avaliação numérica das funções de influência	32
3	Formulações de Acoplamento IBEM-FEM	33
3.1	Definição do problema	33
3.2	Esquema básico de acoplamento	34
3.2.1	Equilíbrio na interface discretizada	35
3.2.2	Compatibilidade cinemática	37
3.2.3	Sistemas de coordenadas	38
3.3	<i>Far Field Loads</i>	39
3.4	Modelo de ondas sísmicas	40
3.4.1	Modelagem de ondas incidentes oblíquas	41
3.4.2	Ondas de Rayleigh colidindo com um ressonador unidimensional	44
3.5	Pós-processamento das forças de superfície	45
3.6	Implementação do acoplamento IBEM-FEM	46
3.7	Validação	47
3.7.1	Excitações externas e sísmicas	47
3.7.2	Modelo FFL	50
4	Muros como Atenuadores de Vibração no Solo	52
4.1	Influência dos parâmetros do muro	52
4.1.1	Massa e rigidez	53

4.1.2	Largura do muro	55
4.2	Muros sob o efeito de ondas de Rayleigh	56
4.2.1	Influência dos modos de vibrar na resposta do solo sob ondas de Rayleigh .	57
4.2.2	Vibração na superfície do solo atrás e longe do muro	63
4.2.3	Muro com alta rigidez	65
4.3	Muros sob efeitos de ondas de superfície e de corpo	69
4.3.1	Muros de concreto sob FFL	73
4.4	Relação entre o comprimento de onda de Rayleigh e a largura do muro	75
4.5	Efeitos de atenuação em estruturas-alvo	78
5	Conclusões	82
5.1	Futuros desenvolvimentos	84
	Referências	86

1 Introdução

Nas aplicações em engenharia geotécnica, a complexidade inclui a falta de compreensão abrangente do comportamento do solo, que engloba partículas discretas e vazios em seu domínio (Wood, 1990). Em contrapartida, as estruturas que interagem com o solo são significativamente maiores do que essas partículas (Labaki, 2012), o que permite simplificações na modelagem do solo em análises numéricas. Isso não gera discrepâncias entre as análises numéricas e os testes experimentais. Geralmente, excitações dinâmicas são encontradas em uma faixa sísmica abaixo de 100 Hz produzindo ondas com comprimentos grandes, o que permite que as partículas sejam desconsideradas e o solo seja implementado como um meio contínuo, principalmente espaços completos e semi-espaços. As considerações aqui descritas possibilitam analisar os fenômenos de propagação de ondas no solo por meio de análises numéricas usando elegantes e rigorosas formulações matemáticas. Esta é uma alternativa conveniente e razoável aos testes experimentais que podem ser custosos e com alto grau de complexidade.

Danos estruturais, desconforto humano e mau funcionamento em instalações sensíveis que deveriam operar de forma otimizada são exemplos de efeitos causados por vibrações transmitidas por meio do solo por fontes externas. Vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário e rodoviário, vibrações no solo causadas por ações do homem, máquinas rotativas em operação, ou mesmo terremotos naturais são exemplos dessas fontes. Atmaca *et al.* (2020) descreveram em detalhes os tipos de danos ocorridos em edifícios de alvenaria e concreto armado devido a terremotos ocorridos na Turquia. Um dos principais motivos dos severos danos foi o fraco reforço nas estruturas. Este tipo de dano foi reportado por Gaudiosi *et al.* (2020) que detalharam os efeitos sobre edifícios históricos da cidade metropolitana de Nápoles, na Itália, devido fortes terremotos que atingiram a cidade, indicando que as áreas do centro histórico de Nápoles são arquitetonicamente as mais vulneráveis a danos por terremotos no futuro. Uma maneira importante de reduzir esses severos danos é reforçar as estruturas de forma que evitem seus movimentos relativos. No caso de estruturas que devem operar de forma otimizada, uma estratégia é projetar fundações práticas e robustas a fim de atenuar a vibração no solo que causam interferências nas estruturas. Medidas de atenuação contra a vibração no solo que atinge, por exemplo, usinas nucleares ou aceleradores de partículas, como a fonte de luz síncrotron brasileira, Sirius, podem ser consideradas para mitigar efeitos prejudiciais. O Sirius foi construído no topo de um grande grupo de estacas que tem como principal função atenuar níveis altos de vibrações que possam atingi-lo. É desejável que o movimento da estrutura não exceda limites estritos. Se isso for insuficiente, contramedidas de vibração no solo próximas a fonte ou no

caminho de transmissão de energia são adotadas. Almofadas isolantes instaladas sob os dormentes de concreto da ferrovia é um exemplo de dispositivo que reduz os níveis de vibração gerada pelo tráfego ferroviário. Enquanto, trincheiras, fileiras de estacas ou barreiras enterradas são escolhidos para controlar a propagação da onda entre a fonte e a estrutura a ser protegida. Um método atraente para atenuar essas vibrações é construir massas pesadas na superfície do solo no trajeto da onda elástica. Este método merece destaque porque possui baixo custo de operação e manutenção em comparação com os demais dispositivos clássicos. A primeira seção deste capítulo apresenta uma revisão das técnicas de isolamento de vibração no solo investigadas ao longo dos anos.

1.1 Revisão bibliográfica

As técnicas de isolamento de vibração no solo têm sido amplamente estudadas nos últimos anos. A ideia inicial foi criar barreiras enterradas por meio de mudanças locais nas propriedades do meio no qual as ondas propagam. Isso resultou na construção de trincheiras vazias e preenchidas. Investigações extensas foram apresentadas por Woods (1968), que experimentalmente mostrou a capacidade de controle de propagação de ondas de trincheiras vazias e forneceu orientações para o uso prático desses dispositivos. Isso permitiu aos pesquisadores analisar este tipo de contramedida de vibração no solo mediante modelos numéricos que incorporam trincheiras vazias (Ahmad *et al.*, 1996; Sitharam *et al.*, 2018; Herbut, 2020) no solo. Isto levou a conclusão de que as trincheiras vazias possuem uma alta capacidade de mitigar as vibrações no solo. Contudo, trincheiras vazias apresentam instabilidades físicas, portanto atenções especiais foram dadas às trincheiras preenchidas devido a sua maior estabilidade em relação às vazias. Solo-bentonita (Al-Hussaini e Ahmad, 1996), EPS (isopor) (Ekanayake *et al.*, 2014) e cinza de carvão (Jayawardana *et al.*, 2018) são exemplos de materiais macios usados para preencher as trincheiras. Estudos mostraram que as trincheiras apresentam alta eficiência para blindar as ondas, dependendo principalmente de qual material a preenche e sua profundidade. A profundidade mínima para produzir qualquer atuação de atenuação significativa pode chegar a dezenas ou centenas de metros, aumentando os custos de instalação e manutenção, o que inviabiliza o uso prático deste dispositivo. Outro tipo clássico de barreira enterrada para mitigar a vibração no solo são as estacas embutidas, as quais consistem em furos sucessivos no solo que podem ser preenchidos. Os *insights* sobre os mecanismos físicos de mitigação por fileiras de estacas cilíndricas instaladas no caminho de transmissão de vibração foram investigados pela primeira vez por Woods *et al.* (1974). Mais recentemente, Shi e Li (2018) usaram um modelo semi-analítico tridimensional para estudar a eficiência de isolamento de vibração

usando fileira de furos no solo. O efeito foi positivo ao controlar a propagação da onda. Variáveis como profundidade, raios, distância da fonte à estrutura alvo e espaçamento sucessivo dos furos tiveram efeitos significativos. Esta última característica foi destacada por Ai e Cao (2018) que afirma que o uso de espaçamentos adequados entre as estacas pode reduzir a influência negativa dos solos.

O estudo de massas pesadas localizadas na superfície do solo agindo como atenuadores de vibração começou com Jones e Petyt (1986). Notou-se que essas estruturas superficiais tinham a capacidade de blindar parte da vibração do solo devido ao seu comportamento ressonante. Isso também foi observado por Krylov (2007) indicando que essas massas são capazes de gerar um efeito de espalhamento de ondas de superfície produzindo porções refletidas, transmitidas e espalhadas para dentro do solo. Além disso, ele afirma que a frequência com que isso ocorre está relacionada à massa da estrutura e à rigidez do solo. Investigações experimentais e numéricas de tanques de aço preenchidos com água na superfície do solo foram propostas por Mhanna *et al.* (2014). Essas estruturas apresentaram uma significativa capacidade de reduzir os deslocamentos que foi, principalmente, correlacionada ao seu elevado peso. Masoumi *et al.* (2014) estudou experimentalmente como blocos de concreto instalados na superfície do solo atenuam a vibração no solo gerada por uma linha ferroviária na França. Dois casos principais foram analisados: blocos acoplados diretamente ao solo e blocos acoplados ao solo por meio de uma camada macia. Observou-se que o bloco de concreto instalado diretamente no solo foi mais eficiente, o que indica que o contato de uma estrutura de alta rigidez com o solo afeta a propagação das ondas de Rayleigh. Além disso, eles notaram que a quantidade de energia propagante que o muro atenuava reduzia ao distanciar do bloco de concreto, contudo explicações físicas não foram fornecidas. Algumas das conclusões desses pesquisadores são comuns entre si, mas uma falta de entendimento geral sobre os mecanismos de atenuação de estruturas pesadas instaladas na superfície do solo é observada.

É importante destacar o grupo de pesquisadores do Departamento de Engenharia Civil da *KU Leuven* e do Instituto de Pesquisa do Som e da Vibração da Universidade de Southampton que tem se concentrado fortemente ao longo dos anos em análises numéricas e experimentais de interações dinâmicas solo-estrutura, vibrações no solo induzidas por ferrovias e como a instalação de variados tipos de dispositivos pode atenuar essas vibrações (Lombaert *et al.*, 2015). A maioria dos resultados apresentados por eles são obtidos por meio de uma metodologia eficiente computacionalmente de acoplamentos 2.5D do método dos elementos finitos e dos elementos de contorno, bem como soluções bidimensionais. As funções de Green para semi-espço em camadas e espço completo homogêneo são usadas como as soluções fundamentais em suas formulações. A capacidade de blindagem da vibração no solo por meio de trincheiras vazias e preenchidas foi estudada por Thompson

et al. (2016). Uma modelagem completa do trilho-dormente-lastro foi apresentada considerando a interação ferrovia-solo-trincheira. Uma opção interessante apresentada por eles como medida de mitigação das vibrações induzidas por ferrovias é o enrijecimento do subleito, relatado por Coulier *et al.* (2013). Isso pode ser descrito como um bloco de solo enrijecido próximo à ferrovia. Outra classe de contramedida de vibração no solo foi mostrada por Van Hoorickx *et al.* (2017), na qual eles estudaram a eficiência em controlar a vibração no solo de barreiras rígidas enterradas. Na prática, este dispositivo pode ser instalado incorporando estacas-prancha (Dijckmans *et al.*, 2016; Coulier *et al.*, 2015) ou colunas *jet ground* (Coulier *et al.*, 2014) dentro do solo que se comportam próximo a uma trincheira preenchida. O enrijecimento do solo em alguma profundidade sob uma ferrovia reduz a vibração no meio devido ao aumento da rigidez efetiva do solo sob a ferrovia, conforme apresentado por Thompson *et al.* (2015). Devido o benefício de possuir o menor custo de operação e manutenção entre os dispositivos já discutidos, Dijckmans *et al.* (2015) apresentaram um modelo de muros pesados na superfície do solo que possuem a capacidade de mitigar a vibração no meio viscoelástico. Este trabalho detalhou como a instalação de uma linha de massa, muros gabião (Fig. 1.1), de concreto e com seção transversal rígida sob o efeito de diversas excitações reduz o nível de vibração. Uma de suas principais conclusões indicou que o desempenho do muro está relacionado à sua massa e à rigidez local do solo. Além disso, o comportamento ressonante do muro atuou como fator fundamental na redução das amplitudes de vibração.



Figura 1.1: Exemplo de um muro gabião. Fonte: Eurico Zimbres - Licenciado sob CC BY-SA 2.5 - disponível no repositório da *Wikimedia Commons*.¹

¹ZIMBRES, E., **Gabion- corrosion resistant wire containers filled with stone used to built retaining walls, revetments, slope protection, channel linings and other engineering structures**, 2004. Disponível em <<https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Gabion1.jpg>> sob CC BY-SA 2.5. Acesso em: 04 maio 2021.

O surgimento dos metamateriais (Veselago, 1968) permitiu o uso deste novo conceito anos depois na interação dinâmica solo-estrutura como atenuadores de vibração no solo. Estruturas localmente ressonantes projetadas para afetar ondas elásticas consistem em uma série de estruturas periódicas ou não periódicas na superfície do solo (Cai *et al.*, 2021) ou enterradas (Xu *et al.*, 2020) que apresentam um comportamento ressonante proporcionando dispersões não convencionais da propagação de onda. Estes efeitos podem ser uma a conversão de ondas de superfície para ondas de corpo (*surface-to-bulk wave conversion*) (Colombi *et al.*, 2016b), blindagem da propagação de energia elástica (*elastic energy shielding*) (Miniaci *et al.*, 2016; Li *et al.*, 2020) ou aprisionamento de ondas de superfície (*trapping*) (Colombi *et al.*, 2014). Os metamateriais podem ser estruturas elásticas homogêneas com geometria bem definida, ou mesmo estruturas compostas de diferentes materiais com seção transversal irregular que podem assumir comportamentos incomuns não encontrados na natureza, como valores negativos de densidade específica, coeficiente de Poisson etc. Estruturas periódicas conhecidas como cristais fonônicos (Oudich *et al.*, 2018; Muhammad *et al.*, 2021) ou *layouts* não periódicos (Zeighami *et al.*, 2021) como vazios ou dispersores também podem ser considerados. No entanto, na faixa de frequência sísmica, a escala de subcomprimento de onda é considerada, na qual ondas elásticas têm comprimentos de onda muito maiores em comparação com a largura da célula unitária. Com isso, os *bandgaps* induzidos por espalhamento de Bragg em cristais fonônicos são menos eficientes do que os efeitos de atenuação de vibração no solo produzidos por metamateriais sísmicos. Nesta escala, as estruturas podem ser consideradas como ressonadores unidimensionais (Rupin *et al.*, 2014).

A aplicação prática de metamateriais sísmicos tem sido amplamente explorada ao longo dos anos, e recentemente o projeto META-FORET (Roux *et al.*, 2018) composto por pesquisadores como Andrea Colombi da *ETH Zurich* e Philippe Roux do Instituto de Ciências da Terra (*ISTerre*) introduziu um metamaterial natural. Estes são florestas de árvores agindo como ressonadores homogêneos, elásticos, verticais e com subcomprimento de onda localizados sobre solos elásticos sujeitos a excitações com frequências em uma escala geofísica típica. Colombi *et al.* (2016b) mostrou experimentalmente e numericamente como as ondas de Rayleigh geradas por cargas na superfície do solo interagem com uma série de ressonadores semelhantes a árvores. A presença das árvores produz uma conversão das ondas de Rayleigh em ondas de cisalhamento que se propagam em direção à profundidade do solo com um certo ângulo de incidência. Os resultados indicaram que a ressonância e a anti-ressonância longitudinal determinaram os pontos iniciais e finais dos *bandgaps*, o que significa que a componente vertical da onda de Rayleigh é acoplada ao movimento vertical dos ressonadores. Esse trabalho enfatizou que as bandas proibidas associadas a diferentes alturas de árvores se sobrepõem, resultando em bandas maiores. Efeitos semelhantes são notados mudando

ligeiramente a largura e a distância entre os ressonadores. Colombi *et al.* (2016a) analisou os efeitos ressonadores em série com organização gradualmente crescente (clássica) ou decrescente (inversa) sob ondas de Rayleigh. Eles notaram que a configuração clássica captura a onda de Rayleigh impedindo sua propagação, enquanto a inversa converte a onda de Rayleigh em ondas corporais. Mais recentemente, Colombi *et al.* (2020) apresentou um estudo de metafundação e metabarreiras, as quais são novos tipos de metamateriais enterrados projetados respectivamente para atenuar as ondas sísmicas e apoiar a estrutura alvo, e filtrar uma certa quantidade de energia das ondas sísmicas através de dispositivos que circundam a superestrutura. Esse artigo mostrou que esses metamateriais podem atingir altos níveis de atenuação de vibração. No entanto, algumas questões ficaram em aberto, indicando que vários estudos podem chegar a outras conclusões. O custo das aplicações práticas da metafundação e da metabarreira é um fato desanimador. Conforme descrito por Colombi *et al.* (2020), a compreensão abrangente da proteção sísmica com metamateriais permanece amplamente não resolvida.

1.2 Objetivos

Este trabalho visa investigar a capacidade de atenuação de vibração de estruturas massivas instaladas na superfície do solo. Essas estruturas com capacidade de mitigar as vibrações são muros flexíveis ou rígidos que são caracterizados por seu comprimento infinitamente longo na direção fora do plano. As vibrações no solo geradas por cargas harmônicas externas e ondas de Rayleigh incidentes são consideradas como excitações aos muros. O presente estudo pretende detalhar como um muro na superfície do solo altera o perfil de vibração do seu entorno. Isso inclui um amplo entendimento da instalação de muros na superfície livre como técnica de isolamento de vibração no solo para proteger as estruturas-alvo e qual a relação entre seus parâmetros e a sua eficiência em controlar a propagação de ondas sísmicas.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho é organizado da seguinte maneira:

No capítulo 2 são apresentadas a forma de avaliar as matrizes clássicas de rigidez e massa de elementos finitos para um elemento isoparamétrico quadrilateral que discretiza uma estrutura

bidimensional. A parcela do muro nas formulações é representada pela matriz de rigidez dinâmica global. O efeito do estado plano de deformação é cuidadosamente considerado nas expressões. Um exemplo numérico comparando a função de resposta de frequência da presente solução de elementos finitos com a de uma solução analítica é fornecido. As funções de influência para um semi-espaco transversalmente isotrópico, viscoelástico, bidimensional e homogêneo desenvolvidas por Barros (1997) são revisadas neste capítulo. Apenas a resposta dinâmica devido às cargas harmônicas uniformemente distribuídas aplicadas na superfície do solo são discutidas. Uma breve revisão das propriedades de elasticidade de materiais transversalmente isotrópicos é fornecida. O caso particular considerando o estado plano de deformação também é mostrado. As funções de influência representam a porção do solo na formulação do acoplamento.

Posteriormente, o capítulo 3 apresenta uma descrição detalhada das formulações de acoplamento entre os métodos dos elementos de contorno e dos elementos finitos. O muro discretizado com elementos finitos é perfeitamente conectado à superfície do semi-espaco homogêneo. Um esquema rigoroso de acoplamento, impondo condições de continuidade e equilíbrio na interface muro-solo, são desenvolvidos. Formulações de muros sujeitos à cargas harmônicas no tempo, excitações *far field* e ondas sísmicas são detalhadas. Estes dois últimos modelos são chamados, respectivamente, de FFL e de ondas sísmicas. Neste último, vários tipos de ondas incidentes oblíquas são incorporadas, nas quais suas modelagens são descritas neste capítulo. As trações de contato que atuam na superfície do semi-espaco podem ser calculadas com precisão por meio da discretização da interface muro-solo com elementos de contorno constantes. As trações são usadas para avaliar quantidades interessantes em todo o solo por meio de uma técnica de pós-processamento. Estratégias numéricas para reduzir o custo computacional e alcançar resultados físicos consistentes são descritas. Modelos de muros como placas rígidas alongadas sob cargas harmônicas e ondas sísmicas são propostos para validar os presentes modelos com resultados da literatura. Em seguida, são consideradas vibrações no solo geradas por bases rígidas submetidas à cargas harmônicas incidindo em um muro gabião. Os resultados são comparados com soluções conhecidas.

Por fim, diversas análises numéricas de muros como mitigador de vibração no solo são apresentadas no capítulo 4. A vibração no solo é gerada por cargas de superfície horizontais e verticais sobre uma base rígida e ondas de Rayleigh, cujos resultados são produzidos respectivamente pelos modelos FFL e de ondas sísmicas. São considerados muros do tipo gabião e com material correspondente ao solo do estudo, bem como muros de concreto. Um estudo paramétrico dessas estruturas é proposto. A largura, a massa e a rigidez do muro são desconsideradas separadamente para inferir seus efeitos isolados na performance do muro. Os mecanismos físicos de mitigação da vibração no

solo por esses muros são relacionados com seus parâmetros e modos de vibração, como também com a relação entre o comprimento de onda de Rayleigh e a largura do muro. Animações mostram as deformações no solo que indicam a propagação das ondas no meio elástico. Estes resultados ilustram o efeito espalhamento das ondas de Rayleigh devido a presença do muro na superfície do solo.

2 Formulações numéricas FEM e IBEM

A formulação de uma estrutura bidimensional modelada pelo Método dos Elementos Finitos (*Finite Element Method - FEM*) é apresentada neste capítulo. A matriz de rigidez dinâmica é derivada de forma a ser utilizada como a parcela que corresponde ao muro na formulação do acoplamento. O elemento em estado plano de deformação é descrito. O resultado da Função de Resposta de Frequência (FRF) da estrutura bidimensional é comparado com uma resposta analítica de uma viga de Timoshenko (Rao, 2007), ambas sob as mesmas condições de contorno. Posteriormente, este capítulo apresenta a resposta dinâmica de um semi-espaço bidimensional, homogêneo e transversalmente isotrópico sob o efeito de cargas harmônicas uniformemente distribuídas aplicadas na superfície do solo. Estas soluções foram derivadas por Barros (1997) as quais foram chamadas de funções de influência. As funções de Green necessárias para modelar o solo foram obtidas a partir de uma solução clássica em termos de transformadas de Fourier. É apresentada uma breve introdução sobre as propriedades de elasticidade de materiais transversalmente isotrópicos. Por fim, as funções de influência são descritas para um caso sobre regime de deformação plana, o que é fisicamente consistente, uma vez que o semi-espaço é um meio infinito. Neste trabalho, as funções de influência são utilizadas para representar a parcela do solo, modelada pelo Método dos Elementos de Contorno Indireto (*Indirect Boundary Element Method - IBEM*), no acoplamento muro-solo.

2.1 Modelagem de uma estrutura com elementos finitos

A estrutura é discretizada com elementos finitos quadrilaterais, linear-elásticos e isoparamétricos, com dois graus de liberdade em cada nó, correspondente aos deslocamentos horizontais e verticais. Este elemento é parametrizado na coordenada natural, ξ e ς , conforme mostrado na Fig. 2.1.

Este é um elemento isoparamétrico que precisa de um mapeamento entre as coordenadas naturais (ξ , ς) e as coordenadas físicas (x , z). As funções de forma são definidas em termos de coordenadas naturais e o domínio do problema é fornecido em coordenadas físicas. As funções de

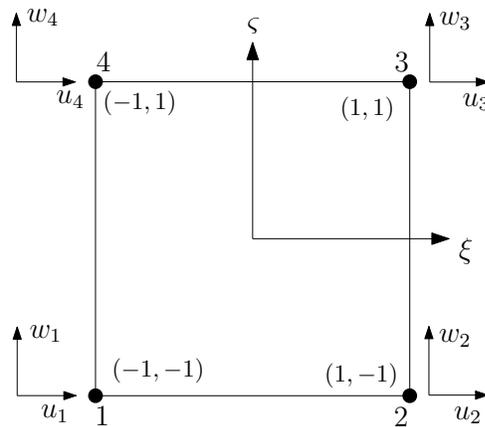


Figura 2.1: Elemento finito isoparamétrico quadrilateral em coordenadas naturais.

forma para este elemento nas coordenadas naturais podem ser expressas como:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta), \\
 N_2 &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta), \\
 N_3 &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta), \\
 N_4 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta).
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

As matrizes elementares de rigidez e massa são dadas respectivamente por (Petyt, 2010):

$$\begin{aligned}
 \mathbf{K}_e &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T \mathbf{C} \mathbf{B} \det[\mathbf{J}] d\xi d\eta, \\
 \mathbf{M}_e &= \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{N}^T \mathbf{N} \det[\mathbf{J}] d\xi d\eta,
 \end{aligned} \tag{2.2}$$

em que \mathbf{B} é a matriz de transformação deformação-deslocamento, \mathbf{C} é a matriz constitutiva do elemento, \mathbf{J} é o operador Jacobiano, ρ é a densidade específica e \mathbf{N} é a matriz de funções de forma. Observe que as matrizes elementares apresentam tamanho 8×8 devido à presença de quatro nós com dois graus de liberdade por nó. Neste trabalho, um caso em estado plano de deformação é considerado, portanto a espessura da estrutura foi omitida da Eq. 2.2 para representar que a estrutura é contínua fora do plano. Na análise dinâmica, a matriz de rigidez dinâmica pode ser escrita como:

$$\bar{\mathbf{K}} = \mathbf{K}_g - \omega^2 \mathbf{M}_g, \tag{2.3}$$

onde \mathbf{K}_g e \mathbf{M}_g são respectivamente as matrizes de rigidez e massa globais da estrutura obtida através do esquema de montagem clássico das matrizes de elementos finitos que podem ser encontrado em detalhes em (Bathe, 2006) e ω é a frequência circular de excitação em rad/s .

