



Miguel Angel Villalobos Bravo

**Modelagem numérica da resposta
sísmica de depósitos de solo mole**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Celso Romanel

Rio de Janeiro

Fevereiro de 2019



Miguel Angel Villalobos Bravo

**Modelagem numérica da resposta
sísmica de depósitos de solo mole**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Celso Romanel

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Profa. Bernadete Ragoni Danziger

Departamento de Engenharia Civil – UERJ

Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Dr^a. Jackeline Rosemery Castañeda Huertas

Consultora Independente

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, da orientadora e da universidade.

Miguel Angel Villalobos Bravo

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Nacional de Engenharia – UNI (Lima-Perú) em 2014. Ingressou no mestrado em Geotecnia pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2017, atuando na linha de pesquisa de Geomecânica Computacional e Dinâmica de Solos.

Ficha Catalográfica

Villalobos Bravo, Miguel Angel

Modelagem numérica da resposta sísmica de depósitos de solo mole / Miguel Angel Villalobos Bravo ; orientador: Celso Romanel. – 2019.

143 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2019.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Solos moles. 3. Comportamento sísmico. 4. Modelagem numérica. I. Romanel, Celso. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD:624

Agradecimentos

À minha família, meu pai Enrique, minha mãe Irma e meu irmão Marco por todo o amor, apoio, aprendizado e incentivo. Eles são minha fundação e a sua presença foi fundamental para início e conclusão deste objetivo. À vocês minha eterna gratidão.

À minha namorada Bárbara, pelo grande amor, e por decidir caminhar do meu lado compartilhando as coisas ruins e lindas dessa vida.

Ao governo do Brasil, e à Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro e a PUC-Rio pelos financiamentos e auxílios concedidos.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Ao meu orientador, Professor Celso Romanel pela grande dedicação e excelência no labor acadêmico. Muito obrigado pelo apoio e todos os conhecimentos transmitidos.

Ao meu mentor, o Engenheiro Abel Ordóñez, cujas ideias e conhecimento transmitidos deram origem ao tema e auxiliaram o desenvolvimento do presente trabalho.

À Carlos, Karl, Vinícius e Bruno pela grande amizade que iniciou neste mestrado em que compartilhamos tempos de tempestade e também de glória.

Aos meus amigos Paul, Jonathan, Andrés, Carlo, Thalita, Jessica, Lizardo, Celso, Kevin, Erland e Judith com quem compartilhei esta intensa etapa acadêmica.

Ao maravilhoso povo do Brasil, muito obrigado por me acolher como irmão.

Resumo

Villalobos Bravo, Miguel Angel; Romanel, Celso (Orientador). **Modelagem numérica da resposta sísmica de depósitos de solo mole**. Rio de Janeiro, 2019. 143p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Os depósitos de solo próximos à superfície podem influenciar significativamente a amplitude, duração e conteúdo de frequências do movimento causado por terremotos. A avaliação de danos causados pelos terremotos indica que os menores níveis de dano se produzem em edificações com fundação em solo rijo, enquanto que os maiores níveis de dano se produzem, em geral, em estruturas fundadas em solo mole. O objetivo desta pesquisa é analisar a resposta sísmica de três sítios conformados por solo mole de alta plasticidade não susceptíveis à liquefação, classificados como sítios tipo E ou F segundo a norma de construção International Building Code, cuja classificação é baseada na velocidade da onda cisalhante nos 30 primeiros metros do perfil de solo. Este estudo focou em realizar simulações numéricas, chamadas análises de resposta de sítio com terremotos de projeto em rocha determinados em função do estudo de ameaça sísmica local. Foram usados os programas de análise de propagação de ondas 1D SHAKE2000 e D-MOD2000. O primeiro incorpora o modelo de análise linear equivalente. O segundo é um programa de análise não linear baseado no modelo constitutivo hiperbólico MKZ, com capacidade de realizar análises em termos de tensões totais e em termos de tensões efetivas mediante modelos de degradação cíclica e geração e redistribuição de poropressão. Este estudo verificou que movimentos de alta intensidade propagados verticalmente através de um perfil de solo mole induz altos níveis de deformação cisalhante resultando em um maior amortecimento do solo o que produz a atenuação das acelerações. Na análise das histórias de deslocamento relativo, observou-se vários ciclos com deslocamentos máximos entre 12 e 24 cm, o que sugere que o deslocamento poderia ser um parâmetro mais representativo do potencial de dano do movimento, observando-se que o deslocamento, em oposição à aceleração, é amplificado à medida que a intensidade do movimento aumenta.

Palavras-chave

Solos moles; Comportamento sísmico; Modelagem numérica.

Abstract

Villalobos Bravo, Miguel Angel; Romanel, Celso (Advisor). **Numerical modeling of the seismic response of soft soil deposits**. Rio de Janeiro, 2019. 143p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Near surface soils can greatly influence the amplitude, duration, and frequency content of ground motions. The survey of damage caused by earthquakes indicates that the lowest levels of damage occur in structures founded on rock or hard soil, while most of the damage occurs usually in structures founded in soft soil sites. The scope of this research is to analyze the seismic response of three sites with high plasticity soft soil deposits not susceptible to liquefaction, classified as sites E or F according to the building code International Building Code, whose classification is defined by the time averaged shear wave velocity over the top 30 meters of the soil deposit. This study focused on generating data from numerical simulations, called site response analyses. To this end, design earthquakes on rock are determined considering the local seismic hazard. For this study the programs of one-dimensional wave propagation analysis SHAKE2000 and D-MOD2000 were used. The first one is a well known code for the equivalent linear method. The second, is a nonlinear analysis code based on the hyperbolic constitutive model MKZ, capable of performing analyses in terms of total stresses and in terms of effective stresses incorporating models of cyclic degradation and, generation and redistribution of pore pressure for sands and clays. This study verified that high intensity motions vertically propagated through a soft soil profile induce high levels of shear strain resulting in greater soil damping which produces the attenuation of the acceleration. From the analysis of the relative displacement histories of the ground, which shown many cycles with a maximum displacement between 12 and 24 cm, it is suggested that the displacement could be a more representative parameter of the potential of damage of strong motions, showing that the displacement, as opposed to the acceleration, is amplified as the intensity of the motion increases.

Keywords

Soft soils; Seismic behavior; Numerical modeling.

Sumário

1	Introdução	18
1.1.	Motivação da pesquisa	18
1.2.	Objetivo da pesquisa	20
1.3.	Estrutura da dissertação	21
2	Sismicidade e propagação de ondas	22
2.1.	Conceitos básicos de sismicidade	22
2.1.1.	Placas tectônicas	23
2.1.2.	Bordas de placas tectônicas	25
2.1.2.1.	Bordas divergentes ou de criação	26
2.1.2.2.	Bordas convergentes ou de destruição	27
2.1.2.3.	Bordas transformantes ou de conservação	28
2.1.3.	Teoria da recuperação elástica	28
2.2.	Ondas sísmicas	29
2.3.	Grandeza de um sismo	32
2.3.1.	Intensidade	32
2.3.2.	Magnitude	33
2.3.2.1.	Magnitude Local (M_L)	33
2.3.2.2.	Magnitude de ondas de superfície (M_S)	34
2.3.2.3.	Magnitude de ondas de corpo (m_b)	34
2.3.2.4.	Magnitude de momento (M_W)	35
2.4.	Localização de um sismo	36
3	Sítios selecionados e terremotos de projeto	39
3.1.	Sítios selecionados para análise de resposta sísmica	39
3.1.1.	Arequipa, Peru, sítio AQP	39
3.1.2.	Hokkaido, Japão, sítio TKCH	42
3.1.3.	Guayaquil, Equador, sítio GYL	45
3.2.	Geração de registros sísmicos	48
3.2.1.	Correção da linha base e filtragem	51

3.2.2. Método de ajuste espectral	53
4 Propriedades dinâmicas do solo	57
4.1. Comportamento tensão-deformação de solos sob carregamento cíclico	57
4.1.1. Modelo linear equivalente	57
4.1.2. Modelo cíclico não linear	59
4.2. Modelo de Darendeli (2001)	62
4.3. Ajuste da curva de redução de módulo levando em consideração a resistência cisalhante	68
5 Aspectos da modelagem numérica da resposta de sitio	76
5.1. Amortecimento Histerético	76
5.2. Amortecimento para pequenas deformações	77
5.2.1. Formulação simplificada de amortecimento Rayleigh	78
5.2.2. Formulação completa de amortecimento Rayleigh	79
5.2.3. Seleção da razão de amortecimento objetivo e outros parâmetros do modelo de amortecimento Rayleigh	79
5.3. Métodos de análises de resposta de sitio 1D	80
5.3.1. Análise no domínio de frequência	80
5.3.2. Análise no domínio do tempo	82
5.3.3. Vantagens e desvantagens dos métodos de análise linear equivalente e não linear	84
5.3.4. Modelo simplificado de Carlton (2014)	85
5.4. D-MOD2000 (Matasovic e Ordóñez 2012)	86
5.4.1.1. Modelo MKZ (Matasovic e Vucetic 1993)	87
5.4.1.2. Amortecimento Histerético associado do modelo MKZ	90
5.4.1.3. Degradação do material	91
5.5. Espessura da camada	98
5.6. Definição do movimento de entrada e o semi-espaço (Base)	99
5.7. Seleção de parâmetros de sítio	104
5.7.1. Estimativa de parâmetros de resistência	104
5.7.2. Curvas de redução de módulo de cisalhamento e amortecimento	105
5.7.3. Parâmetros do semi-espaço	105

5.7.4. Parâmetros de geração de poropressão e degradação cíclica	106
5.7.5. Parâmetro de dissipação de poropressão	113
6 Análise de Resultados	114
6.1. Análises de Calibração	114
6.2. Análises de resposta de sítio com sismos de projeto	118
7 Conclusões	135
Referências bibliográficas	137

Lista de figuras

Figura 1.1 - Exemplos de danos estruturais em sítios de solo mole ocorridos nos sismos de (A) Japão, 2011; (B) Peru, 2007; (C) México, 1985; e (D) Equador, 2016.	19
Figura 2.1 – As 15 maiores placas tectônicas	24
(Fonte: http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html).	24
Figura 2.2 – Esquema da estrutura interna da Terra, (www.ige.unicamp.br/site/aulas/109/Terra-tempo_geo-aula1.pdf).	24
Figura 2.3 – Tipos de movimentos entre placas.	25
Figura 2.4 - Efeitos de correntes de convecção do magma com formação de bordas divergentes (oceano Atlântico) e convergentes (placas de Nazca e Sul Americana).	27
Figura 2.5 – Deformações produzidas por ondas de corpo (a) e (b); e por ondas de superfície (c) e (d).	31
Figura 2.6 - Ondas sísmicas registradas a 10.000 km do epicentro: a) sismo de foco profundo; b) sismo de foco superficial. Modificado de Sauter (1989).	32
Figura 2.7 - Elementos para descrição da localização de um sismo (adaptado de Kramer, 1996).	37
Figura 2.8 - Diferentes distâncias usadas nas leis de atenuação (Ordaz et al., 2015).	38
Figura 3.1 – Localização do sítio AQP em Arequipa, Peru e do epicentro do terremoto de Arequipa de 2001 ($M_w=8,4$).	40
Figura 3.2 – Perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica do sítio AQP.	42
Figura 3.3 – Localização do sítio TKCH em Tokachi, Hokkaido, Japão e do epicentro do terremoto de Tohoku 2001 ($M_w=9,1$).	43
Figura 3.4 – Perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica do sítio TKCH.	45

Figura 3.5 – Localização do sítio GYL em Guayaquil, Equador.	46
Figura 3.6 – Perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica do sítio GYL.	48
Figura 3.7 – Histórias de aceleração, velocidade e deslocamento originais e corrigidas pela linha base e filtragem do registro do terremoto de Arequipa 2001.	52
Figura 3.8 – História de aceleração corrigida por linha base e filtrada do registro do sismo de Tohoku 2011.	52
Figura 3.9 - História de aceleração corrigida por linha base e filtrada do registro do sismo de Equador 2016.	53
Figura 3.10 - Ajuste espectral do terremoto de Arequipa 2001 ao espectro de ameaça uniformemente provável ($T_R=475$ anos em rocha tipo C) para o sítio AQP.	54
Figura 3.11 - Ajuste espectral do terremoto de Tohoku 2011 ao espectro de ameaça uniformemente provável ($T_R=475$ anos em rocha tipo C) para o sítio TKCH.	55
Figura 3.12 – Ajuste espectral do terremoto do Equador 2016 ao espectro de ameaça uniformemente provável ($T_R=475$ anos em rocha tipo C) para o sítio GYL.	55
Figura 3.13 – Histórias de acelerações artificiais obtidos por ajuste espectral usados para as análises dos sítios AQP, TKCH e GYL.	56
Figura 4.1 – Laço histerético de um solo sob carregamento cíclico cisalhante.	57
Figura 4.2 – Variação do módulo normalizado (G/G_{max}) e a razão de amortecimento ξ com a deformação cisalhante.	59
Figura 4.3 - Curva dorsal, mostrando a redução do modulo cisalhante G a partir de G_{max} .	60
Figura 4.4 - Regras estendidas de Masing (Vucetic 1990).	61
Figura 4.5 - Distribuição da base de dados de Darendeli (2001) em função de a) Tensão confinante efetiva média, b) Classificação SUCS e c) Índice de plasticidade (IP).	63
Figura 4.6 - Curvas de redução de módulo cisalhante para areias para	

diferentes tensões de confinamento ($PI=0$, $OCR=1$, $f=1\text{Hz}$, $N=10$), Darendeli (2001).	66
Figura 4.7 - Curvas de amortecimento para areias para diferentes tensões de confinamento ($PI=0$, $OCR=1$, $f=1\text{Hz}$, $N=10$), Darendeli (2001).	66
Figura 4.8 - Curvas de redução de módulo cisalhante para areias para diferentes valores de IP ($\sigma'_m=1$ atm, $OCR=1$, $f=1\text{Hz}$, $N=10$), Darendeli (2001).	67
Figura 4.9 - Curvas de amortecimento para areias para diferentes valores de IP ($\sigma'_m=1$ atm, $OCR=1$, $f=1\text{Hz}$, $N=10$), Darendeli (2001).	67
Figura 4.10 – Comparação do modelo de Darendeli (2001) com a curva híbrida ajustada pelo método de Yee et al. (2013), mostrando o caso da subestimativa da resistência cisalhante.	71
Figura 4.11 – Comparação do modelo de Darendeli (2001) com a curva híbrida ajustada pelo procedimento de Yee et al. (2013), mostrando o caso da sobrestimativa da resistência cisalhante.	72
Figura 4.12 – Curvas de redução do módulo cisalhante representativas do perfil do solo do sítio AQP e ajustadas pelo procedimento de Yee et al. (2013) para as análises de resposta sísmica.	73
Figura 4.13 - Curvas de redução do módulo cisalhante representativas do perfil do solo do sítio TKCH e ajustadas pelo procedimento de Yee et al. (2013) para as análises de resposta sísmica.	74
Figura 4.14 - Curvas de redução do módulo cisalhante representativas do perfil do solo do sítio GYL e ajustadas pelo procedimento de Yee et al. (2013) para as análises de resposta sísmica.	75
Figura 5.1 – Exemplo de incompatibilidade entre o amortecimento usando as regras estendidas de Masing e o amortecimento medido para a) amortecimento versus curva de deformação cisalhante e b) tensão cisalhante versus deformação cisalhante (Phillips e Hashash, 2009)	76
Figura 5.2 – Ilustração esquemática dos modelos de amortecimento viscoso e os parâmetros dos modelos (Park e Hashash, 2004).	78
Figura 5.3 – ondas incidentes e refletidas na camada rochosa de base	

para Caso 1: Solo sobreposto e Caso 2: Afloramento rochoso (rock outcrop).	82
Figura 5.4 – Estratigrafia idealizada (a) Coluna de solo conformado por camadas horizontais (usado para soluções no domínio da frequência) e (b) Idealização de massas discretizadas de vários graus de liberdade (usado para soluções no domínio do tempo).	83
Figura 5.5 – Ilustração esquemática do comportamento tensão-deformação no primeiro ciclo (começando em $t=0$) e ciclos subsequentes (no tempo t).	88
Figura 5.6 – Comparação entre o modelo original e modificado de Kondner e Zelasco para curvas de tensão-deformação (Matasovic e Vucetic, 1993).	88
Figura 5.7 - Comparação entre o modelo original e modificado de Kondner e Zelasco para curvas de redução de módulo cisalhante (Matasovic e Vucetic, 1993).	89
Figura 5.8 – Curvas de amortecimento medidas e calculadas (Matasovic e Vucetic, 1993).	91
Figura 5.9 – Resultados de um ensaio cíclico representativo em “areia da praia de Santa Monica” (Matasovic e Vucetic, 1993).	92
Figura 5.10 - Família de curvas backbone degradadas para areia (Matasovic e Vucetic, 1993).	94
Figura 5.11 – Modelo desenvolvido por Dobry et al. (1985) para areias; a poropressão u_N^* incrementa-se enquanto que a deformação cisalhante (γ_c) incrementa-se, e a taxa de incremento é maior número de ciclos maiores (n), e a razão de poropressão é zero abaixo da deformação cisalhante no limite volumétrico (γ_l) (Dobry et al., 1985).	95
Figura 5.12 – Modelagem de relação ente o índice de degradação e poropressão de água residual para argilas marinhas (Matasovic e Vucetic, 1995).	97
Figura 5.13 – Procedimento para modificar movimentos sísmicos a partir de uma análise de ameaça sísmica para ser usado em análise de resposta de sítio.	100
Figura 5.14 – Efeito da definição da base e tipo de movimento na	

resposta sísmica na superfície (Stewart et al., 2008).	102
Figura 5.15 – Definição do movimento de entrada no FLAC para casos típicos de base flexível, modelo incluindo base rochosa elástica (a) e modelo limitado dentro do perfil de solo (b).	103
Figura 5.16 – Limites de Atterberg de solo ensaiados por Matasovic e Vucetic (1995) e usados para definir os parâmetros listados na Tabela 5.1(Matasovic e Ordóñez, 2012).	107
Figura 5.17 – Efeito de a) índice de plasticidade (Tan e Vucetic, 1989) e b) OCR no parâmetro de degradação t (Vucetic e Dobry, 1988).	108
Figura 5.18 – Efeito do IP e OCR no parâmetro de degradação t (Vucetic, 1992; Matasovic, 1993).	109
Figura 5.19 – Relação entre a deformação cisalhante no limite volumétrico γ_{tv} e as curvas de redução de módulo cisalhante (Vucetic, 1994).	110
Figura 5.20 – Distribuição de tamanho de grão de areias listadas na Tabela 5.2 (Matasovic e Ordóñez, 2012).	111
Figura 5.21 – Comparação dos valores dados de F em Matasovic e Ordóñez (2012) (pontos azules) e a correlação proposta por Carlton (2014) (linha vermelha).	112
Figura 5.22 - Comparação dos valores dados de s em Matasovic e Ordóñez (2012) (pontos azules) e Anderson et al. (2010), e a correlação proposta por Carlton (2014) (linha vermelha).	112
Figura 6.1 – Análises de calibração para o sítio AQP.	115
Figura 6.2 – Análises de calibração para o sítio TKCH.	116
Figura 6.3 – Análises de calibração para o sítio GYL.	117
Figura 6.4 – Espectros de resposta de aceleração (5% de amortecimento) do movimento de entrada e da resposta na superfície para o sítio AQP das análises não linear e linear equivalente.	120
Figura 6.5 - Espectros de resposta de aceleração (5% de amortecimento) do movimento de entrada e da resposta na superfície para o sítio TKCH das análises não linear e linear equivalente.	121
Figura 6.6 - Espectros de resposta de aceleração (5% de amortecimento) do movimento de entrada e da resposta na superfície	

para o sítio GYL das análises não linear e linear equivalente.	121
Figura 6.7 – Amplificação espectral ($S_{a,solo}/S_{a,rocha}$) em escala log-log para os sítios estudados.	122
Figura 6.8 – Perfis de (a) máxima aceleração e (b) deformação cisalhante do sítio AQP.	124
Figura 6.9 - Perfis de (a) máxima aceleração e (b) deformação cisalhante do sítio TKCH.	125
Figura 6.10 - Perfis de (a) máxima aceleração e (b) deformação cisalhante do sítio GYL.	126
Figura 6.11 - Histórias de deslocamento relativo na superfície no sítio AQP, (a) história completa do movimento, (b) história durante os 45 segundos mais intensos (20 - 65 s).	128
Figura 6.12 - História de deslocamento relativo na superfície no sítio TKCH, (a) história completa do movimento, (b) história durante os 45 segundos mais intensos (85 – 130 s).	128
Figura 6.13 – História de deslocamento relativo na superfície no sítio GYL, (a) história completa do movimento, (b) história durante os 45 segundos mais intensos (5 – 45 s).	129
Figura 6.14 - Perfil de máximo deslocamento relativo com respeito a base ($t = 49,09$ s) do perfil na análise de resposta do sítio AQP.	130
Figura 6.15 - Perfil de máximo deslocamento relativo com respeito a base ($t = 102,49$ s) do perfil na análise de resposta do sítio TKCH.	131
Figura 6.16 – Perfil de máximo deslocamento relativo com respeito a base ($t = 30,63$ s) do perfil na análise de resposta do sítio GYL.	131
Figura 6.17 – Amplificação do deslocamento máximo (PGD_{solo}/PGD_{rocha}) em análises de resposta sísmica em depósitos de solo mole tipo NEHRP E e F identificados como <i>MRCE2</i> , <i>HAGP</i> , <i>MRCE1</i> , <i>JSSS</i> , <i>Bay Area</i> e <i>Bay Area F</i> (Carlton, 2014).	132
Figura 6.18 – Variação do PGA_{solo} versus o PGA_{rocha} nas análises de resposta sísmica do sítio TKCH pelos métodos não linear em tensões totais e o método simplificado de Carlton (2014), e a relação para solos moles proposta por Seed et al. (1997).	134
Figura 6.19 – Comparação do PGA_{solo} versus o PGA_{rocha} da resposta	

sísmica para depósitos de solo mole, (a) usando métodos de análise linear equivalente e não linear em termos de tensões totais e efetivas, e (b) para os depósitos de solo mole identificados como *MRCE2*, *HAGP*, *KIKNET* e *Bay Area II K*, mediante análises não lineares em tensões efetivas (Carlton, 2014).

134

Lista de tabelas

Tabela 1.1 - Classificação de solos em função da velocidade de propagação da onda cisalhante (\bar{v}_s) – International Building Code (IBC, 2012) - American Society of Civil Engineers (ASCE 7 – 10).	20
Tabela 3.1 – Propriedades geomecânicas do depósito de solo no sítio AQP.	41
Tabela 3.2 – Propriedades do depósito de solo no sítio TKCH.	44
Tabela 3.3 – Propriedades do depósito de solo no sítio GYL.	47
Tabela 3.4 – Registros de sismos selecionados para os análises de resposta de sítio.	51
Tabela 4.1 - Coeficientes do modelo de Darendeli (2001).	65
Tabela 5.1 – Parâmetros de material e constantes de ajuste de curva do modelo de poropressão e degradação para argilas (Matasovic e Vucetic 1995).	106
Tabela 5.2 - Parâmetros de material e constantes de ajuste de curva do modelo de poropressão e degradação para areias e siltes de baixa plasticidade (Matasovic e Ordóñez, 2012).	107
Tabela 5.3 - Parâmetros de material do modelo de poropressão e degradação para siltes de baixa plasticidade (Matasovic e Ordóñez, 2012; Anderson et al., 2010).	107
Tabela 5.4 – Parâmetros do modelo de dissipação de poropressão de Martin et al. (1975) (Matasovic e Ordóñez, 2012).	113
Tabela 5.5 – Coeficientes de condutividade hidráulica para solos granulares (Terzaghi e Peck, 1948) (Pestana et al., 1997).	113
Tabela 6.1 – Amplificação da máxima aceleração (PGA_{solo}/PGA_{rocha}) nos sítios analisados.	122
Tabela 6.2 – Amplificação do máximo deslocamento (PDG_{solo}/PDG_{rocha}) nos sítios analisados.	132

1 Introdução

1.1. Motivação da pesquisa

Os depósitos de solo relativamente próximos à superfície podem influenciar significativamente a amplitude, duração e conteúdo de frequências do movimento causado por terremotos.

A avaliação de danos causados pelos terremotos associados às condições geotécnicas locais indica que os menores níveis de dano se produzem em edificações com fundação em rocha ou solo rijo, enquanto que os maiores níveis de dano se produzem, em geral, em solo mole (Figura 1.1). Isto é conhecido e vem sendo reportado na literatura de forma qualitativa há muito tempo.

Segundo Huber (1930), o jornal *Alta Califórnia* reportou o 9 de outubro de 1865, um dia depois do terremoto de San Francisco que:

“No house well built on hard ground has suffered, or the damage, if any, is too slight to deserve notice... In those parts of the city which were formerly part of the Bay, and have been filled in with earth, few of the foundations are firm, and there the most damage has been done”.

“Nenhuma casa bem construída em solo duro sofreu, se houve algum dano, é muito leve para ser notificado ...naquelas partes da cidade que antes formavam parte da baía e foram aterradas, poucas das fundações são firmes e foi aí que aconteceu o maior dano”

O estudo dos movimentos registrados em diferentes sítios na Cidade do México, durante o terremoto de Michoacan de 1985 (Mw=8,1), ilustrou a significativa relação entre as condições locais do solo e o dano causado nas estruturas. Isto levou a conseguir avanços importantes no entendimento da resposta cíclica de argilas plásticas (Dobry e Vucetic, 1987).

No estudo das características do terreno de fundação em sítios onde as edificações foram severamente danificadas no terremoto de Chile de 2010 (Mw=8,8, Vergara e Verdugo (2012) concluíram:

“... en el caso de los edificios ubicados en suelos no rígidos y semirígidos, los daños estructurales podrían eventualmente ser atribuidos al fenómeno de efecto de sitio.”.

“...no caso de edificios localizados em solo não rijos e semi-rijos, os danos estruturais podem ser atribuídos ao fenômeno do efeito do sítio.”.

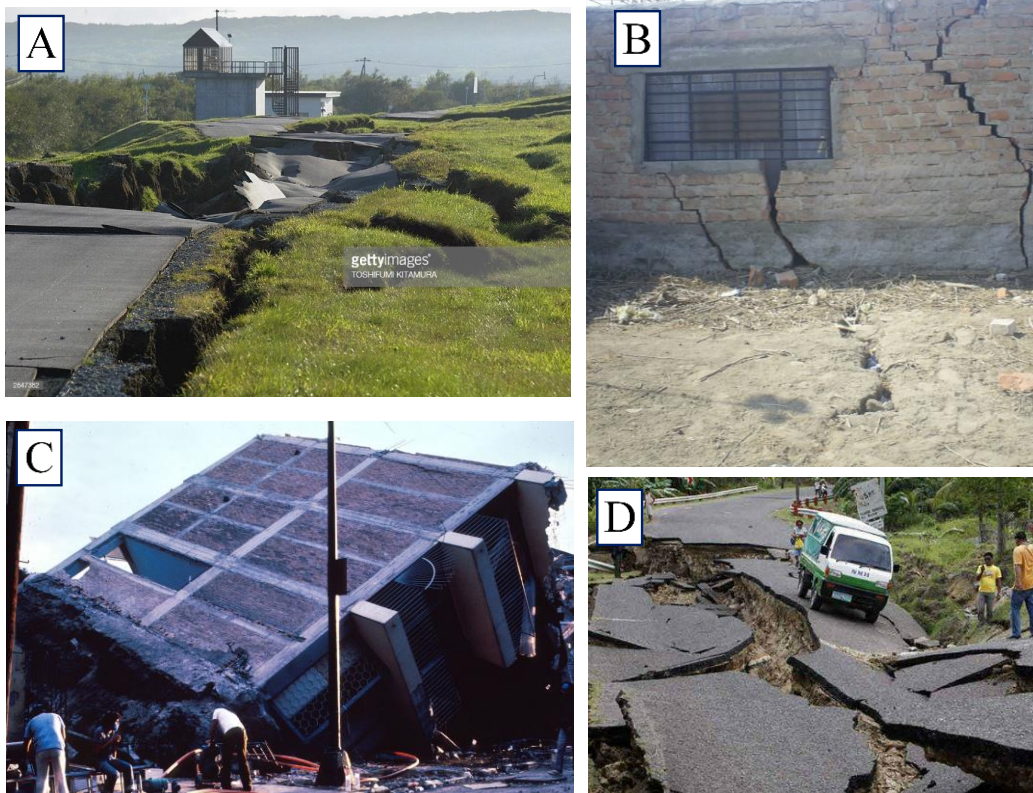


Figura 1.1 - Exemplos de danos estruturais em sítios de solo mole ocorridos nos sismos de (A) Japão, 2011; (B) Peru, 2007; (C) México, 1985; e (D) Equador, 2016.

Baseados nesta realidade, todas as normas de projeto sismo-resistente no mundo consideram o tipo de solo de fundação para a determinação das cargas sísmicas em projetos estruturais.

A norma de construção International Building Code (IBC, 2012) considera 6 categorias de sítio para projetos sísmicos (Tabela 1.1) : A, B, C, D, E e F, que caracterizam a rigidez e/ou resistência do solo baseados na velocidade da onda cisalhante nos 30 primeiros metros do perfil de solo (\bar{v}_s ou V_{s30}) .

Tabela 1.1 - Classificação de solos em função da velocidade de propagação da onda cisalhante (\bar{v}_s) – International Building Code (IBC, 2012) - American Society of Civil Engineers (ASCE 7 – 10).

SITE CLASS	SOIL PROFILE NAME	AVERAGE PROPERTIES IN TOP 100 feet, SEE SECTION 1613.5.5		
		Soil shear wave velocity, \bar{v}_s , (ft/s)	Standard penetration resistance, \bar{N}	Soil undrained shear strength, \bar{s}_u , (psf)
A	Hard rock	$\bar{v}_s > 5,000$	N/A	N/A
B	Rock	$2,500 < \bar{v}_s \leq 5,000$	N/A	N/A
C	Very dense soil and soft rock	$1,200 < \bar{v}_s \leq 2,500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 2,000$
D	Stiff soil profile	$600 \leq \bar{v}_s \leq 1,200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1,000 \leq \bar{s}_u \leq 2,000$
E	Soft soil profile	$\bar{v}_s < 600$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 1,000$
E	—	Any profile with more than 10 feet of soil having the following characteristics: 1. Plasticity index $PI > 20$, 2. Moisture content $w \geq 40\%$, and 3. Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F	—	Any profile containing soils having one or more of the following characteristics: 1. Soils vulnerable to potential failure or collapse under seismic loading such as liquefiable soils, quick and highly sensitive clays, collapsible weakly cemented soils. 2. Peats and/or highly organic clays ($H > 10$ feet of peat and/or highly organic clay where H = thickness of soil) 3. Very high plasticity clays ($H > 25$ feet with plasticity index $PI > 75$) 4. Very thick soft/medium stiff clays ($H > 120$ feet)		

Wair et al. (2012) definiram o V_{S30} em função do tempo que uma onda cisalhante leva para viajar de uma profundidade de 30 metros até a superfície do terreno, e não a média aritmética de V_S nos 30 primeiros metros. Como mostra a Equação 1.1, V_{S30} é calculado como 30 m dividido pela soma dos tempos de viagem da onda cisalhante através de cada camada. O tempo de viagem por cada camada é calculado como a espessura da camada em metros (d_i) dividido por velocidade de onda cisalhante da camada em m/s (V_{Si}).

$$V_{S30} = \frac{30m}{\sum \frac{d_i}{V_{Si}}} \quad (1.1)$$

1.2. Objetivo da pesquisa

O objetivo da pesquisa é analisar o comportamento sísmico de três sítios constituídos por solo mole de alta plasticidade não susceptíveis à liquefação. De acordo com o IBC (2012) um deles é classificado com como sítio tipo E e os outros dois como sítios tipo F. Devido ao fato de haver poucos dados empíricos da resposta sísmica de depósitos de solo não susceptíveis à liquefação tipo E e F, este estudo focou em obter dados de simulações numéricas, chamadas análises de resposta de sítio. Para este fim, no estado da prática, são utilizados registros em rocha de terremotos ocorridos representativos da sismicidade local. Quando os registros de movimento usados não foram obtidos em rocha, estes são

modificados por ajuste espectral em função da ameaça sísmica do local. Logo, o movimento previsto em rocha (sismo de projeto) é propagado verticalmente através da coluna de solo para estimar a resposta na superfície.

Neste estudo foram usados os programas de análise de propagação de ondas 1D SHAKE2000 e D-MOD2000. O primeiro incorpora o modelo de análise linear equivalente. O segundo é um programa de análise não linear baseado no modelo constitutivo hiperbólico MKZ (Matasovic e Vucetic, 1993), incorporando a simulação numérica do comportamento do solo em termos de tensões efetivas mediante modelos de degradação cíclica e geração e redistribuição de poropressão para areias e argilas.

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em sete capítulos, iniciando com o presente capítulo no qual o tema central da pesquisa é introduzido.

O capítulo 2 aborda os conceitos básicos de sismicidade e de propagação de ondas, assim como as principais características dos terremotos.

O capítulo 3 faz a descrição detalhada dos sítios estudados, assim como o processo de obtenção dos sismos de projeto para cada local.

O capítulo 4 apresenta as propriedades dinâmicas associadas aos modelos linear equivalente e não linear usados neste estudo.

O capítulo 5 descreve aspectos relacionados com a modelagem numérica dos comportamentos dinâmico, incluindo os tipos de amortecimento do material, os métodos de análise, os modelos usados, a definição do movimento de entrada e a seleção dos parâmetros de sítio.

O capítulo 6 apresenta e discute os resultados das análises, fazendo comparações dos tipos de análises aplicados e descrevendo os aspectos mais relevantes dos resultados em termos de espectro de acelerações, amplificação espectral, perfis de aceleração e deformação cisalhante máximas, deslocamentos máximos, amplificação de deslocamentos e perfis de deslocamento máximo.

Finalmente o capítulo 7 contém as conclusões do presente trabalho e sugere temas para futuras pesquisas relacionados com o comportamento sísmico de solos moles não susceptíveis a liquefação.

2 Sismicidade e propagação de ondas

Um dos maiores desafios da engenharia geotécnica de terremotos é a de poder caracterizar e avaliar da melhor forma o comportamento dinâmico dos solos e geoestruturas. É importante que os conceitos e procedimentos que implicam este tipo de análise sísmica sejam previamente revisados para serem aplicados com responsabilidade.

Portanto, neste capítulo, apresenta-se uma revisão dos aspectos básicos de sismicidade, caracterização e estimativa dos parâmetros de movimento, métodos empregados para avaliação da resposta do terreno, bem como da caracterização das propriedades dinâmicas, dentre outros aspectos.

2.1. Conceitos básicos de sismicidade

A sismologia surgiu de uma necessidade natural de entender a estrutura interna e o comportamento da terra, relacionados em particular com os fenômenos sísmicos. A investigação de problemas envolvendo carregamentos sísmicos requer o conhecimento básico de diferentes processos que influenciam a ocorrência de sismo e como estes provocam movimentos do terreno.

Aspectos relacionados à sismologia como a estrutura da Terra e processos de falhas geológicas como a teoria da recuperação elástica são explicados de forma mais abrangente por Bolt (1993), Kramer (1996) e no Brasil, pelo Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas (IAG) da Universidade de São Paulo, e pelo Observatório Sismológico da Universidade de Brasília.

A sismicidade em uma região pode ser considerada como proveniente de duas possíveis fontes: a) fontes pontuais ou lineares; b) fontes difusas. Na primeira categoria agrupam-se as falhas geológicas de pequena ou grande extensão, como nos contatos entre placas tectônicas, enquanto que nas fontes de origem difusa, como o próprio nome indica, estas encontram-se distribuídas em

uma grande área, como no caso do sudeste do Brasil, e não estão associadas diretamente à atividade de placas tectônicas.