2.1.1 Matriz constitutiva

Condições de deformação plana são encontradas em estruturas longas de seção transversal uniforme, como barragens, túneis e muros de contenção. É razoável usar este caso na estrutura que está acoplada ao meio semi-infinito (veja o cap. 2.2). Negligenciar o termo de espessura na Eq. 2.2 não é suficiente para representar o caso de estado plano de deformação. A matriz constitutiva deve ser modificada para considerar deformações nulas fora do plano. Esta matriz em estado plano de tensão é dada por:

$$[\mathbf{C}] = \frac{E}{(1 - \nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \nu)}{2} \end{bmatrix}, \quad (2.4)$$

onde E é o módulo de Young e ν é o coeficiente de Poisson. A Eq. 2.4 corresponde à um caso com tensão nula fora do plano. Considerando deformações nulas fora do plano em vez de tensão nula, a condição de deformações apenas no plano é alcançada utilizando

$$[\mathbf{C}] = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} (1 - \nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1 - \nu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - 2\nu)}{2} \end{bmatrix}. \quad (2.5)$$

A Eq. 2.5 deve ser usada na Eq. 2.2 para existir concordância física no acoplamento entre os métodos de discretização aqui aplicados (capítulo 3).

A matriz constitutiva relaciona as tensões e deformações no plano xz . No estado plano de deformação, a única tensão existente fora do plano é $\sigma_{yy} = \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})$. Esta tensão é uniforme em todo plano xz , o que garante que a flexibilidade longitudinal em y é desprezível, ou seja, não gera efeitos de flexão na direção longitudinal, fora do plano.

2.1.2 Resposta de vibração forçada

A FRF da estrutura bidimensional é avaliada a fim de analisar as propriedades de vibração linear de um corpo elástico submetido a uma força harmônica. A equação de movimento para uma estrutura não amortecida modelada por meio do FEM sujeita a excitação externa harmônica é dada por:

$$\bar{\mathbf{K}} \mathbf{u} = \mathbf{f}, \quad (2.6)$$

em que

$$\mathbf{u} = \{u_x^1 \quad u_z^1 \quad u_x^2 \quad u_z^2 \quad \cdots \quad u_x^n \quad u_z^n\}_{2n \times 1}^T \quad (2.7)$$

e

$$\mathbf{f} = \{f_x^1 \quad f_z^1 \quad f_x^2 \quad f_z^2 \quad \cdots \quad f_x^n \quad f_z^n\}_{2n \times 1}^T \quad (2.8)$$

são respectivamente os vetores de deslocamento nodal e força, onde o tamanho desses vetores é o número de graus de liberdade na malha com n nós. O tamanho das matrizes e vetores é um ponto importante nas formulações de acoplamento utilizadas neste trabalho, devendo ser estritamente respeitado. Observe que a matriz de rigidez dinâmica tem tamanho $2n \times 2n$. A solução da Eq. 2.6 fornece os deslocamentos horizontais e verticais nos nós da malha.

2.1.3 Validação do modelo de elementos finitos

O exemplo da Fig. 2.2 considera uma estrutura engastada-livre de seção transversal retangular em um estado plano de tensão submetida a uma carga vertical na extremidade livre. A estrutura possui $E = 1$, $\rho = 1$, $\nu = 0$, $b = 1$, $L_z = 1$, $L_x = 20$ e $P = 1$, em que b , L_z e L_x são respectivamente o comprimento da estrutura na direção y , z e x . Os presentes resultados são comparados com uma solução analítica de viga de Timoshenko para validar o modelo FE. Este modelo analítico foi derivado em detalhes por Rao (2007).

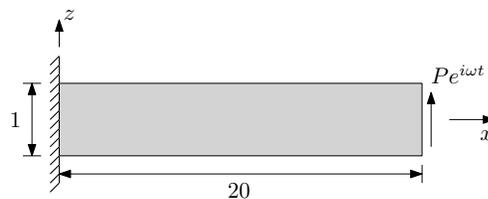


Figura 2.2: Estrutura engastada-livre sujeita a uma força harmônica vertical na extremidade livre.

As amplitudes verticais na extremidade livre para ambas estruturas são mostradas na Fig. 2.3. A estrutura 2D é discretizada com 5.000 elementos, de forma que são distribuídos 200 e 25 elementos respectivamente nas direções horizontal e vertical. Este resultado mostra uma boa concordância do modelo FEM com a solução analítica de Timoshenko.

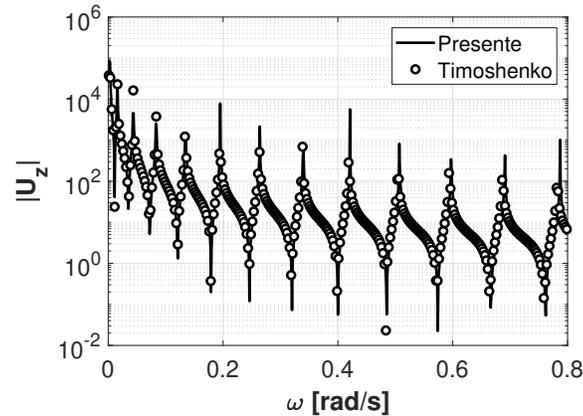


Figura 2.3: Amplitude vertical da estrutura 2D e da viga de Timoshenko.

2.2 Funções de Influência para Cargas Distribuídas na Superfície do Solo

2.2.1 Propriedades de elasticidade de materiais isotrópicos transversalmente

Neste caso particular de anisotropia, o material contém um plano cujas propriedades elásticas são equivalentes nas infinitas direções, denominado de plano de isotropia representado na Fig. 2.4. Na direção normal deste plano, as propriedades do material mudam.

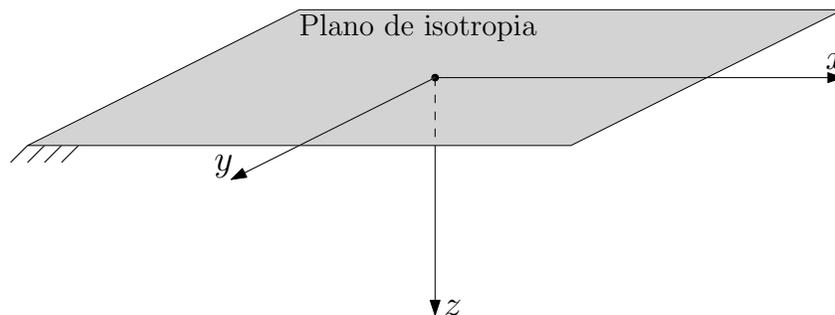


Figura 2.4: Ilustração do plano de isotropia.

Lekhnitskii (1963) definiu a relação constitutiva de Hooke para um material tridimensional, elástico-linear, transversalmente isotrópico no formato matricial como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 & 0 & 0 \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & 0 & 0 & 0 \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{yz} \\ 2\varepsilon_{xz} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{bmatrix}, \quad (2.9)$$

em que c_{ij} é o tensor simétrico das constantes elásticas do material, $c_{11} = c_{22}$, $c_{13} = c_{23}$, $c_{44} = c_{55}$ e $c_{66} = \frac{1}{2}(c_{11} - c_{12})$. As constantes elásticas estão relacionadas aos parâmetros conhecidos na engenharia por meio de:

$$c_{11} = \frac{E}{a}(1 - n\nu_{zx}^2), \quad (2.10)$$

$$c_{12} = \frac{E}{a}(n\nu_{zx}^2 + \nu), \quad (2.11)$$

$$c_{13} = \frac{E}{a}\nu_{zx}(1 + \nu), \quad (2.12)$$

$$c_{33} = \frac{E_z}{a}(1 - \nu^2), \quad \text{e} \quad (2.13)$$

$$c_{44} = G_{zx}, \quad (2.14)$$

onde

$$n = \frac{E}{E_z}, \quad (2.15)$$

$$a = (1 + \nu)(1 - \nu - 2n\nu_{zx}^2), \quad (2.16)$$

E e E_z são respectivamente o módulo de Young no plano de isotropia e normal ao plano de isotropia, ν_{zx} é o coeficiente de Poisson entre as deformações no plano de isotropia e no plano normal a ele, G_{zx} é o módulo de elasticidade transversal e ν é o coeficiente de Poisson no plano de isotropia. Essas cinco propriedades de materiais independentes descrevem totalmente o meio transversalmente isotrópico. A energia de deformação do meio deve assumir valores positivos, portanto, as

constantes elásticas estão sujeitas às seguintes restrições (Payton, 1983):

$$c_{11} > |c_{12}|, \quad (2.17)$$

$$c_{33}(c_{11} + c_{12}) > 2c_{13}^2 \quad \text{e} \quad (2.18)$$

$$c_{44} > 0. \quad (2.19)$$

Neste trabalho, o estado plano de deformação é considerado. Assim, existem apenas deformações no plano, ou seja, $\varepsilon_{yy} = \varepsilon_{yz} = \varepsilon_{xy} = 0$. Desconsiderando esses termos na Eq. 2.9 produz:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{13} & 0 \\ c_{13} & c_{33} & 0 \\ 0 & 0 & c_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xz} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

e $\sigma_{yy} = c_{12}\varepsilon_{xx} + c_{13}\varepsilon_{zz}$. Observe que agora o meio transversalmente isotrópico é descrito por apenas quatro constantes elásticas. Supondo que $c_{11} = c_{33}$ e $c_{44} = \frac{1}{2}(c_{11} - c_{13})$, há um material isotrópico em estado plano de deformação representado por apenas duas constantes elásticas, em que

$$c_{11} = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \text{e} \quad c_{13} = E \frac{\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}. \quad (2.21)$$

Wang (1992) definiu um conjunto de parâmetros adimensionais com intuito de simplificar as manipulações algébricas para derivar as funções de influência que são usadas neste trabalho. Estes parâmetros são dados por:

$$\alpha = \frac{c_{33}}{c_{44}}, \quad \beta = \frac{c_{11}}{c_{44}}, \quad \kappa = \frac{(c_{13} + c_{44})}{c_{44}}, \quad \text{e} \quad \gamma = 1 + \alpha\beta - \kappa^2. \quad (2.22)$$

2.2.2 Funções de influência de deslocamento

As funções de influência são funções de Green não-singulares, isto é, a influência de uma carga distribuída em um ponto no meio infinito. Estas funções podem ser derivada usando a transformada de Hankel (Rajapakse e Wang, 1993), transformada de Fourier (Barros, 1997; Marques de Barros, 2001) ou transformada de Radon (Adolph, 2006; Labaki *et al.*, 2019). Esta seção apresenta funções de influência derivadas por Barros (1997) para um semi-espaço transversalmente isotrópico

sujeito a cargas harmônicas uniformemente distribuídas na superfície livre.

Considere um semi-espço bidimensional, homogêneo e transversalmente isotrópico com um sistema de coordenadas físicas (x, y, z) definido de forma que sua superfície livre seja paralela e seu eixo z seja ortogonal ao plano do material de isotropia. As equações de movimento harmônicas, na ausência de forças corporais, são dadas por

$$\beta \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} + \kappa \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} = -\delta^2 u_x, \quad (2.23)$$

$$\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + \alpha \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} + \kappa \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial z} = -\delta^2 u_z, \quad (2.24)$$

em que $\delta^2 = \rho\omega^2/c_{44}$. A carga harmônica é constante ao longo da direção y (fora do plano), portanto as deformações acontecem no plano xz como mostrado na Fig. 2.5. Este caso considera cargas infinitamente longas ao longo do eixo y .

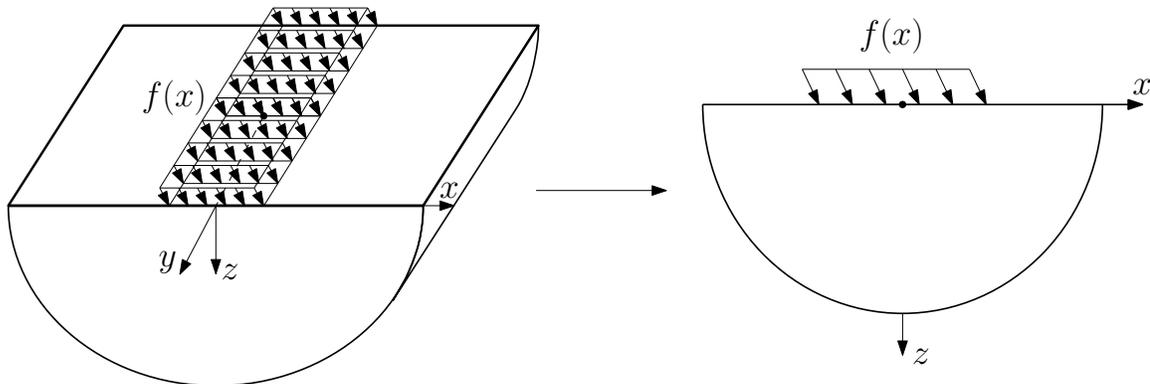


Figura 2.5: Semi-espço sujeito a uma carga harmônica em estado plano de deformação.

Barros (1997) usou uma técnica de superposição que consiste em decompor uma carga $f(x)$ aplicada na superfície livre do semi-espço em duas componentes f_x e f_z nas direções dos eixos x e z respectivamente. Em seguida, aplicou a sobreposição de efeitos de cada carga. As Figs. 2.6 mostram as componentes da carga na superfície do semi-espço e seus efeitos de campos de deslocamento, em que u_{ij} é o deslocamento na direção i devido a uma carga distribuída uniforme unitária aplicada na direção j , assim produzindo quatro componentes de deslocamento.

O comportamento harmônico - funções de influência - de um semi-espço transversalmente isotrópico devido a cargas harmônicas unitária com distribuição uniforme aplicada na superfície

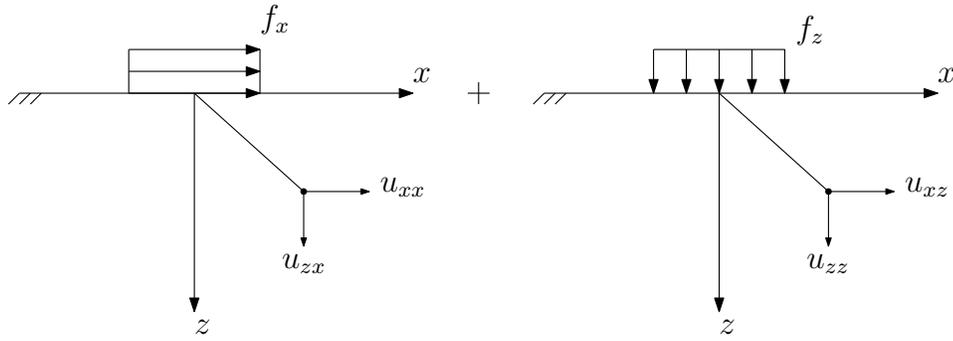


Figura 2.6: Campos de deslocamento devido a forças horizontal e vertical.

livre é dado por (Barros, 1997):

$$\begin{aligned}
 u_{xx}(x,z) &= -\frac{2}{\pi c_{44}\delta} \int_0^\infty \frac{1}{R_c} (\eta_6 \bar{\omega}_1 e^{-\delta \xi_1 z} - \eta_5 \bar{\omega}_2 e^{-\delta \xi_2 z}) \cos(\delta \zeta x) d\zeta, \\
 u_{zx}(x,z) &= -\frac{2i}{\pi c_{44}\delta} \int_0^\infty \frac{1}{R_c} (\eta_6 e^{-\delta \xi_1 z} - \eta_5 e^{-\delta \xi_2 z}) \sin(\delta \zeta x) d\zeta, \\
 u_{xz}(x,z) &= \frac{2i}{\pi c_{44}\delta} \int_0^\infty \frac{1}{R_c} (\eta_4 \bar{\omega}_1 e^{-\delta \xi_1 z} - \eta_3 \bar{\omega}_2 e^{-\delta \xi_2 z}) \sin(\delta \zeta x) d\zeta, \\
 u_{zz}(x,z) &= \frac{2}{\pi c_{44}\delta} \int_0^\infty \frac{1}{R_c} (\eta_4 e^{-\delta \xi_1 z} - \eta_3 e^{-\delta \xi_2 z}) \cos(\delta \zeta x) d\zeta,
 \end{aligned} \tag{2.25}$$

onde

$$\begin{aligned}
 R_c(\zeta) &= \frac{\zeta(\eta_3 \eta_6 - \eta_4 \eta_5)}{\text{sen}(\delta \zeta a)}, \\
 \bar{\omega}_i(\zeta) &= \frac{\alpha \xi_i^2 - \zeta^2 + 1}{i \kappa \zeta \xi_i}, \\
 \xi_{1,2}(\zeta) &= \frac{\sqrt{\gamma \zeta^2 - 1 - \alpha \pm \sqrt{\Phi}}}{\sqrt{2\alpha}}, \\
 \Phi(\zeta) &= (\gamma \zeta^2 - 1 - \alpha)^2 - 4\alpha[\beta \zeta^4 - (1 + \beta)\zeta^2 + 1], \\
 \eta_{1,2}(\zeta) &= -\xi_{1,2} \bar{\omega}_{1,2} + i\zeta, \quad \text{e} \\
 \eta_{3,4}(\zeta) &= (\kappa - 1)i\zeta \bar{\omega}_{2,1} - \alpha \xi_{2,1},
 \end{aligned}$$

em que $i = \sqrt{-1}$, a é a metade do comprimento da carga, e ζ é o número de onda adimensional e o domínio da transformada de Fourier. O desenvolvimento dessas soluções está detalhado em Barros (1997).

2.2.3 Avaliação numérica das funções de influência

A maior parte do tempo para solucionar problemas da elastodinâmica envolve as integrações numéricas das funções de influência. Isso ocorre principalmente devido seu comportamento irregular. Com o objetivo de diminuir o custo computacional da integração numérica, diversos pesquisadores investigaram métodos especiais de integração. Marques de Barros (2001) comparou a integração numérica das funções de Green e influência bidimensionais usando o método de Clenshaw-Curtis para a parte finita (singularidades) e o método de Longman para a parte oscilatória. Marques de Barros (2001) também apresentou resultados para um meio bidimensional subdividido em camadas sob cargas harmônicas. Mais recentemente, Cavalcante (2019) apresentou métodos para avaliar integrais impróprias com um comportamento de decaimento oscilatório e também contendo um intervalo com singularidades. A parte do integrando finita foi avaliada usando quadraturas adaptativas, o método de integração residual e a deformação do caminho de integração. A porção oscilatória foi avaliada através do método de Longman e do algoritmo ϵ .

Esses pesquisadores modelaram o solo como viscoelástico, onde uma pequena quantidade de amortecimento interno η foi introduzida por meio das constantes elásticas (Christensen, 2010) produzindo:

$$c_{ij}^* = c_{ij}(1 + i\eta), \quad (2.26)$$

em que c_{ij} são as constantes elásticas reais. Esta estratégia é aplicada neste trabalho para mover as singularidades para fora do caminho de integração real e facilitar a avaliação da integral. No entanto, nenhuma atenção especial é dada aos métodos de integração ou ao comportamento do integrando na presente implementação. O esquema de integrações com quadraturas adaptativas é usado mediante o pacote QUADPACK (Piessens *et al.*, 2012). Duas rotinas numéricas do pacote são empregadas: DQAGE e DQAGIE. O primeiro estima uma integral na região finita que engloba as singularidades. Este último calcula por meio de extrapolações, a segunda região que contém a porção semi-infinita do integrando. A avaliação das funções de influência para o semi-espaço bidimensional (Eqs. 2.25) utilizando essas rotinas produziu resultados precisos ao comparar com os obtidos por Barros (1997).

3 Formulações de Acoplamento IBEM-FEM

Este capítulo apresenta a formulação de acoplamento de um muro infinitamente longo discretizado com elementos finitos e um semi-espço viscoelástico bidimensional, homogêneo e transversalmente isotrópico modelado com uma formulação indireta do método dos elementos de contorno (*Indirect Boundary Element Method - IBEM*). O contato perfeito é feito na superfície do solo. Esta formulação descreve o acoplamento entre os dois métodos, denominado acoplamento IBEM-FEM. A estrutura na superfície do solo está sujeita a excitações externas e vibrações no solo geradas por cargas harmônicas ou ondas incidentes. O primeiro caso são cargas harmônicas aplicadas sobre a estrutura. O segundo são ondas sísmicas ou cargas *far field* que são incorporadas como cargas harmônicas uniformemente distribuídas sobre uma base rígida, com sua massa desconsiderada na superfície do solo. Estas excitações *far field* representam casos práticos de excitações artificiais geradas na superfície do solo, como um máquinas de grande porte em operação na superfície do solo, ou até mesmo a passagem de um trem. A modelagem de ondas planas incidentes é mostrada para representar excitações sísmicas. O pós-processamento das forças de superfície aplicadas nos elementos de contorno é descrito para avaliar as quantidades ao longo do semi-espço. Finalmente, as formulações IBEM-FEM para esses casos são detalhadas neste capítulo e exemplos numéricos são apresentados para validar os modelos comparando com resultados da literatura. Placas rígidas alongadas e muros longos massivos são consideradas como a estrutura instalada na superfície do solo.

3.1 Definição do problema

Considere um semi-espço viscoelástico bidimensional, transversalmente isotrópico, homogêneo, cujo plano de isotropia é paralelo à sua superfície livre. O meio é descrito por quatro constantes elásticas independentes c_{11} , c_{13} , c_{33} e c_{44} , densidade de massa ρ_s e fator de amortecimento η_s . Um muro infinitamente longo de largura L e altura h é conectado à superfície do semi-espço, cujo centro está alinhado com a origem do sistema de coordenadas. As vibrações no solo são geradas por cargas horizontais ou verticais de frequência circular ω aplicadas sobre uma base rígida alongada na direção y de largura $2a$ na superfície do solo (Fig. 3.1a) localizado em $x = -d$. Também considera-se vibrações geradas por ondas planas de pressão oblíquas (P) e ondas de cisalhamento verticalmente polarizadas (SV) com direção de propagação θ , ou ondas de Rayleigh (R) (Fig. 3.1b). O primeiro caso é denominado modelo de cargas de campo distante (*Far Field Loads - FFL*) ao

longo deste trabalho.

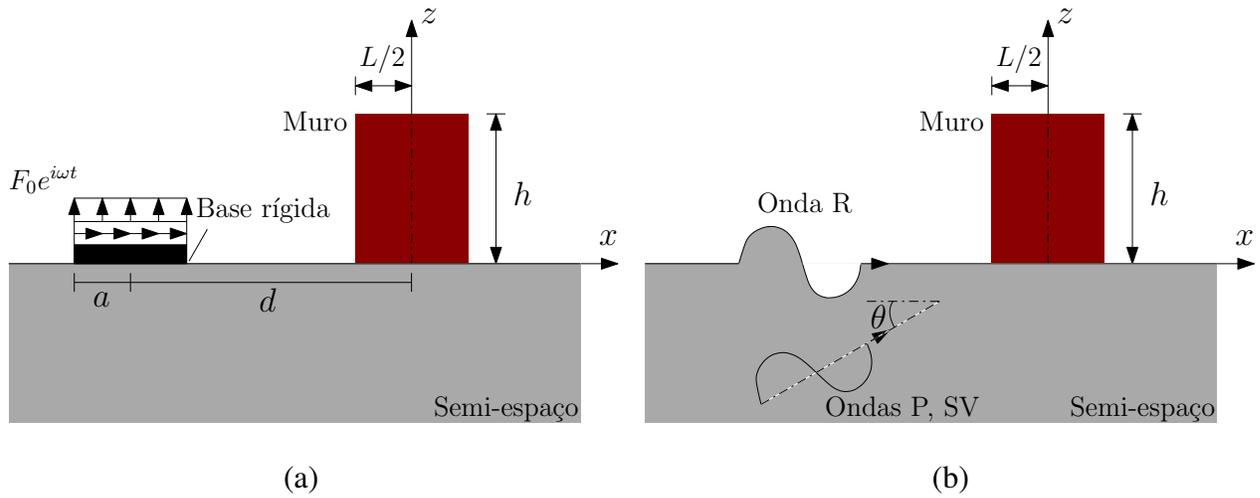


Figura 3.1: Modelos (a) FFL e de (b) ondas sísmicas.

Os modelos bidimensionais consideram um caso de estado plano de deformação, o que significa que as estruturas são infinitas na direção fora do plano. A carga harmônica externa sobre a base rígida corresponde a uma linha de carga na direção y . A fundação perfeitamente acoplada ao solo sob forças horizontais ou verticais tem o mesmo efeito que uma carga interna diretamente aplicada na superfície do semi-espaco. Usar uma base rígida sem massa suportando uma linha de carga em vez de uma linha de carga interna é uma estratégia para eliminar da análise o efeito da deformação do solo imediatamente sob a carga.

3.2 Esquema básico de acoplamento

O acoplamento considera um muro modelado por elementos finitos lineares-elásticos, quadriláteros, isoparamétricos, perfeitamente acoplado com o semi-espaco viscoelástico homogêneo, bidimensional, transversalmente isotrópico, modelado por uma formulação indireta do método dos elementos de contorno como mostrado na Fig. 3.2, onde EC e EF são respectivamente elementos de contorno e elementos finitos. Os sistemas são conectados por meio de condições de continuidade e equilíbrio na interface. Neste trabalho, as análises consideram apenas deformações no plano, de forma que o muro e o solo são infinitos na direção fora do plano.