Dentre os vários aspectos que o estudo da sismicidade abrange, é feita uma rápida revisão de conceitos gerais aplicados à análises sísmicas, como são os processos de propagação e atenuação de ondas sísmicas, localização, intensidade, magnitude e energia de um sismo e os efeitos que estes causariam.

2.1.1. Placas tectônicas

A teoria da tectônica de placas, ou teoria da deriva dos continentes, foi formulada pelo alemão Alfred Wegener no início do século XX, sendo atualmente bastante aceita pelos cientistas. Esta teoria considera que a litosfera é formada por placas tectônicas, separadas e distintas que flutuam sobre a astenosfera e movimentam-se em trajetórias complexas muito lentamente (2 a 10 cm/ano). As principais placas são: Africana, da Antártida, Arábica, Australiana, Caribenha, Cocos, Euroasiática, Filipinas, Nazca, Norte-Americana, do Pacífico, Indiana, Scotia, Juan de Fuca e Sul-Americana; (Figura 2.1). É nos primeiros 200 km da astenosfera (Figura 2.2), que são geradas as correntes de convecção, que vem a ser supostamente o mecanismo que proporciona a movimentação das placas tectônicas. Os movimentos podem ser divergentes, convergentes ou laterais, conforme mostrados na Figura 2.3. O movimento relativo destas placas pode ocorrer de forma lenta e contínua (assísmica) ou de forma brusca (sísmica). As regiões situadas na parte interna das placas tectônicas são denominadas intraplacas. As faixas próximas aos limites destas placas, denominadas de regiões interplacas, correspondem às regiões mais sismicamente ativas. Logo, a ocorrência de sismos e vulcões coincide com as bordas de placas.

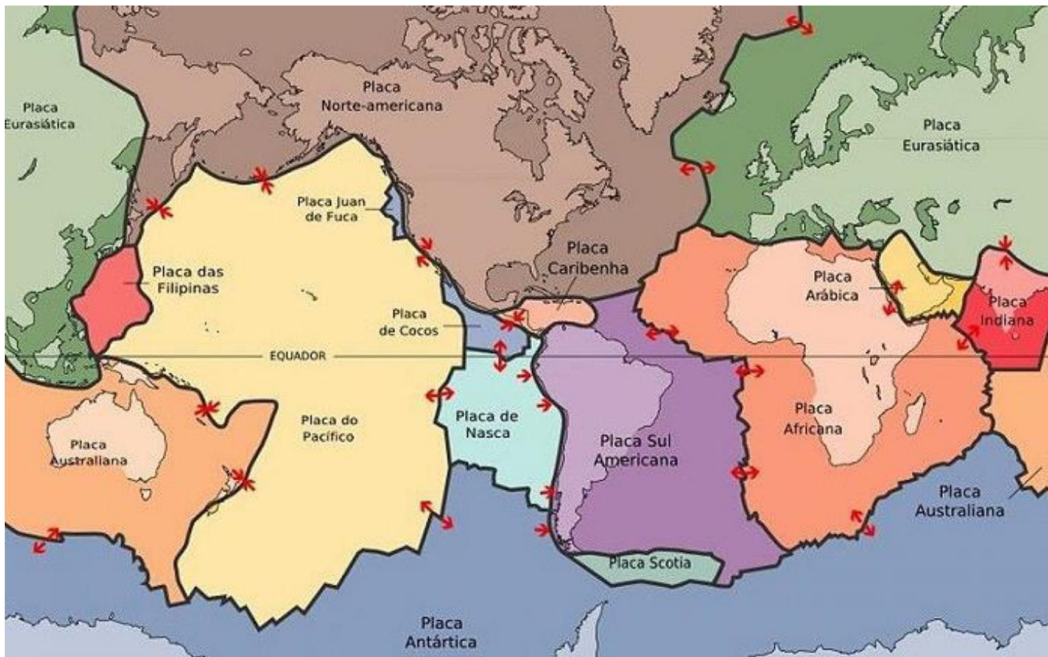


Figura 2.1 – As 15 maiores placas tectônicas
(Fonte: <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html>).

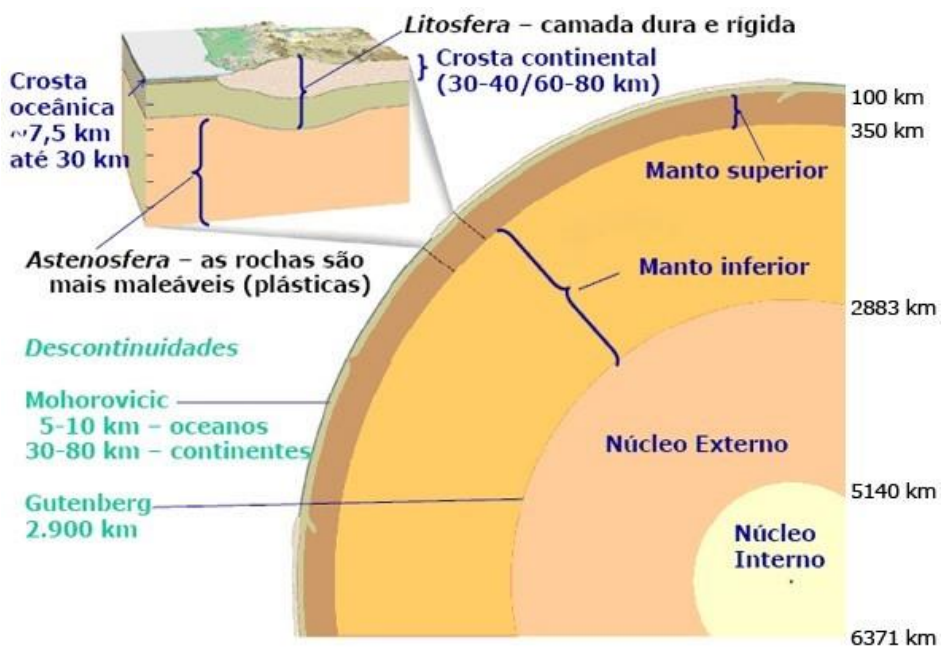


Figura 2.2 – Esquema da estrutura interna da Terra,
(www.ige.unicamp.br/site/aulas/109/Terra-tempo_geo-aula1.pdf).

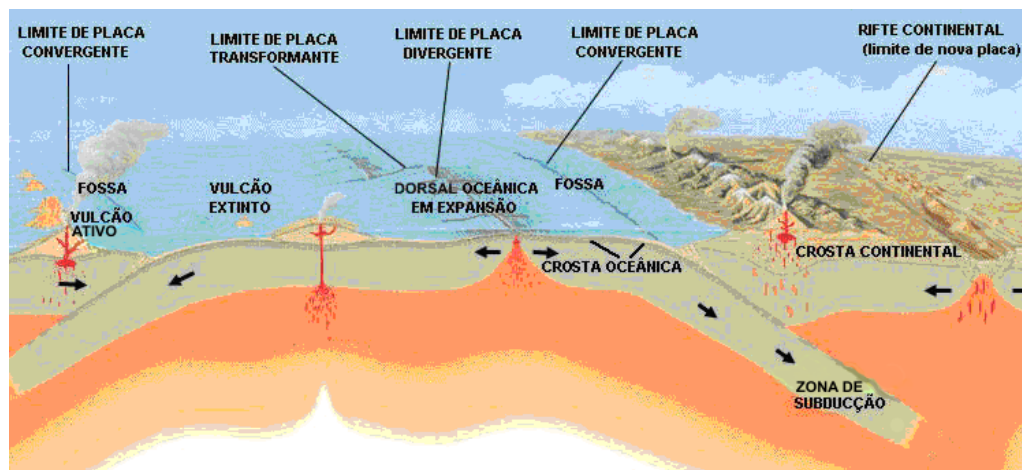


Figura 2.3 – Tipos de movimentos entre placas.

2.1.2. Bordas de placas tectônicas

A Terra é conformada por três zonas: núcleo, manto e crosta (2). O núcleo é formado por um núcleo interno e um externo, o primeiro com 1.400 km de diâmetro e o segundo com 2.000 km, sendo composto principalmente por metais de ferro e níquel fundido, com uma densidade 13,5 vezes maior do que a da água.

O manto, constitui 83% do volume e 65% da massa do planeta. Sua parte inferior é um material magmático com temperatura variando entre 1200°C a 3700°C e a parte superior, compreendida entre os 100 e 350 km de profundidade, é conhecida como astenosfera (do grego *asthenes* = fraqueza), flexível, parcialmente fundida e capaz de deformar-se plasticamente para acomodar os movimentos das placas tectônicas.

A crosta, ou litosfera, é a capa exterior do planeta e sua espessura é muito delgada em relação ao raio da Terra, na proporção da espessura da casca de um ovo. Ela é uma zona rígida formada principalmente por rochas cristalinas de basalto e granito de grande dureza e resistência, com uma espessura de aproximadamente 35 km, mas podendo alcançar valores de até 75 km abaixo de cadeias montanhosas. Na litosfera desenvolvem-se os terremotos causados por processos de tectonismo entre as 17 placas principais que a constituem (teoria das placas).

A teoria das placas foi desenvolvida em 1915 pelo cientista alemão Alfred Wegener, conhecida como a Teoria da Deriva dos Continentes. Esta supõe que há 200 milhões de anos todos os continentes estavam unidos, formando uma só

massa continental, denominada Pangea. No início da era geológica do Mesozóico, esta massa universal começou a fraturar e dividir-se, formando as massas continentais que hoje existem.

As placas tectônicas movimentam-se 10 cm por ano, em média, porém com diferentes velocidades e direções. Por isso, estão submetidas a estados de tensão que se aliviam através de erupções vulcânicas e geração de terremotos. As placas são impulsionadas por correntes de convecção térmica no manto, originadas por diferenças de temperatura que o magma alcança de acordo com a proximidade ao centro do planeta. A porção mais próxima ao centro aquece, sua densidade cai e sobe em direção à superfície, enquanto que a porção mais fria desce, formando então correntes de convecção térmica que se repetem há bilhões de anos.

Dependendo da direção do movimento identificam-se três tipos de bordas de placas: divergente (de criação), convergente (de destruição) e transformantes (de conservação).

2.1.2.1. Bordas divergentes ou de criação

Em algumas áreas ocorre um afastamento entre placas tectônicas, com a rocha em estado pastoso ascendendo do manto à superfície, onde esfria. Mediante medições batimétricas, oceanógrafos encontraram no meio do Oceano Atlântico (Figura 2.4) um sistema montanhoso que se expande e ramifica formando uma cadeia de montanhas de aproximadamente 40.000 km de extensão. Estudos geofísicos e oceanográficos têm demonstrado que esta cordilheira é formada por material magmático proveniente do manto da Terra, em um processo dinâmico de transformação do Oceano Atlântico. Outros casos de bordas divergentes ocorrem na cadeia do Pacífico Leste, próximo à ilha de Páscoa, no oceano Índico e na África oriental (*rift valley* africano) envolvendo Etiópia, Uganda, Quênia, República do Congo, Tanzânia, Mali e Moçambique.

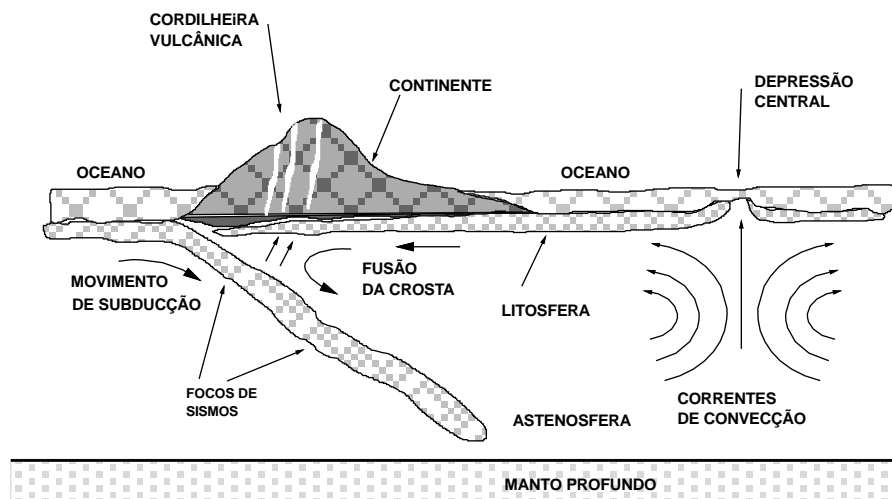


Figura 2.4 - Efeitos de correntes de convecção do magma com formação de bordas divergentes (oceano Atlântico) e convergentes (placas de Nazca e Sul Americana).

2.1.2.2. Bordas convergentes ou de destruição

As dimensões das massas continentais não variaram significativamente desde a formação do planeta há 4,5 bilhões de anos. Isto sugere que a crosta deve ser destruída na mesma medida em que é criada. Esta reciclagem ocorre ao longo de bordas convergentes das placas tectônicas, por colisão ou porque uma placa mergulha sob a outra (subducção) ou coloca-se sobre a outra (obducção) em regime tectônico compressivo.

Na Figura 2.4, para compensar a saída do material magmático no meio do oceano Atlântico é necessário que correntes descendentes façam mergulhar material da crosta, em movimentos de subducção, como o mergulho da placa de Nazca sob a placa Sul Americana, o que deu origem à cordilheira dos Andes e a um arco vulcânico, com a elevação da borda ocidental da placa Sul Americana. Junto à borda da placa Sul Americana existe uma estreita fossa, com desnível de 8 a 10 km, criada por subducção entre placas convergentes.

Os sismos produzidos nas zonas de subducção podem ter focos em profundidades superiores a 70 km. Na crosta continental (massa específica $2,8 \text{ g/cm}^3$), a maior parte dos sismos ocorre até 20 km de profundidade, sendo muito raros abaixo, uma vez que temperatura e pressão são elevadas, fazendo com que o material tenha comportamento dúctil. Como a crosta oceânica é mais fria (massa

específica $3,2 \text{ g/cm}^3$), nas zonas de subducção os sismos podem ser mais profundos.

2.1.2.3. Bordas transformantes ou de conservação

Este tipo de borda ocorre quando não há criação nem destruição de crosta, com as placas deslizando lateralmente uma em relação à outra, ao longo de fraturas denominadas falhas transformantes como a falha de San Andreas, na Califórnia, EUA. Neste caso a placa do Pacífico, onde está situada a cidade de Los Angeles, desloca-se em direção norte, enquanto que a placa Norte-Americana, onde está a cidade de São Francisco, movimenta-se para o sul. Quando a energia concentrada ao longo das bordas é liberada, produz terremotos com focos superficiais e altamente destrutivos.

Os tsunamis são formados quando o fundo oceânico é deformado, na sequência de liberação de energia sísmica, deslocando verticalmente a coluna d'água que repousa sobre ele.

2.1.3. Teoria da recuperação elástica

A teoria da recuperação elástica descreve o processo de sucessivas acumulações e liberações de energia deformacional no maciço rochoso adjacente a falhas. À medida que ocorre o movimento relativo das placas, a energia deformacional elástica é armazenada nos materiais geológicos e a tensão cisalhante aumenta no plano da falha que separa as placas. Quando a tensão cisalhante alcança a resistência cisalhante da rocha ao longo da falha, a rocha rompe e a energia deformacional armazenada é liberada. Os efeitos da falha dependem na natureza do material. No caso de rochas fracas e dúctil, a pouca energia deformacional que pode ser armazenada é liberada lentamente em um movimento assísmico. Por outro lado, em rocha dura e frágil, a ruptura acontece rapidamente e a energia armazenada é liberada explosivamente na forma de ondas de tensão sentidas com terremoto.

2.2. Ondas sísmicas

Quando um sismo ocorre, são gerados diferentes tipos de ondas que se propagam com velocidades e características dependentes das propriedades do meio por onde viajam.

Devido à liberação súbita de energia no hipocentro, ondas sísmicas são produzidas sob forma de ondas esféricas que se propagam através dos materiais geológicos. A curvatura da frente de ondas decresce com o aumento da distância ao hipocentro e, desta forma, a grandes distâncias a frente de ondas pode ser considerada como uma superfície plana e as ondas são tratadas como ondas planas. As ondas podem ser classificadas como ondas de corpo (ondas P e S que se propagam no interior da Terra) e ondas de superfície (ondas R e L que se propagam nas proximidades da superfície).

A onda *P* é conhecida como onda primária, longitudinal ou compressional e assemelha-se à onda acústica, propagando-se através de sucessivas compressões e expansões do meio (sólido, líquido ou gasoso). É a onda de corpo mais rápida, gerando vibrações da partícula na mesma direção de sua propagação (Figura 2.5a). A velocidade de propagação v_p de ondas P é dada pela teoria da elasticidade linear como:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.1)$$

onde ρ é a massa específica do material, λ e G são as constantes de Lamé (G é também definido como o módulo de cisalhamento), E é o módulo de Young e ν o coeficiente de Poisson.

A onda *S* faz vibrar uma partícula na direção normal à sua trajetória de propagação, sendo também conhecida como onda transversal, secundária ou de cisalhamento (Figura 2.5b). Dependendo da direção de vibração da partícula são ainda denominadas *SV* (movimento da partícula, ou polarização, no plano de propagação) ou *SH* (movimento da partícula, ou polarização, normal ao plano de propagação), conforme a Figura 2.5b, com velocidade de propagação v_s , expressa pela teoria da elasticidade linear por:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (2.2)$$

obtendo-se a relação entre as velocidades de propagação de ondas P e S,

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2.3)$$

de onde facilmente verifica-se que $v_p \geq v_s \sqrt{2}$.

As ondas de superfície (ondas Rayleigh – R, e ondas de Love – L) resultam de interações envolvendo as ondas de corpo, causadas por reflexões e refrações na superfície do terreno e nas interfaces entre camadas de diferentes densidades. Essas interações ocorrem com maior intensidade em sismos pouco profundos. Os movimentos produzidos por ondas de superfície estão em geral restritos a profundidades inferiores a 30 km.

As ondas Rayleigh geram movimentos elípticos das partículas superficiais (Figura 2.5c). As ondas R têm velocidade de propagação v_R ligeiramente inferior às ondas S, podendo ser aproximadamente calculadas pela equação 2.4. Na ocorrência de terremotos são o tipo de onda mais destrutivo, por propagarem-se junto à superfície, onde se encontram as obras de engenharia, e por sua menor perda de energia com a distância de propagação (baixa atenuação).

$$v_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} v_s \quad (2.4)$$

As ondas Love (L) ocorrem em formações estratificadas específicas, provocando movimentos similares aos da onda *SH*, fazendo vibrar partículas superficiais na direção normal à direção de propagação da onda, conforme a Figura 2.5d.

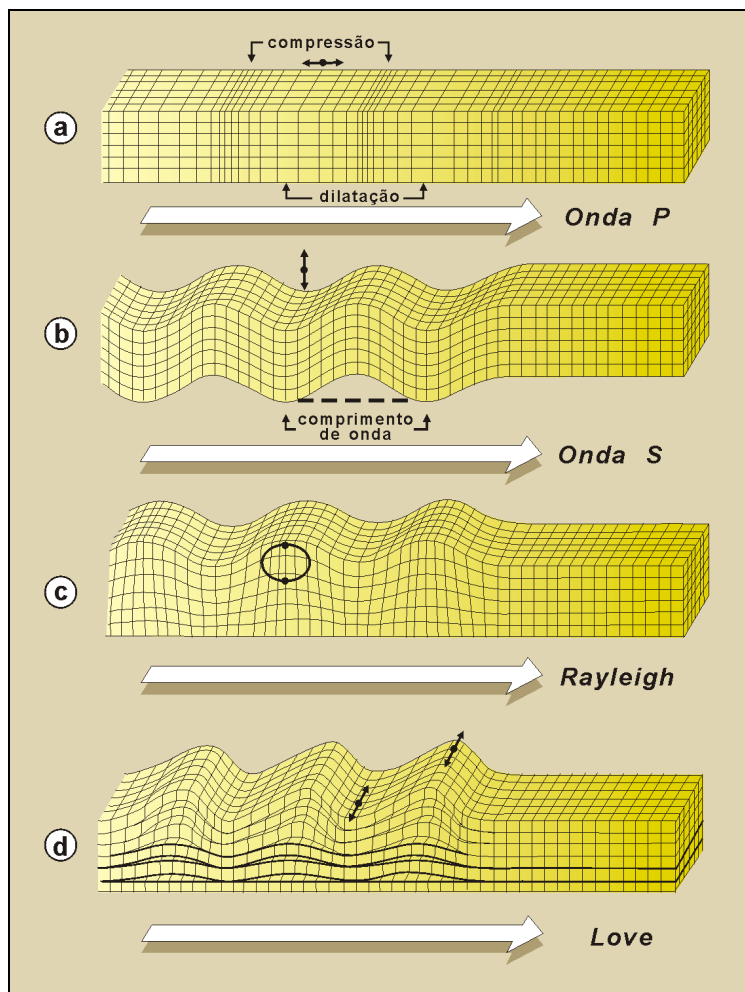


Figura 2.5 – Deformações produzidas por ondas de corpo (a) e (b); e por ondas de superfície (c) e (d).

Em eventos de foco profundo prevalecem as ondas de corpo P e S, enquanto que em sismos de foco superficial predominam as ondas de superfície. A Figura 2.6 mostra os registros de dois sismos com origem no arquipélago de Tonga, no Pacífico, sendo o primeiro de foco profundo e o segundo de foco superficial, ambos detectados em Albuquerque, Novo México, EUA, a 10.000 km de distância. O sismo de foco profundo gera ondas de corpo P e S de grande amplitude, porém pouca atividade produzida por ondas de superfície foi registrada. Por outro lado, no caso do sismo de foco superficial, observa-se claramente que a maior parte da energia foi liberada sob forma de ondas de superfície de grande amplitude.

Para sismos profundos, devido a sucessivas reflexões e refrações entre materiais de diferentes velocidades de propagação, as ondas alcançam a superfície

da Terra mais verticalmente, reduzindo, portanto, a geração de ondas de superfície.

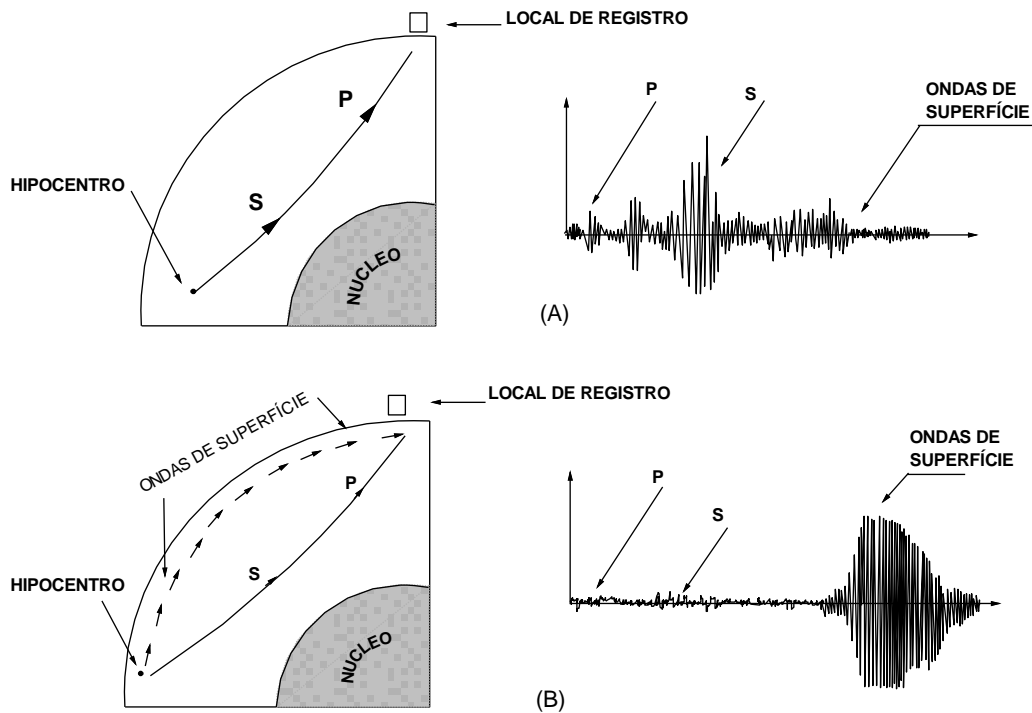


Figura 2.6 - Ondas sísmicas registradas a 10.000 km do epicentro: a) sismo de foco profundo; b) sismo de foco superficial. Modificado de Sauter (1989).

2.3. Grandeza de um sismo

Têm-se duas formas principais de estimativa do tamanho de um sismo. A magnitude, que correlaciona a energia liberada em uma escala logarítmica, e a intensidade, que descreve os efeitos de um sismo na superfície da Terra.

2.3.1. Intensidade

A intensidade de um sismo é uma medida qualitativa que classifica a severidade do movimento do solo, provocado por um sismo, numa determinada área, com base nos efeitos experimentados por pessoas e observados em objetos, estruturas e na natureza. É, portanto, um parâmetro subjetivo, pois depende da impressão do observador. A escala de intensidade mais utilizada é a de Mercalli Modificada (MMI), subdividida em 12 graus de intensidade.

2.3.2. Magnitude

A magnitude é uma medida quantitativa relacionada com a energia liberada pelo sismo, sendo calculada em função da máxima amplitude dos deslocamentos registrados em estações sismográficas.

2.3.2.1. Magnitude Local (M_L)

A magnitude da maioria dos terremotos é medida através da escala Richter, também conhecida como magnitude local (M_L), desenvolvida em 1935 com o propósito de medir terremotos do sul da Califórnia e baseada na máxima amplitude do movimento sísmico registrado versus a distância do ponto de observação. A escala é definida, tomando-se o logaritmo decimal da máxima amplitude registrada por um sismógrafo Wood-Anderson, particularmente sensível a ondas S com período de 1 segundo ($T = 1s$). Assim, para cada número inteiro da escala, por exemplo terremoto de magnitude 5, a amplitude do movimento registrado é 10 vezes maior do correspondente a um terremoto de magnitude 4, com 32 vezes maior liberação de energia. Embora o trabalho original de Richter tenha sido calibrado somente para sismógrafos Wood-Anderson, e especificamente para terremotos do sul da Califórnia, sismologistas desenvolveram fatores de escala para adaptar a escala de Richter para vários outros tipos de sismógrafos instalados em todo o mundo, inclusive na Lua e no planeta Marte. A saturação da escala é atingida para terremotos com magnitude entre 6,5 – 6,8, além da qual os valores registrados na escala são similares.

$$M_l = \log A(\Delta) - \log A_0(\Delta) \quad (2.5)$$

Onde A e A_0 representam as amplitudes máximas de deslocamento horizontal registradas a uma distância epicentral Δ para terremoto com magnitudes M_l e zero, respectivamente. Richter definiu a magnitude zero como aquela que induz uma amplitude de deslocamento igual a um micrômetro ($1 \mu\text{m}$) para um epicentro localizado à distância de 100 km de uma estação Wood-Anderson. Para diferentes tipos de estações sismográficas é necessário aplicar uma correção no termo da distância epicentral associado à definição da constante A_0 .

2.3.2.2. Magnitude de ondas de superfície (M_s)

O período de ondas Rayleigh situa-se geralmente entre 20 ± 2 s. Ondas R com período neste intervalo podem então ser usadas para calcular a magnitude de ondas de superfície M_s definida por:

$$M_s = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1,66 \log(\Delta) + 3,3 \quad (2.6)$$

onde A representa a máxima amplitude do deslocamento vertical em micrômetros, T o correspondente período da onda entre 18s e 22s e Δ a distância epicentral medida em graus ($20^\circ \leq \Delta \leq 160^\circ$) para terremotos com profundidade focal menor a 50 km. A profundidade focal afeta o trem de ondas sísmicas mesmo quando a energia liberada pelo terremoto é a mesma. Um sismo com foco profundo pode produzir um pequeno trem de ondas de superfície enquanto que terremotos superficiais com a mesma energia geram grande quantidade de ondas R. A equação 2.6 foi desenvolvida para terremotos superficiais (foco com profundidade menor que 50 km) e distâncias epicentrais superiores a 20° , necessitando-se correções para compensar outras situações, inclusive efeitos geográficos locais. O cálculo da magnitude de ondas de superfície não requer a existência de registros sismográficos dentro de 100 km do epicentro, de modo que para muitos terremotos ocorridos no mundo foram estimadas as correspondentes magnitudes M_s . Todavia, esta escala de magnitudes também satura para M_s entre 8,3 a 8,7.

2.3.2.3. Magnitude de ondas de corpo (m_b)

A magnitude de ondas de corpo não é sensível à profundidade do terremoto. Como resultado, escalas de magnitude de terremoto também foram propostas com base neste tipo de ondas, originalmente desenvolvidas por Gutenberg (1945) considerando ondas P :

$$m_b = \log_{10}(A/T) + Q(\Delta, h) \quad (2.7)$$

onde A é a máxima amplitude do movimento (em micrômetros) causado por ondas P com período $T < 3s$ e $Q(\Delta, h)$ um fator empírico de correção para atenuação do registro devido à distância epicentral Δ (graus) e profundidade focal h (quilômetros).

Durante um terremoto, movimentos bruscos de um segmento de falha podem acontecer e a área S do segmento, bem como o deslocamento D ocorrido, podem ser medidos. Considerando μ o módulo de cisalhamento do maciço rochoso adjacente à falha, o momento sísmico M_0 do terremoto é determinado:

$$M_0 = \mu DS \quad (2.8)$$

2.3.2.4. Magnitude de momento (M_w)

O momento sísmico é uma grandeza utilizada para definir a magnitude de momento, introduzida por Hanks e Kanamori (1979), que atualmente substituiu a escala Richter para determinar a magnitude dos grandes terremotos.

$$M_w = \frac{2}{3}(\log_{10} M_0 - 9,1) \quad (2.9)$$

onde M_0 é expresso em N.m.

A seguinte expressão permite calcular a diferença proporcional de energia liberada $f_{\Delta E}$ por dois terremotos de magnitude M_{w1} e M_{w2} ,

$$f_{\Delta E} = 10^{\frac{3}{2}(M_{w2} - M_{w1})} \quad (2.10)$$

Assim, um acréscimo de um nível na escala logarítmica corresponde a um acréscimo de cerca de 32 vezes na energia liberada, enquanto que o acréscimo de 2 níveis significa 1.000 vezes mais liberação de energia pelo terremoto.

A escala de magnitudes de momento M_w tem vantagens sobre as anteriores porque não atinge a saturação, significando que grandes terremotos podem ser mais precisamente registrados. Por esta razão, a magnitude de momento vem substituindo as demais escalas para estimativas de terremotos de grande magnitude.

O momento sísmico M_0 é uma medida da energia total liberada durante um terremoto, mas apenas a energia E_S propagada através de ondas de tensão é medida pelos sismógrafos, pois outras parcelas da energia total são convertidas em calor e energia de fraturamento. Com base neste fato, Choy e Boatwright (1995) definiram a magnitude de energia M_E :

$$M_E = \frac{2}{3} \log_{10} E_S - 2,9 \quad (2.11)$$

onde $E_S = 1,6 (M_0 \times 10^{-5})$ em unidades N.m.

As magnitudes M_W e M_E não são equivalentes porque medem diferentes propriedades de um terremoto. M_W é obtido com base no espectro de deslocamentos e está fisicamente relacionado com o deslocamento final provocado pelo terremoto, enquanto M_E é obtido com base no espectro das velocidades e está associado ao potencial do sismo em provocar danos em estruturas. Antes do que uma estimativa alternativa, a magnitude de energia M_E representa um complemento essencial da magnitude de momento M_W para descrever o tamanho e os efeitos de um terremoto.

Para terremotos com profundidade focal $h < 50$ km, é possível estimar sua intensidade máxima I_{max} com base na magnitude M_S através da correlação empírica proposta por Kárnik (1971):

$$I_{max} = 1,5M_S - 1,8 \log_{10} (h) + 1,7 \quad (2.12)$$

Este tipo de equação é útil para uma estimativa rápida dos danos prováveis causados por um terremoto, com base nas consequências dos níveis de intensidade I a XII da escala Mercalli Modificada.

2.4. Localização de um sismo

O local onde se inicia o processo de ruptura, isto é, a liberação da energia que está acumulada no interior da Terra, de onde se originam as primeiras ondas sísmicas é chamado de foco ou hipocentro do sismo e a sua projeção na superfície da Terra designa-se por epicentro. A distância na superfície entre o epicentro e um observador ou sítio é conhecida como distância epicentral e a distância entre um observador e o foco é chamado distância focal ou distância hipocentral (Figura 2.7).

A diferença entre os tempos de chegada das ondas P e S a uma estação sismográfica permite estimar a distância epicentral pela expressão:

$$d_e = \frac{\Delta t_{P-S}}{1/v_P - 1/v_S} \quad (2.13)$$

onde Δt_{P-S} é a diferença entre os tempos de chegada das ondas P e S, com velocidades v_P e v_S , respectivamente. Conhecendo-se esta distância calculada com pelo menos três diferentes estações sismográficas, bastaria traçar, com o auxílio de um compasso, três arcos de circunferência com centro nessas estações, e raios iguais às respectivas distâncias epicentrais, para determinar, na interseção, a localização do epicentro do terremoto. Atualmente, sistemas de aquisição automática de movimentos sísmicos permitem a transmissão de dados diretamente da estação sísmica até um computador central que localiza a profundidade do foco e a magnitude do sismo rapidamente, sendo o único fator limitante o tempo que as ondas sísmicas demoram em viajar do epicentro até as estações (em geral menos de 10 minutos).

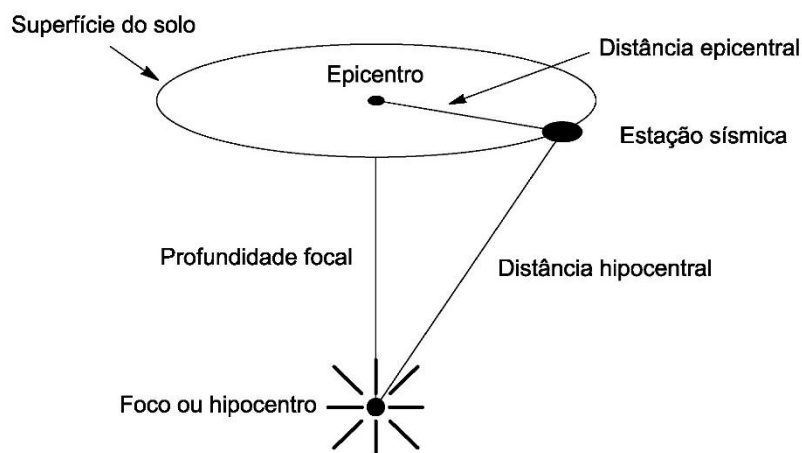


Figura 2.7 - Elementos para descrição da localização de um sismo (adaptado de Kramer, 1996).

Os tipos de distância usadas nas leis de atenuação do sítio à fonte (Figura 2.8) são, Focal (R_{focal}), Epicentral (R_{epi}), Joyner & Boore (R_{JyB} , menor distancia ao plano de falha sobre a superfície da terra), e menor distancia à área de ruptura (R_{rup}).