A interface é discretizada de forma que exista um elemento finito da estrutura correspondente

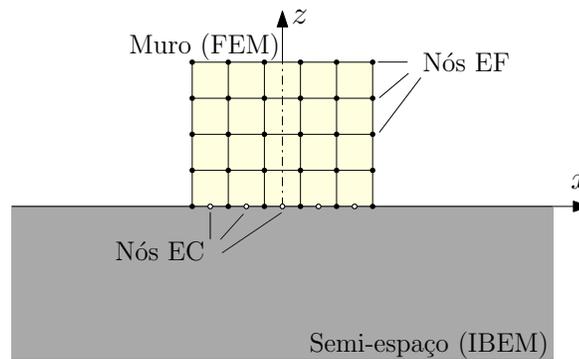


Figura 3.2: Ilustração do acoplamento entre o muro e o solo.

a um elemento de contorno na interface. Este último considera os deslocamentos e as forças de superfície uniformemente distribuídos ao longo de seu comprimento. Uma vez que os elementos de contorno e os elementos finitos têm diferentes ordens de aproximação, os nós dos elementos finitos e de contorno são colocados em coordenadas diferentes. Isso significa que as transformações devem ser consideradas nas formulações para haver um acordo físico entre as quantidades medidas na estrutura e no solo.

3.2.1 Equilíbrio na interface discretizada

Nesta formulação, a influência da presença do solo é incorporada na resposta da estrutura (Eq. 2.6) por meio de um conjunto de forças de contato nodais equivalentes \mathbf{f}_s , de modo que a equação dinâmica de movimento na interface é dada por:

$$\bar{\mathbf{K}}' \mathbf{u}' = \mathbf{f}' - \mathbf{f}'_s, \quad (3.1)$$

em que os apóstrofos relacionam as quantidades aos nós na interface e $\mathbf{f}_s = \{f_{sx}^1 \ f_{sz}^1 \ f_{sx}^2 \ f_{sz}^2 \ \dots \ f_{sx}^{n_n} \ f_{sz}^{n_n}\}^T_{2n_n \times 1}$, onde n_n é o número de nós dos elementos finitos na interface. O número de nós nos elementos de contorno é incompatível com aqueles da discretização com elementos finitos, então a distribuição de forças de superfície constantes desconhecidas $\mathbf{q} = \{q_x^1 \ q_z^1 \ q_x^2 \ q_z^2 \ \dots \ q_x^{n_s} \ q_z^{n_s}\}^T_{2n_s \times 1}$ em termos de equivalentes nodais \mathbf{f}_s deve considerar esta diferença como mostrado na Fig. 3.3. Observe que a matriz de funções de influência de tensões na superfície do semi-espço ($z = 0$) corresponde a uma matriz identidade, portanto a formulação IBEM-FEM não depende deste tipo de funções de influência. A relação

é a matriz de transformação de deslocamento na interface. Note que a Eq. 3.7 indica que os graus de liberdade de deslocamento serão acoplados na interface, sem considerar rotação da estrutura. Ao refinar a malha de elementos finitos no muro, os efeitos de rotação serão representados adequadamente por meio da combinação dos deslocamentos horizontais e verticais. Assim, é dispensável o acoplamento de estruturas com graus de liberdade de rotação na superfície do solo. A condição de compatibilidade cinemática produz:

$$\mathbf{D}\mathbf{u}' - \mathbf{U}\mathbf{q} = \mathbf{0}. \quad (3.9)$$

Acoplando as Eqs. 3.4 e 3.9, a equação do movimento na interface solo-estrutura é dada por:

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}' & \mathbf{A} \\ \mathbf{D} & -\mathbf{U} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}' \\ \mathbf{q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}' \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}. \quad (3.10)$$

Montando os termos na Eq. 3.10 correspondente à interface no sistema completo tem-se:

$$\left[\begin{array}{c|c} \bar{\mathbf{K}} & \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{D} & -\mathbf{U} \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}, \quad (3.11)$$

em que os zeros acoplados às matrizes de transformação correspondem aos graus de liberdade fora da interface. A solução desse sistema fornece os deslocamentos nodais na estrutura e as forças de superfície aplicadas aos elementos de contorno.

3.2.3 Sistemas de coordenadas

A seção 2.2 descreveu as expressões referentes às funções de influência, as quais são usadas neste acoplamento IBEM-FEM. No entanto, as soluções de deslocamento foram derivadas para um modelo com o eixo vertical apontado para o interior do semi-espço, enquanto na direção oposta está apontado o eixo vertical da estrutura, como pode ser observado nas Figs. 2.2 e 2.5. Neste trabalho, o eixo vertical do semi-espço foi alterado por meio de:

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{T}^T \mathbf{U}_e \mathbf{T}, \quad (3.12)$$

em que

$$\mathbf{U}_e = \begin{bmatrix} u_{xx}^{i,j} & u_{xz}^{i,j} \\ u_{zx}^{i,j} & u_{zz}^{i,j} \end{bmatrix} \quad \text{and} \quad \mathbf{T} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & -1 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

são, respectivamente, o tensor de segunda ordem das funções de influência de deslocamento e a matriz de transformação. Esta definição vem da teoria tensorial da mecânica do contínuo que é encontrada em detalhes em Lai *et al.* (2009).

3.3 Far Field Loads

Conforme descrito na seção 3.1, cargas externas horizontais e verticais harmônicas aplicadas em um base rígida são incorporadas no modelo FFL (Fig. 3.1a) como excitação. Isso indica que a muro está livre de cargas externas. Seu movimento está relacionado apenas às ondas elásticas que atingem o muro produzidas a partir das cargas harmônicas. Além disso, é fisicamente consistente que a presença do muro afete o comportamento da base rígida. Portanto, esse comportamento acoplado é introduzido por meio de funções de influência de deslocamento cruzadas. Expandindo Eq. 3.11 para um caso com duas estruturas interagindo, a equação de movimento para o modelo FFL é:

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_b & \mathbf{0} & \mathbf{A}_b & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_m & \mathbf{0} & \mathbf{A}_m \\ \mathbf{D}_b & \mathbf{0} & -\mathbf{U}_{bb} & -\mathbf{U}_{bm} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D}_m & -\mathbf{U}_{mb} & -\mathbf{U}_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_m \\ \mathbf{q}_b \\ \mathbf{q}_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_b \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}, \quad (3.14)$$

onde os subscritos b e m referem-se, respectivamente, à base rígida e ao muro, \mathbf{f}_b é o vetor de cargas nodais aplicadas sobre a base, \mathbf{U}_{bb} e \mathbf{U}_{mm} são as funções de influência do deslocamento medidas na mesma interface da carga aplicada, e \mathbf{U}_{bm} e \mathbf{U}_{mb} são os termos cruzados das funções de influência representando a interação das estruturas. Observe que o último índice indica em qual interface é aplicada a carga unitária para avaliação das funções de influência. Essa notação não corresponde à notação indicial de Einstein.

A solução da Eq. 3.14 resulta nos deslocamentos \mathbf{u}_b e \mathbf{u}_m ao longo dos nós da base rígida e

do muro, e as forças de superfície \mathbf{q}_b e \mathbf{q}_m nos elementos de contorno respectivamente nas interfaces discretizadas. Realizando o pós-processamento dessas forças de superfície pode-se avaliar as quantidades ao longo do semi-espaço (consulte a seção 3.5).

3.4 Modelo de ondas sísmicas

Diferentemente do modelo FFL, agora a vibração no solo é produzida por ondas planas de corpo que propagam em direção ao muro, assim como ondas de superfície. Essas são ondas de corpo P e SV não-verticais propagando com um ângulo θ em relação à superfície livre, e ondas de Rayleigh (R) (Fig. 3.1b). Devido à presença do muro, as ondas sísmicas incidentes são parcialmente dispersas. O deslocamento total na interface muro-solo é dado por (Fairweather *et al.*, 2003):

$$\mathbf{u}_s = \mathbf{u}_s^i + \mathbf{u}_s^s, \quad (3.15)$$

em que \mathbf{u}_s^i e \mathbf{u}_s^s são as componentes incidentes e espalhadas do deslocamento resultante, respectivamente. A porção espalhada pode ser expressa em termos das forças de superfície por meio de:

$$\mathbf{u}_s^s = \mathbf{U}\mathbf{q}. \quad (3.16)$$

A compatibilidade cinemática entre o solo e o muro ainda é governada pela Eq. 3.7. Substituindo na Eq. 3.15 tem-se:

$$\mathbf{D}\mathbf{u}' - \mathbf{U}\mathbf{q} = \mathbf{u}_s^i. \quad (3.17)$$

Observe que a Eq. 3.17 considera os graus de liberdade horizontal e vertical, então a parcela do deslocamento incidente deve ter tamanho igual a $2n_s \times 1$. Montando as Eqs. 3.17 e 3.4 no sistema completo, tem-se:

$$\left[\begin{array}{c|c} \bar{\mathbf{K}} & \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{D} & \mathbf{0} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{u} \\ \mathbf{q} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{0} \\ \mathbf{u}_s^i \end{array} \right\}. \quad (3.18)$$

A Eq. 3.18 é semelhante à Eq. 3.14. A diferença vem do fato de que as ondas elásticas são produzidas por cargas harmônicas no modelo FFL, enquanto neste último desenvolvido, o muro é excitado por ondas sísmicas incidentes. A solução deste sistema produz os deslocamentos nos nós do muro e as forças de superfície aplicadas aos elementos de contorno na interface. A seguir, a

modelagem da componente incidente de deslocamento é explicada em detalhes, a qual é utilizada para solucionar a Eq. 3.18.

3.4.1 Modelagem de ondas incidentes oblíquas

Ondas incidentes oblíquas são caracterizadas pelos ângulos de incidência vertical θ_V e horizontal θ_H em relação, respectivamente, à superfície livre e ao eixo x em um meio tridimensional, conforme mostrado na Fig. 3.4. Observe que assumindo $\theta_H = 0^\circ$ isso representa ondas propagantes no plano xz , portanto $\theta_V = \theta$ (Fig. 3.1b). Este caso corresponde ao modelo sísmico bidimensional. Levando em consideração que o solo é bidimensional em regime plano de deformação, o efeito das ondas incidentes se estende ao longo da direção y , contudo a componente de deslocamento nessa direção é zero.

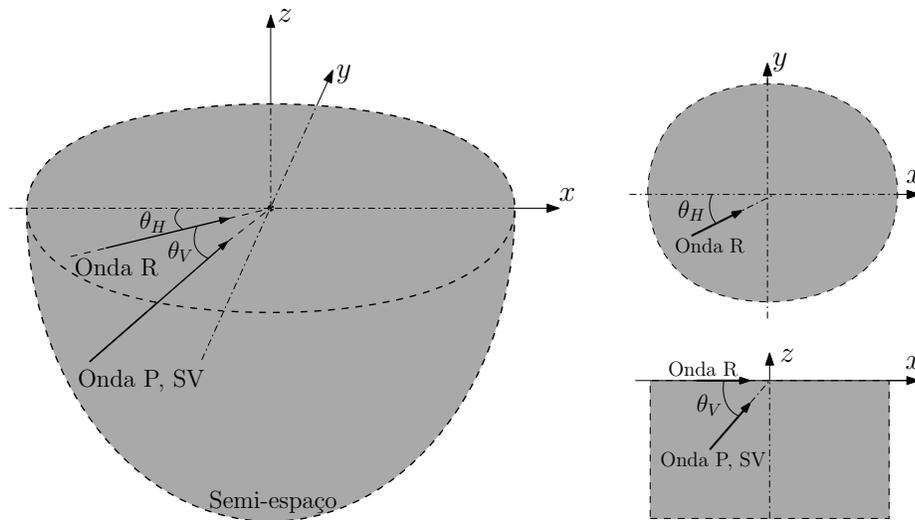


Figura 3.4: Ondas sísmicas em um semi-espaço tridimensional.

Neste trabalho, o movimento livre do solo sujeito a ondas sísmicas é representado pelo termo \mathbf{u}_s^i que corresponde à resposta dinâmica do solo devido uma dada onda incidente na ausência do muro. No modelo sísmico IBEM-FEM, o deslocamento incidente é definido como o efeito dessas ondas elásticas em cada elemento de contorno na interface discretizada. As soluções potenciais que governam a equação do movimento são dadas pelas equações de estado estacionário (Bedford e Drumheller, 1994):

$$\phi_j = A_j \exp [i(\omega t - k_j x \cos \theta - k_j z \sin \theta)], \quad (3.19)$$

em que $j = P, SV$ indicando o tipo de onda de corpo, A_j é a amplitude absoluta das ondas de corpo, x e z são as coordenadas dos pontos mensurados dentro do semi-espaço, θ é o ângulo de incidência da onda plana ($\theta_V = \theta$) e $k_j = \omega/c_j$ é o número de onda referente a onda j , onde $c_P^2 = c_{33}/\rho_s$ e $c_{SV}^2 = c_{44}/\rho_s$ são as velocidades das ondas P e SV. Os deslocamentos horizontais e verticais devido a ondas planas P e SV propagando nas direções positivas de x e z no semi-espaço bidimensional são dados por (Wong e Luco, 1978):

$$\mathbf{u}_s^i = \left\{ \begin{array}{c} U_x^j \\ U_z^j \end{array} \right\} \exp \left[i\omega \left(t - \frac{x \cos \theta}{c_j} - \frac{z \sin \theta}{c_j} \right) \right] \quad (3.20)$$

ou na forma reduzida

$$\mathbf{u}_s^i = \left\{ \begin{array}{c} U_x^j \\ U_z^j \end{array} \right\} \exp [i(\omega t - k_j x \cos \theta - k_j z \sin \theta)], \quad (3.21)$$

em que U_x^j e U_z^j ($j = P, SV$) são respectivamente as amplitudes horizontais e verticais das ondas incidentes ($j = P, SV$). O que diferencia as ondas P das ondas SV nas Eqs. 3.20 e 3.21 são as amplitudes das ondas que são diferentes para cada tipo de onda. Essas amplitudes são descritas por Bedford e Drumheller (1994) como:

$$\begin{aligned} U_x^P &= ik_P A_P \cos \theta, \\ U_z^P &= -ik_P A_P \sin \theta \end{aligned} \quad (3.22)$$

e

$$\begin{aligned} U_x^{SV} &= -ik_{SV} A_{SV} \sin \theta, \\ U_z^{SV} &= -ik_{SV} A_{SV} \cos \theta. \end{aligned} \quad (3.23)$$

Modificações foram realizadas das definições de Bedford e Drumheller (1994) para haver uma concordância física com o sistema de coordenadas utilizado neste trabalho.

Onda de Rayleigh elástica

No semi-espaço um terceiro tipo de onda emerge propagando na superfície do solo ($\theta = 0^\circ$), conhecidas como ondas de Rayleigh descritas pela primeira vez por Rayleigh (1885) e posteriormente propostas em detalhes por Lamb (1904). Esta onda é caracterizada por sua propagação na direção de x e por suas amplitudes serem atenuadas exponencialmente na direção negativa de z

no semi-espço, no presente modelo. O deslocamento incidente devido à propagação das ondas de Rayleigh na direção x positiva é (Richart *et al.*, 1970):

$$\mathbf{u}_s^i = \begin{Bmatrix} U_x^R \\ U_z^R \end{Bmatrix} \exp [i (\omega t - k_R x)], \quad (3.24)$$

onde

$$U_x^R = A_R k_R i \left\{ -\exp \left[-\frac{\chi_P}{k_R} (z k_R) \right] + \frac{2 \frac{\chi_P \chi_{SV}}{k_R^2}}{\frac{\chi_{SV}^2}{k_R^2} + 1} \exp \left[-\frac{\chi_{SV}}{k_R} (z k_R) \right] \right\} \quad (3.25)$$

e

$$U_z^R = -A_R k_R \left\{ -\frac{\chi_P}{k_R} \exp \left[-\frac{\chi_P}{k_R} (z k_R) \right] + \frac{2 \frac{\chi_P}{k_R}}{\frac{\chi_{SV}^2}{k_R^2} + 1} \exp \left[-\frac{\chi_{SV}}{k_R} (z k_R) \right] \right\}, \quad (3.26)$$

em que $k_R = \omega/c_R$ é o número de onda de Rayleigh, $\chi_j^2 = k_R^2 - \frac{\omega^2}{c_j^2}$ com $j = P, SV$ e A_R é a amplitude absoluta da onda. Para mais detalhes sobre a derivação da onda de Rayleigh, consulte Richart *et al.* (1970). A velocidade da onda de Rayleigh pode ser aproximada a partir da velocidade da onda de cisalhamento c_{SV} por meio de (Haddad, 2000):

$$c_R = \frac{0.862 + 1.14\nu_s}{1 + \nu_s} c_{SV}. \quad (3.27)$$

É importante destacar que essa onda de Rayleigh representa eventos sísmicos os quais não considera de onde as ondas partem e como a sua energia é relacionada com as propriedades físicas da fonte. Isso pode ser desconsiderado nos casos em que as análises são feitas fora da região de origem (Shearer, 2019). Além disso, neste trabalho, considera-se ondas de Rayleigh incidentes propagando em solos elásticos, uma hipótese razoável considerando as distâncias pequenas envolvidas na análise (Currie *et al.*, 1977). Além disso, embora o modelo de solo usado neste trabalho seja transversalmente isotrópico, a análise de ondas de Rayleigh considerará somente o caso particular de solos isotrópicos.

3.4.2 Ondas de Rayleigh colidindo com um ressonador unidimensional

Implementa-se um caso particular do modelo de ondas sísmicas com intuito de analisar um ressonador unidimensional, que é um sistema massa-mola, sob o efeito de ondas de Rayleigh incidentes (Fig. 3.5). A equação de movimento deste caso é dada por:

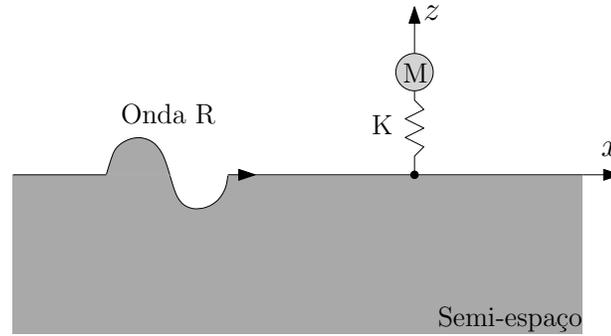


Figura 3.5: Ondas de Rayleigh colidindo com um massa-mola.

$$\begin{bmatrix} K & -K \\ -K & K - \omega^2 M \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad (3.28)$$

em que K e M são respectivamente a rigidez e massa do massa-mola, u_1 e u_2 são os graus de liberdade de deslocamento da base e do topo do ressonador respectivamente, e f_1 é a força atuando na base do ressonador. Sobrepondo os efeitos das componentes incidentes e espalhadas da onda de Rayleigh tem-se

$$u_s = u_z^i + U_{zz} f_s, \quad (3.29)$$

onde u_z^i é o movimento vertical do solo devido à onda de Rayleigh e $U_{zz} f_s$ é a componente de onda espalhada, em que U_{zz} é o deslocamento vertical devido a cargas verticais uniformemente distribuídas na superfície do solo e f_s é a força aplicada em um elemento de contorno com comprimento desprezível, $l_e/|U_z^R| = 10^{-3}$, onde U_z^R corresponde a amplitude vertical unitária da onda de Rayleigh. A compatibilidade cinemática e equilíbrio é dada por $u_s = u_1$ e $f_s = -f_1$. Assim a relação final pode ser escrita como

$$\tilde{K} f_s = W_z^i, \quad (3.30)$$

onde

$$\tilde{K} = -1 - \left[\left(K - \frac{K^2}{K - \omega^2 M} \right) U_{zz} \right] \quad (3.31)$$

e

$$W_z^i = \left(K - \frac{K^2}{K - \omega^2 M} \right) u_z^i. \quad (3.32)$$

Usando a força f_s , podemos avaliar os deslocamentos no massa-mola e os campos de deslocamento dentro do semi-espço mediante a Eq. 3.29.

3.5 Pós-processamento das forças de superfície

A solução dos sistemas das Eqs. 3.11, 3.14 e 3.18 fornece os deslocamentos nodais ao longo do muro \mathbf{u}_m e da base rígida \mathbf{u}_b , e as forças de superfície \mathbf{q}_m e \mathbf{q}_b em cada elemento discretizado na interface muro-solo e base-solo. Os deslocamentos podem ser calculados em qualquer lugar dentro do semi-espço por meio do pós-processamento das forças de superfície. As Eqs. 3.5 e 3.15 são usadas para avaliar os campos de deslocamento e as quantidades derivadas destes ao longo do solo usando as forças de superfície. A última equação leva em consideração a porção incidente e espalhada no modelo de ondas sísmicas.

Os campos de deformação dentro do semi-espço são obtidos por meio da interpolação dos deslocamentos entre os nós dos elementos de uma malha inserida numericamente no solo. Um elemento quadrado da malha não-deformado e deformado é mostrado na Fig. 3.6.

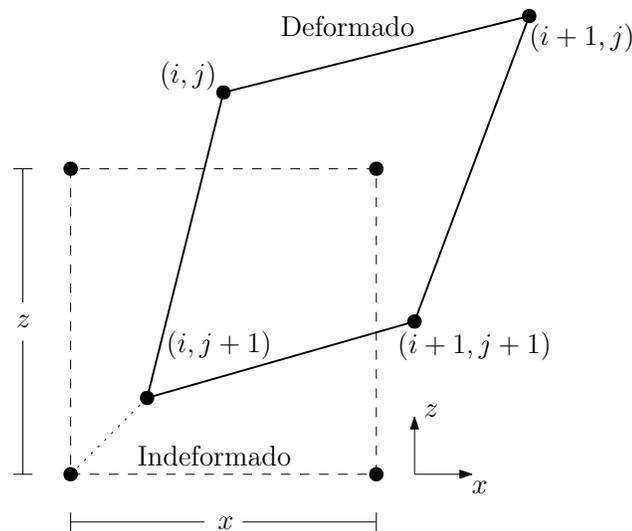


Figura 3.6: Elemento indeformado e deformado na malha dentro do semi-espço.

Supondo que a deformação seja muito pequena e que haja células significativamente pequenas na malha, as componentes dos campos de deformação são calculados por meio de

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{u_x^{(i+1,j+1)} - u_x^{(i,j+1)}}{x}, \\ \varepsilon_{zz} &= \frac{u_z^{(i,j)} - u_z^{(i,j+1)}}{z}, \\ \varepsilon_{xz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{u_x^{(i,j)} - u_x^{(i,j+1)}}{z} + \frac{u_z^{(i+1,j+1)} - u_z^{(i,j+1)}}{x} \right),\end{aligned}\tag{3.33}$$

onde $u_x^{(m,n)}$ e $u_z^{(m,n)}$ são respectivamente os deslocamentos horizontal e vertical no nó m, n , e x e z são respectivamente os comprimentos horizontal e vertical do elemento indeformado.

3.6 Implementação do acoplamento IBEM-FEM

O maior custo computacional na implementação IBEM-FEM é proveniente da integração numérica das funções de influência (Eq. 2.25) que pode ser dificultada pelo aumento das frequências de excitação e das distâncias nos pontos de análise. Por esta razão, todos os modelos deste trabalho são implementados na linguagem Fortran 90. Isso oferece um ótimo desempenho em termos de custo computacional. A integração numérica é realizada com o pacote QUADPACK. As rotinas LAPACK fornecidas pelo *Intel Math Kernel Library* (Intel MKL) são usadas para resolver os sistemas das Eqs. 3.11, 3.14 e 3.18.

São consideradas estratégias numéricas para reduzir o custo computacional e alcançar resultados físicos consistentes. Um breve resumo dessas estratégias é:

- Apenas as duas primeiras linhas da matriz de funções de influência de deslocamento são calculadas. Os demais elementos são preenchidos através de um esquema de rotação. Este consiste em aplicar os mesmos valores de deslocamentos para casos envolvendo uma mesma distância entre os elementos excitados e os medidos. O caso mais simples é $u^{i,j} = u^{j,i}$. Além disso, todos os elementos têm os mesmos deslocamentos para o caso com uma carga aplicada no mesmo elemento que a resposta é mensurada. Essas estratégias só podem ser realizadas devido aos elementos de contorno terem comprimento constante.

- Nos modelos FFL e ondas sísmicas, todos os resultados numéricos consideram discretizações de elementos de contorno e elementos finitos com pelo menos dez elementos por comprimento de onda, com base na frequência máxima analisada.
- A placa rígida usada na subseção 3.7.1 corresponde a um muro com massa desprezível com $L = 2 \text{ m}$, $h = 0.01 \text{ m}$, e $\rho = 1 \text{ kg/m}^3$. Sua resposta dinâmica pode ser obtida com o presente modelo tornando a estrutura muito mais rígida que o solo ($E \simeq 10^6 E_s$).
- Algumas análises consideram solo elástico. Isso pode ser feito considerando que o presente modelo viscoelástico possui um amortecimento desprezível ($\eta_s \simeq 10^{-2}$).
- Neste trabalho, a onda de Rayleigh é uma excitação vertical unitária em que sua amplitude é constante em toda a superfície do solo elástico ($z = 0$), isto é, $U_z^R = 1$. A componente horizontal é avaliada a partir da amplitude absoluta calculada com a componente vertical unitária.

3.7 Validação

Esta seção apresenta exemplos numéricos a fim de validar as presentes implementações de acoplamento IBEM-FEM. Primeiramente, são analisados casos mais simples de vibração horizontal e vertical de placas rígidas perfeitamente conectadas ao semi-espço homogêneo. As forças externas são cargas horizontais e verticais harmônicas distribuídas uniformemente ao longo da superfície da placa. Excitações sísmicas que são ondas planas incidentes oblíquas que se propagam do infinito em direção à superfície e ondas de Rayleigh são propostas como excitação interna. A análise numérica do modelo FFL usando muros longos é discutida, cujos resultados são comparados com as soluções existentes disponíveis na literatura.