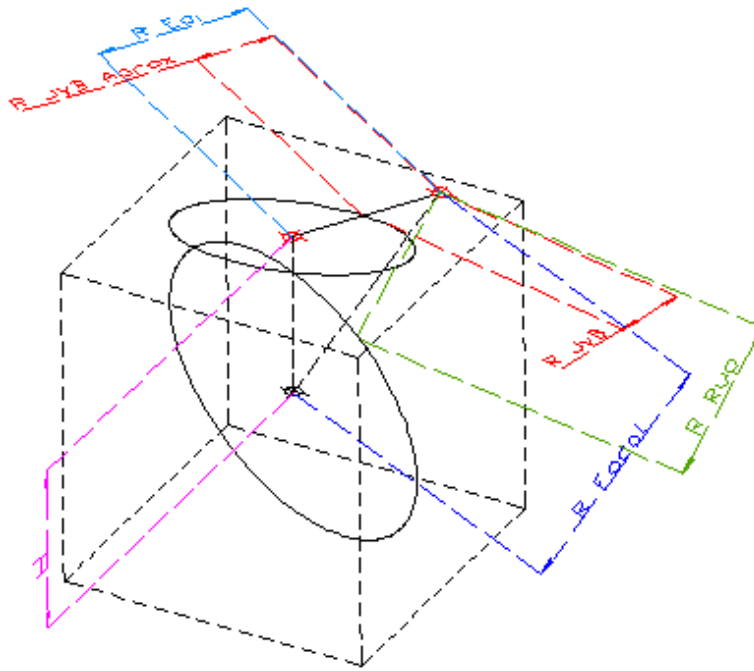


Figura 2.8 - Diferentes distâncias usadas nas leis de atenuação (Ordaz et al., 2015).

Onde: H é a profundidade focal.

R_{focal} e R_{epi} podem ser calculados diretamente conhecendo o hipocentro do sismo. R_{rup} e R_{JB} precisam a especificação de uma área de ruptura. Esta área é especificada, no programa computacional CRISIS, com o seguinte critério:

- A área de ruptura é assumida circular com radio R , que depende da magnitude.
- Se o ponto de interesse está dentro da projeção da ruptura na superfície da terra, $R_{JB} = 0$ e $R_{rup} = H$.
- As leis de atenuação indicam que tipo de distância usar para cada uma delas.
- O cálculo de valores exatos das distancias R_{JB} e R_{rup} é complicado. Para economizar tempo de cálculo, os valores exatos são aproximados com formulações mais simples que produzem pequenos erros.

3

Sítios selecionados e terremotos de projeto

3.1.

Sítios selecionados para análise de resposta sísmica

Neste estudo foram executadas análises de resposta sísmica para 3 sítios, os quais são classificados conforme o International Building Code 2012 (IBC, 2012) como sítios tipo E e F. Nas seguintes seções faz-se uma descrição detalhada de cada sítio. Estes sítios estão baseados em perfis reais do subsolo e seus parâmetros foram determinados ou correlacionados a partir de dados medidos de ensaios de campo e laboratório conforme os procedimentos descritos nas seções 4.3 e 5.6.

3.1.1.

Arequipa, Peru, sítio AQP

O sítio AQP está baseado na investigação geotécnica para avaliar o local definitivo da construção de uma barragem para um reservatório de água localizado ao sul do Peru, na cordilheira dos Andes na região de Arequipa (Figura 3.1). A informação inclui o estudo geológico regional e local, os registros de perfuração, ensaios SPT, perfil de velocidade de onda cisalhante pelo método geofísico de análise multicanal de ondas superficiais (MASW), ensaios triaxiais CIU e UU, ensaios de permeabilidade, ensaios de caracterização física. A Figura 3.1 mostra a localização do sítio AQP e o epicentro do terremoto de Arequipa de 2001 ($M_w=8,4$) usado para gerar o terremoto de projeto para a análise do sítio AQP (seção 4.2).

O depósito de solo AQP, classificado como sítio tipo E, consiste em 4 metros de argila de alta plasticidade, IP de 38, seguido de 17 metros de areia argilosa com matriz de alta plasticidade e 56 metros de camadas de pedregulho e areia argilosa de compactidade média a alta ($v_s > 350\text{m/s}$, $\text{SPT} > 14$) até o embasamento de rocha vulcânica andesítica a 77 metros de profundidade. A Tabela 3.1 apresenta em detalhe as propriedades geomecânicas do depósito AQP consideradas na análise. Os procedimentos para a obtenção dos parâmetros que

não são diretamente fornecidos pela investigação geotécnica são descritos nas seções 4.3 e 5.6. A Figura 3.2 mostra os perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada considerados na modelagem numérica.

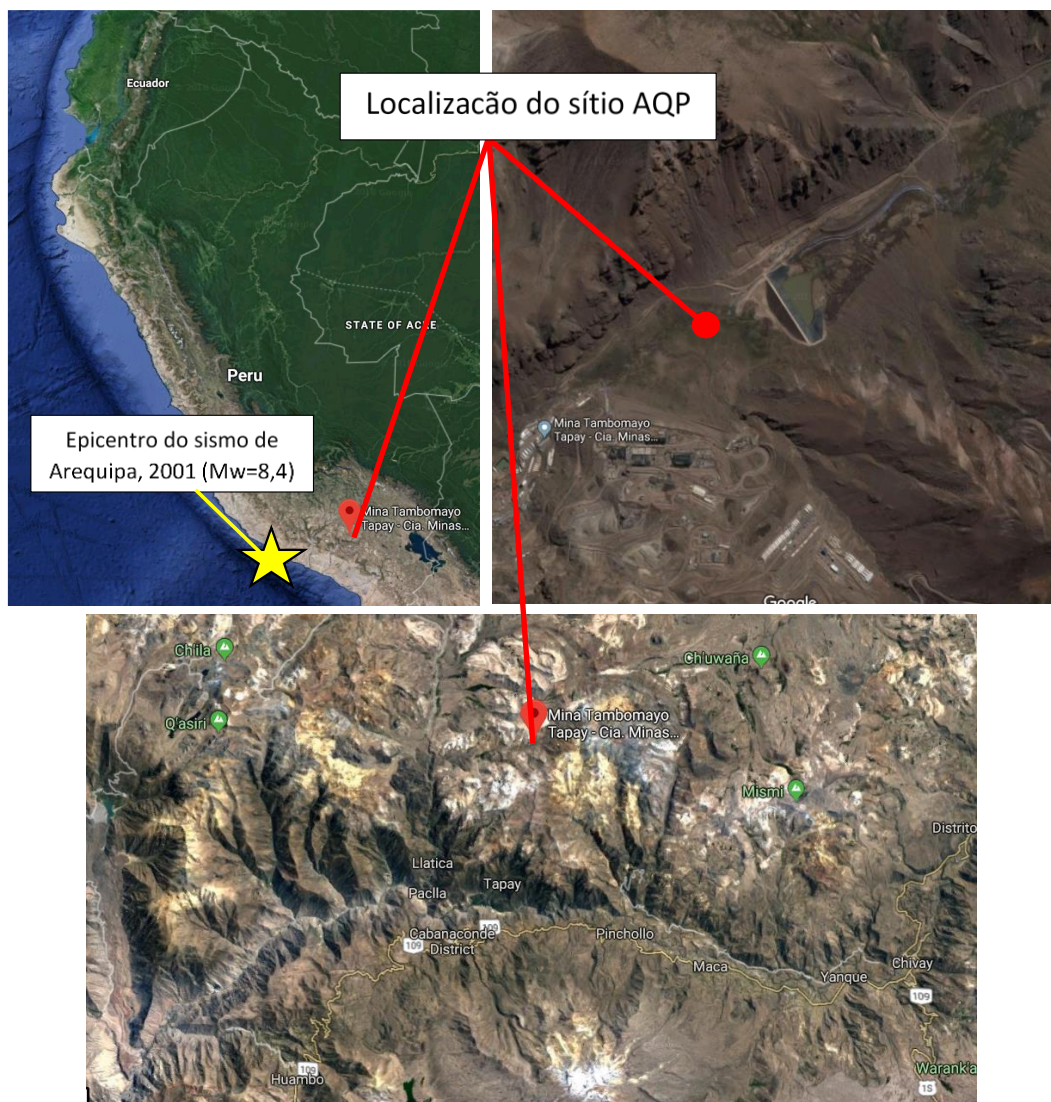


Figura 3.1 – Localização do sítio AQP em Arequipa, Peru e do epicentro do terremoto de Arequipa de 2001 (Mw=8,4).

Tabela 3.1 – Propriedades geomecânicas do depósito de solo no sítio AQP.

Prof. ¹ (m)	SUCS ²	Esp. ³ (m)	γ^4 (kN/m ³)	Vs ⁵ (m/s)	OCR ⁶	IP ⁷	τ_{ff}^8 (atm)	G _{max} ⁹ (atm)
0.5	CH	0.5	13.83	100	1	38	0.004	139.14
1	CH	0.5	13.83	100	1	38	0.008	139.14
2	CH	1	13.83	120	1	38	0.018	200.35
3	CH	1	13.83	120	1	38	0.027	200.35
4	SC	1	14.71	120	1	38	0.040	213.1
5	SC	1	14.71	140	1	40	0.053	290.06
6	SC	1	14.71	150	1	40	0.066	332.97
7	SC	1	15.7	150	1	40	0.082	355.38
8	SC	1	15.7	140	1	40	0.098	309.58
9	SC	1	15.7	130	1	40	0.114	266.93
10.5	SC	1.5	15.7	130	1.5	40	0.190	266.93
12	SC	1.5	15.7	130	1.5	40	0.222	266.93
13.5	SC	1.5	15.7	130	1.5	40	0.255	266.93
15	SC	1.5	15.7	135	1.5	40	0.288	287.86
16.5	SC	1.5	15.7	140	1.5	40	0.312	309.58
18	SC	1.5	15.7	140	1.5	40	0.345	309.58
19.5	SC	1.5	15.7	180	1.5	40	0.378	511.75
21	GC	1.5	18	200	1.5	40	0.424	724.35
24	GC	3	18	350	2	40	0.648	2218.3
27	SC	3	18	350	2	40	0.762	2218.3
30	SC	3	18	400	2	40	0.876	2897.4
33	SC	3	18	400	2	40	0.991	2897.4
36	SC	3	18	400	2	40	1.106	2897.4
39	SC	3	18	500	2	40	1.221	4527.2
42	GC	3	18	500	2	40	1.336	4527.2
47	SC	5	18	500	2	40	1.526	4527.2
52	SC	5	18	500	2	40	2.016	4527.2
57	SC	5	18	650	2	40	2.231	7650.9
62	SC	5	18	650	2	40	2.464	7650.9
67	SC	5	18	650	2	40	2.668	7650.9
72	SC	5	18	650	2	40	2.903	7650.9
77	SC	5	18	650	2	40	3.138	7650.9

1. Profundidade.
2. Sistema unificado de classificação de solos, ASTM D 2487.
3. Espessura da camada.
4. Peso específico do solo.
5. Velocidade de onda de cisalhamento.
6. Razão de pre-adensamento.
7. Índice de plasticidade.
8. Resistência ao cisalhamento não drenada.
9. Módulo cisalhante máximo do solo.

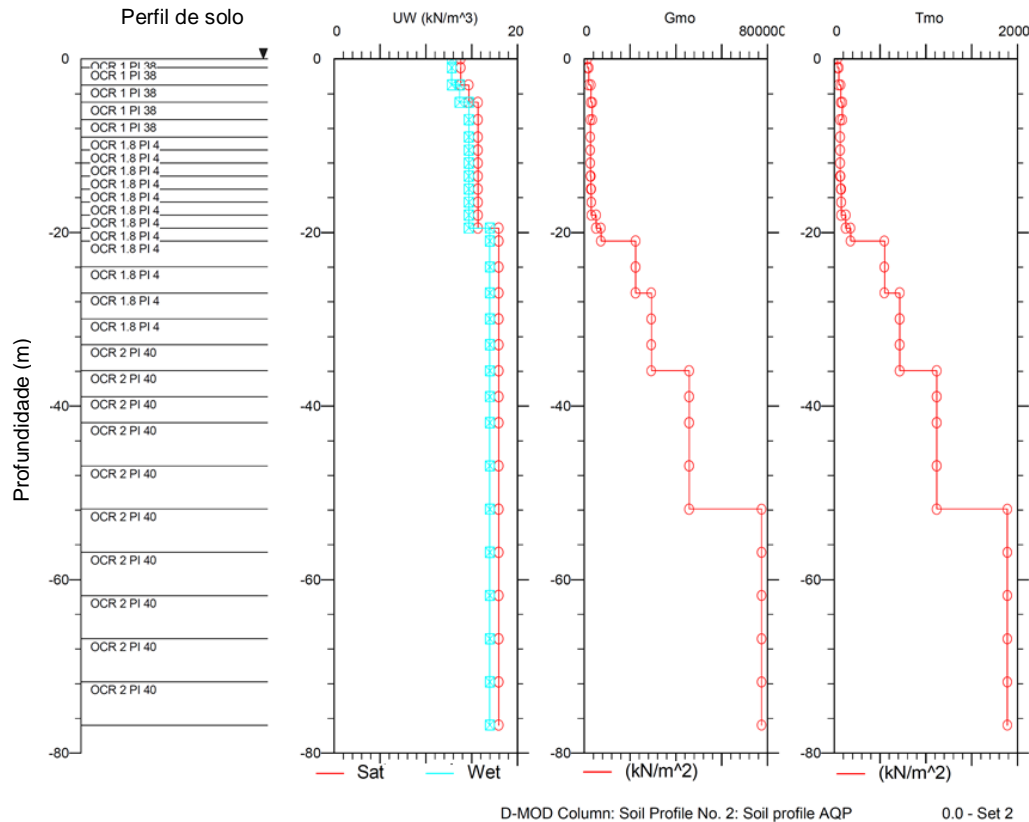


Figura 3.2 – Perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica do sítio AQP.

3.1.2. Hokkaido, Japão, sítio TKCH

O sítio TKCH está baseado no perfil de solo da estação KiK-NET TKCH07 localizada nas coordenadas 42.8114 N, 143.5203 E, na subprefeitura de Tokachi perto da costa leste de Hokkaido, Japão. KiK-net é uma rede sismográfica operada pela National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED) do Japão, que consiste de pares de sismógrafos de alta sensibilidade instalados no fundo de furos de perfuração, no embasamento rochoso, e na superfície. Os dados geotécnicos do perfil estão disponíveis na base de dados do NIED (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp>). A Figura 3.3 mostra a localização do sítio TKCH e o epicentro do terremoto de Tohoku de 2011 ($M_w=9,1$) usado para gerar o terremoto de projeto para a análise do sítio TKCH (seção 3.2).

O depósito de solo mole TKCH, classificado como sítio tipo F consiste de 14 metros de argila de alta plasticidade, IP de 80, com uma crosta pré-adensada seguida de 14 metros de areia siltosa de plasticidade moderada, 10 metros de areia

siltosa bem graduada de baixa plasticidade e 55 metros de silte sobre o embasamento rochoso situada a 103 metros de profundidade. O perfil TKCH07 forneceu as velocidades de onda cisalhante, espessura de camadas e tipo de solo. Os outros parâmetros foram definidos baseados nas características geotécnicas gerais para o tipo de solo e velocidades de onda cisalhante dadas.

A Tabela 3.2 apresenta em detalhe as propriedades geomecânicas do depósito TKCH consideradas na análise. Os procedimentos para a obtenção dos parâmetros que não são diretamente fornecidos pela investigação geotécnica são descritos nas seções 4.3 e 5.6. A Figura 3.4 mostra os perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica.

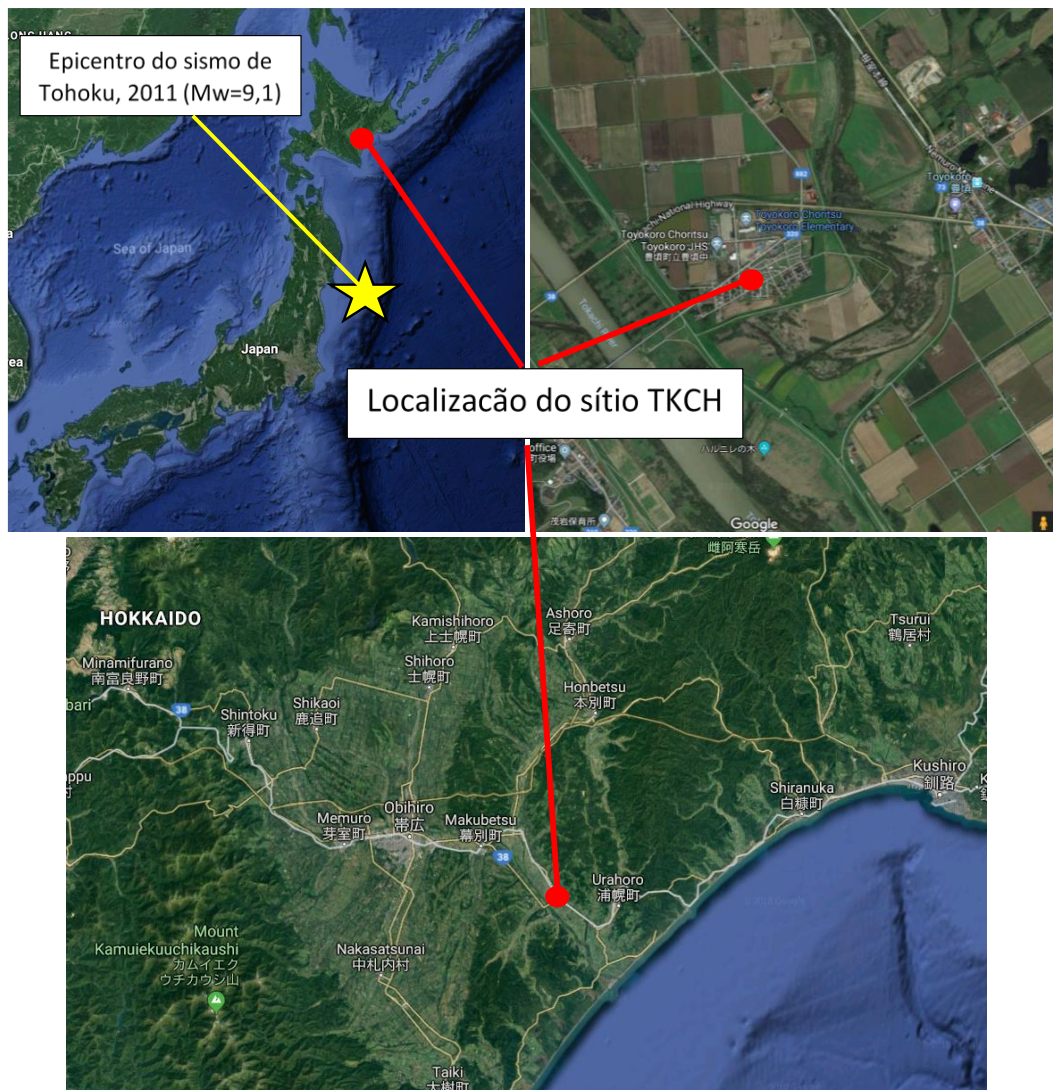


Figura 3.3 – Localização do sítio TKCH em Tokachi, Hokkaido, Japão e do epicentro do terremoto de Tohoku 2001 (Mw=9,1).

Tabela 3.2 – Propriedades do depósito de solo no sítio TKCH.

Prof. ¹ (m)	SUCS ²	Esp. ³ (m)	γ^4 (kN/m ³)	V _s ⁵ (m/s)	OCR ⁶	IP ⁷	τ_{ff}^8 (atm)	G _{max} ⁹ (atm)
0.7	CH	0.7	15.5	80	5	80	0.030	99.9
1.4	CH	0.7	15.5	80	4	80	0.049	99.9
2.1	CH	0.7	15.5	80	3.5	80	0.074	99.9
3.1	CH	1	16.5	110	3	80	0.100	201.1
4.2	CH	1.1	16.5	110	2	80	0.106	201.1
5.3	CH	1.1	16.5	110	1.5	80	0.112	201.1
6.4	CH	1.1	16.5	110	1.3	80	0.124	201.1
7.5	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.135	201.1
8.6	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.157	201.1
9.7	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.180	201.1
10.8	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.202	201.1
11.9	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.225	201.1
13	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.247	201.1
14.1	CH	1.1	16.5	110	1.15	80	0.269	201.1
16	SM	1.9	17	200	2	60	0.469	685
18	SM	2	17	200	1.5	60	0.425	685
20	SM	2	17	200	1.3	60	0.428	685
22	SM	2	17	200	1.3	60	0.476	685
24	SM	2	17	200	1.3	60	0.524	685
26	SM	2	17	200	1.3	60	0.572	685
28	SM	2	17	200	1.3	60	0.620	685
30	SM	2	17	200	1.3	60	0.669	685
32	SM	2	17	200	1.3	60	0.717	685
34	SM	2	17	200	1.3	60	0.765	685
36	SM	2	17	200	1.3	60	0.813	685
38	SM	2	17	200	1.3	60	0.862	685
41	SW-SM	3	19	350	1.5	35	1.254	2345
44.5	SW-SM	3.5	19	350	1.3	35	1.238	2345
48	SW-SM	3.5	19	350	1.3	35	1.368	2345
53	ML/MH	5	18	500	3.5	100	3.345	4533
58	ML/MH	5	18	505	3	100	3.279	4624
63	ML/MH	5	18	510	2.75	100	3.358	4716
68	ML/MH	5	18	515	2.5	100	3.390	4809
73	ML/MH	5	18	520	2.5	100	3.668	4903
78	ML/MH	5	18	525	2.5	100	3.946	4998
83	ML/MH	5	18	530	2.5	100	4.224	5093
88	ML/MH	5	18	530	2.5	100	4.502	5093
93	ML/MH	5	18	530	2.5	100	4.780	5093
98	ML/MH	5	18	530	2.5	100	5.058	5093
103	ML/MH	5	18	530	2.5	100	5.336	5093

1. Profundidade.
2. Sistema unificado de classificação de solos, ASTM D 2487.
3. Espessura da camada.

4. Peso específico do solo.
5. Velocidade de onda de cisalhamento.
6. Razão de pre-adensamento.
7. Índice de plasticidade.
8. Resistência ao cisalhamento não drenada.
9. Módulo cisalhante máximo do solo.

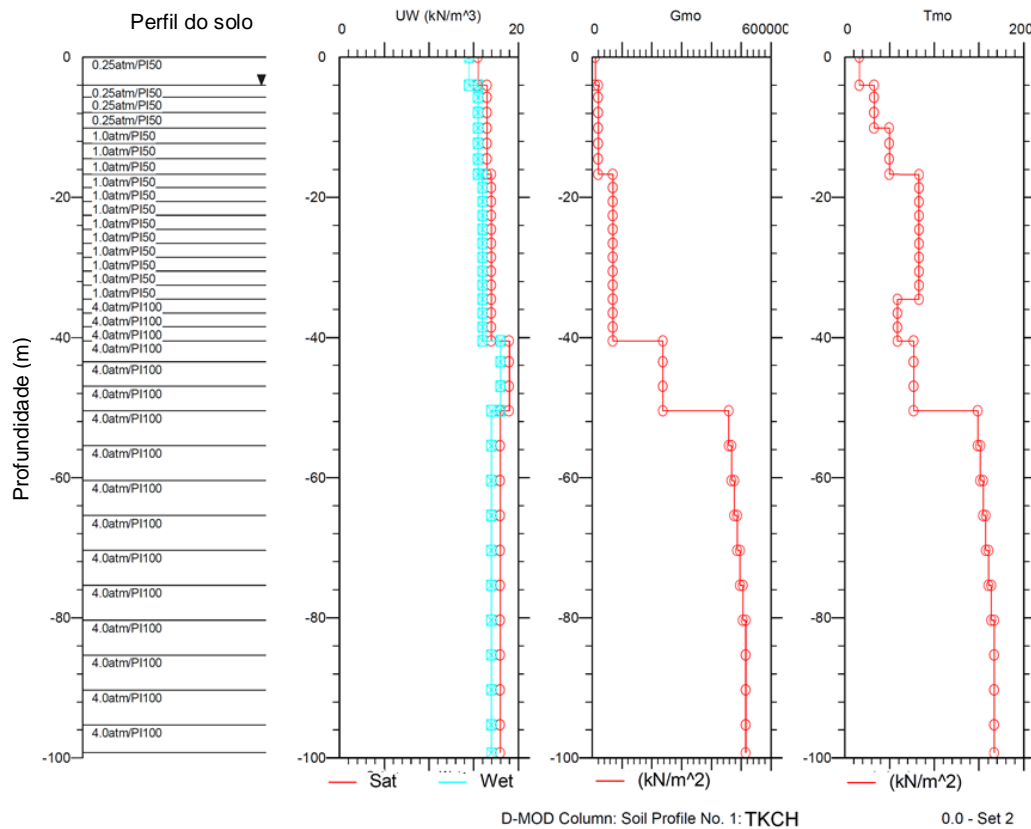


Figura 3.4 – Perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica do sítio TKCH.

3.1.3. Guayaquil, Equador, sítio GYL

O perfil GYL está baseado em uma investigação geotécnica na cidade de Guayaquil (Figura 3.5), na região do depósito estuarino do rio Guayas conformado principalmente por argila mole (argila de Guayaquil). A informação inclui descrição do sítio, registros de perfuração, ensaios SPT, ensaios CPT, perfis de velocidade de onda cisalhante mediante a técnica de refração de microtremores (ReMi) e os resultados de ensaios de laboratório de resistência e adensamento.

O depósito de solo GYL, classificado como sítio tipo F, consiste em 2 metros de aterro compactado seguido de 37 metros de argila mole de alta

plasticidade e 11 metros de areia densa sobre o embasamento rochoso a uma profundidade de 50 metros.

A Tabela 3.3 apresenta em detalhe as propriedades geomecânicas do depósito GYL consideradas na análise. Os procedimentos para a obtenção dos parâmetros que não são diretamente fornecidos pela investigação geotécnica são descritos nas seções 4.3 e 5.6. A Figura 3.6 mostra os perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica.



Figura 3.5 – Localização do sítio GYL em Guayaquil, Equador.

Tabela 3.3 – Propriedades do depósito de solo no sítio GYL.

Prof. ¹ (m)	SUCS ²	Esp. ³ (m)	γ^4 (kN/m ³)	Vs ⁵ (m/s)	OCR ⁶	IP ⁷	τ_{ff}^8 (atm)	G _{max} ⁹ (atm)
2	SM	2	17	200	1	0	0.200	685.0
3	CH	1	14.5	100	3	60	0.062	146.1
4	CH	1	14.53	100	2	60	0.059	146.4
5	CH	1	14.55	100	1.5	60	0.058	146.6
6	CH	1	14.58	100	1.5	60	0.068	146.9
7	CH	1	14.61	100	1.5	60	0.079	147.2
8	CH	1	14.64	100	1.5	60	0.090	147.5
9	CH	1	14.66	100	1.5	60	0.100	147.7
10	CH	1	14.69	100	1.5	60	0.111	148.0
11	CH	1	14.72	100	1.5	60	0.122	148.3
12	CH	1	14.74	100	1.5	60	0.133	148.5
13	CH	1	14.77	100	1.5	60	0.144	148.8
14	CH	1	14.8	108	1.5	60	0.155	173.9
15.1	CH	1.1	14.82	117	1.5	59	0.166	204.4
16.3	CH	1.2	14.85	126	1.5	58	0.179	237.5
17.6	CH	1.3	14.88	135	1.5	57	0.193	273.2
19	CH	1.4	14.91	144	1.5	56	0.208	311.4
20.5	CH	1.5	14.93	153	1.5	55	0.225	352.1
22.1	CH	1.6	14.96	162	1.5	53	0.242	395.5
23.8	CH	1.7	14.99	171	1.5	51	0.261	441.5
25.6	CH	1.8	15.01	180	1.5	49	0.281	489.9
27.4	CH	1.8	15	185	1.5	47	0.302	517.1
29.2	CH	1.8	15	190	1.5	45	0.323	545.5
31	CH	1.8	15	195	1.5	43	0.344	574.5
33	CH	2	15	202	1.5	41	0.367	616.5
35	CH	2	15	206	1.5	39	0.391	641.2
37	CH	2	15	210	1.5	37	0.416	666.3
39	CH	2	16	214	1.5	35	0.441	738.1
42.3	SC	3.3	18	330	1	30	1.994	1974.5
45.6	SC	3.3	18	330	1	30	2.241	1974.5
48.9	SC	3.3	18	330	1	30	2.487	1974.5
50	SC	1.1	18	330	1	30	2.652	1974.5

1. Profundidade.
2. Sistema unificado de classificação de solos, ASTM D 2487.
3. Espessura da camada.
4. Peso específico do solo.
5. Velocidade de onda de cisalhamento.
6. Razão de pre-adensamento.
7. Índice de plasticidade.
8. Resistência ao cisalhamento não drenada.
9. Módulo cisalhante máximo do solo.

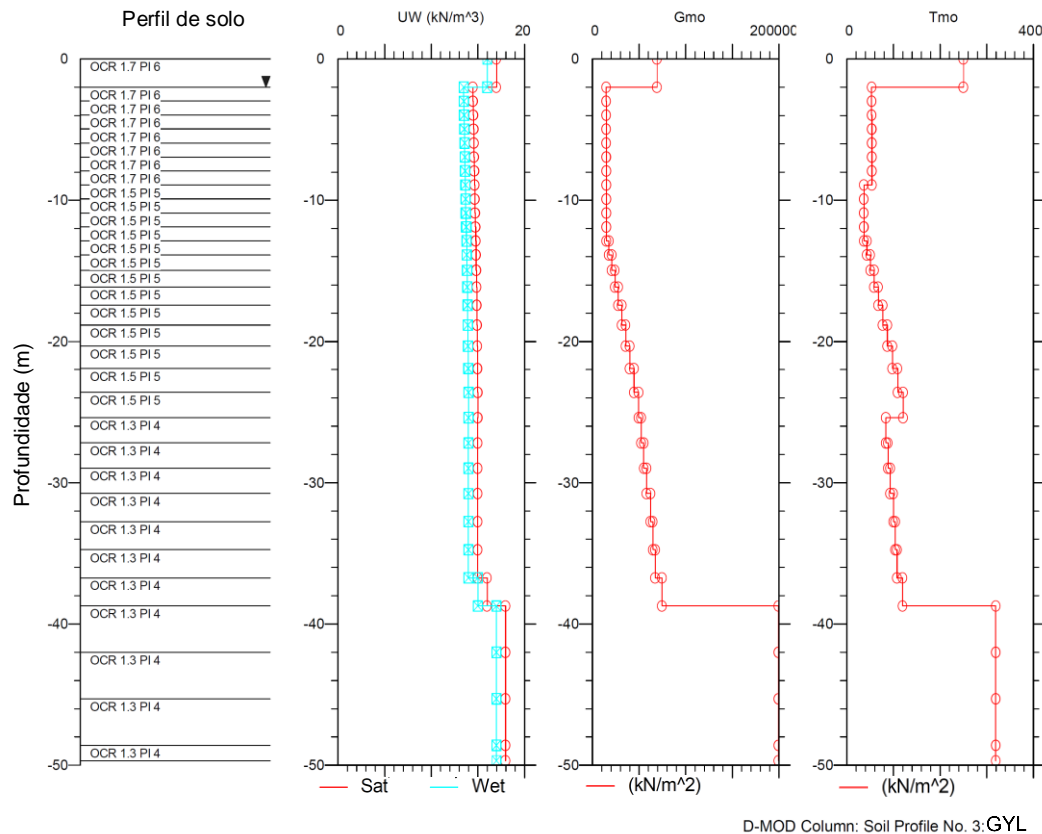


Figura 3.6 – Perfis do peso específico, módulo de cisalhamento e resistência ao cisalhamento não drenada consideradas na modelagem numérica do sítio GYL.

3.2. Geração de registros sísmicos

Em uma análise sísmica a definição das características do terremoto de projeto é fundamental. Os acelerogramas utilizados na modelagem numérica devem incorporar as características da sismicidade local. Um registro sísmico criteriosamente selecionado permite obter uma resposta da estrutura mais condizente com a realidade, fornecendo elementos para um dimensionamento que seja tanto técnica quanto economicamente adequados.

A seleção do terremoto de projeto, i.e. a escolha de um carregamento que não se sabe quando atuará, nem qual sua duração ou magnitude, é portanto tarefa complexa. Engenheiros geotécnicos tendem a caracterizar uma análise sísmica como uma estimativa do valor da aceleração horizontal de pico no terreno (PGA), provavelmente porque necessitam deste único valor para cálculo da estabilidade de taludes por métodos pseudo-estáticos, e também tendem a esperar uma

amplificação da aceleração máxima do terremoto pelas camadas do solo de fundação.

Ora, amplificações ocorrem para frequências próximas à frequência de ressonância das camadas de solo. Caso a frequência predominante do terremoto esteja nesta faixa de valores, então a aceleração horizontal do terremoto será forçosamente amplificada. Caso contrário, as acelerações em outras frequências serão, gerando eventualmente complicações se estas forem as frequências que concentram a maior energia do terremoto.

Os métodos para seleção do registro sísmico de projeto são basicamente os seguintes (Aguilar, 2001):

- Método da utilização do histórico de registros sísmicos.
- Método baseado no modelo de falha.
- Método do espectro padrão.

O primeiro método consiste de duas alternativas. Na primeira, dispõe-se de um registro sísmico histórico nas proximidades do local do projeto com níveis de aceleração compatíveis com aqueles determinados em estudos de ameaça sísmica regional. O registro sísmico é utilizado diretamente sem nenhuma modificação.

Na segunda alternativa, as acelerações do registro sísmico histórico são modificadas. A forma mais simples é multiplicar por uma constante tal que a aceleração máxima coincida com a aceleração máxima prevista no estudo de ameaça sísmica; esta técnica foi muito utilizada no passado (técnica de escalonamento do registro sísmico). Uma técnica de modificação mais recente consiste no ajuste do espectro original para se aproximar a um espectro objetivo pré-definido (ajuste espectral).

O segundo método baseado no modelo de falha é utilizado para calcular teoricamente as representações da ruptura da falha e a irradiação de ondas sísmicas provocada por esta ruptura. Diversas alternativas de análise podem ser empregadas, baseadas em modelos de fonte sísmicas ou por meio de funções de Green.

O terceiro método, baseado em um espectro padrão, permite gerar registros sísmicos sintéticos por meio da superposição de ondas harmônicas (senoidais) que se ajustam a um espectro de acelerações pré-definido. Uma análise de regressão é usualmente feita baseada no conjunto de registros sísmicos gerados; a

aplicabilidade deste método é dependente da quantidade e qualidade dos registros sintéticos assim obtidos.

De acordo com Acevedo (2003), uma diferença entre as designações acelerograma sintético e artificial é que acelerograma sintético é decorrente do modelo geológico de ruptura de falha e o acelerograma artificial se refere ao registro obtido pelo método de ajuste espectral. Portanto, os registros sísmicos considerados nesta investigação correspondem a acelerogramas artificiais.

No presente trabalho os terremotos de projeto a serem utilizados foram obtidos com a segunda alternativa do primeiro método, ou seja, utilizando registros sísmicos históricos para definição do terremoto de projeto. Na análise do sítio TKCH escalonou-se o registro real para atingir uma aceleração máxima definida. Para as análises dos sítios AQP e GYL foi aplicado a técnica de ajuste espectral para que o espectro de resposta do terremoto original esteja tão próximo quanto possível do espectro de ameaça uniformemente provável obtido do estudo de ameaça sísmica dos sítios analisados para períodos de recorrência $T_R=475$ anos.

Os sismos originais empregados no ajuste espectral, para definição do terremoto de projeto, foram registros de terremotos próximos aos locais dos sítios. Neste estudo foram selecionados três. Para a análise do sítio AQP foi usado o sismo de Arequipa de 2001 ($M_w=8,4$), obtido da base de dados do *Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres* (CISMID). Para a análise do sítio TKCH foi usado o sismo de Tohoku de 2011 ($M_w=9,1$), obtido da base de dados da rede sismográfica KiK-net operada pela *National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention* (NIED) registrado em rocha. Para o sítio GYL foi usado o sismo de Equador de 2016 ($M_w=7,8$), obtido da base de dados do Instituto Geofísico do Equador (IG). A localização destes eventos estão indicados conjuntamente com a localização dos sítios AQP, TKCH e GYL na Figura 3.1, Figura 3.3 e Figura 3.5, respectivamente. As características dos sismos selecionados estão listadas na Tabela 3.4. Para esta pesquisa, foram utilizados os registros de maiores acelerações horizontais entre as direções N-S e E-W.