3.7.1 Excitações externas e sísmicas

A Fig. 3.7 mostra a compliance vertical adimensional $f = c_{44}(L/2)u_z/P_z$ de uma base rígida submetida a uma carga vertical harmônica unitária, onde $a_0 = \omega(L/2)/c_{SV}$ é a frequência normalizada de excitação, P_z é a magnitude da carga e u_z é o deslocamento da estrutura em $x = 0$. Os resultados consideram um semi-espço isotrópico com amortecimento $\eta_s = 0.1$, $\rho_s = 1.0$ e

coeficiente de Poisson $\nu_s = 0.4$. Esses resultados são comparados com Israil e Ahmad (1989) mostrando uma boa concordância.

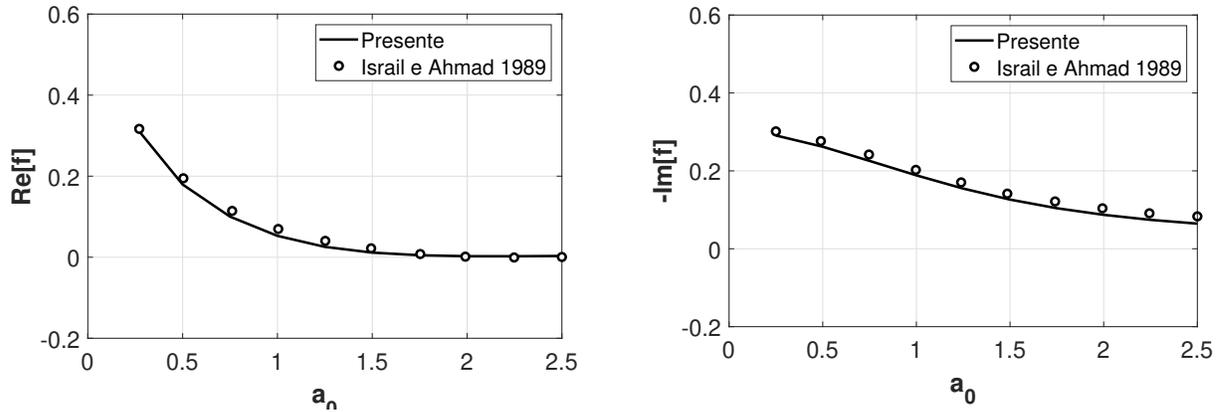


Figura 3.7: Parte real e imaginária do deslocamento vertical normalizado no centro da placa rígida.

A Fig. 3.8 mostra as compliances adimensionais $C_{ii} = \pi c_{44} u_j / P_j$, com $ii = (VV, HH)$ e $j = (x, z)$, de uma placa rígida acoplada a um semi-espaço elástico isotrópico com $\nu_s = 0.25$ e $\rho_s = 1.0$. Os resultados estão de acordo com Luco e Westmann (1972).

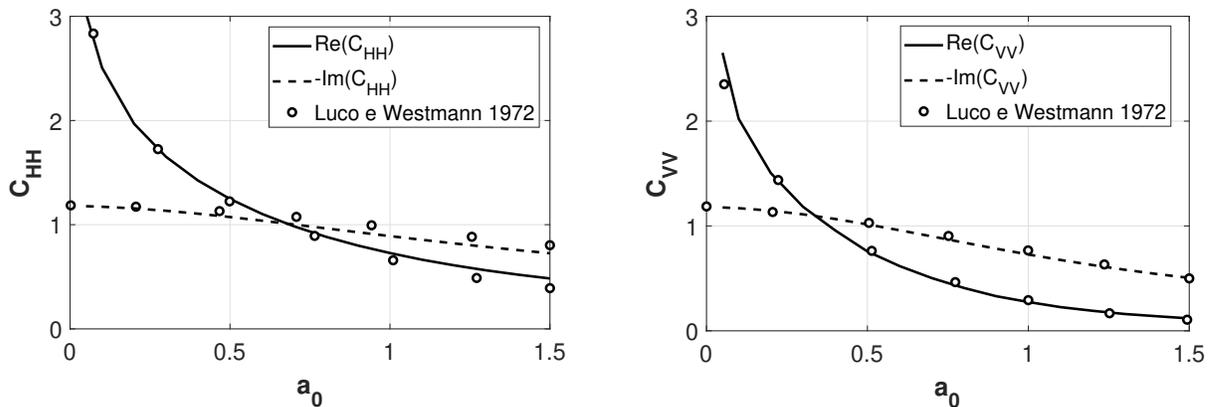


Figura 3.8: Parte real e imaginária da compliance normalizada no centro da placa rígida.

Os campos de deslocamento devido às ondas sísmicas de Rayleigh, SV e P são respectivamente mostrados nas Figs. 3.9, 3.10 e 3.11. O primeiro caso mostra amplitudes horizontais e verticais absolutas de uma placa rígida devido a ondas de Rayleigh incidentes. O semi-espaço viscoelástico isotrópico é caracterizado pelo coeficiente de Poisson $\nu_s = 1/3$, $\rho_s = 1.0$, amortecimento $\eta_s = 0.1$, velocidade de onda $c_R = 0.9325 c_{SV}$, e amplitudes de onda $U_x^R = 1.0$ e $U_z^R = -1.565i$. Observe que a resposta é normalizada pela amplitude horizontal ($U_j^I = U_j/U_x$). Os resultados do

modelo bidimensional atual são comparados com os resultados do modelo tridimensional de Luco e Wong (1982) mostrando boa acurácia.

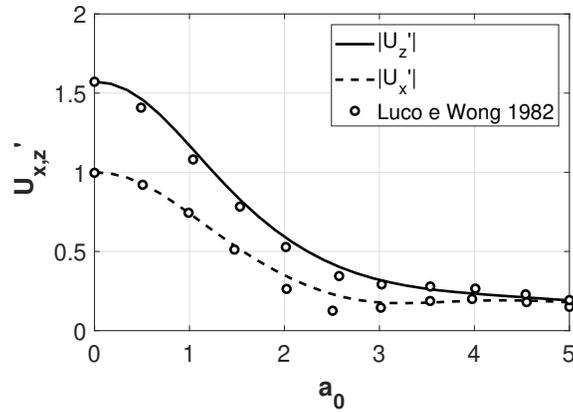


Figura 3.9: Deslocamentos horizontal e vertical devido a ondas de Rayleigh.

A resposta da placa rígida devido a ondas SV não-verticais com $\theta = 75.5^\circ$ é apresentada na Fig. 3.10. Esta análise considera um semi-espaco elástico isotrópico com $\rho_s = 1.0$, $\nu_s = 1/3$, $U_x^{SV} = 1.95$ e $U_z^{SV} = 0.48$, cujos resultados apresentados concordam com os fornecidos por Karabalis e Beskos (1984).

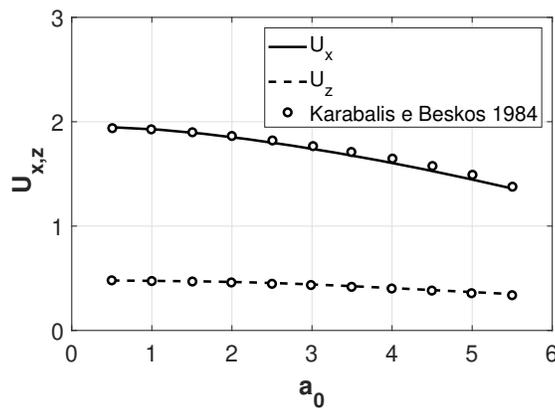


Figura 3.10: Movimentos horizontal e vertical devido a ondas SV oblíquas.

Finalmente, a Fig. 3.11 mostra o deslocamento horizontal de uma placa rígida devido à ondas P com $\theta = 45^\circ$. A onda possui amplitudes unitárias. Esta análise considera o mesmo solo isotrópico apresentado para o caso com ondas SV na Fig. 3.10. Os resultados estão de acordo com Qian e Beskos (1996).

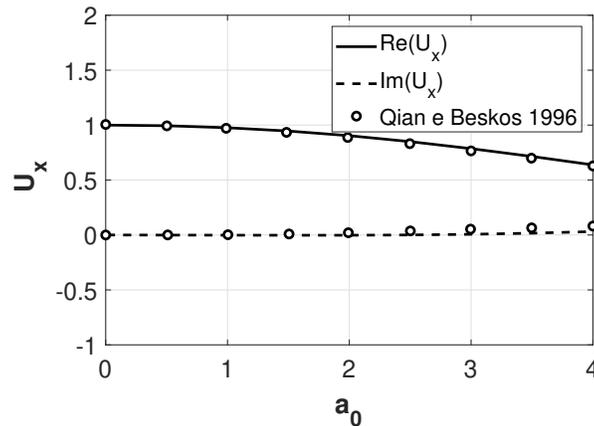


Figura 3.11: Movimento horizontal devido a ondas P.

3.7.2 Modelo FFL

O acoplamento IBEM-FEM com excitações externas e sísmicas foi validado na subseção anterior. Nesta subseção, são consideradas estruturas massivas conectadas ao semi-espço. É usada como principal fonte de validação uma solução disponível na literatura de muros pesados na superfície do solo como medida de mitigação. Dijckmans *et al.* (2015) considerou um muro contínuo como atenuador de vibração no solo ligado a um semi-espço homogêneo, isotrópico e viscoelástico. Foi considerada uma linha de carga como excitação aplicada na superfície do solo antes do muro ($x/L < 0$). A atenuação da vibração foi mensurada por meio da *insertion loss* - IL em decibéis (dB) dada por (Van Hoorickx *et al.*, 2016):

$$IL_{ij} = 20 \log_{10} \left| \frac{u_{ij}^{orig}}{u_{ij}} \right| \quad (3.34)$$

que é a razão entre os deslocamentos na direção i sem e com a presença do muro devido uma carga na direção j . Note que valores positivos de IL correspondem a atenuações dos deslocamentos e valores negativos indicam amplificações dos deslocamentos. A Fig. 3.12 mostra a IL vertical em $x/L = 4$ dos muros gabião (G) e concreto (C) na superfície do solo.

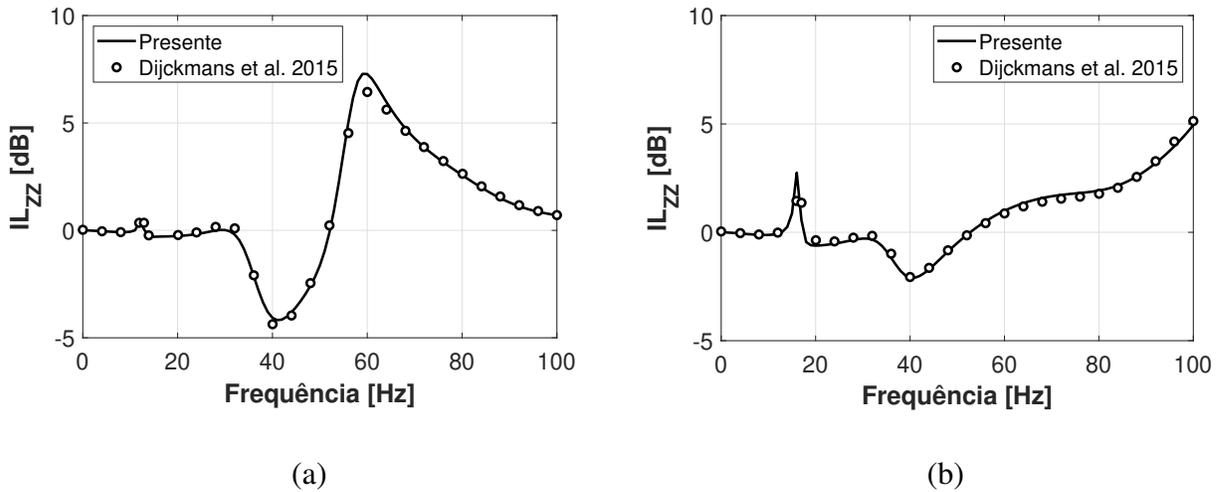


Figura 3.12: IL vertical em $x/L = 4$ de um muro (a) gabião e (b) concreto devido a uma linha de carga vertical sobre uma base rígida localizada em $x/L = -4$.

Muros de dimensões $L = 1m$ e $h = 2m$ são incorporados a $d/L = 4m$ da base rígida. Os resultados consideram um caso de um solo caracterizado por velocidade de ondas de compressão e cisalhamento $c_P = 1470 m/s$ e $c_S = 250 m/s$, fator de amortecimento $\eta_s = 0.025$ e densidade específica $\rho_s = 1945 kg/m^3$. O muro gabião é descrito por $\rho_G = 1700 kg/m^3$ e $c_S = 300 m/s$, e o muro de concreto tem $\rho_C = 2400 kg/m^3$ e $c_S = 2280 m/s$. Ambas as estruturas apresentam coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$ e amortecimento $\eta = 0.02$. A base rígida de largura $2a = 1 m$ suporta uma carga vertical unitária uniformemente distribuída ao longo de sua superfície. Os campos de deslocamento ao longo da superfície do solo são avaliados por meio do pós-processamento das forças de superfície. Uma boa concordância é observada entre a implementação atual e os resultados disponibilizados por Dijckmans *et al.* (2015).

4 Muros como Atenuadores de Vibração no Solo

Este capítulo se concentra na análise do desempenho do muro como um mitigador de vibração no solo. A atenuação dos deslocamentos pelo muro é expressa pela IL cuja expressão matemática foi definida no capítulo 3. A influência das propriedades do muro no mecanismo físico de atenuação é detalhada neste capítulo por meio de casos-limites. Inicialmente, a massa, rigidez e largura do muro são desconsideradas separadamente a fim de estudar seus efeitos isolados no desempenho do muro. Muros flexíveis sujeitos a ondas de Rayleigh com amplitude vertical normalizada ($U_z^R = 1.0$) são considerados, os quais os deslocamentos horizontais e verticais são mensurados em vários pontos da superfície do solo. É apresentado um estudo abrangente dos efeitos dos modos de vibrar do muro em sua performance de atenuação. Os deslocamentos fora do muro são avaliados usando o pós-processamento das forças de superfície. O movimento livre do solo devido a uma onda de Rayleigh incidente é comparado com o caso correspondente com a presença do muro. Os resultados mostram o efeito de espalhamento de energia pelo muro. Para uma compreensão completa do mecanismo de atenuação do muro, são consideradas análises envolvendo muros muito rígidos que são interessantes em casos práticos de engenharia. Os resultados usando o modelo FFL são investigados a fim de compreender os efeitos combinados de ondas de superfície e de corpo excitando o muro. Estas ondas elásticas são geradas por cargas harmônicas externas horizontais e verticais aplicadas sobre uma base rígida. Neste capítulo, as magnitudes de excitação são assumidas tão baixas que a estrutura permanece no limite linear-elástico. Por fim, um caso teórico é abordado relacionando a largura do muro e o comprimento de onda de Rayleigh.

Nas análises numéricas ao longo deste capítulo, deslocamentos horizontais e verticais devido a cargas horizontais e verticais ou ondas de Rayleigh incidentes são medidos. Por esse motivo, doravante a notação IL_{ij} com $i = x, z$ e $j = x, z, R$ será adotada, o que indica a atenuação ou amplificação dos deslocamentos na direção i devido às vibrações geradas por cargas na direção $j = (x, z)$ ou excitação de Rayleigh ($j = R$) atingindo os muros.

4.1 Influência dos parâmetros do muro

Associar a atenuação das vibrações no solo pelo muro com as suas propriedades é uma das principais dificuldades para compreender totalmente o mecanismo físico do muro como mitigador de vibrações. Esta seção tem como objetivo estudar a influência desses parâmetros. Estruturas sob o

efeito de ondas de Rayleigh são consideradas. A massa e a rigidez do muro são desprezadas separadamente com propósito de observar o efeito isolado de cada um desses parâmetros na performance de atenuação do muro. Além disso, o efeito da largura do muro é analisado usando um modelo sísmico de uma onda de Rayleigh colidindo com um massa-mola que tem largura desprezível, em vez de um muro.

4.1.1 Massa e rigidez

O efeito da massa e rigidez do muro em sua performance de atenuação é estudado por meio de alguns exemplos numéricos de casos-limite. Para esta análise, considere muros de largura $L = 1m$. A Fig. 4.1 apresenta a IL da vibração vertical em pontos na superfície do solo representados pela coordenada x (Fig. 3.1), devido às ondas de Rayleigh incidindo sobre uma placa rígida de massa desprezível, e sobre um muro de rigidez desprezível, cujas propriedades estão descritas na Tabela 4.1. Essas estruturas podem ser imaginadas, respectivamente, como uma estrutura extremamente fina na direção vertical com propriedades próximas ao concreto com capacidade de deformar a superfície do solo e uma massa de água. Percebe-se que os valores de IL vertical são aproximadamente zero em ambos os casos, indicando que os deslocamentos verticais não apresentam alterações significativas após a inclusão das estruturas correspondentes. Esses resultados estabelecem uma relação direta e essencial entre o muro como atenuador de vibração no solo com sua massa e rigidez.

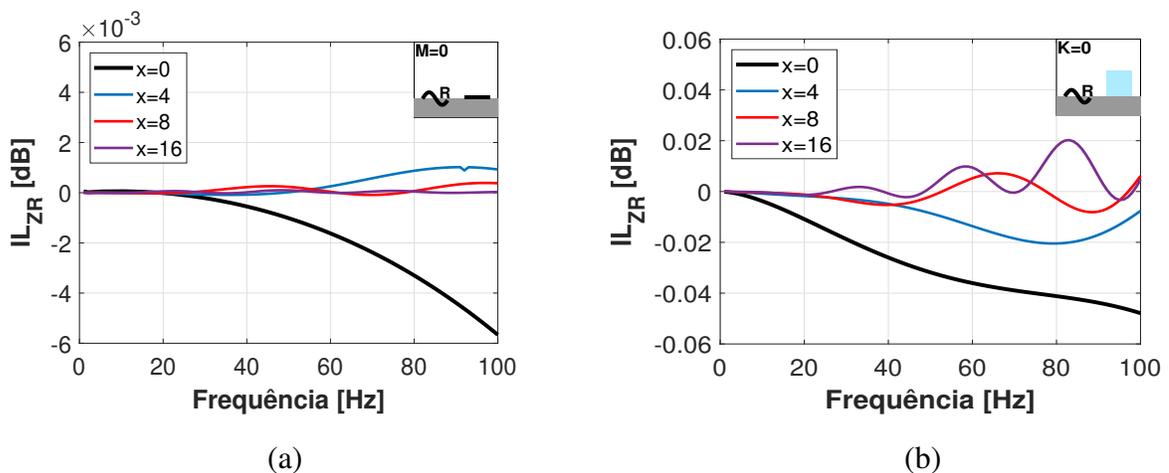


Figura 4.1: IL vertical de uma (a) placa rígida de massa desprezível e (b) um muro de rigidez desprezível medida em pontos ao longo da superfície do solo (x) devido à onda de Rayleigh.

Mhanna *et al.* (2014) propôs análises experimentais e numéricas utilizando tanques de aço preenchidos com água para estudar a influência da massa e rigidez da estrutura. Seus resultados indicaram que este tipo de estrutura possui a capacidade de atenuar as vibrações no solo. Pode-se observar na Fig. 4.1 que este resultado discorda dessas conclusões deles envolvendo estruturas com rigidez desprezível. A razão para isso é que em suas análises experimentais foi considerada um invólucro de aço, o que é razoável para suportar o fluido. Enquanto na investigação numérica apenas uma base de aço rígida foi considerada (Tabela 4.1).

Tabela 4.1: Propriedades dos materiais I.

Meio	c_S [m/s]	ν	ρ [kg/m ³]	h [m]
Placa	2280	0.2	1	0.01
Água	0.01	0.0	1000	1
Aço	10483	0.3	700	0.05

A Fig. 4.2 mostra a performance de um muro correspondente ao caso apresentado por Mhanna *et al.* (2014). Eles modelaram o contato entre o muro e o solo por meio de uma base de aço de 5 centímetros. Uma linha de elementos finitos com propriedades do aço em contato com o solo foi considerado no atual modelo do IBEM-FEM para reproduzir este exemplo. Nesse caso, uma atenuação significativa é observada principalmente no ponto de inserção ($x = 0$). Atrás do muro ($x > 0$), os deslocamentos são menos afetados em comparação aos efeitos de atenuação na interface muro-solo. Os deslocamentos são significativamente afetados em altas frequências, em que o comprimento de onda de Rayleigh é próximo a largura do muro. Isso indica que a combinação entre massa, largura e alta rigidez do muro comanda o mecanismo de atenuação em altas frequências.

Uma vez que o efeito de atenuação de vibração está relacionado à massa de água e à rigidez da base rígida, esta análise não pode ser usada para enfatizar o efeito isolado dessas quantidades. Esta é uma hipótese diferente da utilizada na Fig. 4.1 que foi desconsiderado cada parâmetro em seu respectivo caso. Por outro lado, nota-se que a rigidez apenas no contato muro-solo apresenta efeito positivo no desempenho do muro como mitigador de vibração quando combinada com a massa de água. A base rígida modifica a onda de Rayleigh localmente e, combinada com a massa de água, produz um efeito de espalhamento das ondas de superfície. Além disso, não se observa correlação entre a capacidade de controle de vibração no solo devido a presença do muro e seus modos de vibrar, os quais não possuem consistência física para um corpo elástico sem rigidez em todo o seu comprimento. Recordando a fórmula da frequência de ressonância de um massa-mola, é

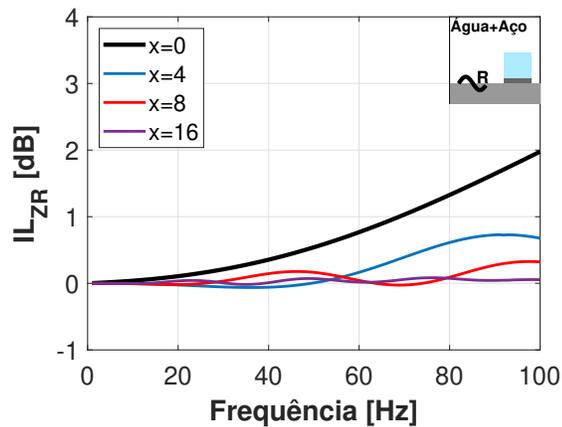


Figura 4.2: IL vertical de uma massa de água com base rígida medida em pontos ao longo da superfície do solo devido à onda de Rayleigh.

fácil de entender que ao desconsiderar a rigidez do muro ($K \approx 0$), a frequência natural deve seguir este regime também ($\omega_n \approx 0$).

4.1.2 Largura do muro

Insights sobre a influência da largura do muro e seus respectivos modos de flexão podem ser vistos analisando a resposta de ondas de Rayleigh incidindo sobre ressonadores unidimensionais, localizados na superfície do solo. Isso simula o caso em que a largura do muro é infinitamente menor do que o comprimento de onda de Rayleigh. Além disso, implica em conclusões sobre o efeito da influência da largura do muro em sua capacidade de atenuar vibração no solo.

A Fig. 4.3 mostra o desempenho de ressonadores massa-mola na atenuação de vibrações verticais geradas por uma onda de Rayleigh elástica. É simples ver que o massa-mola afeta apenas o movimento vertical na frequência natural que é dada por $\omega_n = \sqrt{K/M}$, com K e M sendo respectivamente a massa e a rigidez do massa-mola. O pico da IL coincide com a frequência natural do massa-mola. Nota-se uma amplificação nos deslocamentos verticais imediatamente antes da frequência natural. Este efeito ocorre no ponto de acoplamento ressonador-solo ($x = 0$) e atrás do muro. Uma grande atenuação é observada no ponto de inserção, o que é menos pronunciado nos pontos atrás do muro. Contudo, essa mitigação das vibrações corresponde aos significativos picos, os quais são variáveis com a discretização no domínio da frequência. Uma discretização infinitesimal resultaria em atenuações tendendo ao infinito que é correspondente ao efeito de ressonância

para o caso de um sistema massa-mola sem amortecimento.

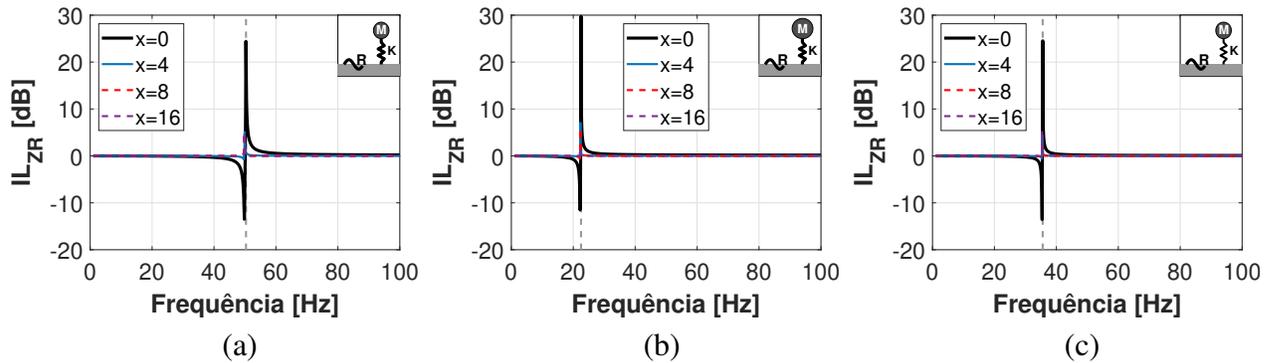


Figura 4.3: IL vertical de um massa-mola com a) $K_0 = 10^9$ e $M_0 = 10^4$, b) $K = K_0$ e $M = 5M_0$, e c) $K = K_0/2$ e $M = M_0$ medida na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.

4.2 Muros sob o efeito de ondas de Rayleigh

Desta seção em diante, três tipos diferentes de muros são considerados. O muro G é um típico muro gabião (Fig. 1.1) com vasta aplicação prática. O muro S possui as mesmas propriedades físicas do solo usado neste estudo. O muro C é um muro de concreto. A Tabela 4.2 apresenta suas propriedades. Três alturas diferentes são consideradas para cada tipo de muro: $h_I = 1.5m$, $h_{II} = 2m$ e $h_{III} = 3m$. É perceptível que os muros apresentam diferentes modos de vibrar que são detalhados na Tabela 4.3. As frequências naturais dos modos de compressão e flexão do muro de concreto estão fora da faixa de frequência analisada e os *rocking modes* serão discutidos isoladamente na subseção 4.2.3, portanto não são descritos na Tabela 4.3.

Tabela 4.2: Propriedades dos materiais II.

Meio	c_S [m/s]	c_P [m/s]	ν	ρ [kg/m ³]	η
G	300	-	0.2	1700	0.02
S	250	1470	-	1945	0.025
C	2280	-	0.2	2400	0.02

Os resultados desta seção considera muros envolvendo a combinação dos efeitos de massa, rigidez e largura no fenômeno de atenuação de vibração no solo. A influência dos modos de vibrar do muro são estudados nesta seção. Um modelo de elementos finitos de um muro livre sob o efeito de deslocamentos harmônicos horizontal e vertical pela base é usado para avaliar as frequências naturais correspondentes dos muros apresentados na Tabela 4.3. A frequência natural do *rocking*

mode corresponde ao modo de vibrar do muro instalado na superfície do solo em baixas frequências. A atenuação da vibração devido à ondas de Rayleigh são analisadas na interface muro-solo ($x = 0$) e em vários pontos atrás do muro ($x > 0$) na superfície do solo. Todos os resultados consideram $L = 1$ m.

Tabela 4.3: Frequências naturais dos muros nas direções vertical (compressão) e horizontal (flexão).

Muro	Tipo	Rocking [Hz]	Compressão [Hz]	Flexão [Hz]
G	I	20	78.8	88.7
	II	13	59.2	63.2
	III	7	39.5	36.5, 80.3
S	I	19	83	82.4
	II	12	63.7	58.9
	III	7	42.2	34.9, 75

4.2.1 Influência dos modos de vibrar na resposta do solo sob ondas de Rayleigh

As Figs. 4.4 e 4.5 apresentam as ILs verticais devido às ondas de Rayleigh incidentes elásticas sobre os muros G e S. O presente solo viscoelástico (propriedades de S - Tabela 4.2) pode ser aproximado de um solo elástico usando $\eta_s = 1\%$. Isto não afeta as ILs, pois as parcelas de deslocamentos incidentes e finais devem decair de forma similar em um solo viscoelástico. As linhas tracejadas verticais nestas figuras marcam as frequências naturais dos modos de vibrar da estrutura, os quais estão identificados pelas marcas *R*, *FL* e *C* próximas as linhas tracejadas que correspondem respectivamente aos modos de *rocking*, flexão e compressão. Uma ilustração do caso correspondente analisado é descrito em um esquema dentro de cada figura. Esses resultados mostram o efeito do comportamento ressonante do muro expondo que as mais fortes atenuações onde o muro é instalado ocorrem em seu modo de vibrar longitudinal. A definição do mecanismo físico de mitigação da vibração pelo muro é dada pela conversão da energia cinética da vibração vertical na superfície do solo resultante da ondas de Rayleigh em energia cinética para vibração longitudinal dos muros. Atrás do muro ($x > 0$) há apenas ILs positivas que indicam apenas efeitos de atenuação das vibrações após a instalação dos muros. Nestes locais, as frequências que correspondem a máximos locais de IL não estão correlacionadas com os modos de vibrar longitudinal. Em baixas frequências, notam-se picos na IL atrás do muro, os quais estão correlacionados com os *rocking modes* (Fig. 4.8) dos muros. Este modo de vibrar não afeta a vibração vertical no ponto de inserção.

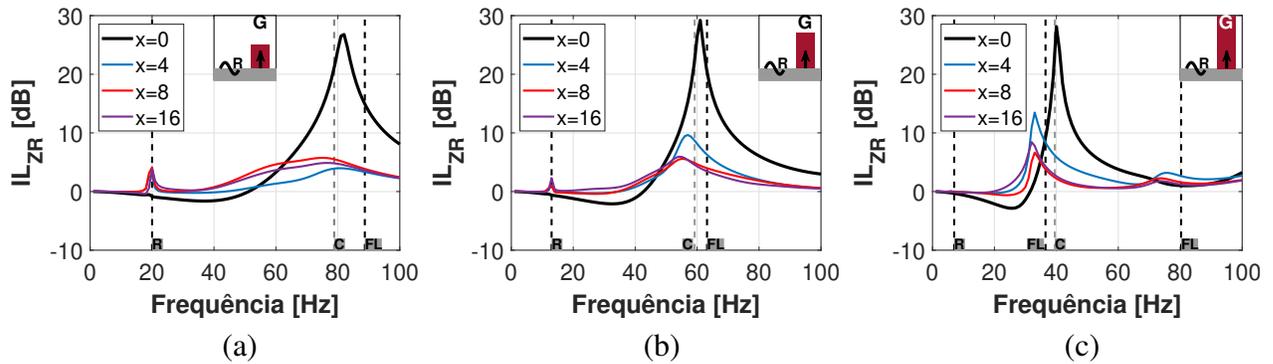


Figura 4.4: IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.

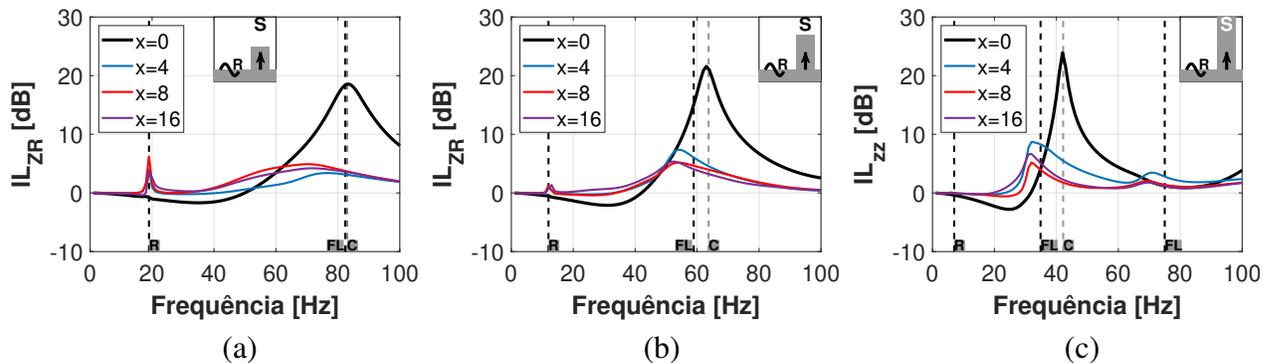


Figura 4.5: IL vertical do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.

As Figs. 4.6 e 4.7 mostram o efeito da presença do muro no movimento horizontal devido à onda de Rayleigh. A conversão da energia da vibração horizontal na superfície do solo em energia cinética para a vibração de flexão dos muros mostra a consistência física do modelo, em que os máximos locais de IL horizontal, no ponto de inserção, são acoplados à flexão do muro. Este efeito não é notado em baixas frequências, onde o mínimo local da IL está correlacionado com o *rocking mode*, o qual corresponde ao pico de IL horizontal em pontos atrás do muro. Em contraste ao caso de vibração vertical, o *rocking mode* afeta a vibração horizontal no ponto de inserção, o que é razoável devido aos movimentos do *rocking mode* serem essencialmente horizontais. Observa-se uma discrepância entre os picos da IL e os modos de flexão em pontos atrás do muro. A instalação do muro apresenta um efeito positivo na eficiência de atenuação de vibração no solo atrás do muro, onde principalmente ILs positivas são observadas na faixa de frequência.

Uma comparação entre os resultados de atenuação de vibração devido a presença de muros G

e S apresentados nas Figs. 4.4 a 4.7 indica que estruturas com rigidez, massa, largura e consequentemente modos de vibrar similares apresentam efeitos de atenuação semelhantes na superfície do solo, onde os máximos locais de IL no ponto de inserção e atrás do muro ocorrem em frequências próximas entre os dois casos. Por esta razão, iremos trabalhar apenas com o muro G sob o efeito de ondas de Rayleigh. As conclusões para este caso podem ser estendidas para o caso do muro S.

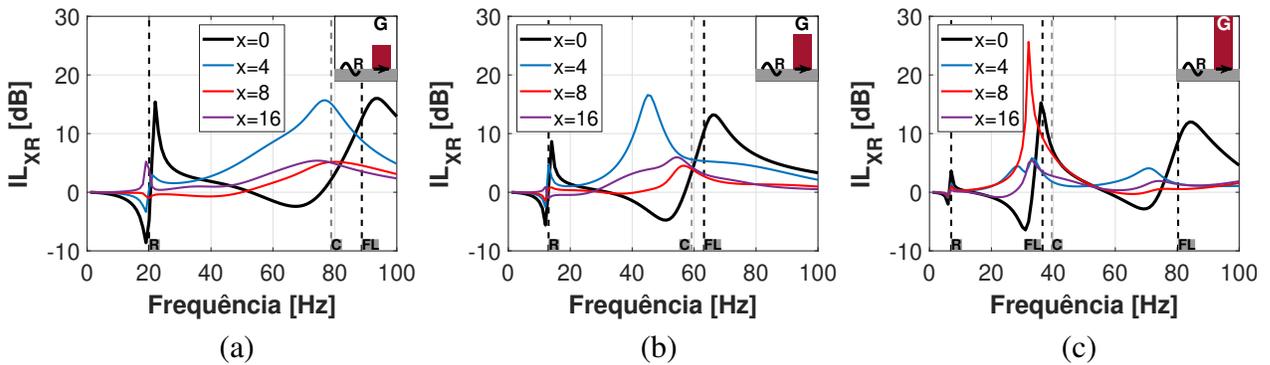


Figura 4.6: IL horizontal do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.

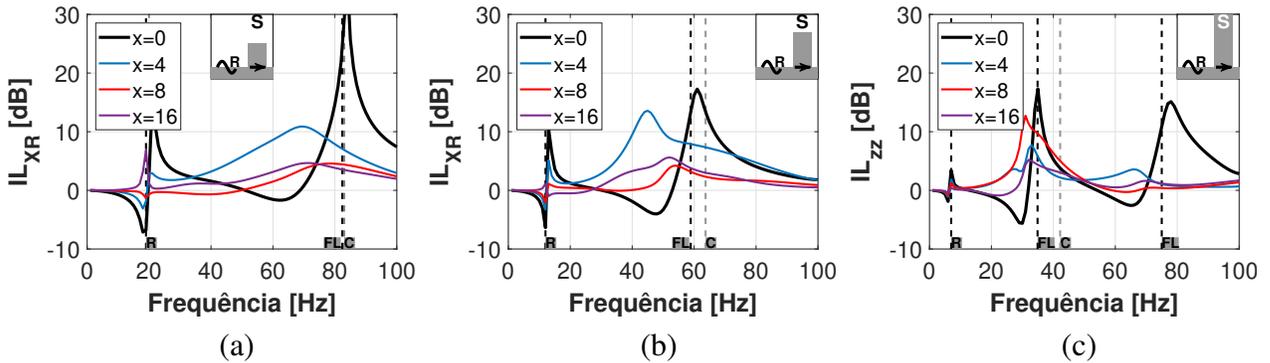


Figura 4.7: IL horizontal do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a propagação de ondas de Rayleigh.

Uma ilustração do *rocking mode* do muro gabião de altura $h_I = 1.5$ m acoplado na superfície do solo é apresentada na Fig. 4.8. Este caso é correspondente ao apresentado na Fig. 4.4a e 4.6a em 20Hz. Este resultado mostra os campos de deslocamentos e a deformação longitudinal ε_{ZZ} no semi-espaço e no muro devido à onda de Rayleigh. Essas quantidades são calculadas, respectivamente, usando as Eqs. 3.15 e 3.33. A primeira equação é avaliada por meio do pós-processamento das forças de superfície q obtidas na Eq. 3.18. Os deslocamentos do solo e do muro são multiplicados por um fator para facilitar a interpretação física dos resultados. Os campos de deformação verticais ε_{ZZ} são mostrados em tons de amarelo e azul correspondendo respectivamente às deformações

positivas e negativas. A animação indica que a atenuação das vibrações em baixas frequências está relacionada com o comportamento ressonante do muro neste modo de vibrar. O mecanismo físico é dado pela transformação de energia cinética das ondas de Rayleigh para as oscilações harmônicas do muro. Por fim, nota-se deformações significativas no muro, indicando que esta estrutura está sobre o efeito de flexão também.

Figura 4.8: *Rocking mode* do muro gabião mais curto em 20Hz.²

Os resultados das Figs. 4.4 e 4.6 detalham como os muros afetam a vibração ao longo da superfície do solo, onde é mais afetado pelas ondas de Rayleigh que possui o maior efeito destrutivo entre as ondas elásticas. A correlação dos máximos locais de IL com os modos de vibrar indica que o comportamento ressonante do muro gera atenuações de vibração no solo, as quais podem envolver transformações de ondas de superfície em ondas de corpo. Estas são ondas P e SV as quais rapidamente são dissipadas. Isso significa que parte da energia é transferida para o solo produzindo efeitos de atenuação de vibração. A Fig. 4.9a mostra uma animação de uma onda de Rayleigh em um solo elástico representativo correspondente ao utilizado nas Figs. 4.4 e 4.6. O espalhamento da onda de Rayleigh pelo muro gabião com $h_I = 1.5m$ é mostrado na Fig. 4.9b. A frequência de excitação é 78.8Hz, que é a primeira frequência natural longitudinal deste muro.

A Fig. 4.9a mostra a propagação da onda de Rayleigh elástica na direção positiva de x . As energias são mais proeminentes em direção à superfície livre, o que é fisicamente consistente para uma onda de Rayleigh incidente caracterizada pela redução exponencial das amplitudes em pontos

²As Figs. 4.8, 4.9, 4.11, 4.17, 4.18 e 4.37 são animações que podem ser vistas na versão PDF deste documento.

profundos do semi-espço. A superfície do solo é igualmente perturbada em todo o seu comprimento. A diferença é essencialmente o ângulo de fase da onda (Fig. 4.11). A distância entre dois picos corresponde ao comprimento de onda de Rayleigh nesta frequência. Após a instalação do

(a) Movimento livre

(b) Espalhamento da onda de Rayleigh

Figura 4.9: Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro gabião $h_I = 1.5m$.

muro, o fenômeno de espalhamento de onda de Rayleigh mostrado na Fig. 4.9b ocorre devido ao choque entre a frente de onda de Rayleigh e o muro ressonante. Notoriamente, os campos de deslocamento e deformação são significativamente modificados, apresentando fortes atenuações dos deslocamentos e deformações atrás do muro, concordando com os resultados de IL correspondentes nas Figs. 4.4a e 4.6a. A presença do muro provoca o aparecimento de ondas P e SV bombeadas pelo muro, propagando de sua base para dentro do solo. Isto produz deformações significativas longe da superfície livre, contrastando com o resultado de deformações devido a propagação da onda de Rayleigh em solo livre. Isso implica que o muro absorve parte da energia da onda de Rayleigh e a reinjeta no solo. Ondas de Rayleigh atenuadas continuam propagando depois do muro. O efeito de superposição das ondas indica que existem locais construtivos e destrutivos devido a diferença de fase entre a componente incidente e a espalhada. Isso é notado principalmente antes do muro, onde a deformação longitudinal e o deslocamento oscilam fortemente entre os valores de amplitude máxima (construtiva) e mínima (destrutiva). Este resultado mostra que a componente de onda espalhada se propaga do muro sem reflexão, o que mostra a conformidade do modelo com a condição de radiação de Sommerfeld (Sommerfeld, 1949). Por fim, uma comparação entre este resultado e a Fig. 4.8 mostra que o muro atenua as vibrações no solo de formas diferentes ao longo da faixa sísmica de frequência, o que é fisicamente consistente devido a diferença no comprimento

de onda de Rayleigh e do comportamento ressonante do muro nas diferentes frequências naturais.

Este trabalho visa uma compreensão abrangente do mecanismo de atenuação de vibrações no solo devido à instalação de muros na superfície do solo. Uma tarefa é compreender qual frequência corresponde à IL máxima local atrás do muro e seu significado físico. Isso garante a atenuação máxima que o muro fornece a uma estrutura alvo. Notou-se que os máximos locais de IL em pontos atrás do muro ocorriam em frequências não significativas até o momento, exceto no *rocking mode* indicando que uma alternativa razoável para o entendimento do mecanismo físico de atenuação de vibrações é estudar quais as frequências naturais do muro acoplado ao solo sujeito à ondas de Rayleigh. A Fig. 4.10 mostra os deslocamentos horizontais no topo e na base dos muros gabião devido à propagação de uma onda de Rayleigh elástica na superfície do solo. As linhas tracejadas verticais correspondem às frequências dos máximos locais de deslocamento horizontal no topo do muro. Estas são as frequências naturais do muro acoplado ao solo, as quais estão detalhadas na Tabela 4.4. Em baixa frequência, o movimento corresponde ao *rocking mode*, o qual é caracterizado por grandes deslocamentos na base e no topo do muro. Os outros modos de vibrar estão correlacionados à flexão. Este resultado auxilia na interpretação dos resultados de IL para pontos atrás do muro, onde não há correlação entre os máximos locais de IL com os modos de vibrar do muro isolado.

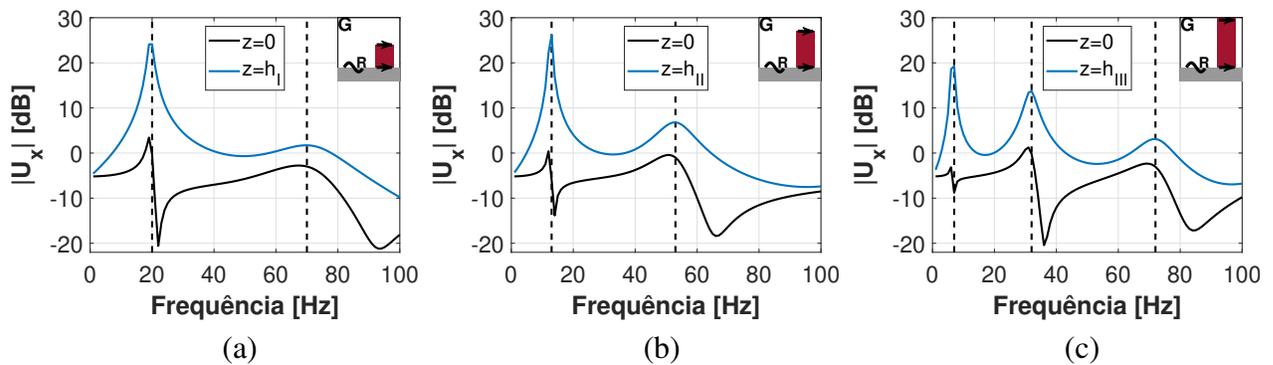


Figura 4.10: Movimento horizontal no topo e na base do muro gabião com $h_I = 1.5m$, $h_{II} = 2m$, e $h_{III} = 3m$ devido a ondas de Rayleigh incidindo em sua base.

Tabela 4.4: Frequências correspondentes ao movimento horizontal máximo no topo dos muros.

Muro	Tipo	Frequência [Hz]
G	I	20, 70
	II	13, 53
	III	7, 32, 72

4.2.2 Vibração na superfície do solo atrás e longe do muro

O efeito sobre os deslocamentos na superfície do solo devido à presença do muro é ilustrado pela Fig. 4.11, na qual mostra uma animação da parte real da componente vertical da onda de Rayleigh incidente e a parcela espalhada pelo muro gabião com $h_{III} = 3m$. A componente resultante da superposição entre essas duas parcelas também é mostrada. Este caso é correspondente à Fig. 4.4c. Esses resultados são apresentados em 33Hz e 39.5Hz que corresponde aproximadamente ao máximo local da IL atrás do muro e no ponto de inserção, respectivamente, na Fig. 4.4c. Quando a onda de Rayleigh atinge o muro ($x/L = -0.5$) gera ondas de superfície que se propagam na direção x negativa, enquanto parte da energia continua propagando na direção positiva de x . Estas ondas estão fora de fase com a componente incidente da onda de Rayleigh. Isso produz o elegante fenômeno de atenuação de vibração no solo pelo muro. Observe que na interface muro-solo, compreendendo a porção do solo entre $x/L = -0.5$ e $x/L = 0.5$, uma ampla diferença de movimento entre a Fig. 4.11a e 4.11b é notado. Esta desigualdade é razoável com a diferença significativa entre os valores de IL em $x = 0$ para ondas com frequência 33Hz e 39.5Hz, conforme mostrado na Fig. 4.4c. Esse resultado indica que nos pontos atrás e distantes do muro, a amplitude final dos deslo-

(a) 33Hz

(b) 39.5Hz

Figura 4.11: Parte real da componente vertical das ondas incidentes, dispersas e resultantes na superfície do solo devido à presença do muro gabião de altura $h_{III} = 3m$.

camentos verticais tende a valores constantes devido a dissipação das ondas P e SV. A IL também deve seguir este padrão, uma vez que a componente incidente é constante na superfície do solo elástico.

A Fig. 4.9b mostrou que ondas P e SV são geradas devido o choque entre a frente de onda de Rayleigh e o muro. Contudo, a energia proveniente dessas ondas dissipa rapidamente. Isto foi detalhado na Fig. 4.11, indicando que em pontos atrás e longe do muro, os deslocamentos finais têm valor constante. A vibração vertical para pontos atrás e longe do muro ($x \gg 0$) é mostrada na Fig. 4.12. As linhas tracejadas verticais correspondem as frequências naturais obtidas na Fig. 4.10. Observe que aos máximos locais de IL atrás e longe do muro estão correlacionados com essas frequências naturais, indicando que os modos de vibrar horizontais governam o fenômeno de atenuação de vibração no solo devido à presença do muro. Isso é fisicamente consistente com a presença de pequenos picos na IL em baixas frequências que não possui relação com modos de vibrar longitudinais. As ILs são as mesmas para os locais analisados, indicando que a partir do ponto $x = 15$ existem apenas ondas de Rayleigh atenuadas, enquanto próximo ao muro ocorrem efeitos como atenuações mais fortes devido à proximidade do muro e a presença de ondas P e SV. Além disso, este modelo provou ser capaz de identificar a frequência em que a atenuação da vibração vertical atrás do muro é máxima. Isso permite a escolha de muros que podem ser adaptados às diferentes situações reais que envolvem uma abundância de excitações artificiais com diferentes frequências de excitação.

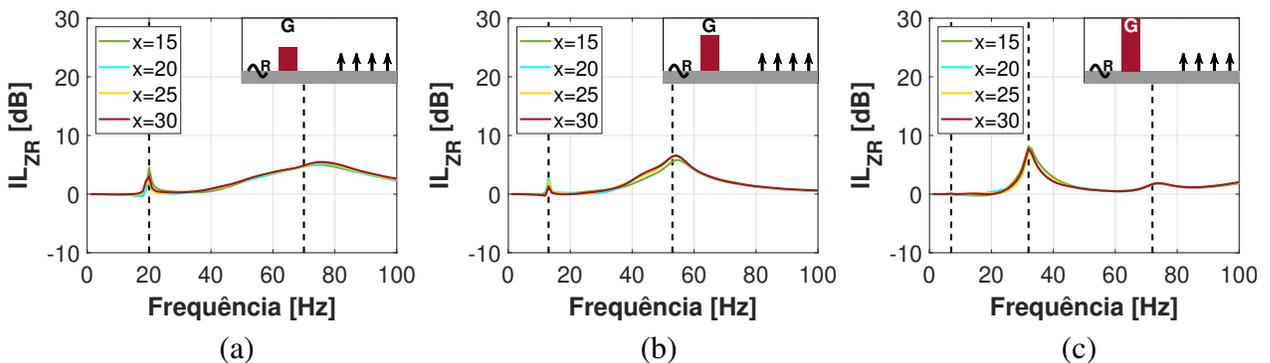


Figura 4.12: IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.

O caso correspondente de vibração horizontal para pontos atrás e longe do muro é mostrado na Fig. 4.13. Uma comparação entre este resultado e sua contraparte de vibração vertical (Fig. 4.12) mostra que o desempenho do muro na atenuação de vibração no solo resultante das ondas de Rayleigh é semelhante nas duas direções em pontos distantes do muro. As Figs. 4.4 e 4.6 mostram que próximo ao muro ($x \leq 16$), a estrutura na superfície do semi-espço atenua diferentes quantidades de energia em ambas as direções, porém é direto observar que essa diferença se deve à presença de ondas P e SV espalhadas pelo muro. Então, resultados de IL longe do muro, em que as ondas de

corpo já dissiparam, concluem que o muro afeta a onda de Rayleigh da mesma forma em ambas as direções, o que é fisicamente consistente.