Tabela 3.4 – Registros de sismos selecionados para os análises de resposta de sítio.

Sítio	Sismo	Magnitude de Momento (Mw)	Mecanismo de falha	Prof. (km)	Estação (ID)	Direção	PGA (g)	Distancia epicentral (km)
AQP	Arequipa, Perú 23 Junho 2001	8,4	Subducção - interface (Megathrust)	32	Moquegua (MOQ001)	E-W	0,29	338
TKCH	Tohoku, Japão 11 Março 2011	9,1	Subducção - interface (Megathrust)	29	Namie (FKSH20)	N-S	0,15	178
GYL	Equador 16 Abril 2016	7,8	Subducção - interface (Megathrust)	20	Pedernales (APED)	E-W	0,80	36

3.2.1.

Correção da linha base e filtragem

Os três registros sísmicos foram previamente tratados por correção da linha base e a aplicação de um filtro passa-banda de tipo Butterworth, no intervalo entre 0,1 a 25 Hz, faixa de frequências usualmente considerada em análises sísmicas. O software utilizado no tratamento de sinais foi o SeismoSignal (SeismoSoft, 2016).

A Figura 3.7 compara as histórias de aceleração, velocidade e deslocamento utilizando os acelerogramas originais e corrigidos pela linha base e filtragem de frequências passa-banda para o sismo de Arequipa de 2001. A Figura 3.8 e a Figura 3.9 mostram os registros de aceleração corrigidos por linha base e filtrados dos sismos de Tohoku de 2011 e de Equador de 2016 respectivamente.

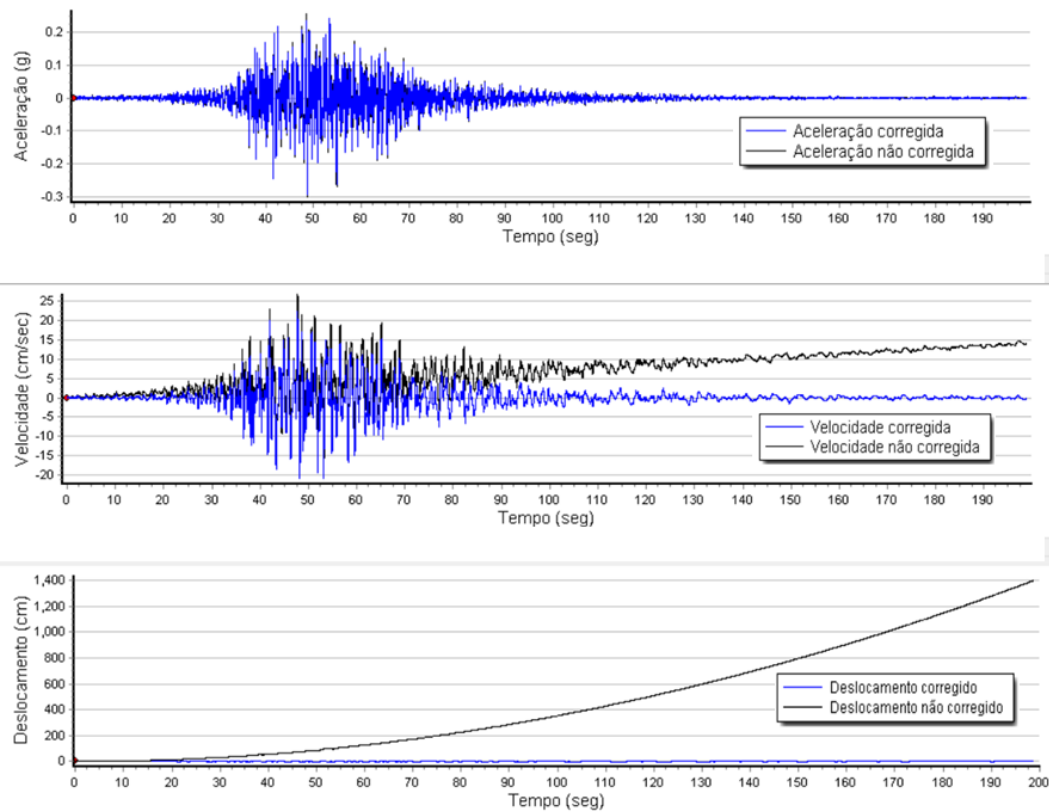


Figura 3.7 – Histórias de aceleração, velocidade e deslocamento originais e corrigidas pela linha base e filtragem do registro do terremoto de Arequipa 2001.

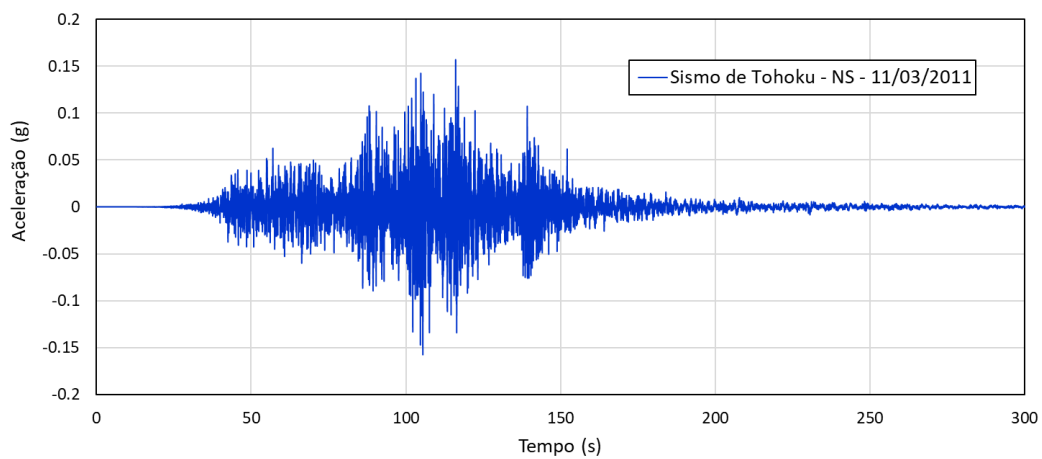


Figura 3.8 – História de aceleração corrigida por linha base e filtrada do registro do sismo de Tohoku 2011.

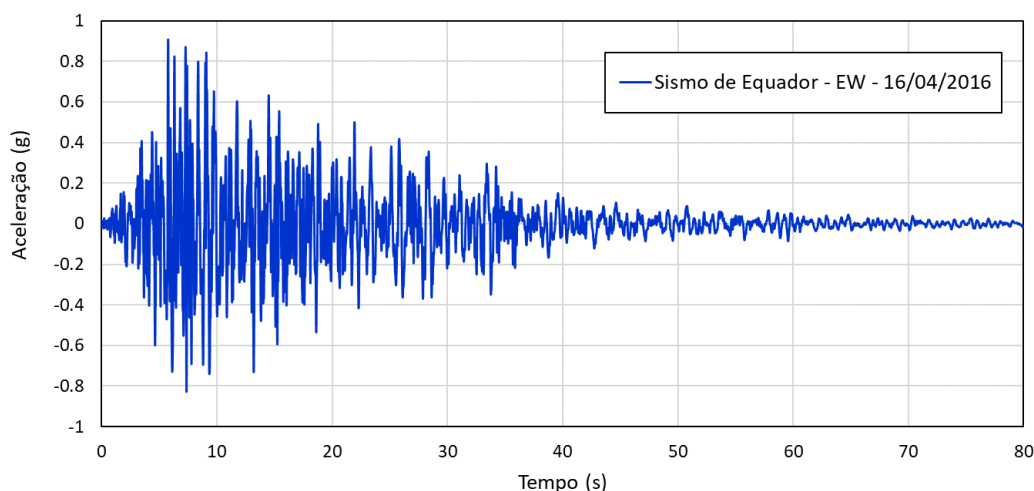


Figura 3.9 - História de aceleração corrigida por linha base e filtrada do registro do sismo de Equador 2016.

3.2.2. Método de ajuste espectral

O método de ajuste espectral modifica o registro sísmico no domínio do tempo procurando torná-lo compatível com o espectro de acelerações especificado pelo usuário. A metodologia é baseada nas pesquisas de Lihanand e Tseng (1987), dispondo-se de um código computacional originalmente escrito por Abrahamson (1992) e posteriormente atualizado por Hancock et al. (2006). A modificação do conteúdo de frequências é feita por meio da adição de pequenas parcelas de onda (chamadas *wavelets*) no domínio do tempo, preservando a maior parte das características do registro original. De acordo com Meneses (2009), podem acontecer dificuldades neste ajuste nos períodos longos do espectro. A essência do método de ajuste espectral, relatado por Hancock et al. (2006), consiste em:

1. Calcula-se o espectro de resposta de um sistema de 1 grau de liberdade sob a ação de um registro de aceleração, para cada período e nível de amortecimento desejado.
2. Compara-se a amplitude do espectro de resposta do registro original com a amplitude do espectro objetivo para determinar o erro.
3. São adicionadas parcelas de ondas (*wavelets*) no registro da aceleração com amplitudes e fases apropriadas de modo que cada valor do espectro de resposta ajuste-se o melhor possível à amplitude do espectro objetivo.

A técnica de ajuste espectral no domínio do tempo encontra-se implementada no software SeismoMatch (SeismoSoft, 2016) baseada na metodologia de Hancock et al. (2006), acima resumida.

A Figura 3.10 e a Figura 3.12 mostram os espectros dos sismos originais e os espectros ajustados a um espectro de ameaça uniformemente provável determinados para um período de retorno $T_R=475$ anos para um sítio rochoso classificado como tipo C, para os casos dos terremotos de Arequipa 2001 e Equador 2016, respectivamente.

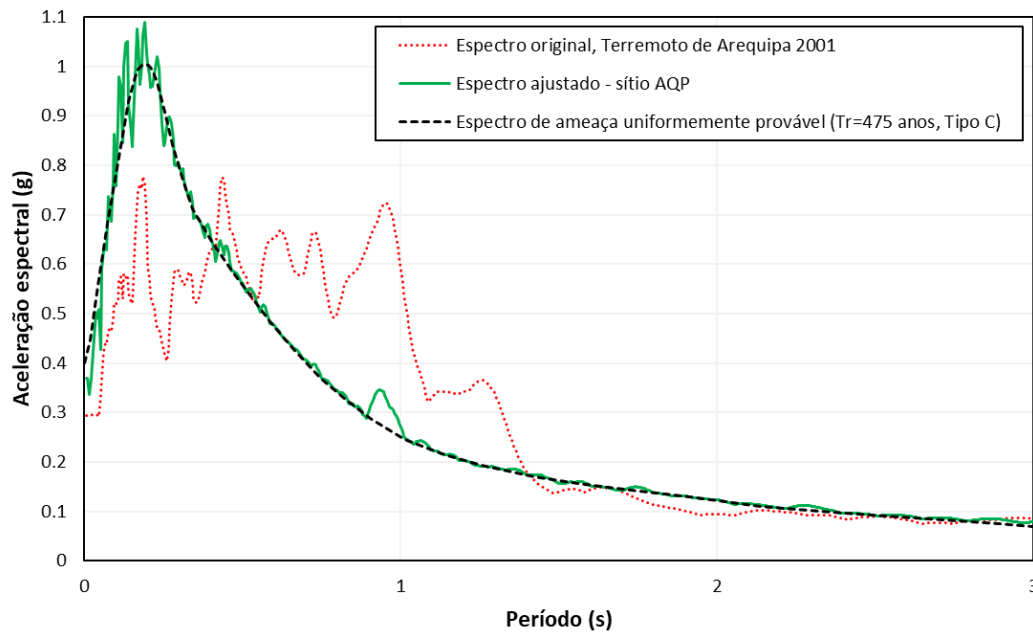


Figura 3.10 - Ajuste espectral do terremoto de Arequipa 2001 ao espectro de ameaça uniformemente provável ($T_R=475$ anos em rocha tipo C) para o sítio AQP.

A Figura 3.11 mostra os espectros de registros em rocha (arenito) NS e EW na estação FKSH20 do terremoto de Tohoku 2011. Também mostra-se o espectro de ameaça uniformemente provável para o local de estudo, sendo que este é um espectro típico para sítio rochoso com período predominante baixo (menor que 1 segundo). Observou-se que o espectro do sismo registrado FKSH20 EW, apresenta amplitudes espectrais consideravelmente maiores em comparação ao espectro probabilístico para períodos entre 1 e 2,5 segundos. Devido a esta observação decidiu-se aplicar um escalonamento da componente NS a um PGA de 0,3g para aproximar ao espectro objetivo e ao mesmo tempo obter o mesmo nível de amplitudes de acelerações espectrais para períodos entre 1 e 2,5 segundos. Os

efeitos deste movimento na resposta sísmica na superfície do depósito mole são discutidos no capítulo 6 – Análise de resultados.

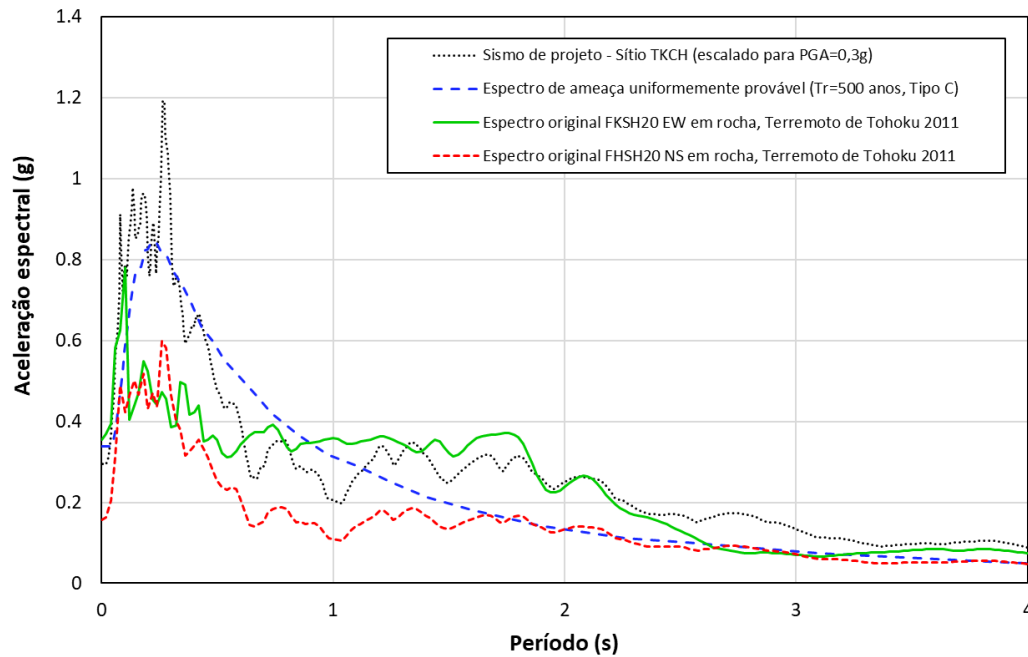


Figura 3.11 - Ajuste espectral do terremoto de Tohoku 2011 ao espectro de ameaça uniformemente provável ($T_R=475$ anos em rocha tipo C) para o sítio TKCH.

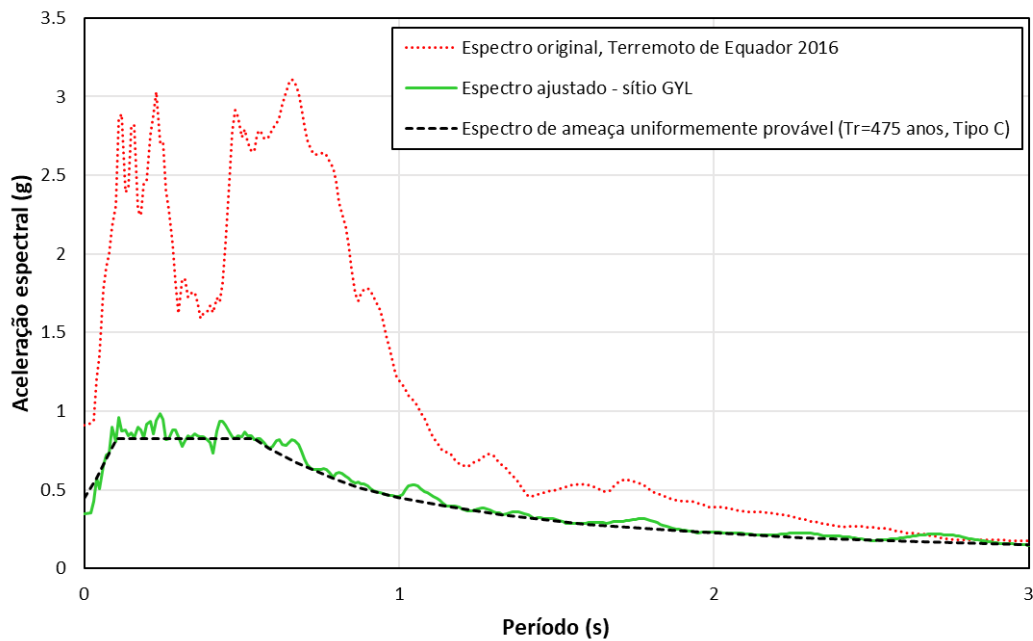


Figura 3.12 – Ajuste espectral do terremoto do Equador 2016 ao espectro de ameaça uniformemente provável ($T_R=475$ anos em rocha tipo C) para o sítio GYL.

A Figura 3.13 mostra as histórias de aceleração artificiais (terremotos de projeto) obtidas para as análises de resposta sísmica dos sítios AQP, TKCH e GYL respectivamente.

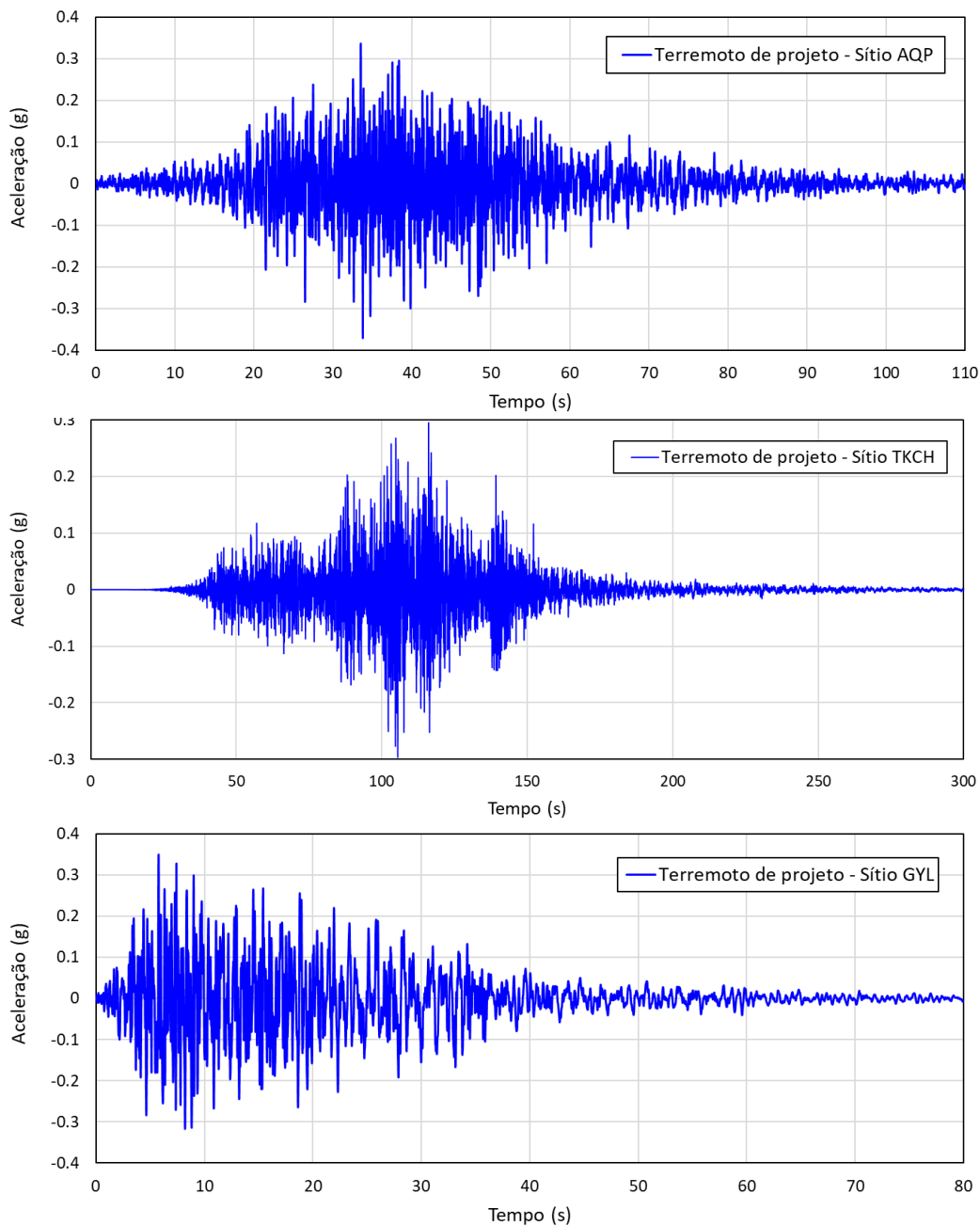


Figura 3.13 – Histórias de acelerações artificiais obtidos por ajuste espectral usados para as análises dos sítios AQP, TKCH e GYL.

4 Propriedades dinâmicas do solo

4.1. Comportamento tensão-deformação de solos sob carregamento cíclico

4.1.1. Modelo linear equivalente

O modelo linear equivalente está baseado na representação do comportamento em tensões totais do solo. Um solo típico submetido a um carregamento cíclico simétrico apresenta um laço histerético como o mostrado na Figura 4.1. Este laço histerético pode ser descrito por parâmetros que definem sua forma geral. As duas características importantes do laço de histerese são, a inclinação e largura. A inclinação depende da rigidez do solo e é representado aproximadamente pelo módulo de cisalhamento secante G :

$$G = \tau_c / \gamma_c \quad (4.1)$$

onde τ_c e γ_c são as amplitudes de tensão e deformação cisalhante respectivamente.

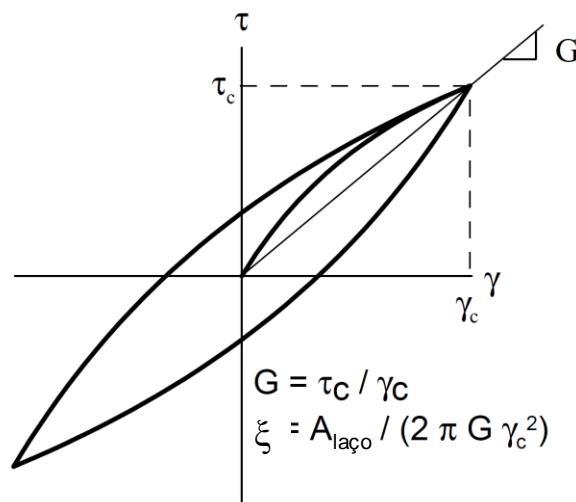


Figura 4.1 – Laço histerético de um solo sob carregamento cíclico cisalhante.

A área do laço histerético é uma medida da dissipação de energia a qual está relacionada a razão de amortecimento mediante a equação (4.2):

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{\text{laço}}}{G\gamma_c^2} \quad (4.2)$$

onde W_D é a energia dissipada, W_S é a máxima energia de deformação e $A_{\text{laço}}$ é a área do laço de histerese.

O comportamento tensão-deformação de solo sob carregamento cíclico simétrico é representado por (1) um módulo cisalhante equivalente (G), correspondente ao módulo secante aos pontos finais do laço histerético e (2) a razão de amortecimento equivalente (ξ), que é proporcional a perda de energia em um ciclo de carregamento cisalhante. Ambos parâmetros G e ξ são função da deformação cisalhante como mostra a Figura 4.2. O valor de G é avaliado como o produto do módulo cisalhante para pequenas deformações (G_{max}) e G/G_{max} , onde $G_{max} = \rho V_s^2$ (ρ = densidade de massa, V_s = velocidade de onda cisalhante) e G/G_{max} é a redução do módulo. Portanto, as propriedades do solo necessárias para a análise são velocidade de onda cisalhante V_s , densidade de massa ρ , curvas de redução de módulo G/G_{max} e razão de amortecimento ξ em função da deformação cisalhante.

A Figura 4.2 mostra curvas típicas de redução do módulo de cisalhamento e de aumento da razão de amortecimento. Vucetic (1994) dividiu-as em três regiões separadas por dois valores de deformação: a deformação cisalhante no limiar elástico linear (γ_{tl}) e a deformação cisalhante no limiar volumétrico (γ_{tv}). Para deformações cisalhantes menores que γ_{tl} o solo apresenta um comportamento linear elástico com o módulo de cisalhamento máximo e constante e o amortecimento é mínimo e constante. Para deformações cisalhantes entre γ_{tl} e γ_{tv} os solos apresentam comportamento elástico não linear, o módulo de cisalhamento degrada e o amortecimento aumenta, porém a quantidade de deformação plástica e a poropressão gerada são desprezíveis com as deformações sendo recuperadas no descarregamento. Para deformações cisalhantes maiores que γ_{tv} , os solos apresentam comportamento elasto-plástico não linear, com variação volumétrica e geração de poropressão observados.

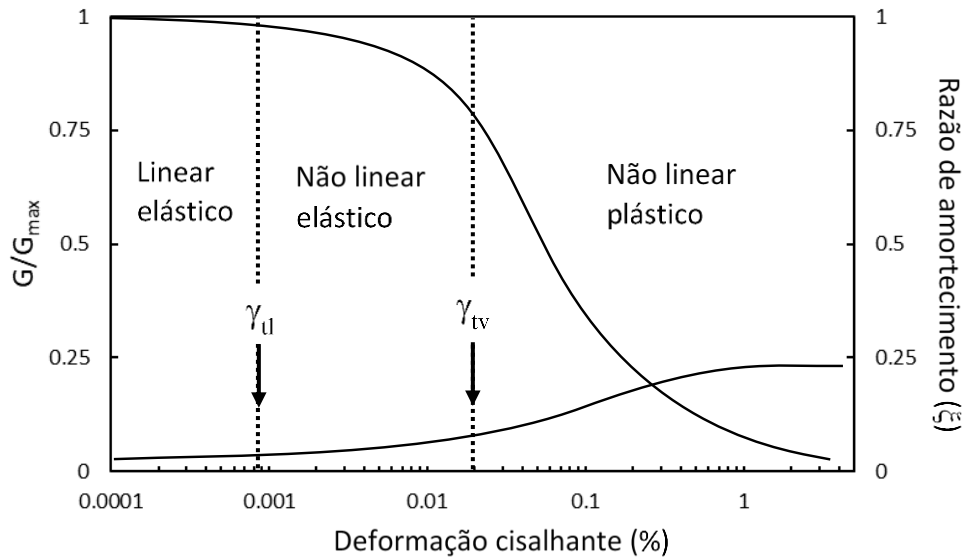


Figura 4.2 – Variação do módulo normalizado (G/G_{\max}) e a razão de amortecimento ξ com a deformação cisalhante.

Devido ao fato dos métodos mais comumente usados de análise de resposta serem baseados no uso das propriedades lineares equivalentes, atenção considerável é dada a caracterização de G e ξ para diferentes tipos de solo. Porém é importante reconhecer que o modelo linear equivalente é apenas uma aproximação do real comportamento do solo. A suposição de linearidade significa que não pode ser usado diretamente em problemas que envolvam deformações permanentes ou ruptura. O modelo linear equivalente assume que as deformações sempre retornarão a zero depois do carregamento cíclico, e também nunca acontecerá a ruptura, pois o material é considerado elástico (Kramer, 1996).

4.1.2. Modelo cíclico não linear

O comportamento não linear de tensão-deformação pode ser representado de forma mais realista por modelos não lineares cíclicos que seguem as trajetórias de tensão-deformação durante o carregamento cíclico. Estes modelos são capazes de representar a resistência ao cisalhamento do solo, e com um modelo adequado de geração, redistribuição e eventual dissipação de excesso de poropressão, as variações da tensão efetiva durante um movimento sísmico.

Um modelo constitutivo não linear geralmente está composto por (1) A curva dorsal (*backbone curve*) (Figura 4.3) que descreve a relação tensão-

deformação para carregamento monotônico, (2) um conjunto de regras que governam o comportamento de carregamento e descarregamento do solo e (3) um modelo de geração de poropressão.

Os modelos não lineares para solos podem ser classificados em duas categorias: (1) modelos que usam relativamente simples relações de tensão-deformação cíclicas (e.g., Ramberg e Osgood 1943; Kondner e Zelasko 1963; Finn et al. 1977; Pyke 1979; Vucetic 1990) e (2) modelos constitutivos avançados que incorporam superfícies de escoamento, leis de endurecimento ou amolecimento e leis de fluxo (e.g., Roscoe e Schofield 1963; Prevost 1977; Dafalias e Popov 1979).

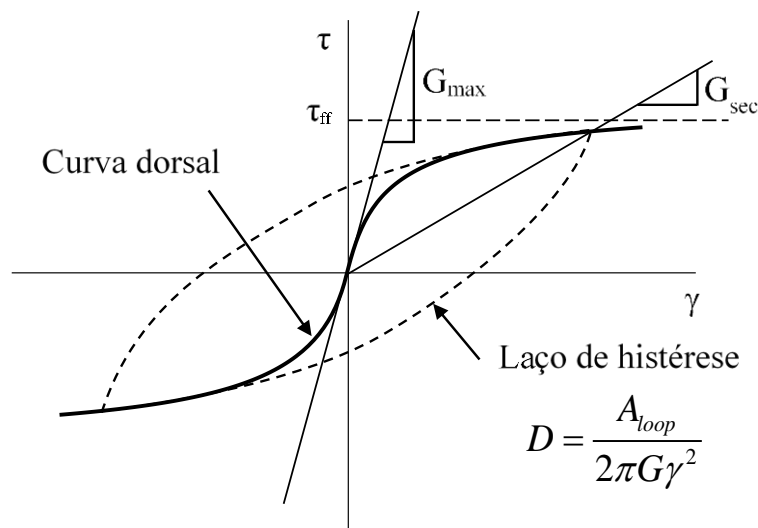


Figura 4.3 - Curva dorsal, mostrando a redução do módulo cisalhante G a partir de G_{max} .

As regras de Masing (1926) e as regras estendidas de Masing (Pyke 1979; Wang et al 1980; Vucetic 1990) são usadas juntamente com a curva dorsal para descrever o comportamento de degradação cíclico no descarregamento e recarregamento do solo. As regras de Masing (regras 1 - 2) e as regras estendidas de Masing (1 - 4) são como segue (Figura 4.4):

1. A curva tensão-deformação segue a curva backbone para o carregamento inicial.
2. A curva de recarregamento para qualquer ciclo inicia com uma forma idêntica à parte positiva da curva dorsal, magnificada por um fator de

dois. O mesmo aplica para a curva de descarregamento em conexão com a parte negativa da curva dorsal de carregamento inicial.

3. Se a curva de carregamento ou descarregamento excede a máxima deformação anterior e intercepta a curva dorsal, esta segue a curva dorsal até a seguinte reversão de tensão.
4. Se a curva de carregamento ou descarregamento cruza a curva de carregamento ou descarregamento do ciclo anterior, a trajetória tensão-deformação segue a curva do ciclo anterior.

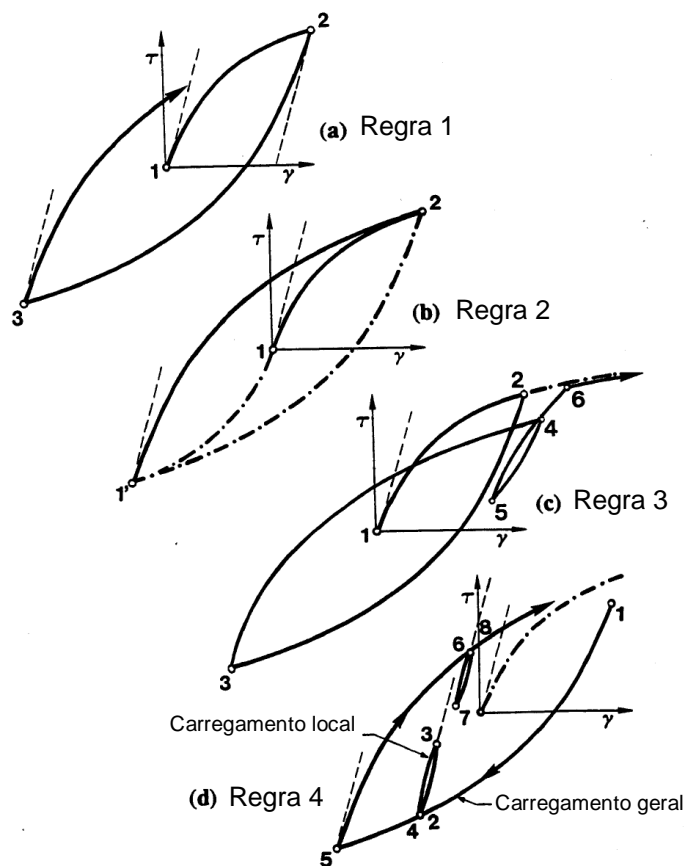


Figura 4.4 - Regras estendidas de Masing (Vucetic 1990).

Os modelos constitutivos avançados estão baseados na teoria da plasticidade e são capazes de simular o complexo comportamento de solos submetidos a diversos tipos de carregamento. As componentes chave de tais modelos incluem uma superfície de escoamento, regras de fluxo e leis de endurecimento ou amolecimento.

4.2. Modelo de Darendeli (2001)

Darendeli (2001) desenvolveu um modelo empírico para estimar curvas de redução de módulo cisalhante e amortecimento a partir de uma base de dados de 110 corpos de prova de solo provenientes de 20 sítios diferentes utilizando o Método Bayesiano de Primeira e Segunda Ordem (FSBM, pelas siglas em inglês). Os corpos de prova foram ensaiados em um equipamento de coluna ressonante e cisalhamento torsional (RCTS) na universidade de Texas (UTA) em um período de 10 anos.

A maioria das amostras de solo foram da Califórnia. Esta pesquisa foi financiada como parte de dois projetos maiores executados pela Electric Power Research Institute (EPRI, 1993) e a Resolution of Site Response Issues in the 1994 Northridge Earthquake (ROSRINE). Figura 4.5 mostra a distribuição dos solos na base de dados usada por Darendeli (2001) em função da tensão de confinamento média (σ'_m), a designação pelo sistema unificado de classificação de solos (SUCS) e o índice de plasticidade (IP).