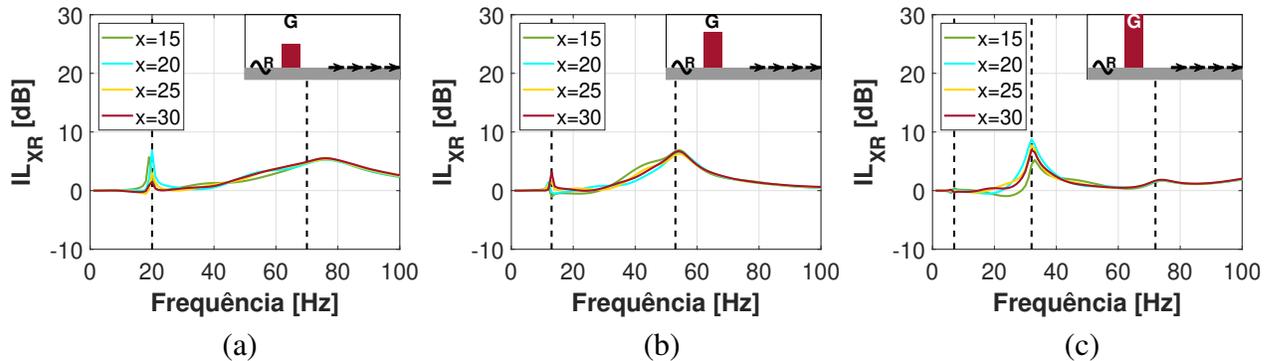


Figura 4.13: IL horizontal muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.

Os resultados desta seção mostraram que a atenuação de vibração no solo pelo muro está relacionada aos seus modos de vibrar. Isso não deve ser estendido para muros cujos modos de vibrar estão fora do *range* de frequência analisado. A próxima subseção apresenta a mitigação de vibração por um muro de concreto que é muito mais rígido do que o solo e o muro gabião.

4.2.3 Muro com alta rigidez

Anteriormente, vimos que os modos de vibrar do muro são parâmetros significativos no seu desempenho como atenuador de vibração no solo dentro do espectro de frequência sísmica. No entanto, essas estruturas podem ter características físicas que implicam em alguns modos de vibrar fora da faixa de frequência. Os muros de concreto, que são muito mais rígidos do que os muros G e S, exemplificam este caso. Esta análise inclui três alturas para este muro, que são $h_I = 1.5$ m, $h_{II} = 2$ m e $h_{III} = 3$ m. Apenas a primeira frequência natural de flexão do muro mais alto, 60.1 Hz, e os *rocking modes* estão dentro da faixa de frequência de interesse.

O movimento horizontal no topo e na base do muro é mostrado na Fig. 4.14. As linhas tracejadas verticais correspondem aos máximos deslocamentos no topo do muro. Nota-se que os grandes deslocamentos no topo são atrelados à menores movimentos na base do muro. Isto configura uma oscilação harmônica, portanto a frequência relacionada aos deslocamentos máximos no topo cor-

responde à frequência de ressonância do *rocking mode*. Essas são, respectivamente, $f_I = 24\text{Hz}$, $f_{II} = 16\text{Hz}$ e $f_{III} = 10\text{Hz}$.

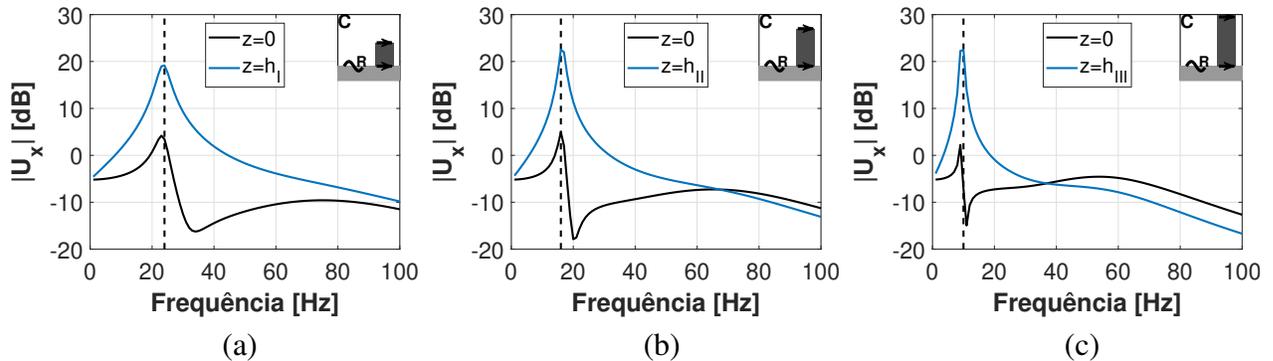


Figura 4.14: Movimento horizontal no topo e na base do muro de concreto com $h_I = 1.5\text{m}$, $h_{II} = 2\text{m}$ e $h_{III} = 3\text{m}$ devido a ondas de Rayleigh incidindo em sua base.

A Fig. 4.15 mostra a atenuação da vibração horizontal pelo muro de concreto devido às ondas de Rayleigh. As linhas tracejadas verticais indicam a frequência natural do *rocking mode* obtidas na Fig. 4.14. Observa-se máximos locais de IL em baixas frequências no ponto de inserção, enquanto este pico não é visto na sua contraparte de vibração vertical mostrada na Fig. 4.16. Isso indica que devido ao grande comprimento de onda de Rayleigh em baixas frequências e à alta rigidez do muro, este se comporta aproximadamente como um muro rígido, no qual o *rocking mode* afeta fortemente o movimento horizontal do muro. Observe que os picos das ILs em baixas frequências são correlacionados com o *rocking mode* em pontos atrás do muro. Além disso, essas frequências correspondem aos mínimos valores de IL horizontal no ponto de inserção. Esses resultados considerando o muro de concreto, cujos modos de vibrar estão fora da faixa de frequência analisada, indicam que o mecanismo de atenuação de vibração, neste caso, está relacionado ao *rocking mode* do muro. Em altas frequências, os deslocamentos são atenuados pelo muro devido à sua largura, massa e rigidez, similar ao discutido na subseção 4.1.1.

A Fig. 4.17 mostra o *rocking mode* do muro de concreto com $h_I = 1.5\text{m}$. O mapa de cores indica a componente de deformação longitudinal ε_{ZZ} . Este resultado corresponde as Figs. 4.15a e 4.16a em 24Hz. Um movimento de balanço é notado, ilustrando o movimento de corpo rígido do muro. Uma comparação destes resultados com o caso correspondente de um muro gabião em baixa frequência (Fig. 4.8) mostra que o muro de concreto é muito mais rígido do que o muro gabião devido as deformações desprezíveis notadas aqui. Isto é fisicamente consistente com o comportamento da estrutura C se aproximar de um muro de seção transversal rígida devido sua alta

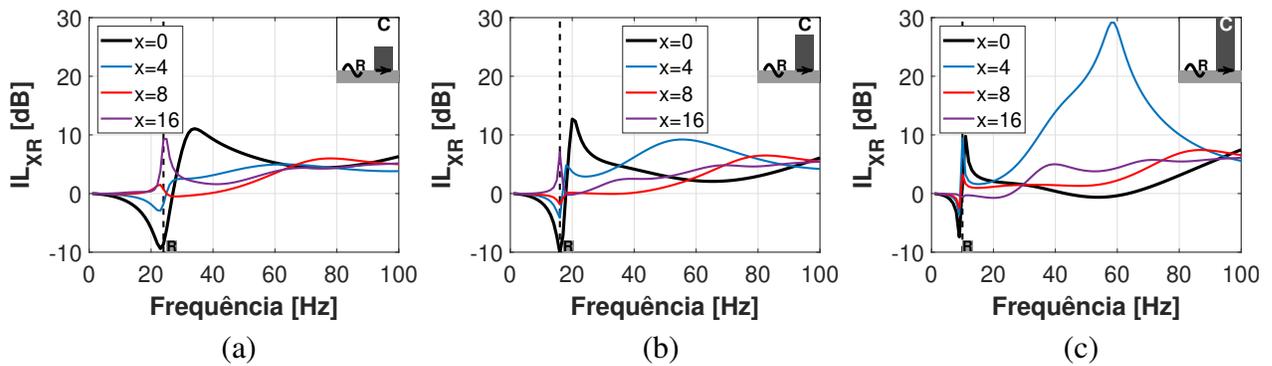


Figura 4.15: IL horizontal muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.

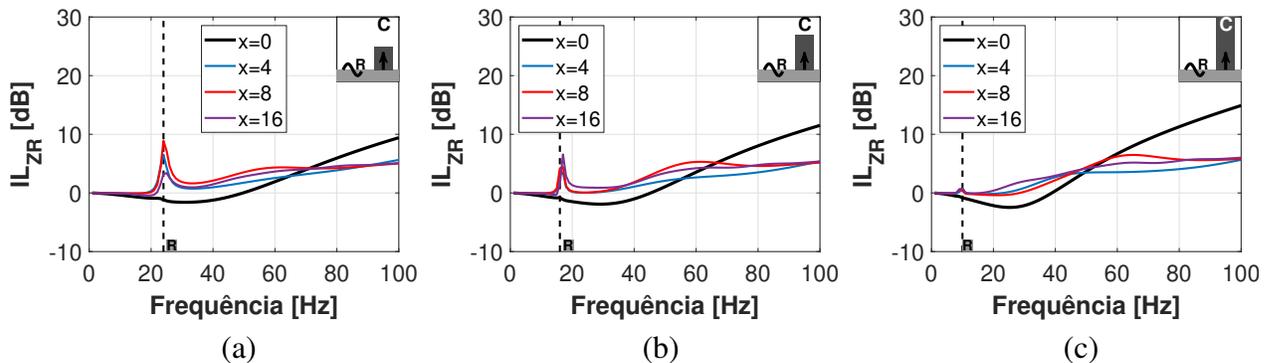


Figura 4.16: IL vertical muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida atrás e longe do muro na superfície do solo devido à onda de Rayleigh.

rigidez.

A atenuação de vibração no solo em alta frequência pelo muro de concreto com $h_I = 1.5$ m é apresentada na Fig. 4.18. A frequência escolhida é 90 Hz, a qual não tem significado físico para este caso do muro de concreto. As deformações ε_{ZZ} resultantes da onda de Rayleigh propagando no solo representativo das Figs. 4.15a e 4.16a é ilustrado na Fig. 4.18a. Após a instalação do muro (Fig. 4.18b), as ondas de superfície são transformadas em ondas de corpo, principalmente do tipo SV com um ângulo de incidência com a superfície do semi-espaço. Note que o espalhamento de ondas de Rayleigh é similar ao caso de um muro gabião apresentado na Fig. 4.9b, contudo o muro de concreto não apresenta efeitos ressonantes nesta frequência. Os tons de verde claro no muro de concreto indicam que as deformações são desprezíveis, portanto o comportamento do muro de concreto é aproximadamente uma estrutura perfeitamente rígida.

Figura 4.17: Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro de concreto com $h_I = 1.5m$.

(a) Movimento livre

(b) Espalhamento da onda de Rayleigh

Figura 4.18: Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro de concreto com $h_I = 1.5m$.

O resultado da Fig. 4.18b mostra que o mecanismo de atenuação de vibração no solo em altas frequências devido a presença de muros com alta rigidez é dado pelo espalhamento da energia, proveniente da onda de Rayleigh, para dentro do solo. A combinação da largura, massa e rigidez do muro de concreto gera esse efeito de atenuação. Além disso, isto ocorre apenas em altas frequências devido a proximidade entre largura do muro e comprimento de onda de Rayleigh.

4.3 Muros sob efeitos de ondas de superfície e de corpo

Nesta seção considera-se muros instalados na superfície do solo em $x/L = 0$ sob efeito de ondas de superfície e de corpo geradas por cargas harmônicas horizontais e verticais aplicadas na superfície de uma base rígida localizada em $x/L = -4$. O solo viscoelástico ($\eta_s = 2.5\%$) descrito na Tabela 4.2 é incorporado nesta análise. Os resultados são gerados por meio do modelo FFL descrito no capítulo 3.

As Figs. 4.19 e 4.20 mostram a atenuação da vibração vertical gerada por cargas verticais na superfície do solo devido à presença do muro. Uma comparação destes resultados com sua contraparte de onda de Rayleigh incidindo sobre estes muros (Figs. 4.4 e 4.5) indicam que a instalação de muros sobre o efeito de ondas de superfície e de corpo pode causar efeitos negativos em aplicações práticas. Isto ocorre devido ao aparecimento de valores negativos de IL no espectro de frequência, o que não é notado no caso de muros sob o efeito de ondas de Rayleigh apenas.

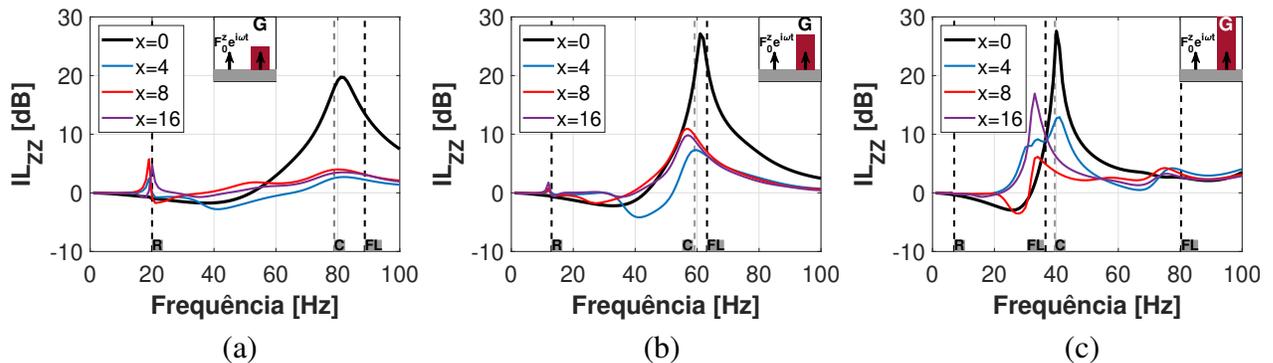


Figura 4.19: IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$.

O desempenho do muro na atenuação das vibrações verticais provenientes de carga horizontal é mostrado nas Figs. 4.21 e 4.22. Esses resultados confirmam que o valor máximo da IL vertical no ponto de inserção está relacionado à transformação da energia cinética das ondas na superfície do solo geradas pelas cargas harmônicas para o movimento longitudinal do muro. Contudo, não existe correlação entre os modos de vibrar e os máximos locais de atenuação para pontos diferentes do local de inserção. A complexidade das ILs em pontos atrás do muro indica que as ondas de superfície e de corpo incidentes atenuadas que continuam propagando depois do muro têm seus efeitos superpostos com as ondas geradas pelo espalhamento de onda pelo muro. Em geral, os

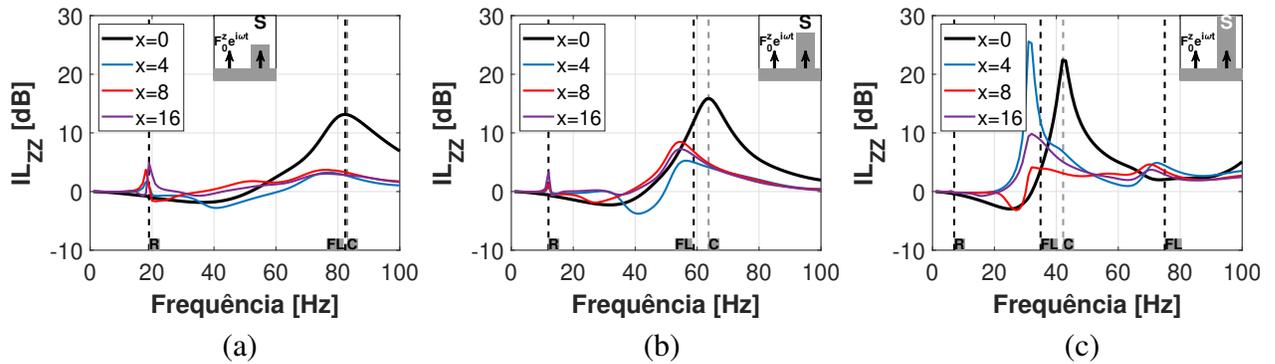


Figura 4.20: IL vertical do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$.

resultados das Figs. 4.19 a 4.22 mostram que os máximos locais de IL vertical estão correlacionados com os modos de compressão, o que também foi notado nos resultados obtidos com ondas de Rayleigh.

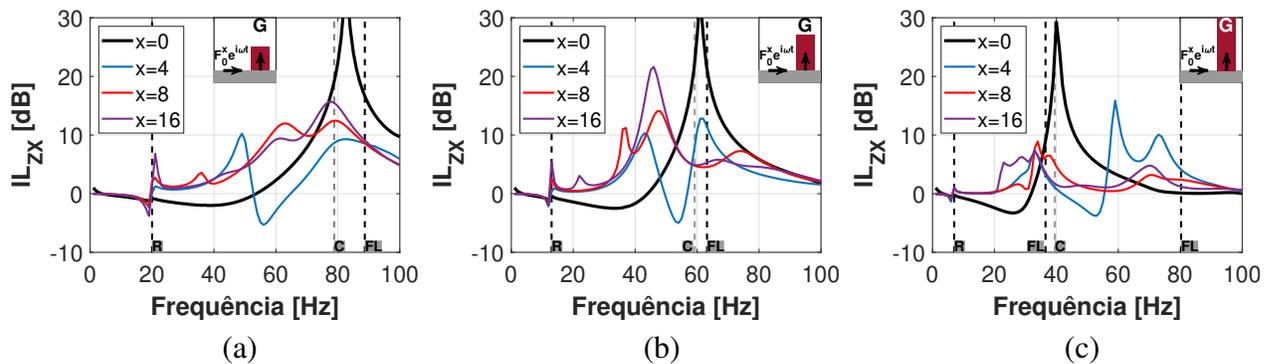


Figura 4.21: IL vertical do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$.

As Figs. 4.23 e 4.24 mostram a atenuação da vibração horizontal resultante das cargas horizontais na superfície do solo devido à presença do muro. Os resultados no ponto de inserção são similares ao caso com ondas de Rayleigh, nos quais os máximos locais de IL coincidem com o modo de flexão, exceto em baixas frequências onde os *rocking modes* afetam a vibração horizontal na superfície do solo. Novamente, nota-se altos valores negativos nas ILs atrás do muro, indicando fortes ampliações dos deslocamentos horizontais em algumas faixas de frequências após a instalação do muro.

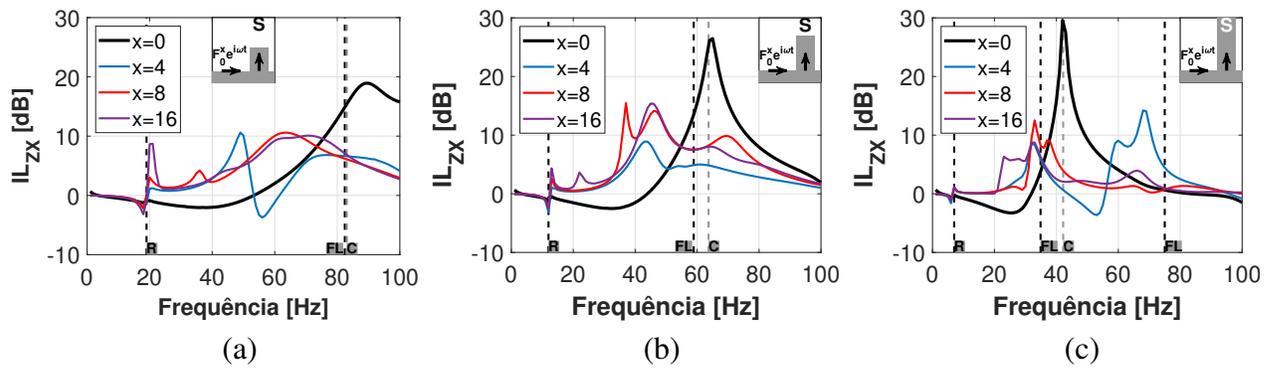


Figura 4.22: IL vertical do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$.

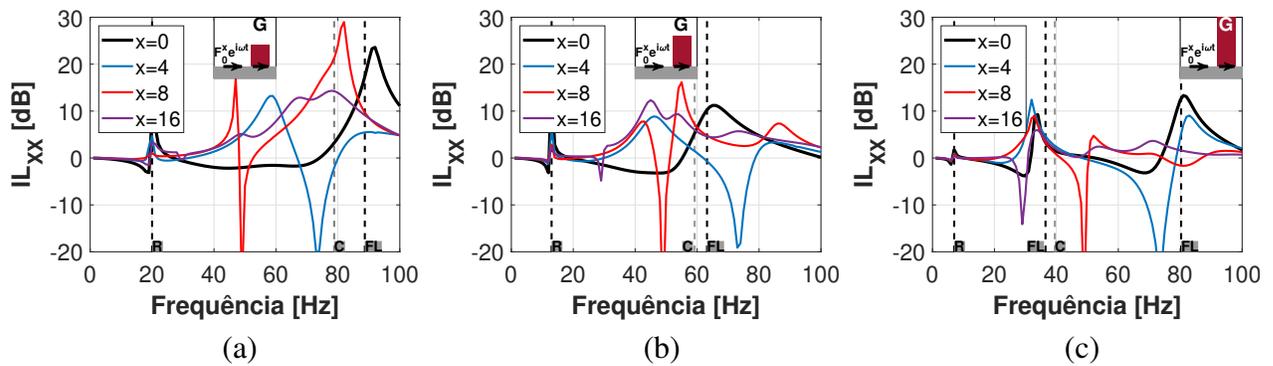


Figura 4.23: IL horizontal do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$.

A mesma ideia é observada nas Figs. 4.25 e 4.26 que mostram a atenuação da vibração horizontal devido a cargas verticais. Este é o caso recíproco de deslocamentos verticais devido a cargas horizontais mostrado nas Figs. 4.21 e 4.22. Aqui, a IL em $x = 4$ apresenta um comportamento semelhante ao de IL_{zx} . Isso não é visto em pontos distantes do muro, indicando que as ondas P e SV, que rapidamente têm suas energias dissipadas, são essenciais para representar o fenômeno recíproco. Longe do muro existem apenas ondas de Rayleigh mitigadas que podem ser diferentes para cada caso.

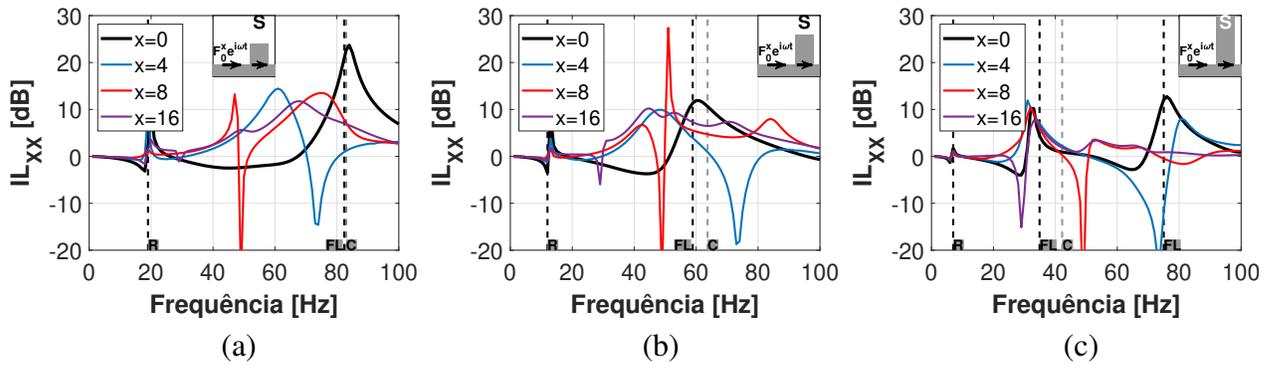


Figura 4.24: IL horizontal do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$.

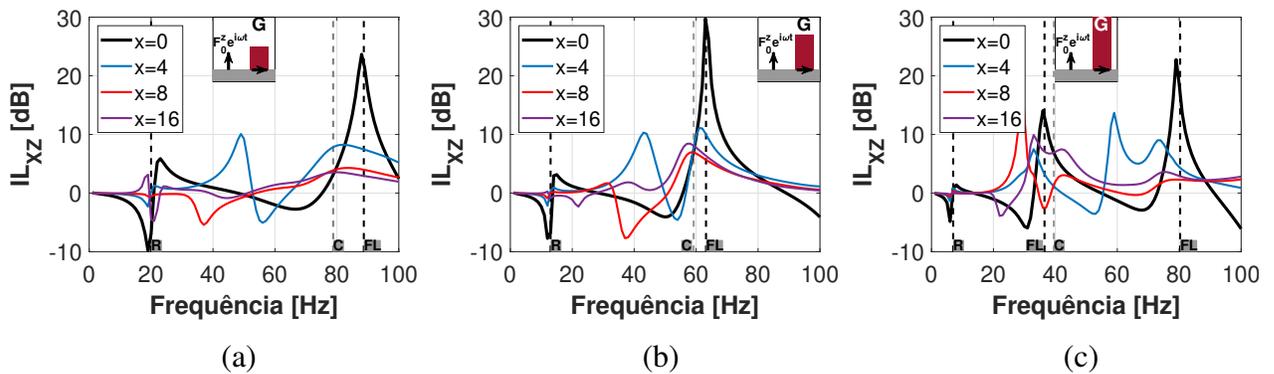


Figura 4.25: IL horizontal do muro G com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$.