Darendeli (2001) baseou seu modelo no modelo hiperbólico proposto por Hardin e Drnevich (1972), adicionando um coeficiente de curvatura (a), como mostra a equação 4.3. O coeficiente de curvatura, como o nome indica, tem uma influência na curva de redução de módulo cisalhante, a qual tem como finalidade, ajustar a curva aos resultados experimentais.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (4.3)$$

$$a = \phi_5 \quad (4.4)$$

onde ϕ_5 é um coeficiente determinado mediante análise de regressão. A deformação de referência, γ_r , é a deformação cisalhante em porcentagem quando G/G_{max} é igual 0.5. A deformação de referência é função do índice de plasticidade (IP), razão de pré-adensamento (OCR) e a tensão de confinamento efetiva média (σ'_m) em atmosferas como é mostrado na equação 4.5:

$$\gamma_r = \left(\phi_1 + \phi_2 \times PI \times OCR^{\phi_3}\right) \times \sigma_m^{\phi_4} \quad (4.5)$$

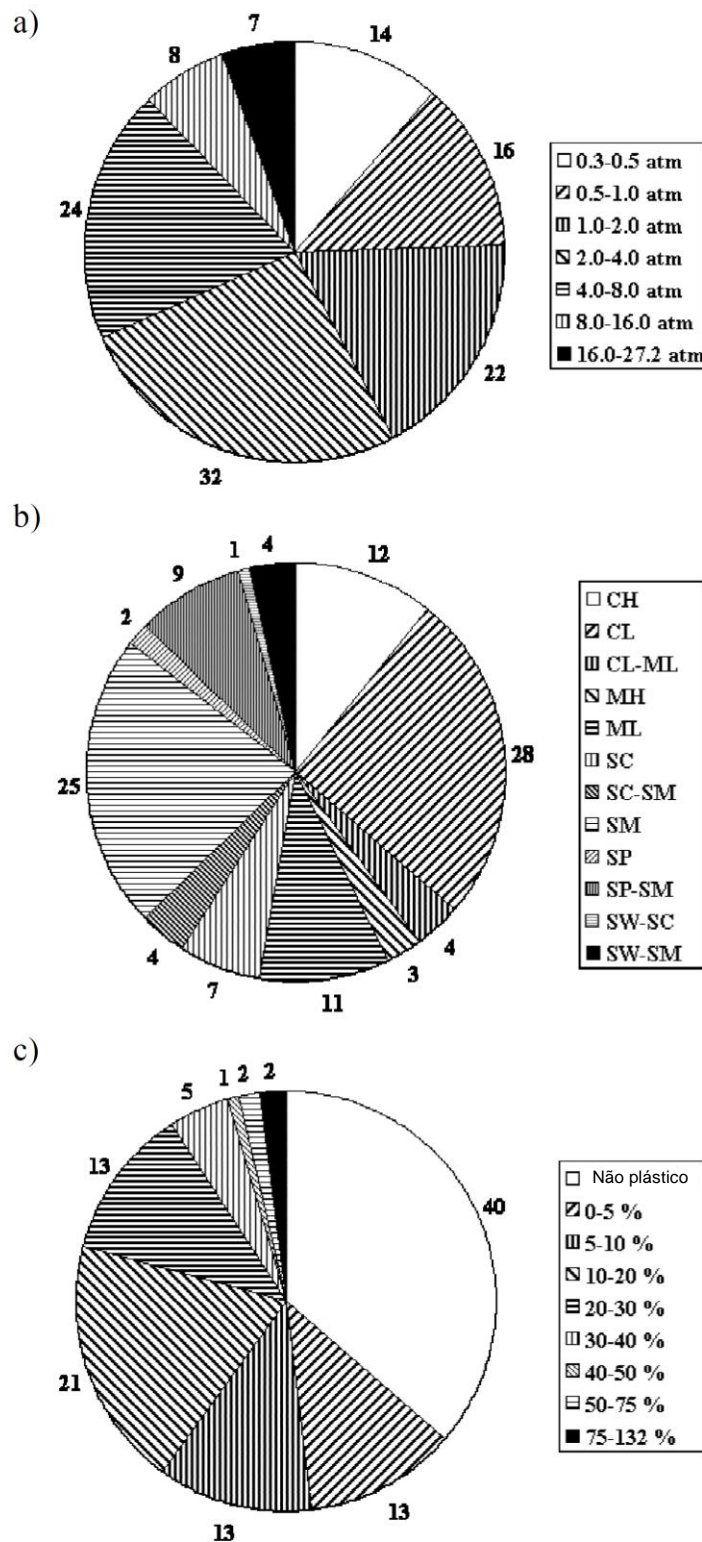


Figura 4.5 - Distribuição da base de dados de Darendeli (2001) em função de a) Tensão confinante efetiva média, b) Classificação SUCS e c) Índice de plasticidade (IP).

onde ϕ_1 até ϕ_5 são coeficientes de ajuste. Darendeli (2001) dividiu o amortecimento em duas partes, amortecimento para pequenas deformações devido

ao atrito e/ou perdas viscosas nas superfícies de contato entre partículas (D_{min}), e amortecimento devido a não linearidade ou histerese (D_{Masing}). Estes dois valores de amortecimento são estimados separadamente e somados para prever o amortecimento equivalente total do solo como é mostrado na equação de 4.6:

$$D = F \times D_{Masing} + D_{min} \quad (4.6)$$

onde D é o amortecimento em porcentagem, e F é o fator de redução descrito posteriormente.

D_{Masing} é calculado da razão da energia dissipada e a energia de deformação armazenada em um ciclo completo de movimento. Assumindo um comportamento tipo Masing, a energia dissipada (área dentro do laço de histerese, $A_{laço}$) pode ser calculada integrando a curva dorsal para um ciclo de carregamento. D_{Masing} pode ser expressado como:

$$D_{Masing,a=1} = \frac{100}{\pi} \times \left[4 \times \frac{\gamma - \gamma_r \times \left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad (4.7)$$

Assumindo $a=1$, e γ é a deformação cisalhante em porcentagem. Para valores de a diferentes de um, a integral não pode ser resolvida com uma expressão simples. Darendeli (2001) usou a regra do trapézio para determinar numericamente o valor de D_{Masing} para outros valores de a . O polinômio de ajuste (equação 4.8) é usado para determinar D_{Masing} a partir de $D_{Masing,a=1}$.

$$D_{Masing} = c_1 \times D_{Masing,a=1} + c_2 \times D_{Masing,a=1}^2 + c_3 \times D_{Masing,a=1}^3 \quad (4.8)$$

$$c_1 = -1.1143 \times a^2 + 1.8618 \times a + 0.2523 \quad (4.9)$$

$$c_2 = -0.0805 \times a^2 - 0.0710 \times a - 0.0095 \quad (4.10)$$

$$c_3 = -0.0005 \times a^2 + 0.0002 \times a + 0.0003 \quad (4.11)$$

Darendeli (2001) encontrou que o amortecimento calculado apenas como uma função do comportamento tipo Masing sobestimava o amortecimento para altas deformações. Para ajustar aos dados dos ensaios, foi introduzido o fator de redução F :

$$F = b \times \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} \quad (4.12)$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} \times \ln(N) \quad (4.13)$$

onde ϕ_{11} e ϕ_{12} são coeficientes de ajuste. O coeficiente de escala b e as curvas normalizadas de redução de módulo são usados para ajustar a curva de amortecimento, estimado em função das regras de Masing, com os resultados experimentais.

Darendeli (2001) encontrou que o amortecimento para pequenas deformações era dependente do índice de plasticidade (IP), a razão de pré-adensamento (OCR), a tensão de confinamento efetiva média (σ'_m) e a frequência de carregamento (f) como mostra a equação 4.14:

$$D_{\min} = (\phi_6 + \phi_7 \times PI \times OCR^{\phi_8}) \times \sigma_m^{\phi_9} \times [1 + \phi_{10} \times \ln(f)] \quad (4.14)$$

onde ϕ_6 a ϕ_9 são coeficientes.

O modelo de Darendeli (2001) requer no total cinco parâmetros de entrada: Índice de plasticidade, razão de pré-adensamento (OCR), tensão de confinamento efetiva média (σ'_m), frequência de carregamento (f) em Hz e número de ciclos de carregamento (N). Porém os efeitos do OCR, frequência de carregamento e número de ciclos de carregamento no comportamento dinâmico do solo são menores, sendo os dois parâmetros mais importantes o índice de plasticidade e a tensão de confinamento efetiva média. Darendeli (2001) não recomenda extrapolar as curvas para deformações cisalhantes maiores do que 1%.

Tabela 4.1 - Coeficientes do modelo de Darendeli (2001).

ϕ_1	0.0352
ϕ_2	0.0010
ϕ_3	0.3246
ϕ_4	0.3483
ϕ_5	0.9190
ϕ_6	0.8005
ϕ_7	0.0129
ϕ_8	-0.1069
ϕ_9	-0.2889
ϕ_{10}	0.2919
ϕ_{11}	0.6329
ϕ_{12}	-0.0057

As Figuras 4.6 a 4.9 mostram curvas típicas do modelo de Darendeli (2001) em função da tensão de confinamento efetivo e o índice de plasticidade, os qual são os parâmetros principais do modelo.

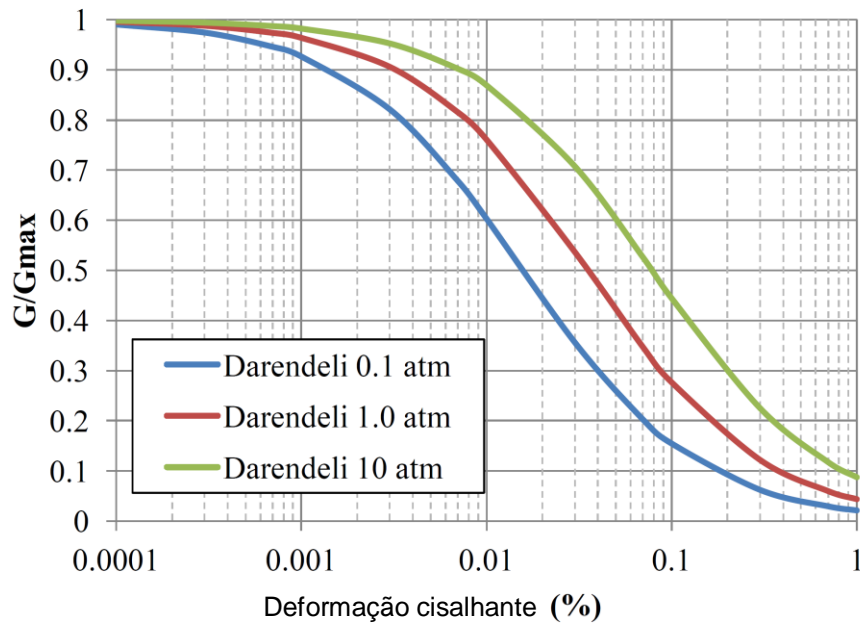


Figura 4.6 - Curvas de redução de módulo cisalhante para areias para diferentes tensões de confinamento ($PI=0$, $OCR=1$, $f=1\text{Hz}$, $N=10$), Darendeli (2001).

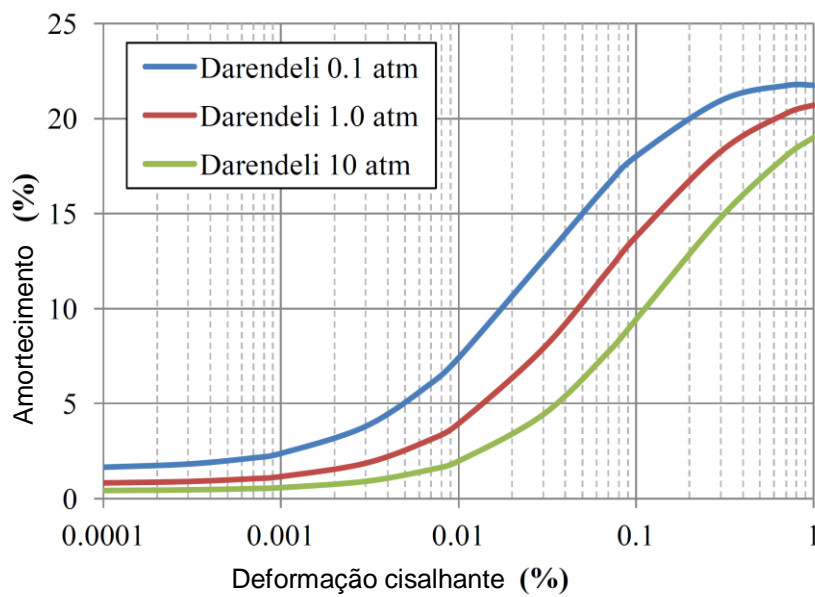


Figura 4.7 - Curvas de amortecimento para areias para diferentes tensões de confinamento ($PI=0$, $OCR=1$, $f=1\text{Hz}$, $N=10$), Darendeli (2001).

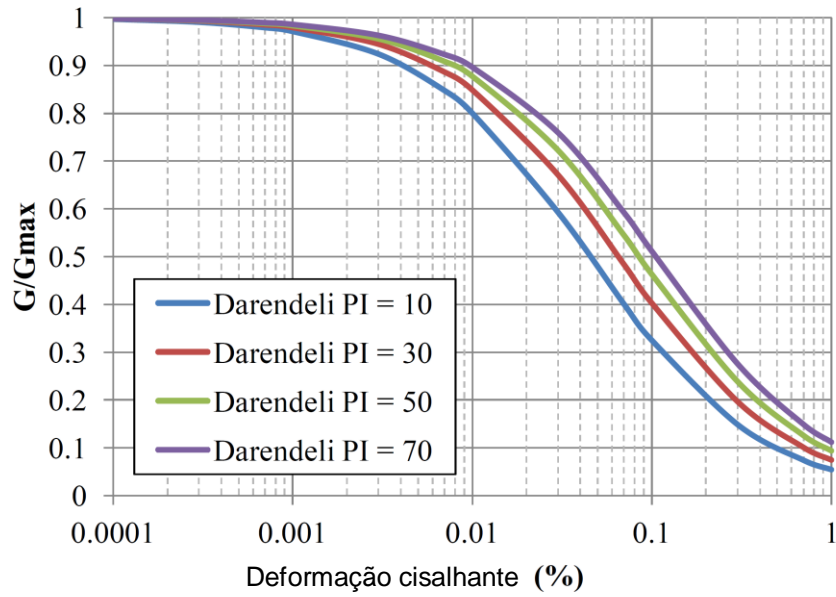


Figura 4.8 - Curvas de redução de módulo cisalhante para areias para diferentes valores de IP ($\sigma'_m=1$ atm, OCR=1, $f=1$ Hz, $N=10$), Darendeli (2001).

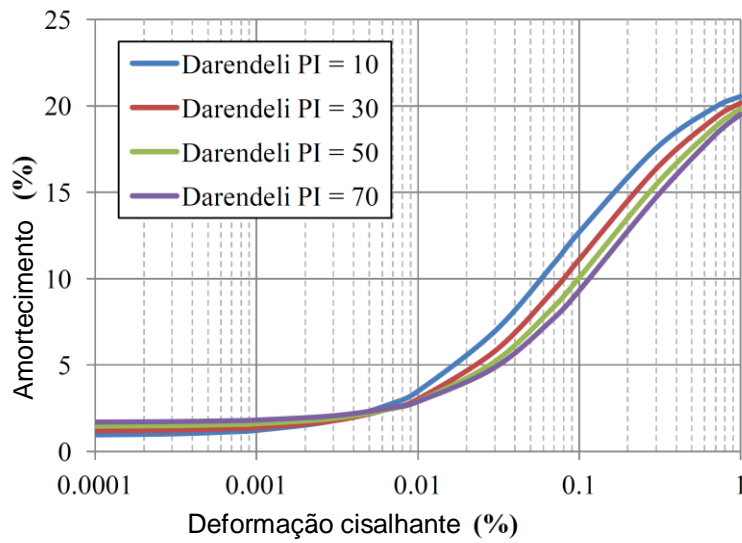


Figura 4.9 - Curvas de amortecimento para areias para diferentes valores de IP ($\sigma'_m=1$ atm, OCR=1, $f=1$ Hz, $N=10$), Darendeli (2001).

4.3.

Ajuste da curva de redução de módulo levando em consideração a resistência cisalhante

Análises de resposta de sítio que preveem altos níveis de deformação cisalhante devem levar em consideração a resistência ao cisalhamento (τ_{ff}) do solo além da rigidez e o amortecimento. Para altas deformações a resistência ao cisalhamento implícita do solo nos modelos tradicionais (i.e. modelo de Darendeli, 2001) pode influenciar significativamente os resultados da análise de resposta sísmica de sítio. Se a resistência ao cisalhamento do solo é sobrestimada, isto pode levar à previsão de tensões cisalhantes maiores do que a resistência cisalhante, o que significa que o solo nessa camada rompeu e os resultados são incorretos. Se a resistência é subestimada, então a previsão da intensidade do movimento na superfície pode ser muito menor que a real, o que pode levar a projetos com baixo fator de segurança.

A maioria das investigações de laboratório de propriedades dinâmicas do solo não medem deformações cisalhantes maiores a 0.1-0.5% (e.g. Darendeli 2001; Zhang et al, 2005). Quando estes resultados são extrapolados a deformações cisalhantes de 1-10%, não se garante que a resistência real esteja sendo considerada. Stewart et al. (2008) comparou a resistência ao cisalhamento implícita de curvas de redução do módulo cisalhante dadas por Darendeli (2001) com a relações empíricas para razões de G_{max} como a resistência cisalhante dadas por Weiler (1988). Encontraram que a resistência cisalhante implícita de Darendeli (2001) subestimava a resistência cisalhante para tensões confinantes de 100 kPa, de tal modo que para tensões confinantes de 500 kPa mostraram resultados similares. Hashash et. al. (2010) notaram que os modelos empíricos de redução do módulo cisalhante podem em alguns casos subestimar a resistência cisalhante do solo, assim como em outros casos sobestimá-la.

Stewart et al. (2008) e depois Yee et al. (2013) propuseram um método para ajustar a curva dorsal do solo, de tal forma que siga os resultados de ensaios cíclicos ou modelos empíricos até um nível de deformação dado γ_1 , e para deformações maiores a γ_1 , a curva aproxime-se assintoticamente à resistência cisalhante (τ_{ff}). Este procedimento consiste essencialmente em unir duas curvas em uma deformação especificada γ_1 , para formar uma curva híbrida que atende às

características do comportamento do solo para pequenas e altas deformações. Yee et al. (2013) estabelece o seguinte procedimento para criar a curva híbrida:

- 1) Estimar a curva de redução de módulo cisalhante a partir de ensaios cíclicos ou modelos empíricos.
- 2) Determinar γ_1 , tal que $\gamma_1 < 0.3-0.5\%$ e
 - a. Para valores de $\alpha < 1.0$, escolher γ_1 tal que $\tau_1 \leq 0.3 \times \tau_{ff}$, onde:

$$\tau_1 = \frac{G_{\max} \gamma_1}{1 + \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_r} \right)^\alpha} \quad (4.15)$$

Neste foi usado o modelo de Darendeli (2001) onde $\alpha = 0.92$.

- b. Para valores $\alpha \geq 1.0$, escolher γ_1 tal que $\gamma_1 \approx \gamma_r$
- 3) Calcular G_{γ_1} , o módulo tangente da primeira curva em γ_1 , usando equação 4.16. Isto assegura uma transição suave entre as duas curvas.

$$\frac{G_{\gamma_1}}{G_{\max}} = \frac{1 + (1 - \alpha) \times \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_r} \right)^\alpha}{\left[1 + \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_r} \right)^\alpha \right]^2} \quad (4.16)$$

- 4) Estimar γ'_{ref} , a deformação de referência deslocada τ_1

$$\gamma'_{ref} = \frac{(\tau_{ff} - \tau_1)}{G_{\gamma_1}} \quad (4.17)$$

- 5) Finalmente, calcular G/G_{\max} para $\gamma > \gamma_1$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_1 \quad (4.18)$$

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{\frac{\gamma_1}{1 + (\gamma_1 / \gamma_r)^\alpha} + \frac{(G_{\gamma_1} / G_{\max}) \times \gamma'}{1 + (\gamma' / \gamma'_{ref})}}{\gamma} \quad (4.19)$$

O procedimento detalhado acima assegura que a curva de redução de módulo cisalhante seja concordante com os dados de laboratório para pequenas e medianas deformações, considere a resistência cisalhante do solo para altas deformações, e que a transição entre as duas curvas seja suave.

As Figura 4.10 e Figura 4.11 mostram a comparação das curvas híbridas com as curvas do modelo de Darendeli (2001) para os casos em que a resistência é subestimada e sobrestimada, respectivamente. Ambos casos fazem parte do grupo de curvas obtidas para a análise do sítio TKCH e a comparação é feita com as curvas de tensão-deformação cisalhante, redução de módulo cisalhante e amortecimento.

A curva híbrida de redução de módulo cisalhante ajusta-se à curva de Darendeli (2001) para pequenas deformações e à resistência cisalhante para altas deformações.

Nota-se que as curvas de amortecimento do modelo híbrido não ajustam às curvas de amortecimento do modelo de Darendeli (2001). Isto acontece devido ao fato das curvas de amortecimento híbridas serem calculadas considerando as regras estendidas de Masing para modelar o comportamento de descarregamento e recarregamento cíclico o que por sua vez, determina a área do laço histerético, com a qual se calcula a razão de amortecimento associada. Por outro lado, a curva da razão de amortecimento do modelo de Darendeli (2001) inclui adicionalmente um fator de redução usado para ajustar os valores de amortecimento obtidos em laboratório.

Stewart (2008) menciona que existem três linhas de raciocínio na modelagem de análises não lineares: (1) otimizar o ajuste da curva de redução de módulo cisalhante e aceitar a discordância da curva de amortecimento, (2) realizar o ajuste simultâneo de ambas as curvas aceitando ao mesmo tempo um determinando nível de discordância em cada curva e (3) incluir parâmetros adicionais no modelo. Neste estudo foi aplicado o segundo tipo de ajuste, pois representa de forma mais realista o amortecimento em solos moles para altos níveis de deformação, reduzindo a discordância observada nas curvas de amortecimento devido ao uso das regras de Masing nas análises não lineares.

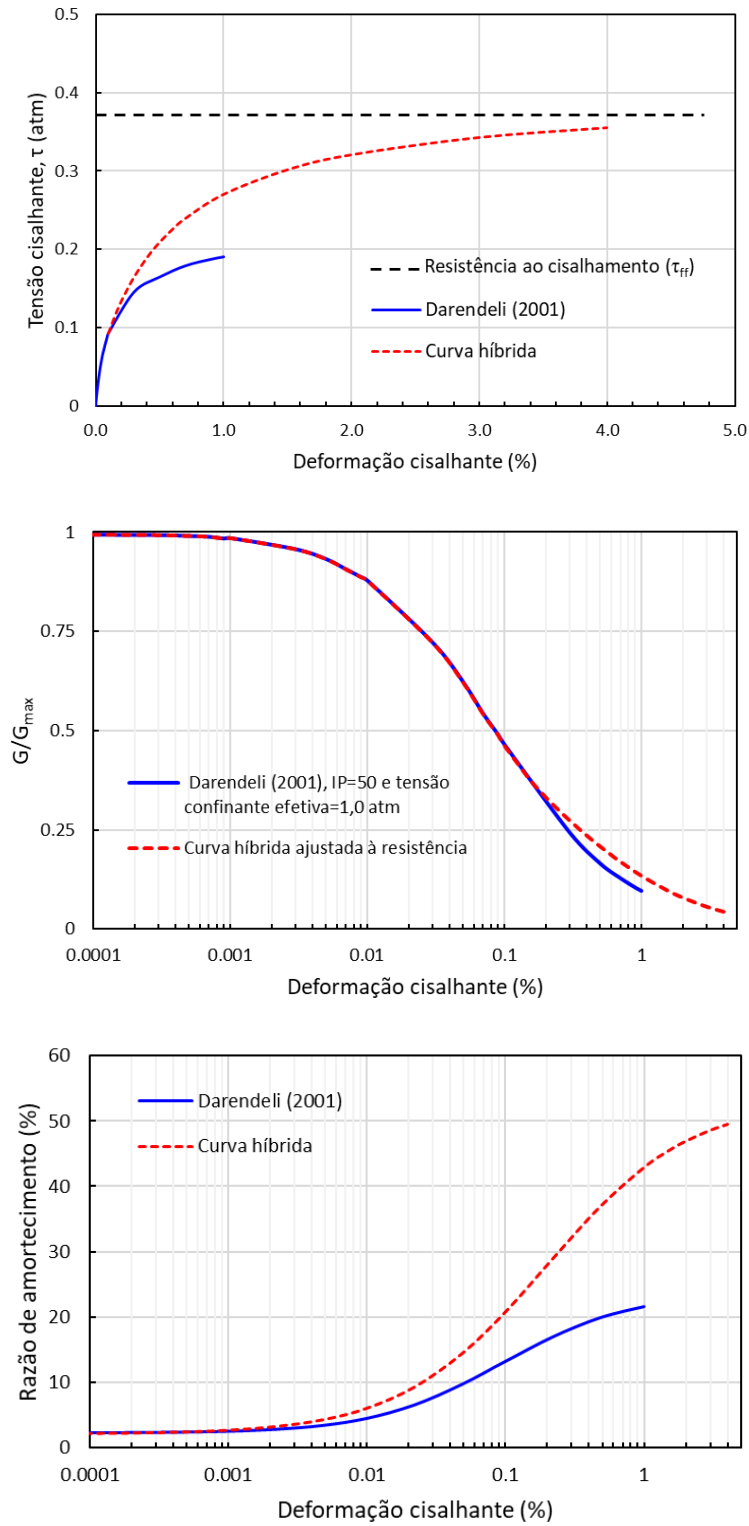


Figura 4.10 – Comparação do modelo de Darendeli (2001) com a curva híbrida ajustada pelo método de Yee et al. (2013), mostrando o caso da subestimativa da resistência cisalhante.

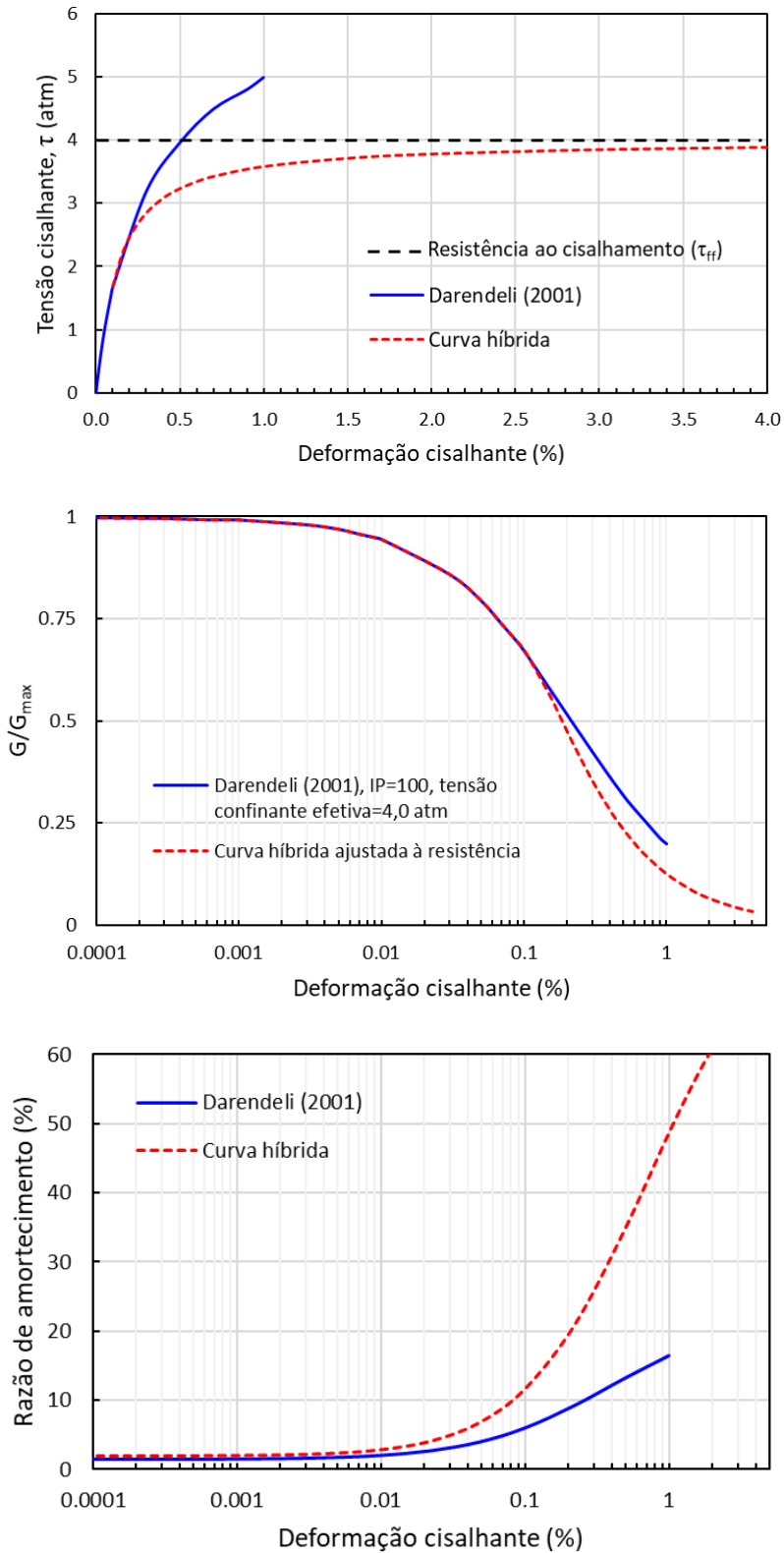


Figura 4.11 – Comparação do modelo de Darendeli (2001) com a curva híbrida ajustada pelo procedimento de Yee et al. (2013), mostrando o caso da sobrestimativa da resistência cisalhante.

A Figura 4.12, Figura 4.13 e Figura 4.14 mostram as curvas de redução de módulo representativas para cada sítio ajustadas pelo método de Yee et al. (2013).

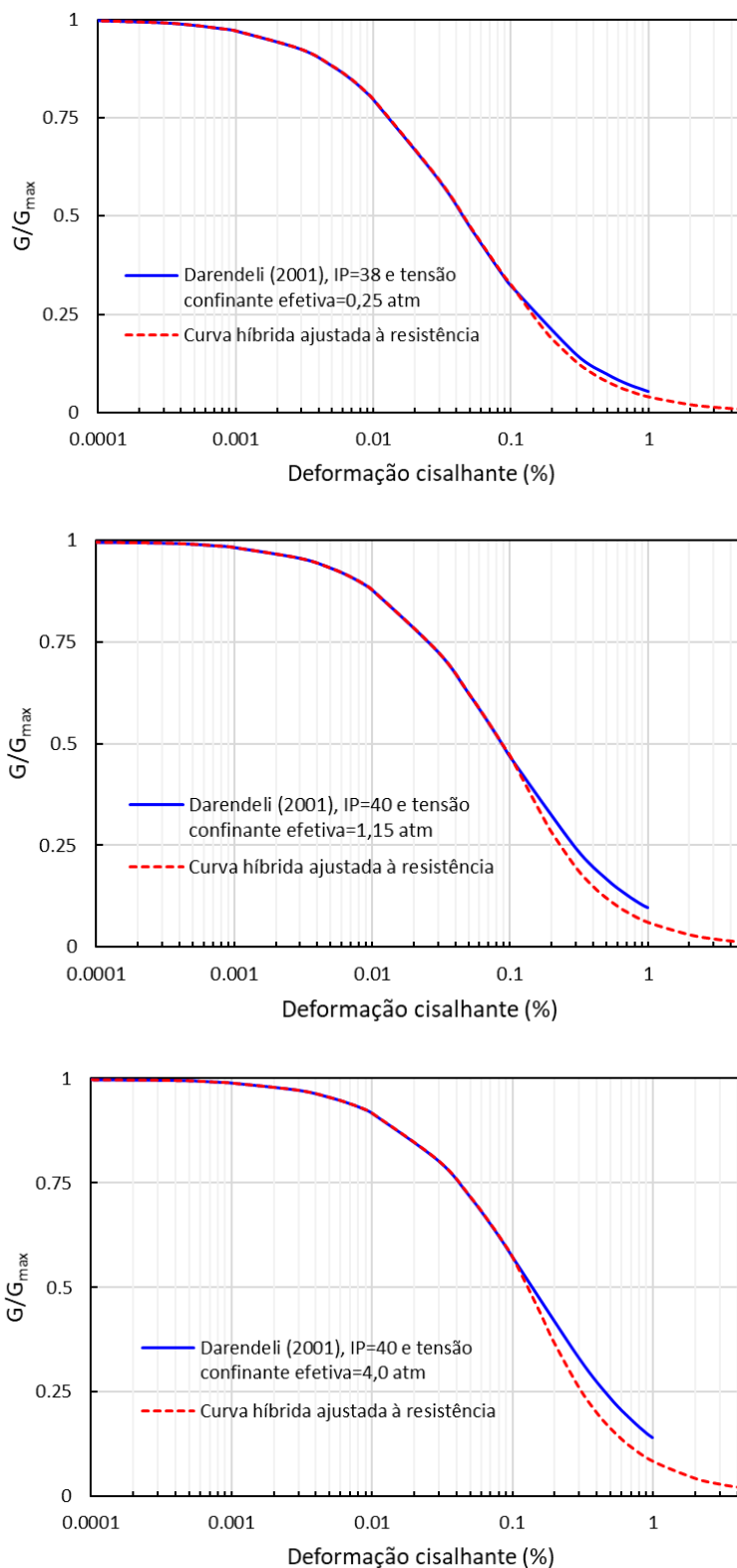


Figura 4.12 – Curvas de redução do módulo cisalhante representativas do perfil do solo do sítio AQP e ajustadas pelo procedimento de Yee et al. (2013) para as análises de resposta sísmica.

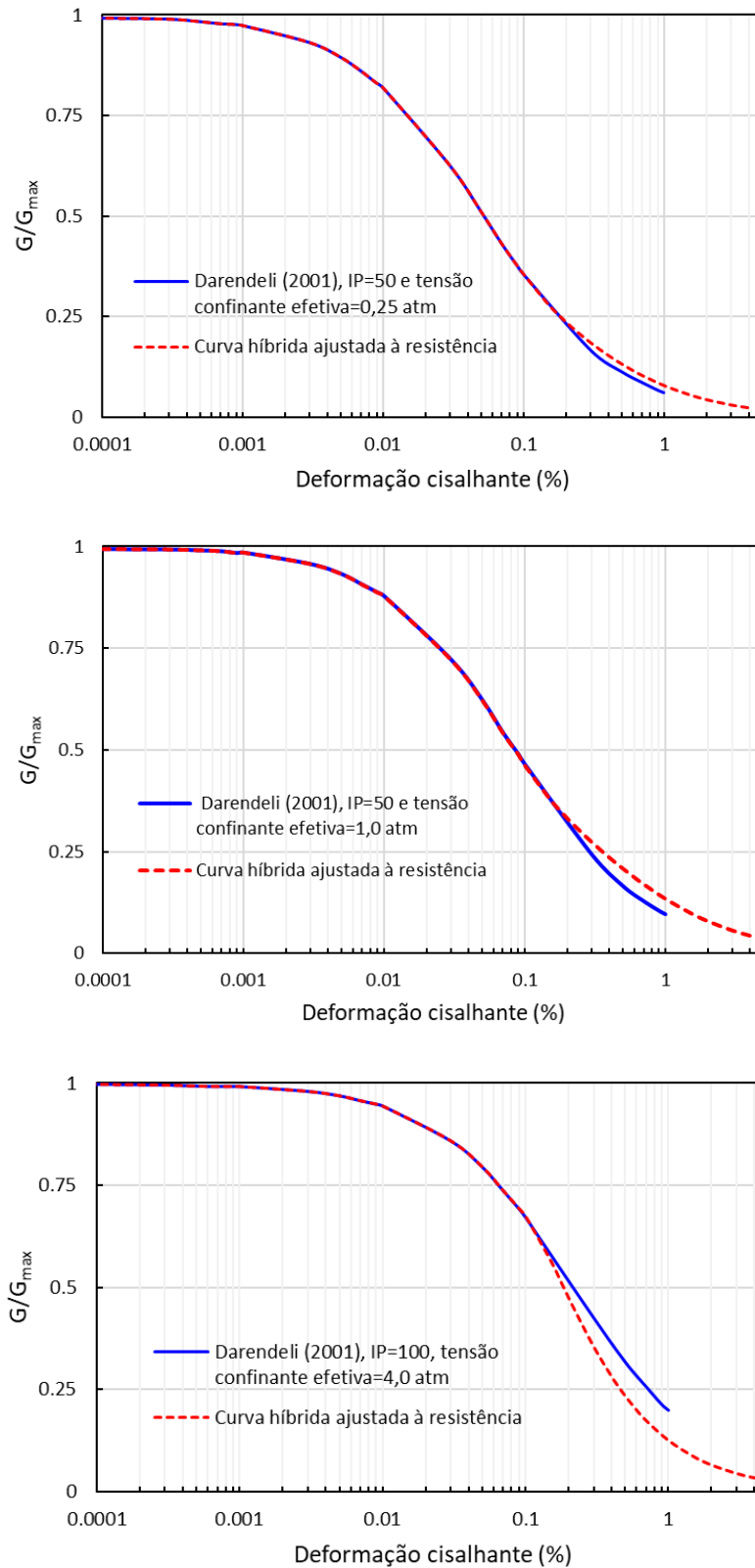


Figura 4.13 - Curvas de redução do módulo cisalhante representativas do perfil do solo do sítio TKCH e ajustadas pelo procedimento de Yee et al. (2013) para as análises de resposta sísmica.