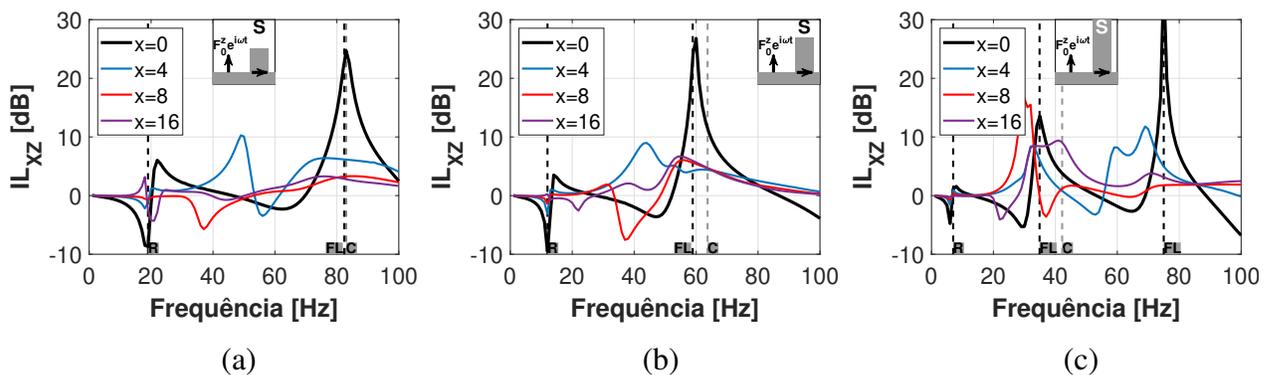


Figura 4.26: IL horizontal do muro S com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$.

Uma comparação entre os resultados desta seção com os apresentados na seção 4.2.1 referentes aos muros G e S aponta que a presença de ondas de corpo geradas pelas cargas harmônicas provocou efeitos negativos nas ILs, o que implica que é mais interessante instalar o muro longe da fonte ($d/L \gg 4$), onde apenas ondas de Rayleigh atenuadas atingem o muro, portanto apenas atenuações seriam notadas em todo o espectro de frequência.

4.3.1 Muros de concreto sob FFL

As Figs. 4.27 a 4.30 mostram a atenuação de vibração do muro de concreto em ambas as direções devido a cargas horizontais e verticais. Semelhante ao caso com ondas de Rayleigh apenas, aqui os *rocking modes* afetam somente as ILs horizontais (Figs. 4.29 e 4.30) no ponto de inserção, enquanto em pontos atrás do muro, pequenos picos na IL são notados. Contrário a todos os resultados, a IL apresentada na Fig. 4.28a não indica efeitos do *rocking mode* atrás do muro. Fortes atenuações em $x = 16$ são notadas no modo de flexão do muro C_{III} nas Figs. 4.28 e 4.29, contudo não há correlação entre os máximos locais de IL no ponto de inserção e o modo de flexão. Valores significativos de IL são vistos atrás do muro, indicando que este tipo de estrutura impede uma parte da propagação das ondas em frequências mais altas cujo comprimento de onda é próximo da largura do muro. Em contraste com os resultados de ondas de Rayleigh colidindo com o muro C, as ILs das Figs. 4.30 apresentam ampliações dos deslocamentos em altas frequências no ponto de inserção.

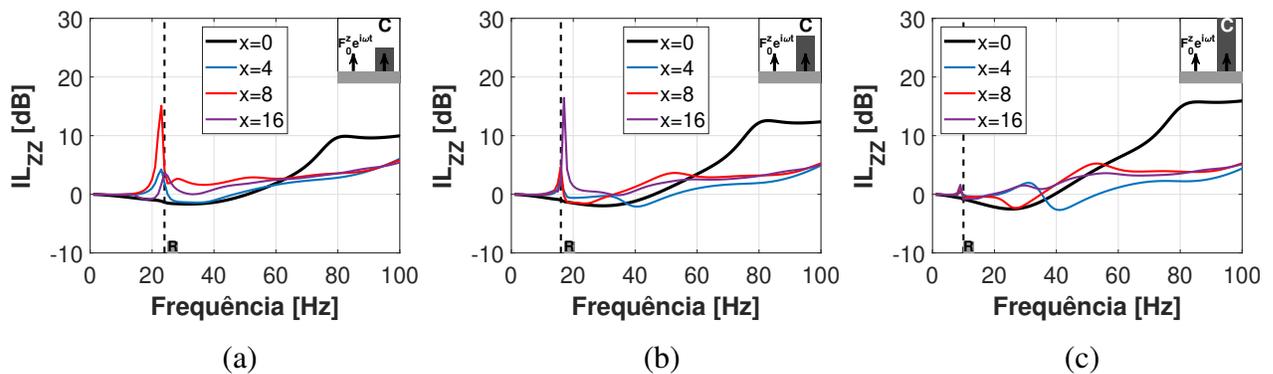


Figura 4.27: IL vertical do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$.

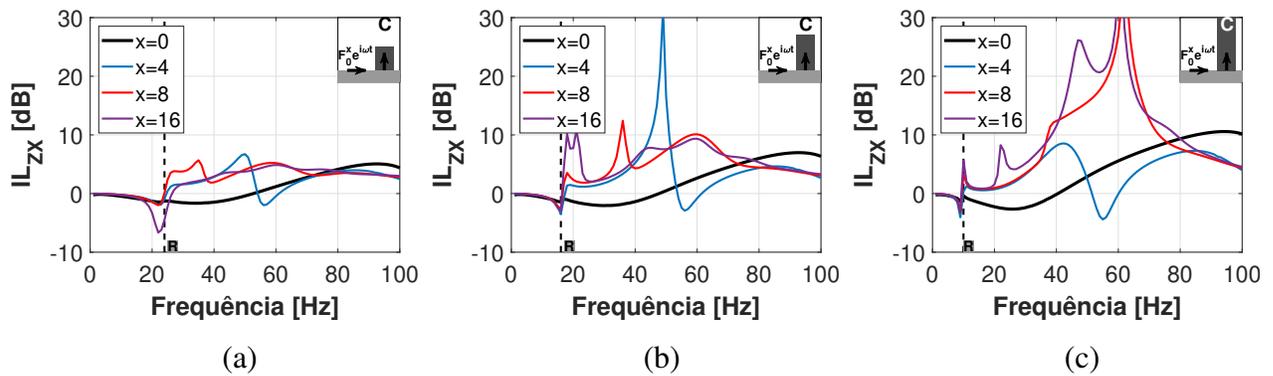


Figura 4.28: IL vertical do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$.

Os resultados desta seção apresentam *features* significativamente diferentes das observadas nas Figs. 4.15 e 4.16. Estas características incluem efeitos negativos após a instalação do muro na superfície do solo, portanto, nota-se que neste caso do muro de concreto é mais eficaz instalar o muro distante da fonte, como descrito para os muros G e S.

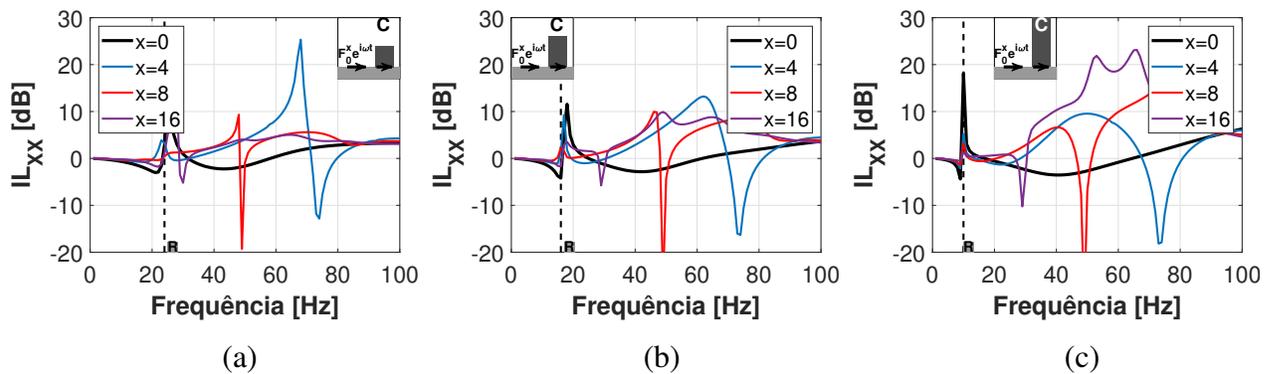


Figura 4.29: IL horizontal do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga horizontal em $x/L = -4$.

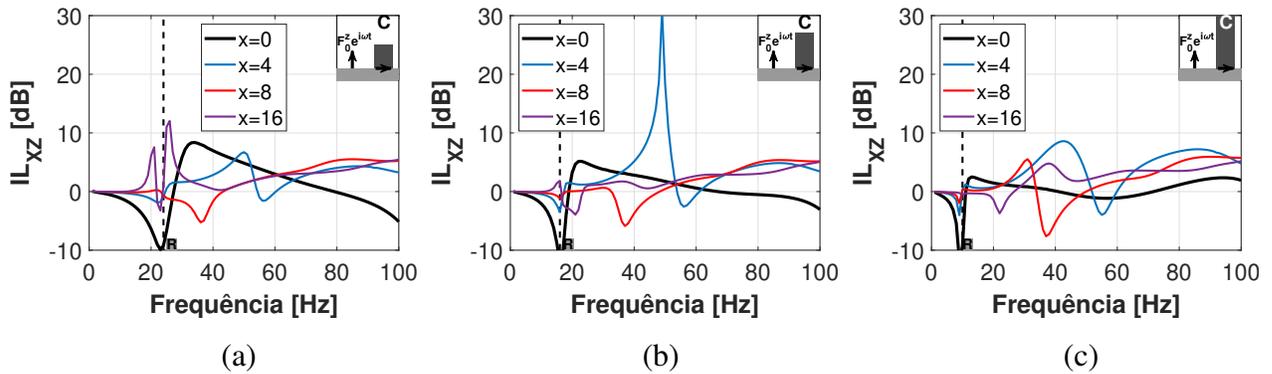


Figura 4.30: IL horizontal do muro C com (a) $h_I = 1.5$ m, (b) $h_{II} = 2$ m, e (c) $h_{III} = 3$ m medida na superfície do solo devido a uma carga vertical em $x/L = -4$.

4.4 Relação entre o comprimento de onda de Rayleigh e a largura do muro

A largura do muro pode afetar significativamente o seu desempenho como mitigador de vibração no solo devido à relação entre o comprimento de onda de Rayleigh e o comprimento do contato muro-solo. Observe que até agora apenas muros estreitos ($L = 1$ m) foram considerados nos quais este tipo de muro tem uma largura menor que o comprimento de onda de Rayleigh na faixa de frequência analisada. As Figs. 4.31 a 4.34 mostram o desempenho do muro mediante ILs verticais variando com a frequência e a razão entre a largura do muro gabião com $h_{II} = 2$ m e o comprimento de onda de Rayleigh ($L' = L/\lambda_R$). Este muro corresponde a G_{II} na Tabela 4.3. A eficiência de atenuação de vibração do muro na interface muro-solo e em pontos atrás do muro são medidos em $x' = x/L$ garantindo que os pontos de análise, x , estejam proporcionalmente à mesma distância do muro dos casos apresentados nas seções anteriores. Muros típicos de aplicações práticas são destacados nas linhas contínuas pretas, os quais são identificados pelas marcas 1, 2 e 3 que correspondem aos muros com larguras $L = 1$ m, 2 m, 3 m, respectivamente.

A Fig. 4.31 mostra a IL vertical variando com a largura do muro e a razão do comprimento de onda de Rayleigh na interface o muro-solo devido a uma onda de Rayleigh. O caso $L' = 0.01$ indica que o muro tende a um ressonador unidimensional. Nota-se uma correlação entre o valor máximo de IL e o modo de vibrar longitudinal do muro, bem como uma grande amplificação dos deslocamentos verticais imediatamente antes do modo de vibrar. Isto é fisicamente consistente no caso de um ressonador unidimensional (Fig. 4.3). O pico da IL, em tons amarelos escuros, permanece próximo ao modo de compressão do muro até $L' = 0.87$. O valor máximo da IL tende

a se espalhar a partir deste caso, mostrando atenuações de deslocamento em grandes larguras de frequências. Isso implica que o modo de vibrar longitudinal não governa o fenômeno de atenuação de vibração no solo a partir de $L' = 0.87$.

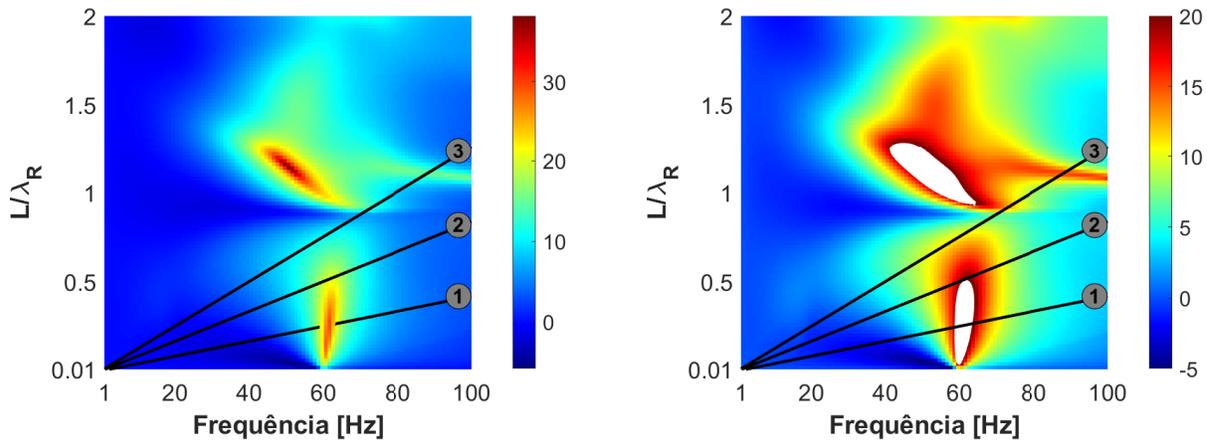


Figura 4.31: Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 0$ devido à onda de Rayleigh.

Os casos correspondentes de atenuação de vibração vertical em pontos após o muro são mostrados nas Figs. 4.32 a 4.34. O valor máximo da IL coincide com o modo de vibrar longitudinal para $L' = 0.01$ concordando com a Fig. 4.3. Além disso, o muro não afeta os deslocamentos verticais em frequências diferentes do modo longitudinal, fato este que não pode ser estabelecido para $L' > 0.01$. Nestes casos, tons de verde em baixas frequências são notados, os quais se referem ao efeito do *rocking mode* do muro (veja seção 4.2.1). Tons de verde em direção à frequência natural longitudinal também são observados. Os modos de vibrar da estrutura são modificados aumentando L' , portanto os tons de verde são vistos em diferentes frequências a partir de $L' = 0.25$. Antes do limite $L' = 0.87$, os máximos locais de IL próximos ao modo de vibrar longitudinal apresentam comportamentos diferentes em cada ponto de análise, devido à presença de ondas P e SV em pontos próximos ao muro. Observa-se que o pico mostra um comportamento monotônico em todos os casos a partir de $L' = 0.87$. Isso mostra que a largura do muro passa a controlar o fenômeno, mitigando os deslocamentos em uma ampla faixa de frequência.

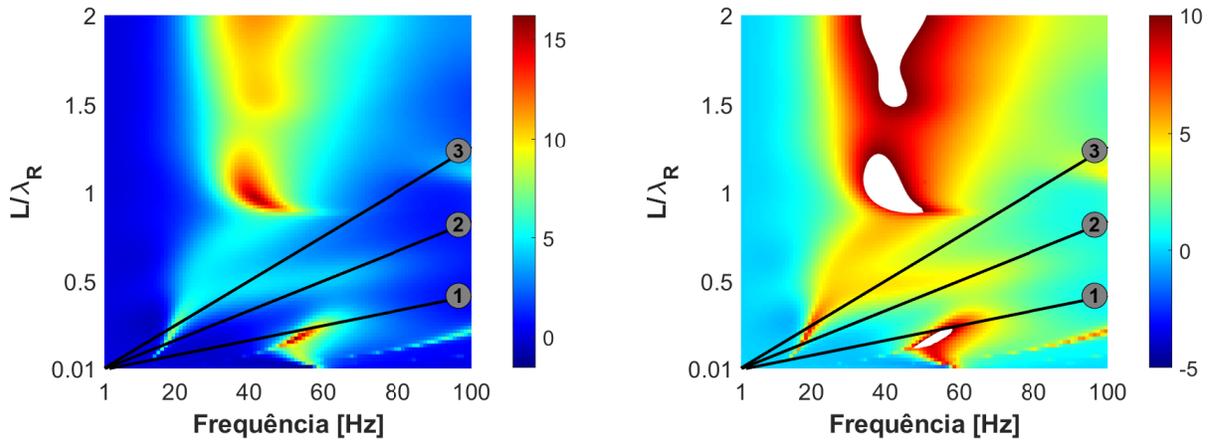


Figura 4.32: Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 4$ devido à onda de Rayleigh.

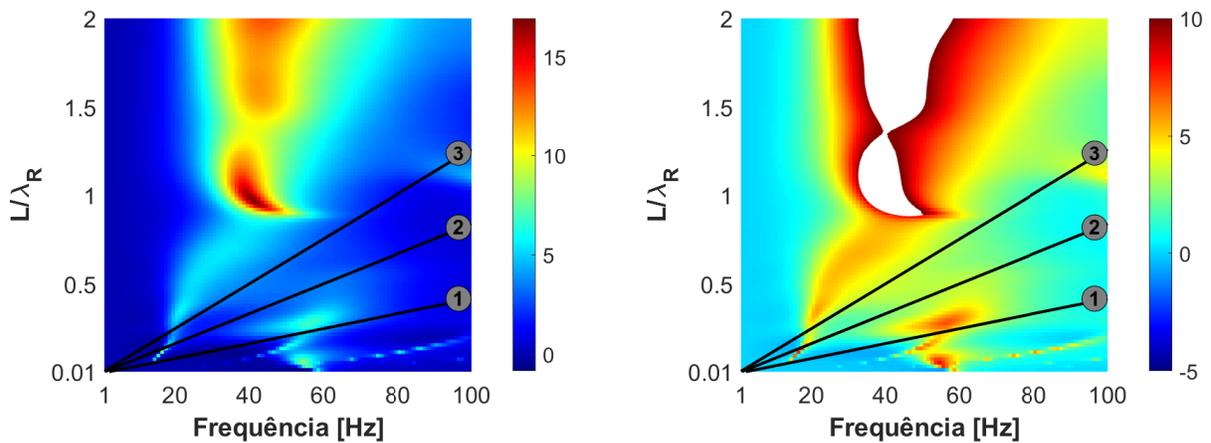


Figura 4.33: Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 8$ devido à onda de Rayleigh.

Esses resultados mostram que as correlações entre máximos locais de atenuação e modos de vibrar do muro se mantêm somente quando o muro é estreito, comparado com o comprimento de onda. Muros próximos ou mais largos do que o comprimento de onda de Rayleigh ($L = 0.87\lambda_R$) mostraram-se eficazes em mitigar a vibração no solo que propaga atrás do muro em uma ampla faixa de frequência. Além disso, notou-se que muros mais largos não necessariamente fornecem maiores atenuações das vibrações.

Por fim, os resultados desta seção têm caráter teórico, a fim de estudar a natureza do fenômeno

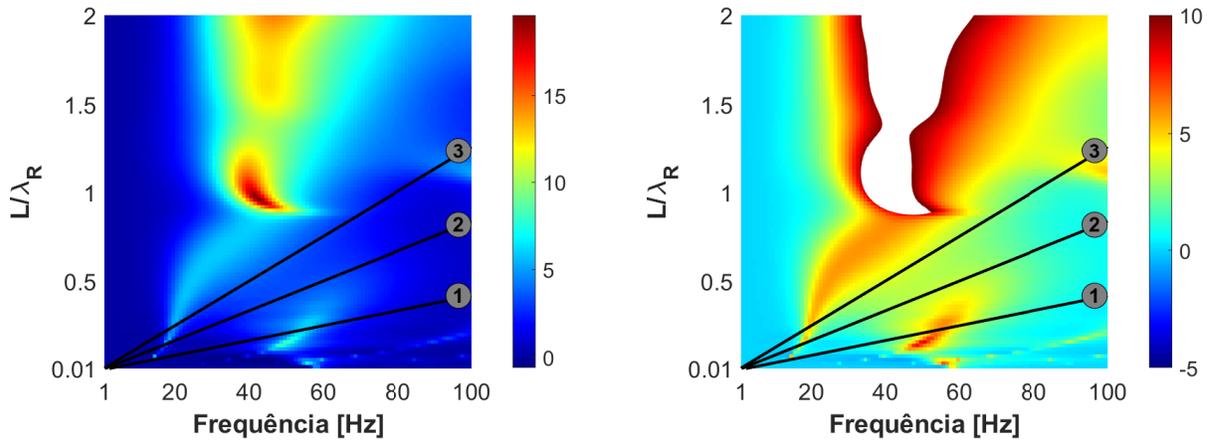


Figura 4.34: Influência da razão de largura do muro e de comprimento de onda de Rayleigh na IL vertical de um muro gabião com $h_{II} = 2$ m medida em $x/L = 16$ devido à onda de Rayleigh.

de atenuação de vibração por muros na superfície do solo. Em geral, ondas de Rayleigh apresentam longos comprimentos, o que indica que casos com muros excessivamente largos ($L' > 1$) não retrata casos práticos. Em problemas de engenharia, em que $L' \ll 1$, o fenômeno mais relevante é a correlação entre modos de vibrar do muro e sua performance de atenuação de vibração.

4.5 Efeitos de atenuação em estruturas-alvo

Pôde-se concluir por meio das seção anteriores que o muro possui a capacidade de atenuar as vibrações na superfície do solo. Contudo, a interação entre a estrutura-alvo e o solo em pontos de contatos diferentes pode gerar efeitos de amplificações das vibrações ao longo dos seus pontos internos. Essa seção visa analisar as vibrações ao longo de uma estrutura-alvo, cujos critérios de projetos em aplicações práticas podem estar relacionados, por exemplo, com a frequência natural da estrutura ou a vibração em algum ponto específico. A Fig. 4.35 mostra o esquema do modelo analisado nesta seção. Note que este caso é uma expansão do modelo de ondas sísmicas apresentado na seção 3.4. Incorpora-se uma nova estrutura bidimensional em estado plano de deformação acoplada à superfície do solo, uma estrutura-alvo de dimensões L_T e h_T , a qual está a uma distância d_T do muro de altura h e largura L sujeito à uma onda de Rayleigh incidente. Escolheu-se uma estrutura-alvo com as propriedades físicas do material G (Tabela 4.2) discretizada com uma malha de 10.000 elementos finitos quadrilaterais, possuindo 100 elementos em cada linha da malha.

Em todas as análises desta seção, consideramos o muro gabião de altura $h = 2$ m e largura $L = 1$ m como atenuador de vibrações no solo. Os resultados das Figs. 4.12 e 4.13 mostram que a partir de $x = 15$ m sobram apenas ondas de Rayleigh, de forma que a IL é máxima em $f = 53$ Hz. Por isso, considera-se $d_T = 15L$, onde os efeitos de atenuação pelo muro são máximos.

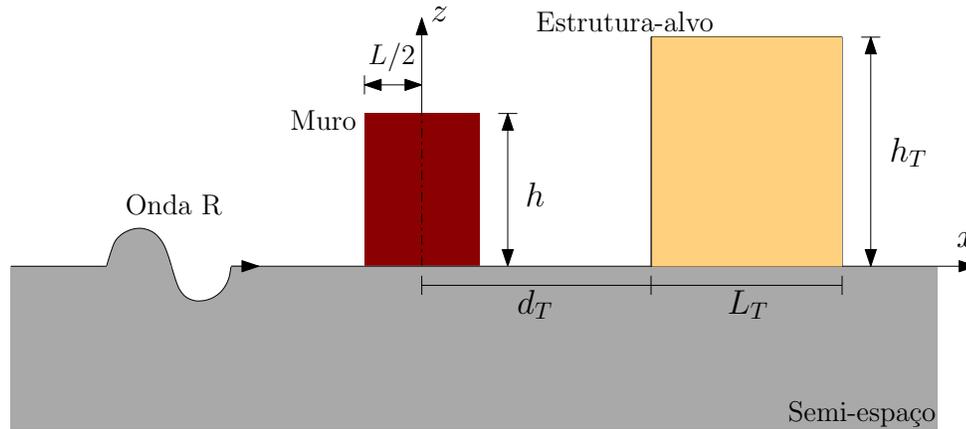


Figura 4.35: Estrutura-alvo protegida por meio de um muro atenuador de vibrações.

A Fig. 4.36 mostra a IL da densidade de energia de deformação, IL_U , na estrutura-alvo com $L_T = 10L$ e, respectivamente, $h_T = 3L, 10L, 20L$ (a,b,c). Essa *insertion loss* corresponde à relação entre a densidade de energia de deformação na estrutura-alvo sem a presença do muro e depois da inclusão do muro. A densidade de energia de deformação na estrutura-alvo bidimensional é dada por:

$$\frac{dU}{dV} = \frac{1}{2E} [(\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{zz}^2 - 2\nu(\sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{xx}\sigma_{zz} + \sigma_{yy}\sigma_{zz}))] + \frac{1}{2G} (\sigma_{xz}^2), \quad (4.1)$$

onde as tensões σ_{ij} são calculadas por meio das relações constitutivas usando as respectivas propriedades do material. É considerado uma estrutura-alvo com material G.