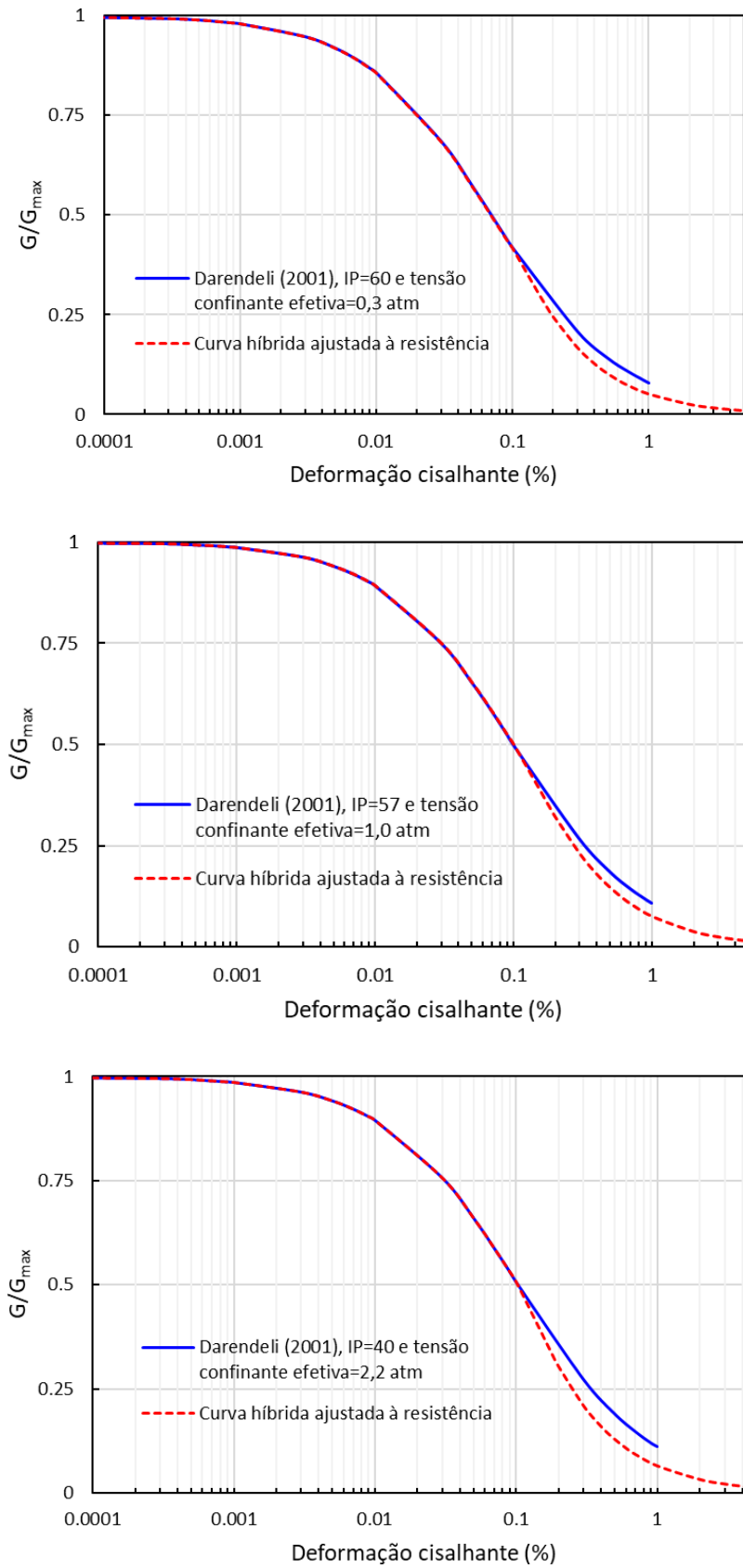


Figura 4.14 - Curvas de redução do módulo cisalhante representativas do perfil do solo do sítio GYL e ajustadas pelo procedimento de Yee et al. (2013) para as análises de resposta sísmica.

5

Aspectos da modelagem numérica da resposta de sitio

5.1.

Amortecimento Histerético

O uso das regras estendidas de Masing na análise de resposta de sitio não linear é que pode levar a sobrestimação do amortecimento para moderadas e altas deformações, o que leva a uma subestimação da deformação cisalhante e potencialmente a uma subestimação da intensidade do movimento do solo na superfície. O amortecimento é função da área contida dentro dos loops de tensão-deformação cíclicos, o que significa que os laços de histéresis calculados com as regras estendidas de Masing apresentam muita largura para moderadas e altas deformações (Figura 5.1).

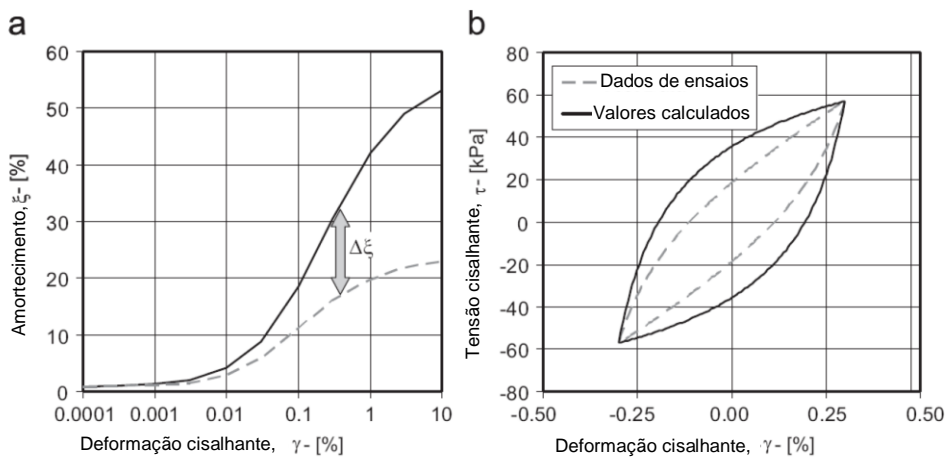


Figura 5.1 – Exemplo de incompatibilidade entre o amortecimento usando as regras estendidas de Masing e o amortecimento medido para a) amortecimento versus curva de deformação cisalhante e b) tensão cisalhante versus deformação cisalhante (Phillips e Hashash, 2009)

Para lidar com este problema, Darendeli (2001) propôs modificar o amortecimento calculado com o uso das regras estendidas de Masing mediante um fator de redução baseado na curva de redução de módulo cisalhante (G/G_{max}) e o número de ciclos aplicado N . A equação do fator de redução usado por Darendeli (2001) é:

$$F(\gamma_m) = \left[0.6329 - 0.0057 \times \ln(N) \right] \times \left(\frac{G(\gamma_m)}{G_0} \right)^{0.1} \quad (5.1)$$

Onde $G(\gamma_m)$ é o módulo de cisalhamento secante para o máximo nível de deformação cisalhante γ_m .

5.2. Amortecimento para pequenas deformações

Modelos cíclicos não lineares que usam as regras estendidas de Masing preveem níveis quase nulos de amortecimento para pequenas deformações o que é contraditório com as medições observadas de campo e laboratório. Para corrigir isto foi incorporado um amortecimento viscoso proporcional a velocidade fazendo uso do amortecimento Rayleigh (Rayleigh e Lyndsay, 1945). O amortecimento Rayleigh é proporcional as matrizes de massa M e rigidez K como segue:

$$\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K} \quad (5.2)$$

onde α_R e β_R são coeficientes escalares calibrados para obter o correto valor de amortecimento para uma frequência determinada.

O amortecimento viscoso é dependente da frequência, enquanto o amortecimento do solo é independente da frequência. Portanto para que este tipo de amortecimento tenha validade, ele deve ser introduzido na análise não linear de resposta de sitio de forma que represente o amortecimento do solo para pequenas deformações com uma mínima variação na faixa de frequências de interesse. A Figura 5.2 mostra como o amortecimento viscoso, expresso por \mathbf{C} , varia em função da frequência.

A razão de amortecimento viscoso pode ser aproximada a um valor constante da razão de amortecimento objetivo (ξ_{tar}), especificando \mathbf{C} para apenas uma frequência (e.g. f_2 na Figura 5.2), o que é conhecido como a formulação *simplificada* do amortecimento Rayleigh. Quando duas frequências são especificadas (f_1 e f_2) é denominada como formulação *completa* de amortecimento Rayleigh, sendo estas, por recomendação de Hudson (1994), a frequência natural da coluna de solo e a frequência predominante do movimento de entrada.

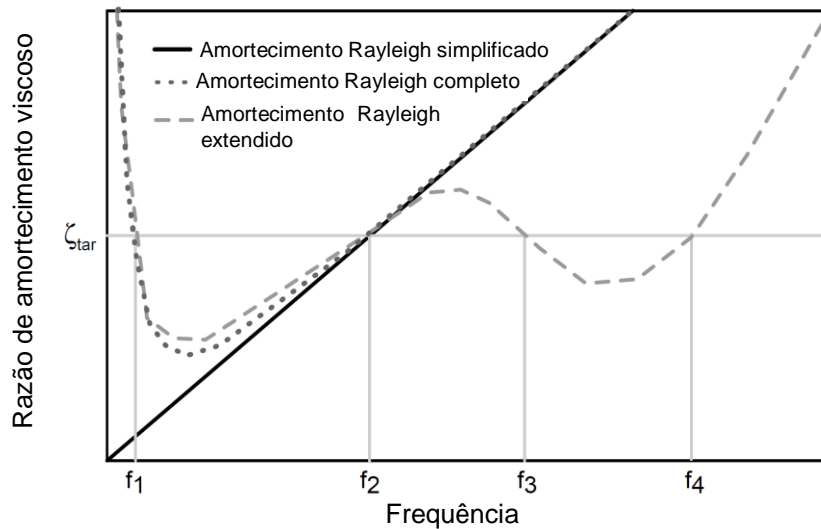


Figura 5.2 – Ilustração esquemática dos modelos de amortecimento viscoso e os parâmetros dos modelos (Park e Hashash, 2004).

5.2.1. Formulação simplificada de amortecimento Rayleigh

A formulação simplificada de amortecimento Rayleigh é a mais simples e mais comumente usada para introduzir o amortecimento Rayleigh na análise não linear (Matasovic, 1993). Nesta formulação, o primeiro coeficiente Rayleigh, α_R , é zero, enquanto o segundo coeficiente, β_R , é calculado como:

$$\beta_R = (\xi_{tar} T) / \pi \quad (5.3)$$

onde

ξ_{tar} : Razão de amortecimento objetivo;

T: Período fundamental do depósito de solo, calculado como

$$T = 4H / V_{s,avg};$$

H: Espessura do depósito de solo e

$V_{s,avg}$: Velocidade média do depósito de solo.

5.2.2. Formulação completa de amortecimento Rayleigh

Nesta formulação duas frequências são especificadas, e os seguintes valores são adotados para os coeficientes α_R e β_R :

$$\alpha_R = \xi_{tar} (4\pi / T) [n / (n+1)] \quad (5.4)$$

$$\beta_R = (\xi_{tar} T) / [\pi (1+n)], \quad (5.5)$$

onde

ξ_{tar} : Razão de amortecimento objetivo;

T: Período fundamental do depósito de solo, calculado como $T=4H/V_{s,avg}$;

f_s : Frequência do sítio;

H: Espessura do depósito de sol;

$V_{s,avg}$: Velocidade média do depósito de solo e

n: Inteiro ímpar (1,3,5 ou 7); n é definido na calibração com a análise do SHAKE2000.

5.2.3. Seleção da razão de amortecimento objetivo e outros parâmetros do modelo de amortecimento Rayleigh

A razão de amortecimento objetivo ξ_{tar} , é, para a maioria de aplicações práticas no intervalo de 0,1 a 5%. Desta forma o amortecimento viscoso é usado para modelar o amortecimento do material para pequenas deformações onde o amortecimento histerético prevê valores quase nulos. Portanto a curva do modelo MKZ é ajustada ao valor do amortecimento viscoso. Percebe-se que a adição do amortecimento viscoso também pode causar um sobre amortecimento para altas deformações. A estimativa mais precisa de amortecimento viscoso pode ser obtida calibrando a análise não linear contra a análise que tem um valor constante de amortecimento viscoso para todas as frequências. As variáveis de calibração

incluem a razão de amortecimento objetivo, o valor ímpar n e a frequência objetivo f .

Em geral, o uso da formulação inteira do amortecimento Rayleigh, calibrado com a análise do SHAKE2000 é recomendada. Porém, para muitas situações práticas, como avaliação do potencial de liquefação, análise sísmico de deslocamento pelo método de Newmark (1965) e resposta de sítio de perfis rasos, a análise simplificada como $n=0$ e $\xi_{tar}=0.5\%$ deve ser suficiente.

5.3. Métodos de análises de resposta de sitio 1D

5.3.1. Análise no domínio de frequência

Para entender um método linear equivalente, é importante primeiro entender como os modelos lineares calculam a resposta. Os modelos lineares usam a história de acelerações no domínio do tempo e a converte no domínio da frequência usando a Transformada Rápida de Fourier (FFT). A FFT determina a amplitude de ondas harmônicas para muitas frequências cuja somatória resulta na história de acelerações. A partir deste ponto, a análise no domínio da frequência é baseada na solução de forma fechada da equação de onda para propagação de ondas de cisalhamento através de um meio contínuo estratificado, onde a camada i tem uma densidade ρ_i , um módulo cisalhante G_i , e uma razão de amortecimento ξ_i . A solução foi obtida por Roesset and Whitman (1969), Lysmer et al. (1971), Schnabel et al. (1972), e também descrita em detalhe por Kramer (1996). Nestes métodos no domínio de frequência, um movimento harmônico com frequência ω é especificado para cada camada j no sistema. Uma solução exata da resposta do sistema pode ser expressada como uma função de transferência relacionando a amplitude do deslocamento sinusoidal u_i de uma camada arbitraria i com a amplitude u_j em uma camada j ,

$$F_{ij} = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (5.6)$$

onde F_{ij} é a amplitude de função de transferência entre as camadas i e j , a_i e a_j são as amplitudes normalizadas das ondas de propagação de movimento ascendentes nas camadas i e j , e b_i e b_j são as amplitudes normalizadas das ondas de

propagação de movimento descendentes nas camadas i e j . Devido ao fato de $|\ddot{u}| = \omega|u| = \omega^2|u|$, para um movimento harmônico, a Equação 5.6 também descreve a amplificação de acelerações e velocidades entre as camadas i e j . A normalização das amplitudes das ondas é geralmente feita com respeito a amplitude da camada 1, onde $a_1=b_1$ devido á perfeita reflexão na superfície livre. As amplitudes normalizadas a_i, a_j, b_i, b_j podem ser calculadas a partir da solução de forma fechada da equação de onda, a qual depende apenas das características do perfil (i.e., propriedades do material ρ, G e ξ para cada camada e a espessura individual de cada camada).

A solução no domínio da frequência opera modificando as amplitudes de onda para qualquer camada i na qual é requerida a resposta. Estas análises são repetidas para todas as frequências discretas das que está composto o movimento de entrada no intervalo de corte, usando a transformada rápida de Fourier FFT. Uma vez que as amplitudes a_i e b_i tenham sido calculadas em uma determinada camada para todas as frequências, a história de deslocamento no domínio do tempo para a camada i pode ser calculada com a transformada inversa de Fourier.

Os movimentos de entrada para o uso em análises no domínio da frequência, são geralmente registrados na superfície do terreno e são denominadas como *outcrop*. Devido à perfeita reflexão da onda na superfície, as amplitudes das ondas incidentes e refletidas são idênticas. Portanto os movimentos outcrop tem o dobro da amplitude da onda incidente. Considerando os casos representados na Figura 5.3, a camada de rocha n corresponde a base da coluna de solo no Caso 1 e apresenta-se como uma rocha outcrop para o Caso 2. No caso 2 na rocha outcrop, as ondas incidentes e refletidas são equivalentes acontecendo uma reflexão perfeita ($a_n^* = b_n^*$). As ondas incidentes são idênticas para ambos casos ($a_n^* = a_n$), assumindo um módulo constante para a rocha, porém as ondas refletidas são diferentes ($b_n^* \neq b_n$) porque uma parcela da onda incidente é transmitida no solo (reflexão imperfeita) para o Caso 1. O movimento na base da coluna de solo no Caso 1, referido como movimento interior (*within motion*) pode ser avaliado a partir do movimento outcrop usando a função de transferência:

$$F_{nn^*} = \frac{u_n}{u_n^*} = \frac{a_n(\omega) + b_n(\omega)}{2a_n(\omega)} \quad (5.7)$$

Portanto, mediante o uso da Equação 5.7, o movimento within, pode ser calculado a partir de um movimento outcrop dado. Consequentemente, o

movimento within na base do perfil de solo pode ser usado para calcular movimentos em qualquer outra camada pela Equação 5.6.

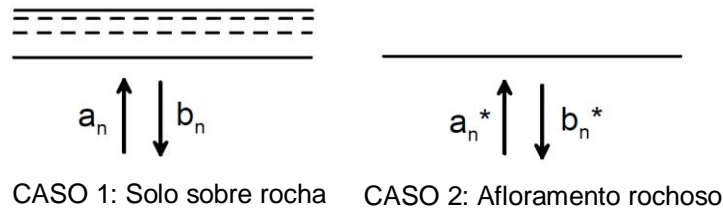


Figura 5.3 – ondas incidentes e refletidas na camada rochosa de base para Caso 1: Solo sobreposto e Caso 2: Afloramento rochoso (rock outcrop).

Em modelos lineares equivalentes a resposta do solo é primeiramente calculada usando o módulo de cisalhamento e a razão de amortecimento para pequenas deformações. Com estes parâmetros iniciais a história de deformação cisalhante para cada camada é calculada. Depois, para cada camada, a deformação cisalhante efetiva é calculada como uma fração da deformação cisalhante máxima, usualmente 0,65, valor que foi adotado neste estudo por recomendação de Carlton (2015). Os valores de rigidez e amortecimento para a deformação cisalhante efetiva são seguidamente determinados das curvas de redução de módulo cisalhante e aumento da razão de amortecimento. Este processo é repetido até que a diferença entre as propriedades de rigidez e amortecimento para duas iterações consecutivas seja menor do que um nível de tolerância estabelecido.

5.3.2. Análise no domínio do tempo

O método de análise usado em procedimentos de incrementos de tempo pode ser comparado a análise de uma resposta estrutural a um movimento de entrada na base (Clough and Penzien 1993; Chopra 2000). Similarmente a uma análise estrutural, a coluna de solo conformado por camadas horizontais é idealizada também como um sistema de múltiplo graus de liberdade de massas discretas como mostra a Figura 5.4, ou um meio contínuo dividido em elementos finitos com massa distribuída. Enquanto os métodos no domínio da frequência são derivados da solução da equação de propagação de onda com condições de contorno específicas, os métodos no domínio do tempo resolvem um sistema de equações acoplado montados na equação do movimento. O programa D-MOD usa

o sistema de massa discretizado. Neste sistema, cada camada de solo é representada pela massa correspondente, uma mola não linear, e um amortecedor como mostra a Figura 5.4. Os modelos não lineares são resolvidos por integração numérica direta da equação de movimento para cada incremento de tempo, desta forma, os modelos não lineares seguem a trajetória de tensão-deformação do solo ao longo do movimento sísmico. A equação dinâmica do movimento para cada nó do sistema é montada na equação de movimento global:

$$\mathbf{M} \times \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \times \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \times \mathbf{u} = -\mathbf{M} \times \mathbf{I} \times \ddot{u}_g \quad (5.8)$$

Onde \mathbf{M} é a matriz de massa, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento viscoso, \mathbf{K} é a matriz de rigidez, $\ddot{\mathbf{u}}$ é o vetor nodal de acelerações relativas, $\dot{\mathbf{u}}$ é o vector de velocidades nodais relativos, \mathbf{u} é o vector de deslocamentos nodais relativos, \mathbf{I} o vetor unitário, e \ddot{u}_g é a aceleração na base da coluna de solo (movimento de entrada). A Equação 5.8 pode ser resolvida para cada incremento de tempo usando o método de integração Newmark β (Newmark 1959). A matriz de massa \mathbf{M} é formada unindo a metade da massa de duas camadas adjacentes no limite comum entre elas. A matriz de rigidez \mathbf{K} é recalculada em cada incremento de tempo para atender a não linearidade do solo. Com este método, valores adequados do módulo cisalhante e amortecimento são usados em cada passo do tempo.

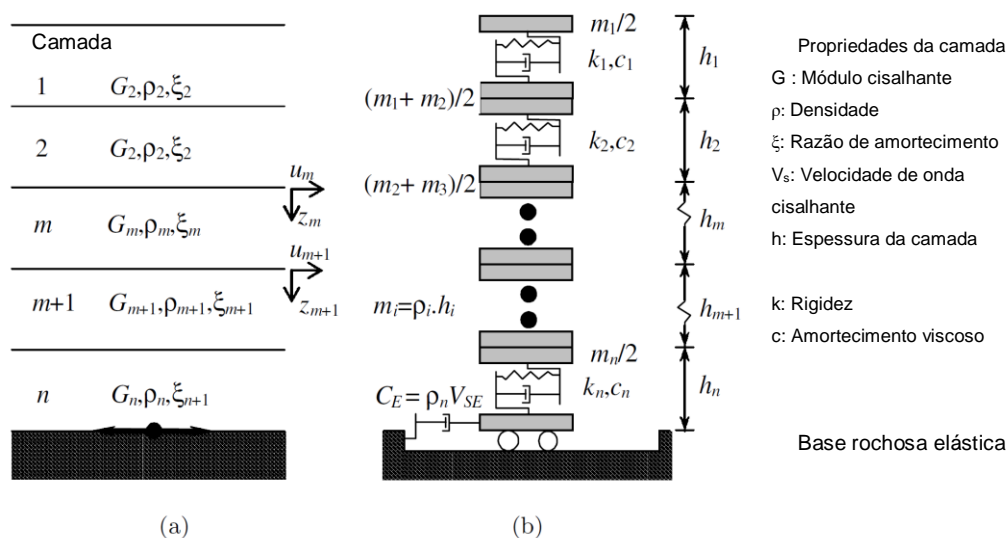


Figura 5.4 – Estratigrafia idealizada (a) Coluna de solo conformado por camadas horizontais (usado para soluções no domínio da frequência) e (b) Idealização de massas discretizadas de vários graus de liberdade (usado para soluções no domínio do tempo).

O processo de cálculo para modelos não lineares é como segue (Kramer 1996): A história de acelerações de entrada é usada para determinar o movimento na base do perfil de solo. Depois o movimento no limite de cada camada é calculado iniciando na base até a superfície do perfil do solo. Usando os deslocamentos no limite de cada camada é possível calcular as respectivas deformações cisalhantes em cada camada. A tensão cisalhante para cada camada é estimada a partir da deformação cisalhante usando o modelo constitutivo especificado. Este processo é repetido para o seguinte incremento de tempo até o final do movimento sísmico.

A diferença entre a análise no domínio da frequência e a análise no domínio do tempo é que na primeira o movimento de entrada pode ser especificado em qualquer profundidade dentro da coluna de solo, enquanto que na segunda, o movimento de entrada deve ser especificado na base do sistema de massas discretizadas.

5.3.3. Vantagens e desvantagens dos métodos de análise linear equivalente e não linear

Tanto métodos lineares equivalentes como métodos não lineares são usados para problemas de análise de resposta unidimensional do terreno, porém, suas formulações e suposições implícitas são bastante diferentes. Consequentemente, é razoável esperar encontrar algumas diferenças nos resultados.

O método linear equivalente usa as mesmas propriedades de rigidez e amortecimento para a duração inteira da história de aceleração. Isto resulta em algumas desvantagens. Primeiro, isto leva a uma subestimação de rigidez e sobrestimação do amortecimento quando a deformação cisalhante pico é muito maior que as deformações cisalhantes no resto da história, e por outro lado a sobrestimação da rigidez e a subestimação do amortecimento quando a deformação cisalhante é aproximadamente uniforme ao longo do movimento. Esta limitação pode ser em parte corrigida ajustando a razão da deformação cisalhante efetiva e a deformação cisalhante pico. Segundo, dado que a rigidez e o amortecimento não variam no tempo, análises lineares equivalentes podem prever altos níveis de amplificação perto da frequência natural do depósito de solo. Estas altas ressonâncias nas frequências naturais não são vistas em dados empíricos

devido ao fato da rigidez e o amortecimento real em depósitos de solo variam no tempo durante movimento de grande intensidade (Kramer, 1996).

Outras limitações do método linear equivalente estão relacionadas ao fato de que estão formuladas em termos de tensões totais e, portanto, não podem prever geração de poropressão e degradação cíclica que pode reduzir significativamente a rigidez e resistência nas camadas de solo, resultando na ruptura em solos coesivos e liquefação em solos não coesivos.

A pesar das limitações do método linear equivalente, este continua sendo o método mais comumente usado de análise de resposta de sítio. Isto deve-se a sua solidez, simplicidade e baixo requerimento computacional. Adicionalmente, os parâmetros de entrada do método linear equivalente são parâmetros físicos claramente entendíveis, em contraste com os parâmetros dos métodos não lineares ou os modelos constitutivos avançados que incorporam parâmetros de ajuste de curva sem significado físico.

Diferenças entre os resultados das análises lineares equivalentes e não lineares dependem do grau de não linearidade na resposta real do solo. Para problemas onde os níveis de deformação cisalhante permanecem baixos (perfis de solo rijo e/ou movimentos de baixa intensidade), ambas análises produzem estimativas razoáveis da resposta do solo. Para problema que implicam altos níveis de deformação cisalhante, particularmente em problemas onde a deformação cisalhante induzida aproxima-se à deformação de ruptura do solo, como acontece nos casos estudados nesta pesquisa, as análises não lineares fornecem resultados razoáveis.

5.3.4. Modelo simplificado de Carlton (2014)

O modelo simplificado de Carlton (2014) para estimar o espectro de resposta sísmica para depósitos de solo tipo NEHRP E e F foi baseado nos resultados de análises não lineares em tensões efetivas para uma combinação de 15 sítios em 12 cenários de movimento do terreno. O desenvolvimento do modelo foi feito em duas etapas, a primeira avaliando os efeitos dos diferentes cenários de movimento e a segunda etapa determinando a influência das propriedades de cada sítio. Mediante processos de regressão os resultados de ambas as etapas foram

combinados para estimativas dos coeficientes do modelo final, expresso pelas Eq. 5.9, 5.10 e 5.11:

$$\ln(Amp(T)) = f_1(T) + f_2(T) \times \ln\left(\frac{Sa(T)_{Rock} + 0.1}{0.1}\right) \quad (5.9)$$

$$f_1(T) = c_1(T) + c_2(T) \times \ln(Th) + c_3(T) \times \ln(V_{s_{mean}}) + c_4(T) \times \ln(\gamma_{0.5,mean}) \quad (5.10)$$

$$f_2(T) = c_5(T) + c_6(T) \times \ln(CRR_{min}) \quad (5.11)$$

onde $Amp(T)$ é a amplificação definida como a razão da aceleração espectral superficial no período T dividida pela aceleração espectral esperada na base rochosa para o mesmo período T , $Sa(T)_{rock}$ é a aceleração espectral em rocha para o período T , Th é a espessura total das camadas moles (classe NEHRP E ou F) em metros, $V_{s_{mean}}$ é a velocidade média de onda cisalhante nas camadas moles em m/s, $\gamma_{0.5,mean}$ é a deformação efetiva cisalhante para $G/G_{max}=0.5$ nas camadas de solo mole em porcentagem, CRR_{min} é o mínimo valor da razão de resistência cíclica das camadas moles e c_1 a c_6 , são coeficientes dependentes do período (Carlton 2014).

5.4. D-MOD2000 (Matasovic e Ordóñez 2012)

D-MOD2000 é um programa computacional baseado no código D-MOD_2 (Matasovic, 2006), que uma versão otimizada do D-MOD (Matasovic e Vucetic 1993). Resolve o problema de propagação de onda assumindo que as ondas cisalhantes são propagadas verticalmente através de um depósito de solo formado por camadas horizontais. O meio de extensão infinita é idealizado por um sistema de massas discretizadas como mostra a Figura 5.4. A rigidez e o amortecimento histerético do solo são representados com molas histeréticas não lineares. Adicionalmente, amortecedores viscosos são usados para incluir a formulação de amortecimento viscoso Rayleigh. O contorno de transferência de energia segue o modelo de Joyner e Chen (1975), porém, também está disponível a opção de contorno rígido. O esquema de resposta dinâmica usada por Lee e Finn (1978) é também usada por D-MOD para resolver a equação dinâmica do movimento no domínio do tempo. Em 2003, o método de integração Newmark β (Newmark

1959) substituiu o método Wilson θ (Wilson 1968) para obter soluções numéricas mais estáveis.

D-MOD2000 incorpora o modelo constitutivo MKZ (Matasovic e Vucetic 1993) para definir a curva backbone inicial. Este modelo é descrito a seguir.

5.4.1.1.

Modelo MKZ (Matasovic e Vucetic 1993)

O modelo constitutivo MKZ (Matasovic e Vucetic 1993) define a curva backbone inicial, a qual é mostrada esquematicamente na Figura 5.5. O modelo MKZ é uma modificação do modelo hiperbólico de Kondner e Zelasko (1963) (modelo KZ). Dois coeficientes de ajuste de curvatura, β e s , são adicionados ao modelo KZ, e a forma normalizada do modelo MKZ é dada por:

$$\tau^* = \frac{G_{m0}^* \gamma}{1 + \beta \left(\frac{G_{m0}^*}{\tau_{m0}^*} \gamma \right)^s} \quad (5.12)$$

onde $G_{m0}^* = G_{m0}/\sigma'_{vc}$, $\tau_{m0}^* = \tau_{m0}/\sigma'_{vc}$, σ'_{vc} = tensão vertical efetiva inicial, G_{m0}^* = Módulo cisalhante inicial, e τ_{m0} = resistência cisalhante do solo.

Quando as regras estendidas de Masing são implementadas, as curvas de descarregamento e recarregamento seguem a seguinte equação:

$$\tau^* = \frac{2G_{m0}^* \left(\frac{\gamma - \gamma_{rev}}{2} \right)}{1 + \beta \left(\frac{G_{m0}^*}{\tau_{m0}^*} \left(\frac{\gamma - \gamma_{rev}}{2} \right) \right)^s} + \tau_{rev}^* \quad (5.13)$$

onde γ_{rev} e τ_{rev} são a deformação cisalhante e tensão cisalhante no ponto de reversão anterior respectivamente.

O modelo original KZ foi projetado para considerar um amplo intervalo de deformações até atingir a ruptura, porém, as deformações dominantes na resposta sísmica de depósitos de solo são relativamente pequenas, usualmente menor do que 1-3%, que é muito menor do que a deformação típica de ruptura para solos. Com o propósito de modelar adequadamente a curva de carregamento inicial, Matasovic e Vucetic (1993) sugeriram que τ_{m0} , pode ser arbitrariamente escolhido como a ordenada τ correspondente aproximadamente ao limite superior do intervalo de deformações cisalhantes.

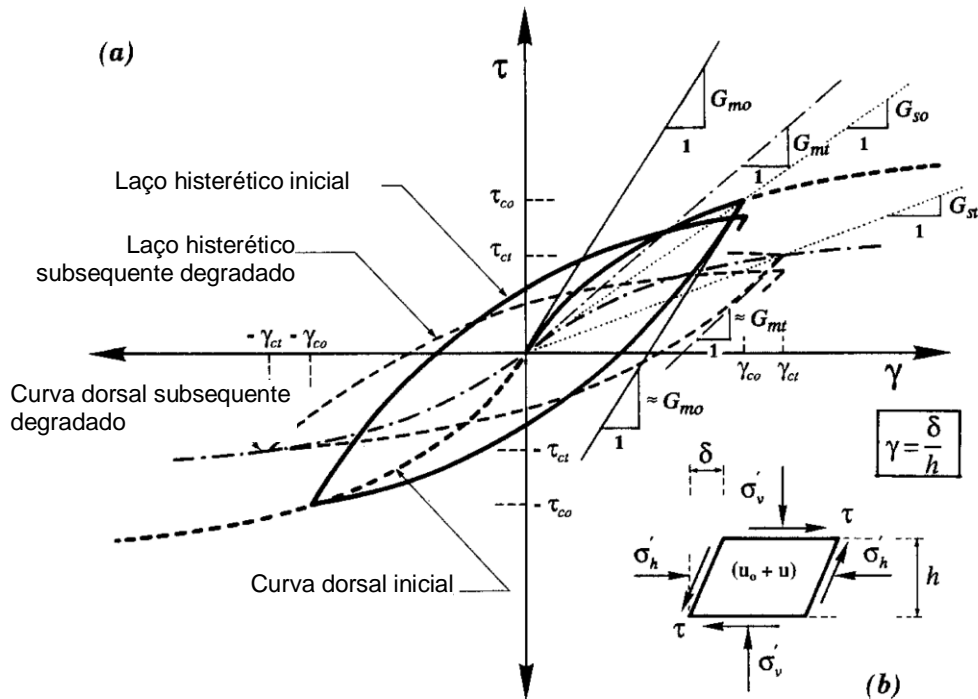


Figura 5.5 – Ilustração esquemática do comportamento tensão-deformação no primeiro ciclo (começando em $t=0$) e ciclos subsequentes (no tempo t).

A Figura 5.6 mostra como os diferentes valores de τ_{m0}^* afetam a previsão do modelo KZ na porção positiva da curva *backbone* inicial. Notar que a previsão do modelo MKZ usa τ_{m0}^* correspondente a uma deformação cisalhante de 1%.

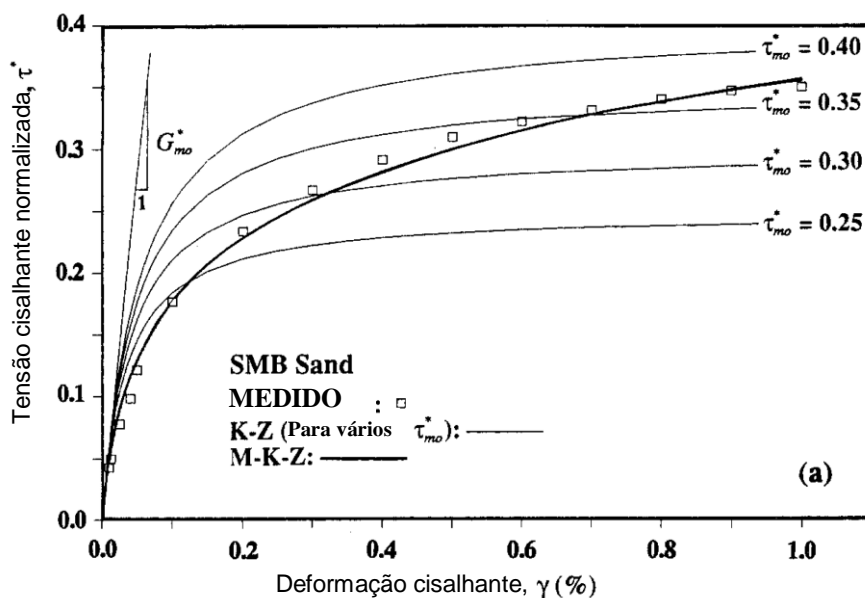


Figura 5.6 – Comparação entre o modelo original e modificado de Kondner e Zelasko para curvas de tensão-deformação (Matasovic e Vucetic, 1993).