Note que a IL_U é majoritariamente positiva ao longo das estruturas-alvo, contudo alguma áreas são afetadas negativamente devido a presença do muro, sendo representada pelas cores azuis na Fig. 4.36. Quantitativamente, a porcentagem da área em que $IL_U > 0$ está descrita na Tabela 4.5. Os valores indicam que a presença do muro gerou reduções significativas da densidade de energia de deformação em grande área da estrutura-alvo. A Tabela 4.5 apresenta os valores máximos e mínimos de IL_U . A inclusão do muro gerou grande mudanças na resposta da estrutura-alvo, gerando valores expressivos de IL_{min} e IL_{max} . Note que a estrutura-alvo mais longa sofreu maiores efeitos de atenuação de vibração. Esta deveria sofrer maiores efeitos de flexão que foram mitigados devido a presença do muro. Observa-se que o topo das estruturas são as áreas mais afetadas positivamente, com altos valores de IL, indicando que o movimento no topo da estrutura foi reduzido

significativamente.

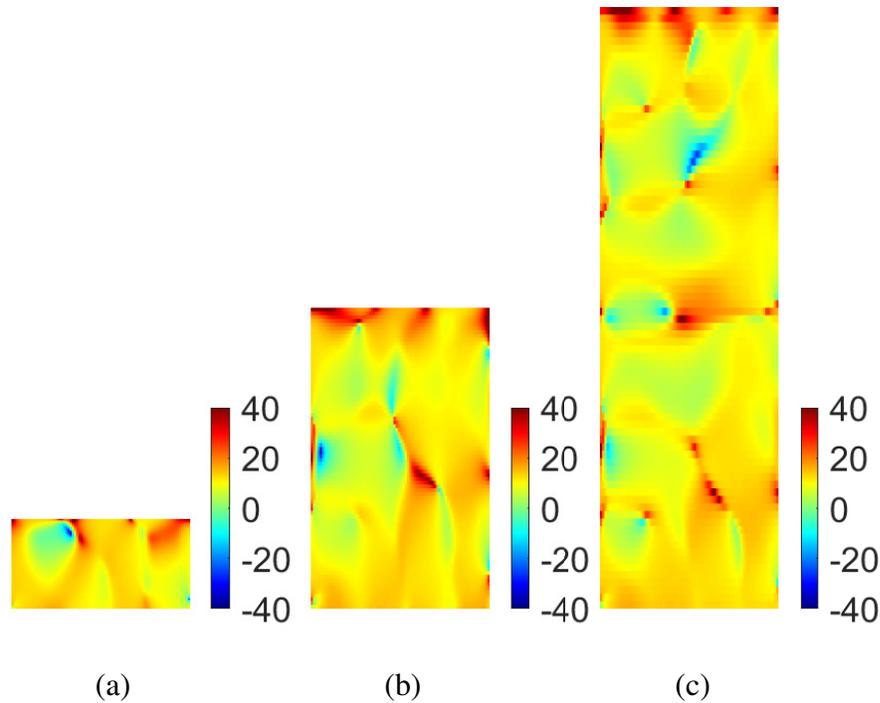


Figura 4.36: IL_U da estrutura-alvo com (a) $h_T = 3L$, (b) $h_T = 10L$ e (c) $h_T = 20L$.

A Fig. 4.37a mostra as deformações longitudinais ε_{ZZ} no solo e na estrutura-alvo com $h_T = L_T = 10L$ devido a uma onda de Rayleigh. Esta onda incidente gera altas deformações na estrutura-alvo. Efeitos de espalhamentos na onda de Rayleigh incidente são observados devido à presença da estrutura-alvo, de forma que parte da energia é injetada para dentro do solo. Após a inclusão do muro gabião (Fig. 4.37b), as deformações são mitigadas ao longo da estrutura alvo. As frentes de ondas são menos severas do que as ondas de Rayleigh que colidem diretamente com a estrutura. Portanto, o muro atenuou significativamente as vibrações geradas pelas ondas de Rayleigh, reduzindo as deformações na estrutura-alvo.

Tabela 4.5: Porcentagem da área em que $IL_U > 0$, e valores mínimos e máximos de IL_U .

Estrutura-alvo	Tipo	$IL_U > 0$ [%]	IL_{min} [dB]	IL_{max} [dB]
G	$h_T = 3L$	95.87	-37.38	51.29
	$h_T = 10L$	97.55	-37.30	57.12
	$h_T = 20L$	97.67	-25.58	50.3690

(a) Onda de Rayleigh original

(b) Onda de Rayleigh atenuada

Figura 4.37: Deformação longitudinal ε_{ZZ} devido à onda de Rayleigh excitando um muro de gabião com $h_I = 2m$ protegendo uma estrutura-alvo com $h_T = L_T = 10L$.

5 Conclusões

Por fim, este capítulo apresenta um resumo do que esta dissertação contribui para as comunidades sísmica e de engenharia, os avanços em relação ao que já está bem estabelecido na literatura e os principais resultados e conclusões alcançados.

Este trabalho apresentou um modelo de acoplamentos IBEM-FEM de uma estrutura bidimensional com um semi-espço homogêneo, transversalmente isotrópico e viscoelástico no estado plano de deformação. A estrutura corresponde à parcela modelada com elementos finitos. A solução do solo é obtida por meio de funções de influência que é a resposta dinâmica do semi-espço devido a cargas uniformemente distribuídas na superfície do solo. A estrutura está sujeita a vibrações geradas por cargas na superfície do solo ou ondas sísmicas incidentes.

Uma ampla discussão sobre os trabalhos referentes a estruturas pesadas na superfície do solo como atenuadores de vibração foi abordada no primeiro capítulo deste trabalho. Vários trabalhos conceituados foram destacados. No entanto, verificou-se que faltam conclusões sobre como e por que essas estruturas afetam a transmissão das vibrações no solo. Preencher essas lacunas foi uma das principais motivações do presente estudo. No capítulo 4 são apresentados resultados de IL que indicam a mitigação ou ampliação dos campos de deslocamento devido à presença dos muros. Estes resultados foram obtidos por meio de rigorosas formulações bidimensionais de acoplamento IBEM-FEM. O efeito atenuante do muro está principalmente relacionado ao seu modo de vibrar. Muros significativamente mais rígidos do que o gabião mostram que o principal efeito de mitigação da propagação de onda de Rayleigh está correlacionado com os *rocking modes* que aparecem em baixas frequências. Um efeito semelhante, os movimentos de balanço, também é observado no caso de muros flexíveis em baixas frequências. A frequência em que isso ocorre é a mesma em que a IL apresenta picos em baixas frequências em pontos atrás e longe do muro. Essas oscilações harmônicas são caracterizadas por grandes deslocamentos horizontais no topo do muro. Em altas frequências, a atenuação é fornecida pelo espalhamento das ondas Rayleigh pelos muros. Este trabalho enfatiza que os máximos locais de IL atrás e longe do muro estão relacionados à componente de deslocamento horizontal no topo do muro acoplado ao semi-espço homogêneo na faixa sísmica. Com isso, aplicações práticas de muros como atenuadores de vibração podem ser utilizadas, nas quais os engenheiros são capazes de construir diferentes tipos de muros com materiais e dimensões escolhidos especificamente para uma aplicação. Quando a frequência de excitação coincide com a frequência em que ocorrem os picos das ILs atrás e longe do muro, as estruturas-alvo sofrem efeitos

mitigados das vibrações nas duas direções, o que é atrativo para aplicações práticas.

A largura, massa e rigidez do muro desempenham um papel importante neste fenômeno de controle de vibrações no solo. Isso pode ser facilmente observado após a inclusão da base rígida na interface massa de água-solo (Fig. 4.2). Isso está de acordo com a literatura, que indica que os muros mais rígidos podem dificultar a propagação das ondas de Rayleigh em altas frequências. Por outro lado, este trabalho explorou esse fato mostrando que, em conjunto, a massa e a rigidez do muro afetam a vibração no solo em altas frequências, o que discorda de algumas conclusões disponíveis na literatura, que atribuem a atenuação da vibração no solo apenas à rigidez do solo e massa do muro. A diferença entre os resultados de IL de um massa-mola e um muro com largura finita mostra o efeito da largura do muro. Resultados no presente trabalho indica que muros com larguras próximas ao comprimento de onda de Rayleigh produzem efeitos de mitigação da propagação da onda de Rayleigh que não são controlados pelos modos de vibrar da estrutura. Estes efeitos são positivos e significativos em uma larga faixa de frequência.

Este trabalho detalhou como muros na superfície do solo afetam o perfil de vibração dentro do solo, especialmente na superfície, onde as ondas de Rayleigh estão confinadas, as quais são o tipo mais destrutivo de onda elástica. É desejável que o muro filtre grandes quantidades de energia para proteger as estruturas alvo. Para a aplicação prática desse tipo de estrutura como atenuadores de vibração no solo, os resultados deste trabalho indicam que:

- Os modos de vibrar do muro estão correlacionados com as frequências em que eles promovem maior atenuação.
- Muros mais altos, mais densos, e de menor módulo de elasticidade, geralmente induzem maior atenuação nas vibrações.
- Muros mais largos não necessariamente resultam em maior atenuação.
- Muros rígidos induzem atenuação significativa em frequências mais altas.
- É interessante que a estrutura-alvo esteja longe do muro. Isso garante que apenas as ondas de Rayleigh, que sofrem reduções iguais nas direções horizontal e vertical, atinjam as estruturas-alvo. A presença de ondas P e SV perto do muro tem efeitos negativos nas estruturas-alvo ($IL < 0$) para alguns valores de frequência.

A presença do muro gerou atenuações significativas ao longo da superfície do solo. Isso não é totalmente garantido quando a análise é feita em uma estrutura-alvo. Notou-se que o muro atenua as ondas de Rayleigh incidentes de forma que a estrutura-alvo possui as deformações mitigadas ao longo de sua área, contudo amplificações das densidades de energia de deformação são notadas em alguns pontos da estrutura. Isso indica que em um caso prático a escolha os muros como atenuadores de vibração deve ser feita cuidadosamente com a análise da resposta dinâmica na estrutura-alvo.

5.1 Futuros desenvolvimentos

Um passo interessante a ser desenvolvido a partir deste trabalho seria aumentar o número de muros gradativamente, estudando como o fenômeno físico muda a cada passo. Em um certo número de muros na superfície do solo, este grupo poderia se comportar como um metamaterial com um muro como célula unitária. Diagramas de dispersão podem auxiliar no processo de predição da faixa de frequência em que as atenuações ocorrerão.

Este trabalho é focado em estruturas infinitamente longas fora do plano. Portanto, é interessante desenvolver um modelo tridimensional considerando muros com dimensões finitas a fim de verificar se esta característica do muro gera efeitos negativos, positivos ou não significativos.

Uma consequência das duas primeiras sugestões é o aumento do custo computacional em relação ao presente modelo. Isto acontece porque modelos tridimensionais ou um grande número de estruturas na superfície do solo aumenta significativamente o custo computacional da integração das funções de influência em comparação com as soluções do presente trabalho. A implementação de uma rede neural para avaliar as funções de influência é uma alternativa razoável que reduziria quantidades consideráveis do tempo de integração.

Desenvolver e implementar um modelo IBEM-FEM de muros enterrados ou semi-enterrados. A literatura já apresentou modelos desse tipo, contudo a complexidade deste tipo de barreira indica que são necessárias mais análises e explicações do mecanismo físico.

No regime linear-elástico, pode-se avaliar a resposta transiente dos presentes modelos a partir das soluções no domínio da frequência. Isso pode ser feito por meio de transformadas de Fourier utilizando a *Fast Fourier Transform - FFT* juntamente com métodos de convolução. Esta aplicação

possibilita analisar os eventos sísmicos no domínio do tempo.

Por fim, expandir a presente formulação para um caso em que considere muros protegendo estruturas-alvo modeladas como pórticos com elementos unidimensionais de viga. Isso garantiria maior fidelidade do modelo com casos práticos.

Referências

ADOLPH, M. **Síntese de funções de Green e estados auxiliares viscoelastodinâmicos em meios tridimensionais com auxílio da transformada de Radon**. 2006. Tese (Doutorado). Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

AHMAD, S.; AL-HUSSAINI, T. e FISHMAN, K. Investigation on active isolation of machine foundations by open trenches. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 6, 454–461, 1996.

AI, Z.Y. e CAO, Z. Vibration isolation of row of piles embedded in transverse isotropic multi-layered soils. **Computers and Geotechnics**, v. 99, 115–129, 2018.

AL-HUSSAINI, T. e AHMAD, S. Active isolation of machine foundations by in-filled trench barriers. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 4, 288–294, 1996.

ATMACA, B.; DEMIR, S.; GÜNAYDIN, M.; ALTUNİŞİK, A.C.; HÜSEM, M.; ATEŞ, Ş.; ADANUR, S. e ANGIN, Z. Lessons learned from the past earthquakes on building performance in turkey. **J. Struct. Eng. Appl. Mech**, v. 3, n. 2, 61–84, 2020.

BARROS, P L A. **Elastodinâmica de meios transversalmente isotrópicos: funções de Green e o método de elementos de contorno na análise da interação solo-estrutura**. 1997. Tese (Doutorado). University of Campinas, Campinas.

BATHE, K.J. **Finite element procedures**. Prentice Hall, 2006.

BEDFORD, A. e DRUMHELLER, D. **Introduction to Elastic Wave Propagation**. 1994.

CAI, R.; JIN, Y.; RABCZUK, T.; ZHUANG, X. e DJAFARI-ROUHANI, B. Propagation and

attenuation of rayleigh and pseudo surface waves in viscoelastic metamaterials. **Journal of Applied Physics**, v. 129, n. 12, 2021.

CAVALCANTE, I. **Integração numérica de funções de Green para meios estratificados**. 2019. Dissertação (Mestrado). University of Campinas, Campinas, Brazil.

CHRISTENSEN, R.M. **Theory of Viscoelasticity: Second Edition (Dover Civil and Mechanical Engineering)**. Dover Publications, 2010.

COLOMBI, A.; COLQUITT, D.; ROUX, P.; GUENNEAU, S. e CRASTER, R.V. A seismic metamaterial: The resonant metawedge. **Scientific reports**, v. 6, n. 1, 1–6, 2016a.

COLOMBI, A.; ROUX, P.; GUENNEAU, S.; GUEGUEN, P. e CRASTER, R.V. Forests as a natural seismic metamaterial: Rayleigh wave bandgaps induced by local resonances. **Scientific reports**, v. 6, n. 1, 1–7, 2016b.

COLOMBI, A.; ROUX, P. e RUPIN, M. Sub-wavelength energy trapping of elastic waves in a metamaterial. **The Journal of the Acoustical Society of America**, v. 136, n. 2, EL192–EL198, 2014.

COLOMBI, A.; ZACCHERINI, R.; AGUZZI, G.; PALERMO, A. e CHATZI, E. Mitigation of seismic waves: Metabarriers and metafoundations bench tested. **Journal of Sound and Vibration**, v. 485, 2020.

COULIER, P.; DIJCKMANS, A.; CUÉLLAR, V.; EKBLAD, A.; SMEKAL, A.; DEGRANDE, G. e LOMBAERT, G. Numerical and experimental study of stiff wave barriers for the mitigation of railway induced vibrations. In **Proceedings of ISMA 2014 International Conference on Noise and Vibration Engineering**, pp. 3429–3443. 2014.

COULIER, P.; DIJCKMANS, A.; JIANG, J.; THOMPSON, D.; DEGRANDE, G. e LOMBAERT, G. Stiff wave barriers for the mitigation of railway induced vibrations. In **Noise and Vibration Mitigation for Rail Transportation Systems**, pp. 539–546. Springer, 2015.

COULIER, P.; FRANÇOIS, S.; DEGRANDE, G. e LOMBAERT, G. Subgrade stiffening next to the track as a wave impeding barrier for railway induced vibrations. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 48, 119–131, 2013.

CURRIE, P.; HAYES, M. e OLEARY, P. Viscoelastic rayleigh waves. **Quarterly of Applied Mathematics**, v. 35, n. 1, 35–53, 1977.

DIJCKMANS, A.; COULIER, P.; JIANG, J.; TOWARD, M.; THOMPSON, D.; DEGRANDE, G. e LOMBAERT, G. Mitigation of railway induced ground vibration by heavy masses next to the track. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 75, 2015.

DIJCKMANS, A.; EKBLAD, A.; SMEKAL, A.; DEGRANDE, G. e LOMBAERT, G. Efficacy of a sheet pile wall as a wave barrier for railway induced ground vibration. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 84, 55–69, 2016.

EKANAYAKE, S.D.; LIYANAPATHIRANA, D. e LEO, C.J. Attenuation of ground vibrations using in-filled wave barriers. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 67, 290–300, 2014.

FAIRWEATHER, G.; KARAGEORGHIS, A. e MARTIN, P.A. The method of fundamental solutions for scattering and radiation problems. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, v. 27, n. 7, 759–769, 2003.

GAUDIOSI, G.; ALESSIO, G.; NAPPI, R.; NOVIELLO, V.; SPIGA, E. e PORFIDO, S. Evaluation of damages to the architectural heritage of naples as a result of the strongest earthquakes of the southern apennines. **Applied Sciences**, v. 10, n. 19, 2020.

HADDAD, Y.M. **Mechanical Behaviour of Engineering Materials: Dynamic Loading and Intelligent Material Systems**, v. 2. Springer, 2000.

HERBUT, A. Vibration mitigation efficiency of an inclined, curved, open trench. **PloS one**, v. 15, n. 2, 2020.

ISRIL, A. e AHMAD, S. Dynamic vertical compliance of strip foundations in layered soils. **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 18, n. 7, 933–950, 1989.

JAYAWARDANA, P.; ACHUHAN, R.; DE SILVA, G.S. e THAMBIRATNAM, D. Use of in-filled trenches to screen ground vibration due to impact pile driving: experimental and numerical study. **Heliyon**, v. 4, n. 8, 2018.

JONES, D. e PETYT, M. Ground borne vibrations from passing trains: the effect of masses placed on the ground's surface. Relatório técnico, ISVR Technical Memorandum, 1986.

KARABALIS, D. e BESKOS, D. Dynamic response of 3-D rigid surface foundations by time domain boundary element method. **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 12, n. 1, 73–93, 1984.

KRYLOV, V.V. Control of traffic-induced ground vibrations by placing heavy masses on the ground surface. **Journal of low frequency noise, vibration and active control**, v. 26, n. 4, 311–321, 2007.

LABAKI, J. **Vibration of flexible and rigid plates on transversely isotropic layered media**. 2012. Tese (Doutorado). University of Campinas, Campinas.

LABAKI, J.; ADOLPH, M. e MESQUITA, E. A derivation of nonsingular displacement and stress fields within a 3d full-space through radon transforms. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, v. 106, 624–633, 2019.

LAI, W.M.; RUBIN, D. e KREMPL, E. **Introduction to continuum mechanics**. Butterworth-Heinemann, 2009.

LAMB, H. I. on the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing papers of a mathematical or physical character**, v. 203, n. 359-371, 1–42, 1904.

LEKHNITSKII, S.G. **Theory of Anisotropic Elastic Bodies**. Holden-Day Publishing Co., San

Francisco, California, 1963.

LI, T.; SU, Q. e KAEWUNRUEN, S. Seismic metamaterial barriers for ground vibration mitigation in railways considering the train-track-soil dynamic interactions. **Construction and Building Materials**, v. 260, 2020.

LOMBAERT, G.; DEGRANDE, G.; FRANÇOIS, S. e THOMPSON, D. Ground-borne vibration due to railway traffic: a review of excitation mechanisms, prediction methods and mitigation measures. **Noise and vibration mitigation for rail transportation systems**, pp. 253–287, 2015.

LUCO, J. e WESTMANN, R. Dynamic response of a rigid footing bonded to an elastic half space. **Journal of Applied Mechanics**, 1972.

LUCO, J. e WONG, H. Response of structures to nonvertically incident seismic waves. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 72, n. 1, 275–302, 1982.

MARQUES DE BARROS, R. **Funções de Green e de influência para meios visco-elásticos transversalmente isotrópicos no domínio da frequência**. 2001. Tese (Doutorado). University of Campinas, Campinas.

MASOUMI, H.; VAN LEUVEN, A. e URBANIAK, S. Mitigation of train induced vibrations by wave impeding blocks: numerical prediction and experimental validation. In **EURODYN 2014**, pp. 863–870. 2014.

MHANNA, M.; SHAHROUR, I.; SADEK, M. e DUNEZ, P. Efficiency of heavy mass technology in traffic vibration reduction: Experimental and numerical investigation. **Computers and Geotechnics**, v. 55, 141–149, 2014.

MINIACI, M.; KRUSHYNSKA, A.; BOSIA, F. e PUGNO, N.M. Large scale mechanical metamaterials as seismic shields. **New Journal of Physics**, v. 18, n. 8, 2016.

MUHAMMAD; LIM, C. e LEUNG, A.Y.T. Plane and surface acoustic waves manipulation by

three-dimensional composite phononic pillars with 3D bandgap and defect analysis. **Acoustics**, v. 3, n. 1, 25–41, 2021.

LOUDICH, M.; DJAFARI-ROUHANI, B.; BONELLO, B.; PENNEC, Y.; HEMAIDIA, S.; SARRY, F. e BEYSSEN, D. Rayleigh waves in phononic crystal made of multilayered pillars: confined modes, fano resonances, and acoustically induced transparency. **Physical Review Applied**, v. 9, n. 3, 2018.

PAYTON, R.G. **Elastic Wave Propagation in Transversely Isotropic Media**. The Hague: Martinus Nijhoff, 1983.

PETYT, M. **Introduction to Finite Element Vibration Analysis**. Cambridge university press, 2010.

PIESSENS, R.; DE DONCKER-KAPENGA, E.; ÜBERHUBER, C.W. e KAHANER, D.K. Quadpack: a subroutine package for automatic integration. **Springer Science Business Media**, v. 1, 2012.

QIAN, J. e BESKOS, D. Harmonic wave response of two 3-d rigid surface foundations. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 15, n. 2, 95–110, 1996.

RAJAPAKSE, R.N.K.D. e WANG, Y. Green's functions for transversely isotropic elastic half space. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 119, n. 9, 1724–1746, 1993.

RAO, S.S. **Vibration of continuous systems**. Wiley Online Library, 2007.

RAYLEIGH, L. On waves propagated along the plane surface of an elastic solid. **Proceedings of the London mathematical Society**, v. 1, n. 1, 4–11, 1885.

RICHART, F.E.; HALL, J.R. e WOODS, R.D. **Vibration of soils and foundations**. Prentice-Hall International Series in Theoretical and Applied Mechanics, 1970.

ROUX, P.; BINDI, D.; BOXBERGER, T.; COLOMBI, A.; COTTON, F.; DOUSTE-BACQUE, I.; GARAMBOIS, S.; GUEGUEN, P.; HILLERS, G.; HOLLIS, D.; LECOCQ, T. e PONDAVEN, I. Toward seismic metamaterials: the METAFORÉ project. **Seismological Research Letters**, v. 89, n. 2A, 582–593, 2018.

RUPIN, M.; LEMOULT, F.; LEROSEY, G. e ROUX, P. Experimental demonstration of ordered and disordered multiresonant metamaterials for lamb waves. **Physical review letters**, v. 112, n. 23, 234301, 2014.

SHEARER, P.M. **Introduction to seismology**. Cambridge university press, 2019.

SHI, G. e LI, Y. Three-dimensional analysis of a row of holes as active wave barrier in saturated soil. **GeoShanghai International Conference**, pp. 196–205, 2018.

SITHARAM, T.; SEBASTIAN, R. e FAZIL, F. Vibration isolation of buildings housed with sensitive equipment using open trenches—case study and numerical simulations. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 115, 344–351, 2018.

SOMMERFELD, A. **Partial differential equations**. Academic Press, 1949.

THOMPSON, D.; JIANG, J.; TOWARD, M.; HUSSEIN, M.; DIJCKMANS, A.; COULIER, P.; DEGRANDE, G. e LOMBAERT, G. Mitigation of railway-induced vibration by using subgrade stiffening. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 79, 89–103, 2015.

THOMPSON, D.; JIANG, J.; TOWARD, M.; HUSSEIN, M.; NTOTSIOS, E.; DIJCKMANS, A.; COULIER, P.; LOMBAERT, G. e DEGRANDE, G. Reducing railway-induced ground-borne vibration by using open trenches and soft-filled barriers. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 88, 45–59, 2016.

VAN HOORICKX, C.; SCHEVENELS, M. e LOMBAERT, G. Double wall barriers for the reduction of ground vibration transmission. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 97, 1–13, 2017.

VAN HOORICKX, C.; SIGMUND, O.; SCHEVENELS, M.; LAZAROV, B. e LOMBAERT, G. Topology optimization of two-dimensional elastic wave barriers. **Journal of Sound and Vibration**, v. 376, 95 – 111, 2016.

VESELAGO, V.G. Electrodynamics of substances with simultaneously negative values of ϵ and μ . **Usp. Fiz. Nauk**, v. 92, 517, 1968.

WANG, Y. **Fundamental solutions for Multi-Layered Transversely Isotropic Elastic Media and Boundary Element Applications**. 1992. Tese (Doutorado). University of Manitoba, Winnipeg.

WONG, H. e LUCO, J. Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 6, n. 1, 3–16, 1978.

WOOD, D.M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Cambridge university press, 1990.

WOODS, R.D. Screening of surface waves in soils. 1968.

WOODS, R.D.; BARNETT, N.E. e SAGESSER, R. Holography—a new tool for soil dynamics. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 100, n. 11, 1231–1247, 1974.

XU, F.; YANG, Z.; HE, X. e ZHEN, L. An underground barrier of locally resonant metamaterial to attenuate surface elastic waves in solids. **AIP Advances**, v. 10, n. 7, 2020.

ZEIGHAMI, F.; PALERMO, A. e MARZANI, A. Rayleigh waves in locally resonant metamaterials. **International Journal of Mechanical Sciences**, v. 195, 2021.