A razão τ_{m0}^*/G_{m0}^* é geralmente definida como a deformação de referência (Hardin e Drnevich 1972), e é considerada como uma constante do material. Os parâmetros β e s foram introduzidos no modelo MKZ e, como é mostrado na Figura 5.6, a aproximação da curva backbone inicial com os dados experimentais é significativamente melhorada quando o modelo MKZ é usado em vez do modelo KZ. Matasovic e Vucetic (1993) encontraram que para areia, o coeficiente β varia entre 1.0-1.9, enquanto que o coeficiente s varia entre 0.67-0.98. Figura 5.7, mostra que a curva de redução de módulo cisalhante obtido do modelo MKZ ajusta-se aos dados experimentais.

Todos os parâmetros, exceto da velocidade de onda cisalhante e peso específico podem ser estimados a partir de curvas objetivo definidas pelo usuário de redução de módulo cisalhante e razão de amortecimento. O D-MOD incorpora uma ferramenta de otimização automática de dados lineares, para determinar os parâmetros do modelo que melhor ajustam-se às curvas objetivo de redução de módulo cisalhante e amortecimento. Portanto, os parâmetros de entrada para análise em tensões totais não linear usando o modelo MKZ no D-MOD são os mesmos que para a análise linear equivalente.

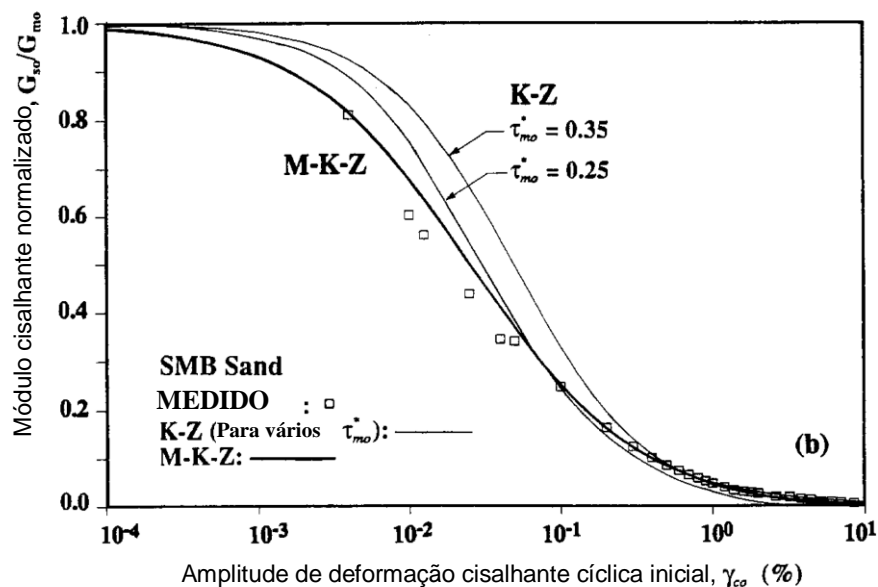


Figura 5.7 - Comparação entre o modelo original e modificado de Kondner e Zelasco para curvas de redução de módulo cisalhante (Matasovic e Vucetic, 1993).

5.4.1.2. Amortecimento Histerético associado do modelo MKZ

A determinação do amortecimento constitui uma parte essencial da caracterização cíclica de solos. A razão de amortecimento viscoso inicial equivalente é usualmente determinada experimentalmente do segundo ciclo de carregamento, porque o laço do primeiro ciclo não é completamente fechado. Por outro lado, a partir da equação da curva backbone (Equação 5.12) e conforme a Equação 4.2, o amortecimento viscoso equivalente associado do modelo pode ser calculado em conjunção com as regras de Masing mediante a seguinte expressão analítica (Ishihara 1986):

$$\xi = \frac{4}{\pi} \frac{\int_0^{\gamma_{c0}} f(\gamma) d\gamma}{f(\gamma_{c0}) \gamma_{c0}} - \frac{2}{\pi} \quad (5.14)$$

onde $f(\gamma) = \tau$ é a equação da curva backbone inicial e γ_{c0} é a amplitude da deformação para a qual ξ é avaliado.

A Equação 5.14 indica uma medição aproximada do amortecimento que aplica apenas quando os laços elípticos são fechados. Comparações das razões de amortecimento usando a Equação 5.14, com a curva backbone do modelo MKZ, e dados experimentais de amortecimento são mostrados na Figura 5.8. O amortecimento é subestimado para pequenas deformações e sobrestimado para altas deformações.

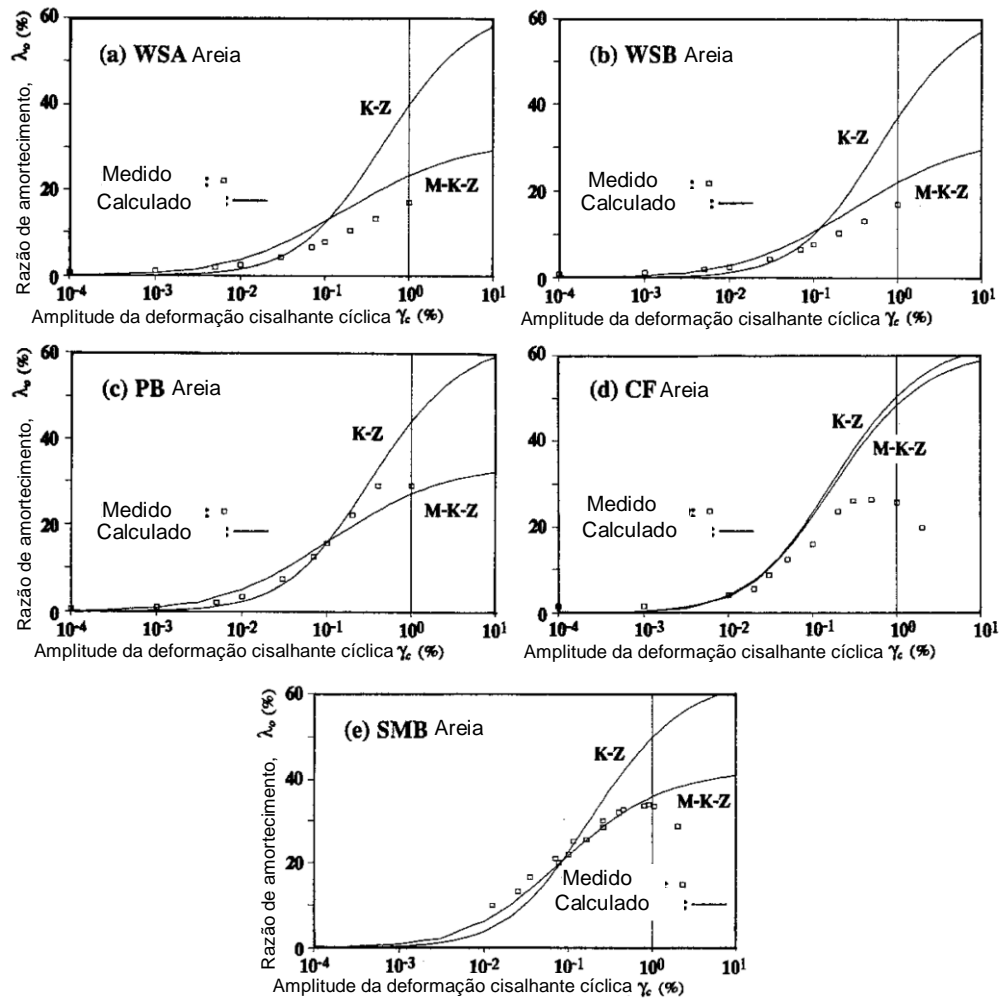


Figura 5.8 – Curvas de amortecimento medidas e calculadas (Matasovic e Vucetic, 1993).

5.4.1.3. Degradação do material

Solos saturados carregados ciclicamente experimentam degradação da resistência e rigidez a partir de um determinado nível de deformação cisalhante devido a geração de excessos de poropressão. O modelo MKZ considera esta degradação nos ciclos de carregamento subsequentes. Os resultados de um ensaio representativo são mostrados na Figura 5.9. As formulações dos modelos explicados a seguir utilizam a forma normalizada de poropressão (u) com relação a tensão vertical efetiva (σ'_v) como: $u^* = u/\sigma'_v$.

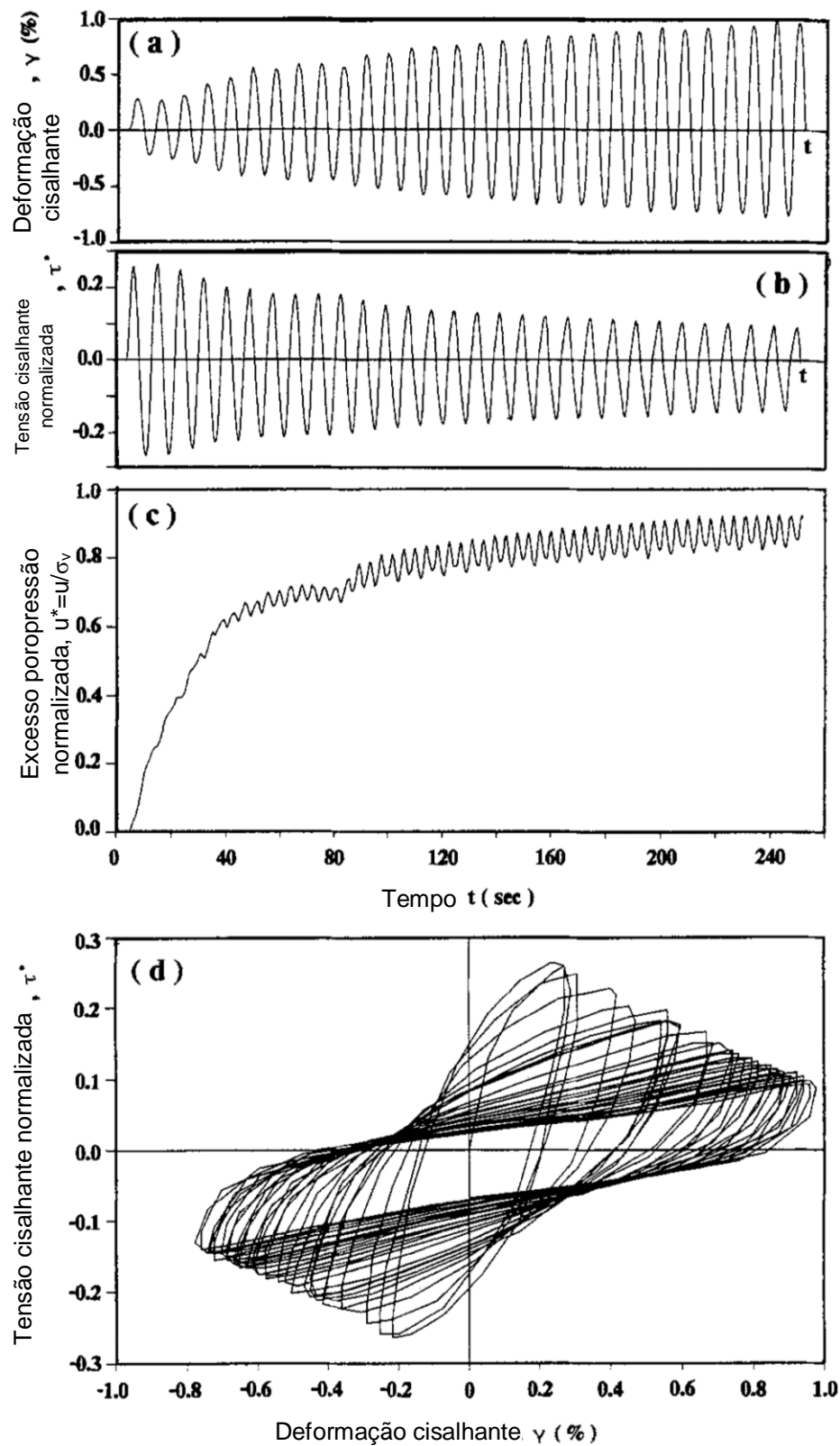


Figura 5.9 – Resultados de um ensaio cíclico representativo em “areia da praia de Santa Monica” (Matasovic e Vucetic, 1993).

O cisalhamento cíclico de solos saturados causa deformações plásticas devido ao colapso progressivo do esqueleto do solo. À medida que o esqueleto de solo colapsa é gerado excesso de poropressão residual que diminui a tensão efetiva. Dado que a rigidez e a resistência ao cisalhamento dos solos dependem da tensão confinante efetiva, quando a tensão efetiva diminui também diminui a rigidez e a resistência ao cisalhamento. Como resultado, a geração e redistribuição de excesso de poropressão dentro de um depósito de solo pode afetar significativamente a resposta sísmica de um sítio (Matasovic 1993).

A Figura 5.5, mostra o efeito de degradação cíclica na curva backbone em um solo saturado. A degradação da resistência do material e a rigidez com os ciclos de carregamento repetitivo é modelada com o uso de funções de índice de degradação para módulo (δ_G) e para resistência (δ_τ). A incorporação das funções de degradação na Equação (5.12) do modelo MKZ para a curva backbone gera a seguinte equação:

$$\tau^* = \frac{\delta_G G_{m0}^* \gamma}{1 + \beta \left(\frac{\delta_G G_{m0}^* \gamma}{\delta_\tau \tau_{m0}^*} \right)^s}, \quad (5.15)$$

onde para areias, os índices de degradação estão definidos como (Matasovic e Vucetic, 1993):

$$\delta_G = (1 - u^*)^{0.5} \quad (5.16)$$

$$\delta_\tau = 1 - (u^*)^v \quad (5.17)$$

E onde v é um parâmetro de ajuste para a função de degradação da resistência e varia aproximadamente entre 1 e 5, e aumenta na medida que a degradação é menos pronunciada. Nota-se que a degradação cíclica para areias é função principalmente da poropressão residual normalizada (u^*). A Figura 5.10 mostra curvas backbone degradadas obtidas para diferentes valores de u^* e $v=3.8$, obtido de ajuste com resultados de ensaios de laboratório.

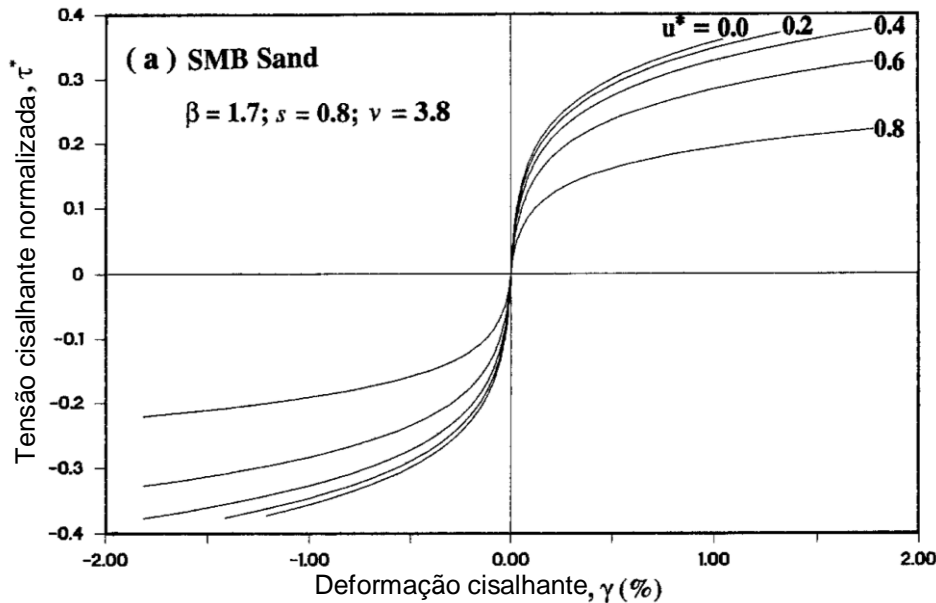


Figura 5.10 - Família de curvas backbone degradadas para areia (Matasovic e Vucetic, 1993).

Existem três categorias de modelos de geração de poropressão, sendo aqueles (1) baseados na tensão, (2) baseados na deformação e os (3) baseados na energia. Os primeiros modelos de geração de poropressão, como o de Seed et al. (1975) eram modelos baseados em tensões. Porém os modelos baseados em tensões são difíceis de implementar na prática porque requerem que o movimento de entrada seja convertido em um número equivalente de ciclos uniformes. Adicionalmente os modelos de poropressão baseados em tensões não podem ser usados conjuntamente com modelos de curva backbone baseados em deformações como o próprio modelo MKZ.

O D-MOD implementa os modelos de geração de poropressão, baseados na deformação cisalhante, de Matasovic e Vucetic (1993) para areias e Matasovic e Vucetic (1995) para argilas. Estes dois modelos foram baseados no modelo desenvolvido por Dobry et al. (1985) para areias saturadas.

Dobry et al. (1985) derivou seu modelo a partir do modelo teórico de geração de poropressão baseado em tensões efetivas de Martin et al. (1975), e o validou usando os resultados de sete series de ensaios de cisalhamento direto cíclico, triaxial cíclico, e cisalhamento torsional cíclico. Figura 5.11, resume os resultados de Dobry et. al. (1985), mostrando que a razão de excesso de poropressão residual, também chamada, excesso de poropressão normalizada ($r_u =$

$u_N^* = u_N/\sigma'_v$) aumenta com o aumento do número de ciclos de cisalhamento aplicado N e a deformação cisalhante. Vucetic e Dobry (1988) formularam seu modelo com a seguinte equação:

$$u_N^* = \frac{u_N}{\sigma'_v} = \frac{p \times f \times F \times N \times (\gamma - \gamma_{lv})^s}{1 + f \times F \times N \times (\gamma - \gamma_{lv})^s} \quad (5.18)$$

onde u_N^* é o excesso de poropressão residual normalizada, u_N é o excesso de poropressão residual depois de N ciclos, σ'_v é a tensão vertical efetiva inicial antes do cisalhamento, γ_{lv} é a deformação cisalhante no limite volumétrico, f é 1 para análises 1D e 2 para análises 2D, e p , F e s , são parâmetros de ajuste de curva. A deformação cisalhante no limite volumétrico é “a amplitude de deformação cíclica acima da qual significativas variações permanentes de volume ou variação permanente de poropressão acontecem no solo, enquanto que, para menores deformações, a microestrutura do solo permanece praticamente sem mudança e consequentemente variações de volume e poropressão são desprezíveis”, para a maioria de areias apresenta valores entre 0.01 e 0.02% (Dobry et al. 1982; Vucetic, 1994).

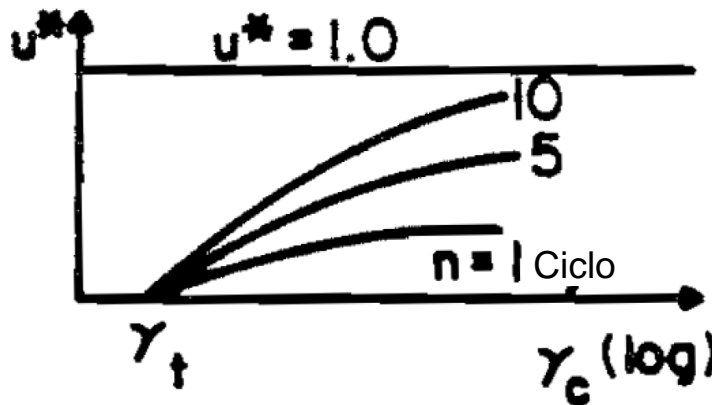


Figura 5.11 – Modelo desenvolvido por Dobry et al. (1985) para areias; a poropressão u_N^* incrementa-se enquanto que a deformação cisalhante (γ_c) incrementa-se, e a taxa de incremento é maior número de ciclos maiores (n), e a razão de poropressão é zero abaixo da deformação cisalhante no limite volumétrico (γ_t) (Dobry et al., 1985).

Para quantificar a degradação cíclica em argilas, Idriss et al. (1978) definiu o índice de degradação δ como a ordenada da curva backbone para N ciclos,

dividido pela ordenada da curva backbone inicial para um mesmo valor de deformação cisalhante. Por tanto o índice de degradação para argilas é:

$$\delta = \frac{G_{s,N}}{G_{s,1}} = \frac{\tau_N / \gamma}{\tau_1 / \gamma} = \frac{\tau_N}{\tau_1} \quad (5.19)$$

onde $G_{s,N}$ e τ_N são o módulo de cisalhamento secante e tensão cisalhante para N ciclos e uma deformação cisalhante γ , respetivamente, e $G_{s,1}$ e τ_1 são o módulo de cisalhamento secante e tensão cisalhante da curva backbone inicial para uma deformação cisalhante γ , respetivamente. Idriss et al (1978), encontrou que a taxa de degradação era constante para uma deformação cisalhante dada, e propôs a seguinte equação:

$$\delta = \delta_G = \delta_\tau = N^{-t} \quad (5.20)$$

onde N é o número de ciclos e t é o parâmetro de degradação (taxa de degradação)

Matasovic e Vucetic (1995) desenvolveram um modelo de degradação cíclica e geração de poropressão para argilas baseado no modelo de Dobry et al. (1985) e os conceitos de índice de degradação δ e parâmetro de degradação t de Idriss et al. (1978). Eles modificaram o modelo hiperbólico de Pyke e Beikae (1993) para considerar a deformação cisalhante no limite volumétrico como mostra a seguinte equação:

$$t = s \times (\gamma - \gamma_{iv})^r \quad (5.21)$$

onde s e r são parâmetros de ajuste de curva.

O modelo de Matasovic e Vucetic (1995) para argilas primeiramente estima o índice de degradação δ como é mostrado nas Equações 5.20 e 5.21, e depois calcula a geração de poropressão a partir de δ , que é um procedimento oposto ao modelo de areia, o qual estima o excesso de poropressão gerado para um nível de deformação cisalhante e depois calcula o parâmetro de índice de degradação com as Equações 5.16 e 5.17.

A Figura 5.12 mostra a razão pela qual o índice de degradação δ , para argilas não é calculado a partir do excesso de poropressão como é feito para areias. Matasovic e Vucetic (1995) encontraram que em argilas pré-adensadas desenvolvem-se poropressões negativas no início do carregamento cíclico no mesmo tempo que a rigidez e a resistência do solo diminui. Este comportamento é contraditório ao princípio de tensões efetivas porque a rigidez e a resistência diminuem a medida que a tensão efetiva aparente aumenta. Matasovic e Vucetic

(1995) argumentaram a hipótese que a degradação cíclica e a geração cíclica de poropressão em argilas é devido à distorção e conseqüente deterioração da microestrutura da argila causada pela quebra da ligação entre partículas. Portanto, como o excesso de poropressão não é o único fator que afeta a degradação, este não pode definir unicamente a degradação cíclica de forma direta como acontece para areias.

Matasovic e Vucetic (1995) propuseram uma curva de ajuste polinomial (Figura 5.12) para calcular o excesso de poropressão normalizado em função da degradação cíclica mediante a seguinte equação:

$$u_N^* = \frac{u_N}{\sigma'_v} = A \times \delta^3 + B \times \delta^2 + C \times \delta + D \quad (5.22)$$

onde A, B, C e D são parâmetros de ajuste de curva dependentes do OCR. A Tabela 5.1, lista os valores de A, B, C e D para diferentes valores de OCR.

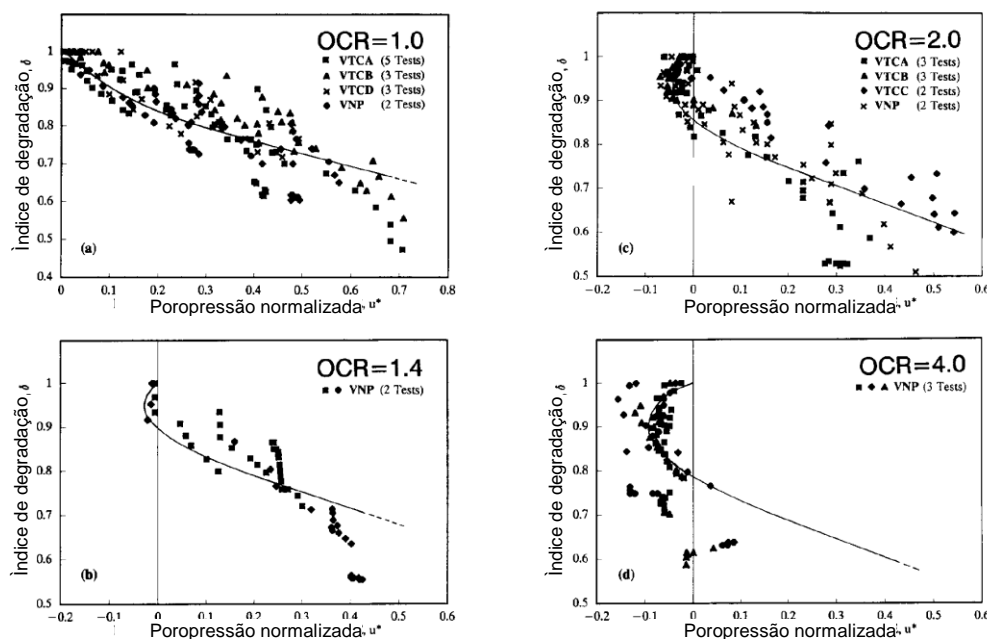


Figura 5.12 – Modelagem de relação entre o índice de degradação e poropressão de água residual para argilas marinhas (Matasovic e Vucetic, 1995).

As equações descritas acima mostram que os parâmetros mais importantes que controlam a geração de poropressão nos modelos considerados neste estudo são a amplitude de deformação cisalhante cíclica γ , o número de ciclos de deformação N e a deformação cisalhante no limite volumétrico do solo γ_{lv} .

O D-MOD2000 inclui um modelo de dissipação e redistribuição de poropressão que foi originalmente usado em DESRA-2 (Lee e Finn 1978), o qual é usado para no caso em que uma camada saturada possa drenar e seja possível a ocorrência simultânea de geração, dissipação e redistribuição de poropressão durante e depois do movimento sísmico. Esta condição pode ter um impacto significativo nos valores da poropressão residual. O modelo usado em D-MOD2000 foi proposto por Lee e Finn (1975, 1978) e Martin e Seed (1978) e é expressado como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{E}_r \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)_{st} + \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{cy} \quad (5.23)$$

onde u , \bar{E}_r , k , e γ_w representam a poropressão, módulo de descarregamento edométrico, condutividade hidráulica, e peso específico d'água, respectivamente. O primeiro termo do lado direito da Equação 5.23 representa os efeitos da dissipação conforme a equação de adensamento 1D de Terzaghi, enquanto que o segundo termo representa a taxa de geração de poropressão cíclica. Esta equação diferencial é resolvida usando uma solução numérica pelo método das diferenças finitas implementado no programa DESRA-2.

5.5. Espessura da camada

A frequência máxima de uma camada é a máxima frequência que a camada pode propagar e é calculada como $V_s/4H$ (V_s e H são a velocidade de onda cisalhante e a espessura da camada respectivamente) e corresponde à frequência fundamental da camada de solo. Se uma camada tem muita espessura, a máxima frequência que a camada pode propagar será pequena. Stewart (2008) mostra que para frequências maiores que a frequência máxima, análises de resposta não lineares subestimam os valores de aceleração espectral de resposta. As amplitudes de acelerações espectrais de resposta para frequências maiores que a frequência máxima, tendem a ser reduzidas e igualam o PGA porque todas as ondas de frequências maiores são filtradas. Portanto a frequência máxima deve ser escolhida consistentemente com o conteúdo de frequências do movimento de entrada e a banda de período de interesse do projeto

Este estudo ajustou a espessura das camadas de solo para uma frequência máxima de propagação de 25 Hz, recomendada por Hashash et al. (2012). Isto é devido ao fato de que a maioria dos terremotos contém relativamente pouca energia de onda para componentes de frequência maiores que 15 a 20 Hz.

5.6.

Definição do movimento de entrada e o semi-espaço (Base)

Outra área de confusão quando nas análises de resposta de sítio tem sido a especificação do movimento de entrada na base rochosa como um movimento no interior (*within*) ou como um movimento aflorante na superfície (*outcrop*), ou se o semi-espaço na base do perfil de solo deve ser modelada como rígida ou elástica. Geralmente os movimentos são registrados na superfície de um depósito de solo ou em um afloramento rochoso (rock outcrop), enquanto que os movimentos within são movimentos registrados em furos dentro do perfil de solo. Movimentos em rocha within e outcrop não são os mesmos devido a efeitos de sítio e condições de contorno, portanto não podem ser usados aleatoriamente. Movimentos em rocha outcrop registrados em superfície livre apresentam o dobro da amplitude da onda incidente devido a completa reflexão, enquanto que movimentos em rocha within são a soma das ondas propagando-se para acima e para abaixo, onde a onda refletida depende da impedância das camadas superiores.

A análise de resposta de sítio prevê o efeito de um movimento propagando-se para acima a traves de um depósito de solo até a superfície. O movimento de entrada na base do depósito deve ser, portanto, um movimento within. É assim que na prática, os registros de movimento na superfície são convertidos a movimentos within na base rochosa mediante um processo de deconvolução. Devido à natureza do método equivalente linear, o movimento de entrada pode ser especificado em qualquer camada e a resposta pode ser relacionada com a resposta de qualquer outra camada. A Figura 5.13 mostra o procedimento geral para modificar os movimentos sísmicos a partir de uma análise de ameaça sísmica usando o processo de deconvolução, onde o movimento é especificado na superfície (A) e a resposta no topo da camada de rocha (B) é calculado. Este movimento within na base rochosa (B) é convertido a um movimento de rocha outcrop (C) usando a função de transferência expressada na Equação 5.7 que

define a razão entre a amplitude do movimento em rocha outcrop e na rocha base within (Schnabel, 1972). Para realizar a análise de resposta no sítio de interesse é necessário modificar o movimento em rocha outcrop (C) a um movimento within na base rochosa fazendo uso novamente de razão definida na Equação 5.7, considerando neste caso a propriedade de impedância do sítio de interesse. Este movimento resultante pode ser utilizado como movimento within na base do perfil de solo para obter a resposta na superfície no sítio de interesse (E).

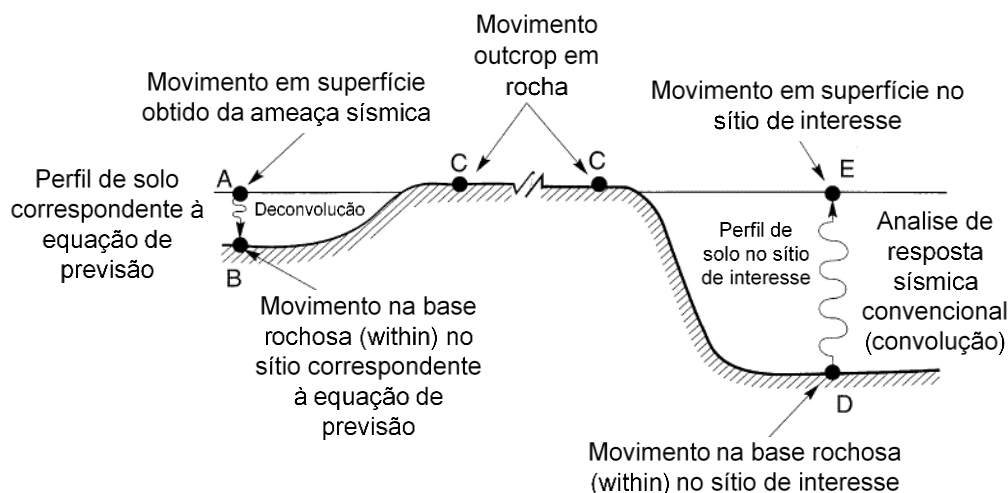


Figura 5.13 – Procedimento para modificar movimentos sísmicos a partir de uma análise de ameaça sísmica para ser usado em análise de resposta de sítio.

O seguinte passo é a especificação do semi-espaço como rígido ou elástico. Bases rígidas são fixas e conseqüentemente refletem completamente qualquer onda descendente de volta a través do perfil de solo. Bases elásticas (compliant), requerem especificação da rigidez e o amortecimento da rocha e apenas uma parte da onda descendente é refletida de volta no perfil do solo. Uma parcela da energia elástica da onda é absorvida pelo semi-espaço elástico, o que reduz a intensidade do movimento na superfície.

Para aclarar quando usar movimento within ou outcrop, e base rígida ou elástica, assim como que combinação destas opções, Stewart et al. (2008) comparou a resposta de análises no domínio do tempo com propriedades elásticas do material com análises no domínio da frequência, que provem uma solução exata com propriedades lineares do material. Foram avaliadas quatro combinações de parâmetros: (1) movimento within e base rígida, (2) movimento within e base

elástica, (3) movimento outcrop e base rígida e (4) movimento outcrop e base elástica.

A Figura 5.14 mostra que quando são usados movimentos within com base elástica a resposta na superfície é subestimada, e quando são usados movimentos outcrop com base rígida, a resposta na superfície é sobrestimada, enquanto que as outras duas combinações fornecem uma resposta igual a solução no domínio da frequência. Baseado nestes resultados Stewart et al. (2008) recomendaram que quando um movimento outcrop é usado diretamente como movimento de entrada, deve ser usada uma base elástica. E se o movimento é tomado do registro de uma instrumentação vertical em uma perfuração down-hole, o que se entende como um movimento within, este movimento deve ser usado sem modificações em combinação como uma base rígida.

Neste estudo foram usados sismos de projeto ajustados a espectros de ameaça sísmica uniformemente provável para sítios rochosos outcrop em conjunto com a base elástica. As propriedades elásticas da rocha são especificadas nas seções seguintes.

Os resultados de Stewart et. al. (2008) são compatíveis com os resultados de Mejia e Dawson (2006), que esclareceram a forma correta de obter o movimento de entrada para análise de resposta sísmica 2D no programa FLAC baseado no método de diferenças finitas aplicando os princípios de propagação linear de ondas em materiais elásticos e o processo de deconvolução mediante o programa SHAKE.

Para o caso de base rígida Mejia e Dawson (2006) determinaram que o movimento de entrada deve corresponder ao movimento within, porém a não linearidade do solo seria modelada de forma bastante diferente no FLAC, sendo difícil calcular um movimento de entrada apropriado para o FLAC neste caso. Além disso as análises com base rígida não são geralmente recomendadas pois as ondas se propagando para baixo são refletidas de volta no modelo em vez de serem radiadas fora do modelo pela base.

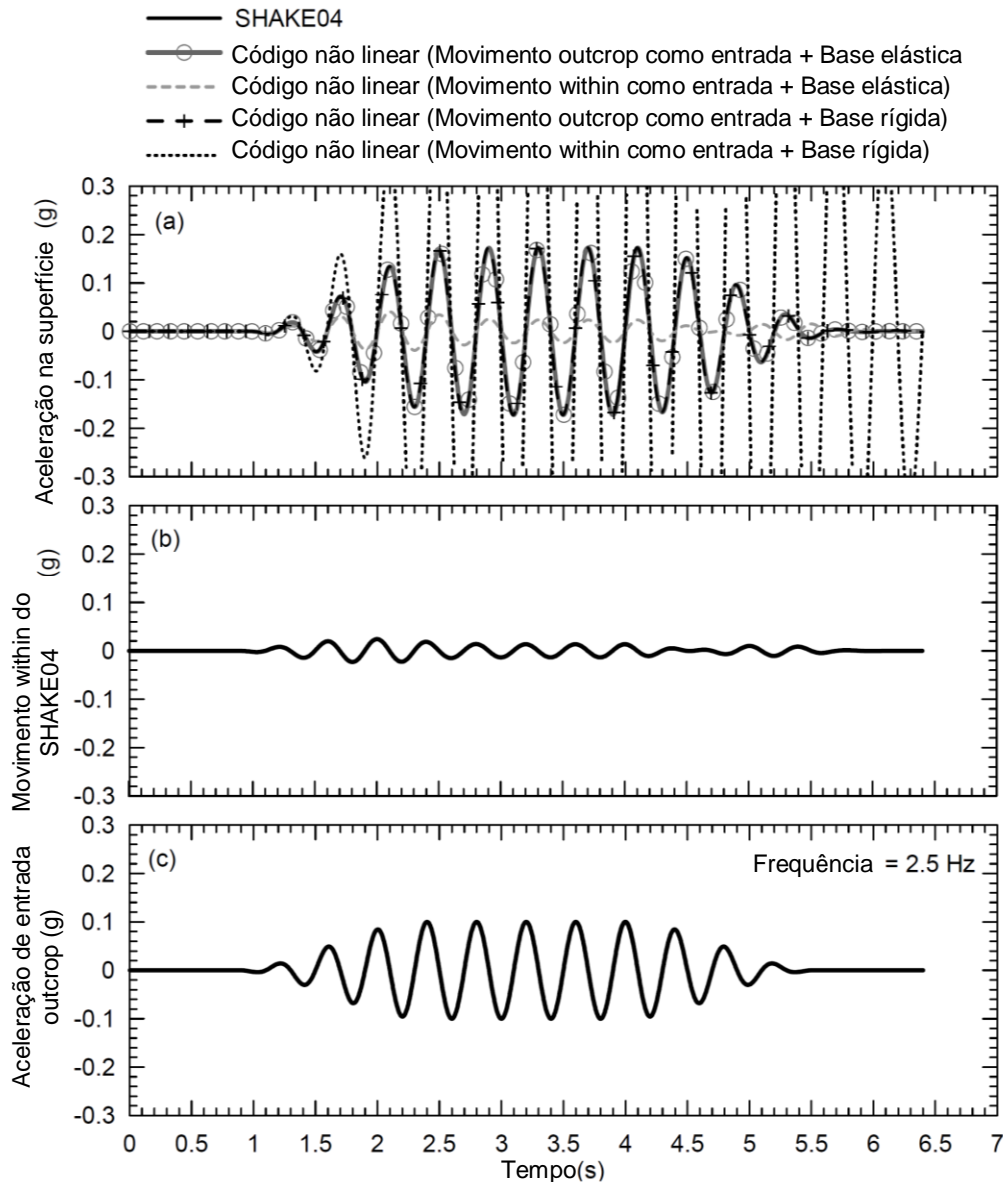


Figura 5.14 – Efeito da definição da base e tipo de movimento na resposta sísmica na superfície (Stewart et al., 2008).

No caso de análises no FLAC considerando base flexível (*compliant*), o movimento de entrada na base é expresso mediante a história de tensões que é obtida a partir da história de acelerações, a qual é integrada para obter a história de velocidades e multiplicado pela velocidade de onda cisalhante e massa específica do material para assim obter a história de tensões. Outra condição requerida pelo FLAC é que esta história de tensões seja definida pela onda de propagação de movimento ascendente, e que seja multiplicada por dois devido ao fato da metade da tensão ser absorvida pela base silenciosa conformada por amortecedores viscosos. Quando o embasamento rochoso elástico está incluído no

modelo e o sismo de projeto está definido como outcrop (Figura 5.15a), caso típico na prática, a onda de propagação de movimento ascendente é igual a metade do movimento outcrop pois este trem de onda incidente praticamente não é modificado em quanto atravessa o material rochoso assumindo comportamento elástico. Outro caso típico é mostrado na Figura 5.15b, aqui se tem um perfil de solo profundo e para evitar problemas numéricos relacionados ao tamanho da malha do modelo e o tempo de processamento, é suficiente que a malha seja estendida até uma região onde o solo tenha uma resposta aproximadamente linear. Neste caso deve ser feito uma análise de deconvolução da onda de propagação ascendente através da coluna de solo entre os pontos A e B da Figura 5.15b.

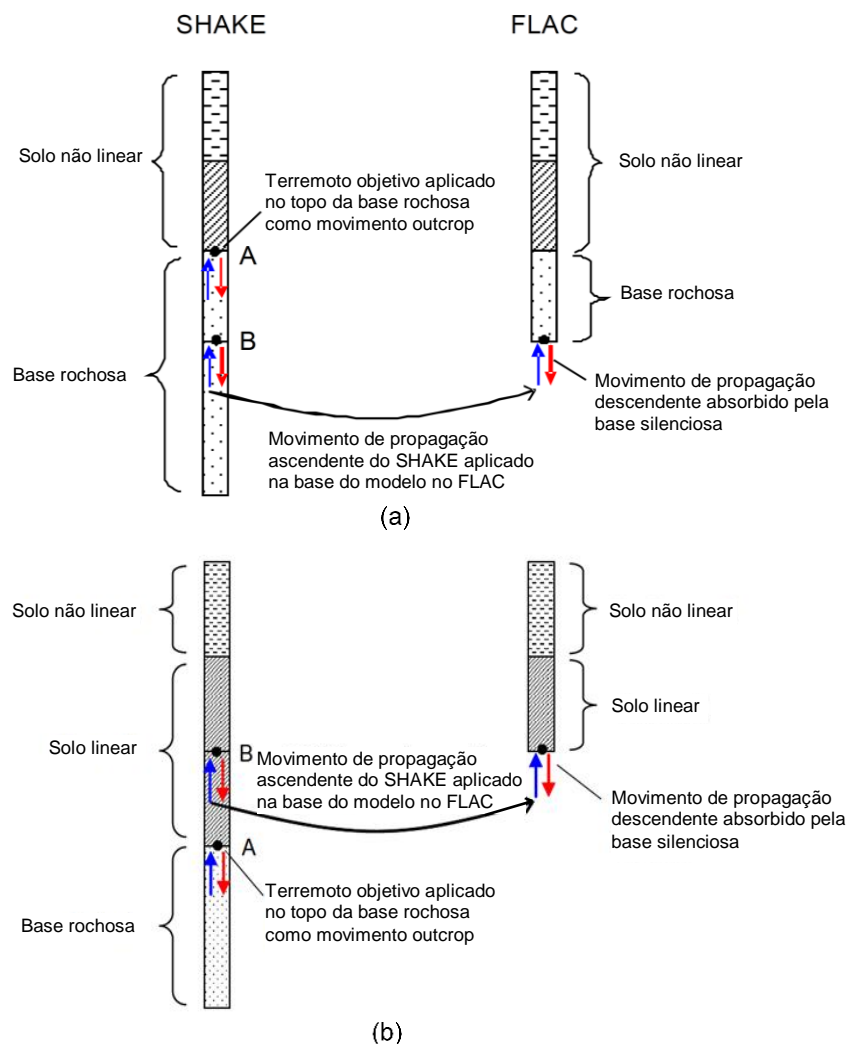


Figura 5.15 – Definição do movimento de entrada no FLAC para casos típicos de base flexível, modelo incluindo base rochosa elástica (a) e modelo limitado dentro do perfil de solo (b).

5.7. Seleção de parâmetros de sítio

Neste estudo foram executadas 3 análises de resposta de sítio em depósitos de solo mole de classificação NEHRP, E ou F. Os dados usados para criar os três casos de perfis de solo mole foram coletados de relatórios disponíveis na literatura e investigações de sítio realizados por empresas privadas. Nos casos em que se tiveram todos os dados do perfil de solo, estes foram usados para definir os parâmetros de entrada para as análises de resposta de sítio. Nos casos em que se tinham dados disponíveis apenas para algumas camadas, mas não para todas, então correlações gerais foram calibradas para os dados medidos em campo e depois, estas correlações calibradas foram usadas para estimar os parâmetros em outras camadas. A seguir, são descritos os procedimentos usados para estimar as propriedades do sítio quando não se tinha disponíveis dados de campo.

5.7.1. Estimativa de parâmetros de resistência

Quando se teve disponível dados de resistência, a resistência cisalhante para solos argilosos foi estimada usando o método SHANSEP proposto por Ladd e Foott (1977):

$$\tau_{ff} = Su = \sigma'_v \times \left(\frac{Su}{\sigma'_v} \right)_{NC} \times OCR^m \quad (5.24)$$

onde Su é a resistência cisalhante não drenada, $(Su/\sigma'_v)_{NC}$ é a razão de resistência cisalhante para solos normalmente adensados, e m é uma constante. Para solos argilosos $(Su/\sigma'_v)_{NC}$ foi fixado em 0,25 para representar cisalhamento direto simples e $m = 0.8$.

Para solo não argilosos a resistência cisalhante foi determinada usando o critério de ruptura de Mohr Coulomb assumindo coesão zero:

$$\tau_{ff} = \sigma'_v \times \tan(\phi) \quad (5.25)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno. O ângulo de atrito interno foi determinado dos ensaios SPT disponíveis usando a relação dada por Peck et al. (1974) e Meyerhoff (1956). Quando dados de ensaios SPT não é disponível, o ângulo de atrito interno foi determinado a partir de descrição geral da compactidade dada nos registros de

perfuração (e.i. “fofo”, “denso” ou “muito denso”) com a relações dadas por Peck et al. (1974).

A resistência cisalhante estática foi multiplicada por 1.1 para ajuste aos efeitos de velocidade de deformação, amolecimento cíclico, e ruptura progressiva. Solos argilosos que são cisalhados com taxas de deformação típicas em terremotos podem apresentar valores de resistência cisalhante 1.1 vezes a resistência cisalhante estática (Sheahan et al, 1996). Em contraste, o amolecimento cíclico diminui a resistência cisalhante devido ao aumento da poropressão como ciclos sucessivos e porque o cisalhamento cíclico causa muito mais dano no solo que o cisalhamento unidirecional. A ruptura progressiva também diminui os valores estimados de resistência cisalhante e representa o caso que em que nem todas as partes do solo rompem ao mesmo tempo.

5.7.2.

Curvas de redução de módulo de cisalhamento e amortecimento

O modelo de Darandeli (2001) foi usado para estimar as curvas de redução de módulo cisalhante e amortecimento em função dos valores de IP, OCR e tensão confinante. Os valores de frequência e número de ciclos foi de 1 Hz e 10 ciclos respectivamente para todos os solos.

Segundo (Carlton 2014), o modelo de Darendeli (2001) não leva em consideração os efeitos de idade do solo. Para incluir os efeitos de idade, é recomendado aumentar o IP de solo correspondentes ao Pleistoceno para representar curvas de redução de módulo cisalhante e amortecimento com maiores valores da deformação cisalhante no limiar volumétrico γ_v .

5.7.3.

Parâmetros do semi-espaço

O peso específico e a velocidade de onda cisalhante da rocha que conforma o semi-espaço subjacente ao depósito de solo foi 23 kN/m³ e 760 m/s para todos os perfis. Este valor de velocidade de onda cisalhante considerada é consistente com a velocidade de onda cisalhante do espectro de resposta definido a partir da análise de ameaça sísmica.

5.7.4.

Parâmetros de geração de poropressão e degradação cíclica

Os modelos de geração de poropressão de Matasovic e Vucetic (1993) para areias e Matasovic e Vucetic (1995) para argilas foram usados para todas as análises não lineares em tensões efetivas. O modelo para argilas tem sete parâmetros; a deformação cisalhante no limite volumétrico γ_{tv} e os parâmetros de ajuste de curva s , r , A , B , C e D . O modelo de areia tem seis parâmetros; a deformação cisalhante no limite volumétrico γ_{tv} e os parâmetros de ajuste de curva v , p , f , F e k . A melhor base de dados para estimar os valores dos modelos de geração de poropressão e degradação cíclica de Matasovic e Vucetic (1993, 1995) é o manual do programa de análise de resposta de sítio D-MOD2000 (Matasovic e Ordóñez, 2012). Tabela 5.1, Tabela 5.2 e Tabela 5.3, listam os valores recomendados dos modelos de Matasovic e Vucetic (1993; 1995) dados no manual de D-MOD2000 para argilas, siltes de baixa plasticidade e areias, respectivamente, assim como os valores publicados por Anderson et. al. (2010).

Os valores na Tabela 5.1 para o modelo são do modelo de Matasovic e Vucetic (1995) e estão baseados em ensaios cíclicos de cisalhamento direto simples (DSS) com deformação controlada em cinco argilas tomadas de dois sítios offshore da Venezuela. A Figura 5.16 mostra os limites de Atterberg das argilas ensaiadas. Eles ficam próximo da linha A com valores de IP entre 20 e 60, valores de limite de liquidez entre 45 e 100. Os corpos de prova foram ensaiados com tensões efetivas verticais entre 89 kPa e 1382 kPa, OCR entre 1 e 4, e deformações cisalhante de 0.2% a 5.09%.

Tabela 5.1 – Parâmetros de material e constantes de ajuste de curva do modelo de poropressão e degradação para argilas (Matasovic e Vucetic 1995).

Material	Reference	γ_{tv} (%)	Pore Water and Degradation Model Parameters					
			S_t	r	A	B	C	D
Marine Clay (OCR=1.0)	Matasovic and Vucetic (1995)	0.1	0.075	0.495	7.6451	-14.7174	6.38	0.6922
Marine Clay (OCR=1.4)	Matasovic and Vucetic (1995)	0.1	0.064	0.52	14.6202	-30.5124	18.4265	-2.5343
Marine Clay (OCR=2.0)	Matasovic and Vucetic (1995)	0.1	0.054	0.48	12.9495	-26.3287	15.3736	-1.9944
Marine Clay (OCR=4.0)	Matasovic and Vucetic (1995)	0.1	0.042	0.423	11.2634	-21.4595	11.2404	-1.0443

Tabela 5.2 - Parâmetros de material e constantes de ajuste de curva do modelo de poropressão e degradação para areias e siltes de baixa plasticidade (Matasovic e Ordóñez, 2012).

Material ⁽¹⁾	Reference ⁽²⁾	k (ft/s)	Degradation Model v	Pore Water Pressure Model				γ_w ⁽³⁾ (%)
				f	p	F	s	
Banding Sand (BS); poorly-graded commercially available sand; $D_r = 40\%$; $D_{50} = 0.19$; $C_c = 0.9$; $C_u = 1.4$; $\gamma_{d, \min} = 90$ pcf; $\gamma_{d, \max} = 106$ pcf	Dobry et al. (1985)	5.5×10^{-4}	1.0	1.0	1.00	10.9	1.00	0.017
Wildlife Site Sand A (WSA); void ratio 0.84 to 0.85; 37 % fines; $N \approx 5$; $V_s \approx 350$ ft/s	Vucetic and Dobry (1988)	9.8×10^{-4}	1.0	2.0	1.04	2.6	1.70	0.020
Wildlife Site Sand B (WSB); void ratio 0.74 to 0.76; 25 % fines; $N \approx 6$ to 13; $V_s \approx 450$ to 500 ft/s	Vucetic and Dobry (1988)	6.6×10^{-3}	1.0	2.0	1.04	2.6	1.70	0.020
Heber Road Site Sand PB; void ratio 0.70; 15 % fines; $V_s \approx 500$ to 600 ft/s	Vucetic and Dobry (1988)	1.4×10^{-4}	1.0	2.0	1.05	1.706	1.09	0.024
Heber Road Site Sand CF; void ratio 0.70; 22 % fines; $V_s \approx 400$ to 466 ft/s	Vucetic and Dobry (1988)	3.9×10^{-5}	1.0	1.0	1.071	1.333	1.08	0.022
Santa Monica Beach Sand (SMB); clean uniform beach sand similar to Monterey No. 0; void ratio = 0.56; zero fines; dense; $V_s \approx 867$ ft/s	Matasovic (1993)	3.3×10^{-1}	3.8	1.0	1.00	0.73	1.00	0.020
Owi Island Sand at depths from 6 to 14 m b.g.s.; silty fine sand placed as hydraulic fill; 18 % < fines < 35 %	Thilakarante and Vucetic (1987)	6.6×10^{-3}	1.0	2.0	1.005	3.0	1.80	0.025
Owi Island Silt at depth of 6 m; placed as hydraulic fill; 50 % < fines < 85 %	Thilakarante and Vucetic (1987)	9.8×10^{-4}	1.0	2.0	0.95	2.5	1.60	0.015

Tabela 5.3 - Parâmetros de material do modelo de poropressão e degradação para siltes de baixa plasticidade (Matasovic e Ordóñez, 2012; Anderson et al., 2010).

Material	Reference	k (ft/s)	Degradation Model	Pore Water Pressure Model				γ_{bv} (%)
			v	f	p	F	s	
Warrenton, Oregon Silt recovered from 130 to 248 ft b.g.s.; 73% < fines < 99%; 32.9% < water content < 37.3%; $86.3 < \gamma_{dry} < 88.9$ pcf; $822 < V_s < 1086$ fps; OCR = 1.0; PI = 10, LL = 37	Dickenson (2008)	not reported	1	1	1	0.493	1.761	0.06
Stillaguamish River Silt, Washington; recovered from 30 to 95 ft b.g.s.; 60% < fines < 90%; 600 ft < V_s < 900 ft/s; PI = 8-10; LL = 31-32	Anderson et al. (2010)	not reported	not reported	2	1.05	0.3	1.5	0.02

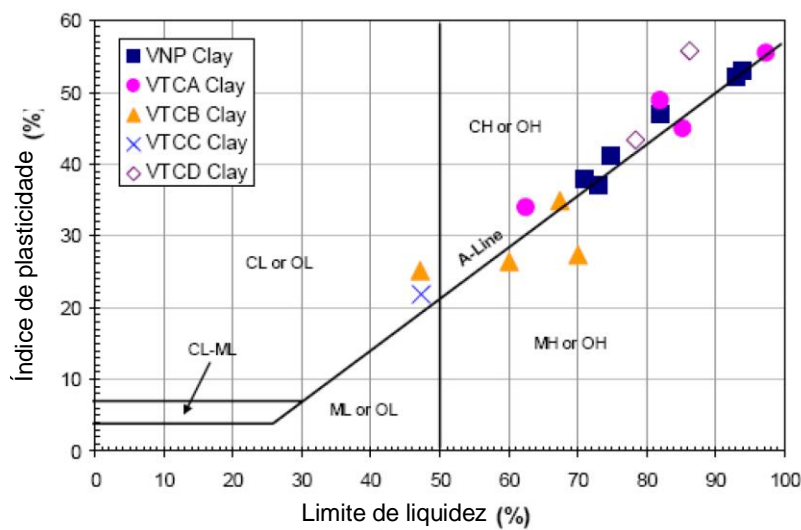


Figura 5.16 – Limites de Atterberg de solo ensaiados por Matasovic e Vucetic (1995) e usados para definir os parâmetros listados na Tabela 5.1 (Matasovic e Ordóñez, 2012).

Tem-se escassa referência na literatura para estimar os parâmetros de ajuste de curva do modelo quando não se tem disponível dados experimentais, especialmente quando se trabalha com solos diferentes dos usados por Matasovic e Vucetic (1995). Além disso tem-se muito poucos valores publicados de parâmetros de ajuste de curva para comparar com valores medidos. Figura 5.17 mostram duas figuras, de Vucetic e Dobry (1988b) e Tan e Vucetic (1989), que encontraram que a medida que o IP e o OCR aumentam, o parâmetro de degradação t diminui.

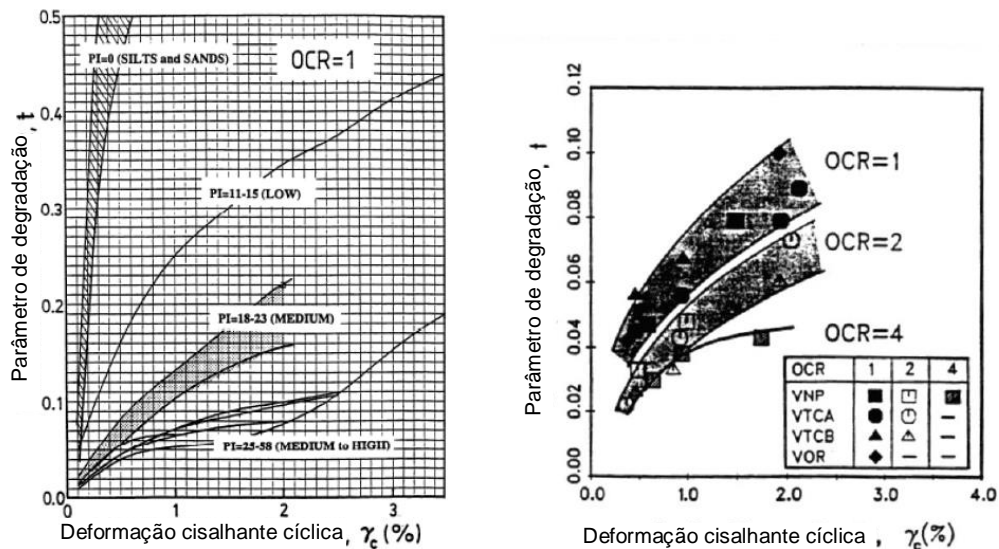


Figura 5.17 – Efeito de a) índice de plasticidade (Tan e Vucetic, 1989) e b) OCR no parâmetro de degradação t (Vucetic e Dobry, 1988).

A Figura 5.18 mostra o efeito combinado do IP e o OCR no parâmetro t (Vucetic, 1992; Matasovic, 1993). Para levar em consideração o efeito do IP e OCR na degradação cíclica e a geração de poropressão em solos coesivos, Carlton (2014) propôs uma correlação simples baseada Figura 5.18 e a Tabela 5.1. Esta correlação foi desenvolvida para descrever a tendência do parâmetro t em função do IP e OCR, propondo uma interpolação suavizada entre os valores dados.

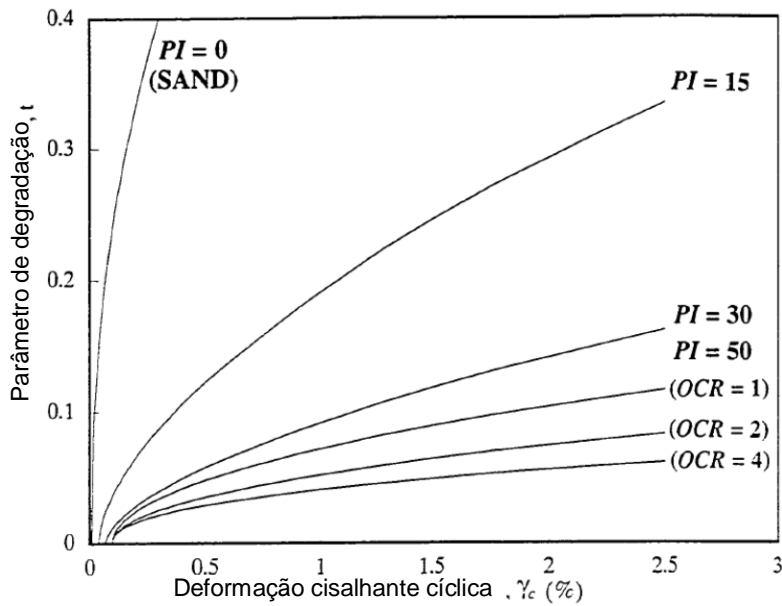


Figura 5.18 – Efeito do IP e OCR no parâmetro de degradação t (Vucetic, 1992; Matasovic, 1993).

As correlações propostas por Carlton (2014) para calcular os parâmetros de ajuste de curva para o modelo de Matasovic e Vucetic (1995) para argilas são:

$$s = 1.6374 \times IP^{-0.802} \times OCR^{-0.417} \quad (5.26)$$

$$r = 0.7911 \times IP^{-0.113} \times OCR^{-0.147} \quad (5.27)$$

$$A = \begin{cases} 7.6451 & \text{para } OCR < 1.1 \\ 15.641 \times OCR^{-0.242} & \text{para } OCR \geq 1.1 \end{cases} \quad (5.28)$$

$$B = \begin{cases} -14.6451 & \text{para } OCR < 1.1 \\ -33.691 \times OCR^{-0.33} & \text{para } OCR \geq 1.1 \end{cases} \quad (5.29)$$

$$C = \begin{cases} 6.38 & \text{para } OCR < 1.1 \\ 21.45 \times OCR^{-0.468} & \text{para } OCR \geq 1.1 \end{cases} \quad (5.30)$$

$$D = \begin{cases} 0.6922 & \text{para } OCR < 1.1 \\ -3.4708 \times OCR^{-0.857} & \text{para } OCR \geq 1.1 \end{cases} \quad (5.31)$$

Estes modelos foram desenvolvidos usando um processo de tentativa e erro para diferentes formas funcionais e regressões não lineares de mínimos quadrados, selecionando os melhores ajustes com os resultados experimentais mostrados na Figura 5.18 e a Tabela 5.1. Carlton (2014), recomendou aplicar esta correlação para valores de $OCR = 1$ a 5 , e $IP = 15$ a 200 .

A deformação cisalhante no limite volumétrico tem recebido consideravelmente maior atenção que outros parâmetros nos modelos de Matasovic e Vucetic (1993, 1995). Vucetic (1994) compilou dados publicados de laboratório disponíveis e descobriu que γ_{lv} depende do tipo de solo e pode se correlacionar com o IP. Encontrou que o valor médio de γ_{lv} é aproximadamente o valor da deformação cisalhante quando $G/G_{max} = 0.65$, como se mostra na Figura 5.19. Hsu e Vucetic (2006) executaram cinco ensaios cíclicos DDS em dois siltes (IP = 14 e 20, LL = 50 e 53) e uma argila (IP = 30, LL = 50), e confirmaram que γ_{lv} é maior em solos argilosos do que em solo não coesivos e que tem a tendência de aumentar com o aumento do IP.

Consistentemente com trabalho de Vucetic (1994) e Hsu e Vucetic (2006), para as análises de resposta sísmica nesta pesquisa determinou-se o valor da deformação cisalhante no limite volumétrico com a deformação cisalhante quando $G/G_{max} = 0.65$.

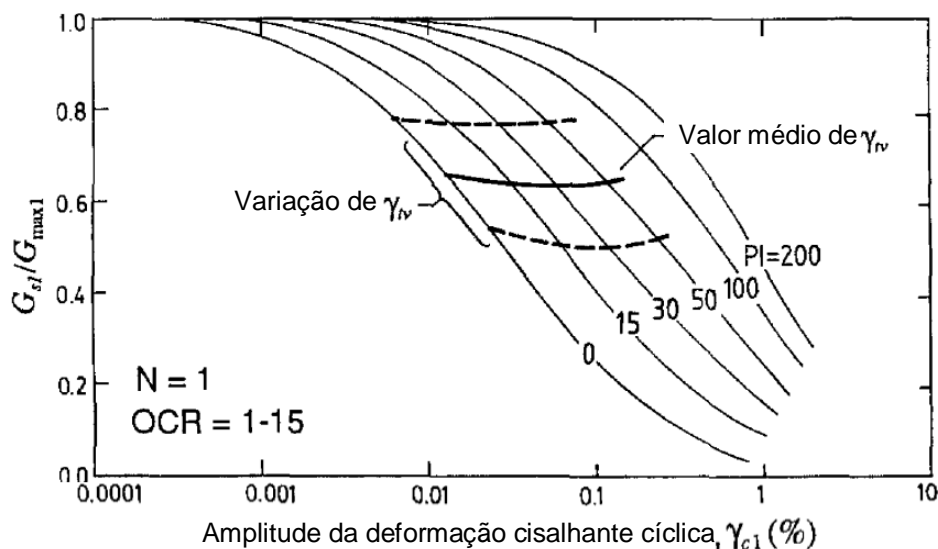


Figura 5.19 – Relação entre a deformação cisalhante no limite volumétrico γ_{lv} e as curvas de redução de módulo cisalhante (Vucetic, 1994).

Similarmente ao modelo de argila, a única referência na literatura para estimar os parâmetros de ajuste de curva, sem ensaios específicos de laboratório, para o modelo de Matasovic e Vucetic (1993) para areias é o manual de D-MOD2000 (Matasovic e Ordóñez, 2012). A Tabela 5.2 e a Tabela 5.3 listam os valores dados pelo manual do D-MOD2000 para o modelo de geração de poropressão de Matasovic e Vucetic (1993) para dois siltes de baixa plasticidade e

oito areias não plásticas e siltes, respectivamente. Figura 5.20 mostra as curvas de distribuição granulométrica dos solos listados na Tabela 5.2.

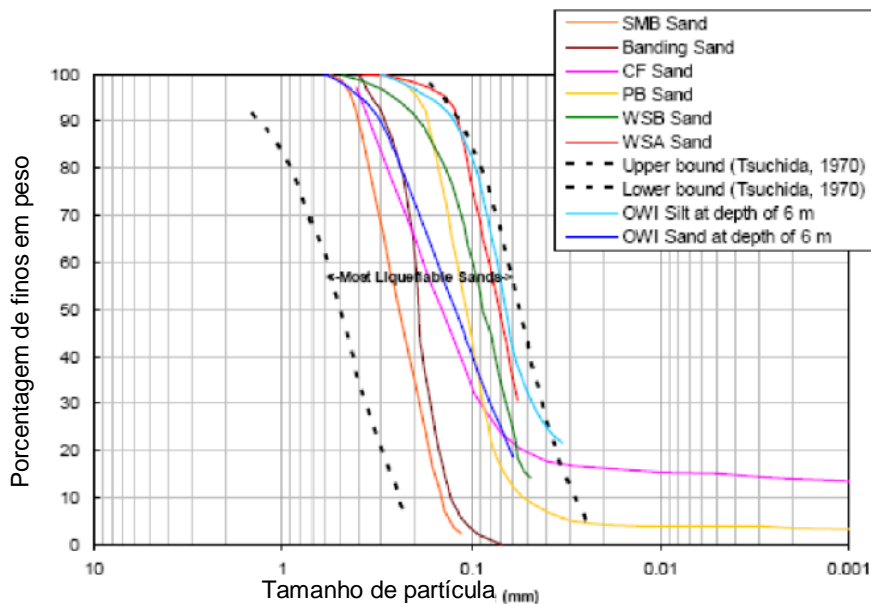


Figura 5.20 – Distribuição de tamanho de grão de areias listadas na Tabela 5.2 (Matasovic e Ordóñez, 2012).

Para solos não coesivos e siltes de baixa plasticidade os valores dos parâmetros do modelo forma: $v = f = p = 1$. Os valores de v na Tabela 5.2 e Tabela 5.3 são todos iguais, exceto para Santa Monica Beach Sand, e os valores de p estão todos entre $1 \pm 7.1\%$, portanto, adotou-se o valor médio de $p = 1$ e $v = 1$ para todas as análises neste estudo. O valor de f é 1 para análise 1D e 2 para simular a geração de poropressão em análise 2D. Devido ao fato do modelo para argila apenas levar em consideração a geração de poropressão em 1D, adotou-se o valor de $f = 1$ consistente com o modelo.

Correlações simples com o parâmetro de ajuste de curva F e s foram desenvolvidas por Carlton (2014). Estas correlações foram usadas nas análises para levar em conta sua tendência e proporcionar uma transição suave de uma camada de solo para outra, de maneira similar às correlações usadas no modelo de argila. A Figura 5.21 e a Figura 5.22 mostram os valores de F e s plotados em função dos valores de velocidade de onda cisalhante (V_s) e conteúdo de finos (FC), respectivamente indicados na Tabela 5.2 e Tabela 5.3. A Figura 5.21 mostra que a medida que a velocidade de onda cisalhante aumenta F diminui, e a Figura 5.22 mostra que a medida que o conteúdo de finos aumenta s aumenta.

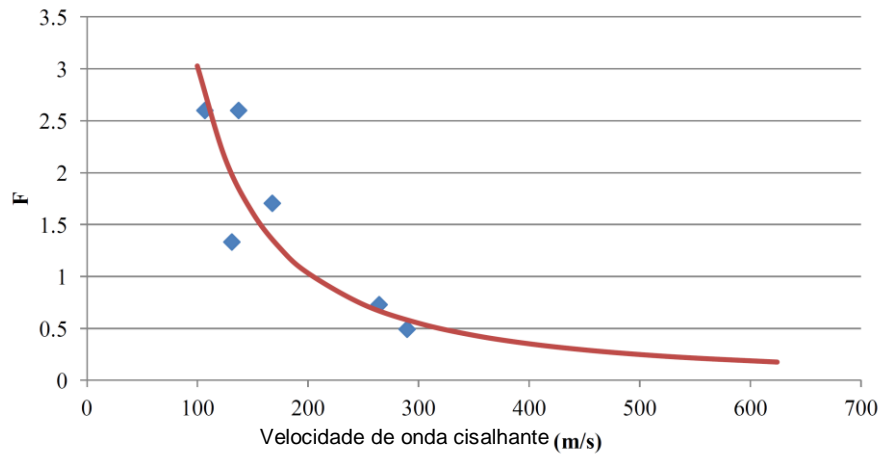


Figura 5.21 – Comparação dos valores dados de F em Matasovic e Ordóñez (2012) (pontos azules) e a correlação proposta por Carlton (2014) (linha vermelha).

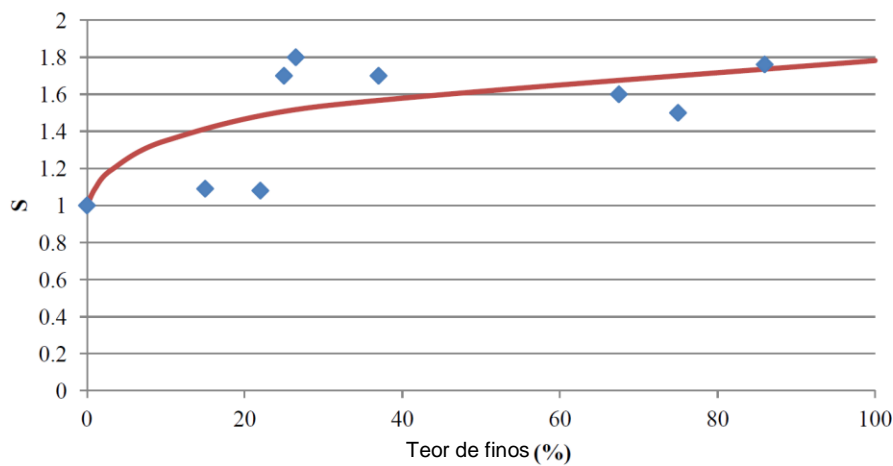


Figura 5.22 - Comparação dos valores dados de s em Matasovic e Ordóñez (2012) (pontos azules) e Anderson et al. (2010), e a correlação proposta por Carlton (2014) (linha vermelha).

As equações 5.32 e 5.33 são as correlações desenvolvidas por Carlton (2014) para calcular os parâmetros de ajuste de curva F e s do modelo de Matasovic e Vucetic (1993) para areias:

$$F = 3810 \times V_s^{-1.55} \quad (5.32)$$

$$s = (FC + 1)^{0.1252} \quad (5.33)$$

onde V_s está em m/s e FC em porcentagem.

Assim como para argilas, neste estudo determinou-se o valor da deformação cisalhante no limite volumétrico como a deformação cisalhante quando $G/G_{\max} = 0.65$ para as camadas de areia para ser consistente com trabalho de Vucetic (1994).

5.7.5. Parâmetro de dissipação de poropressão

D-MOD2000 incorpora o modelo de dissipação e redistribuição de poropressão proposto por Lee e Finn (1975, 1978) e Martin e Seed (1978) expressado na Equação 5.23. O módulo de descarregamento edométrico \bar{E}_r é determinado mediante o modelo de Martin et al. (1975), expressado na seguinte equação:

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mK_2(\sigma'_{v0})^{n-m}} \quad (5.34)$$

onde σ'_v e σ'_{v0} são a tensão vertical efetiva e a tensão vertical efetiva inicial, e K_2 , m e n são constantes do modelo. Estas constantes, junto com os valores médios da condutividade hidráulica k são dados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Parâmetros do modelo de dissipação de poropressão de Martin et al. (1975) (Matasovic e Ordóñez, 2012).

Material	k (ft/sec)	Reference ⁽¹⁾	E_r (psf)	Martin's PWP Dissipation Model		
				K_2	m	n
Ottawa Sand ($D_r = 44\%$)	1×10^{-4} to 1×10^{-3}	Bhatia (1981)	N/A	0.0025	0.43	0.62
Crystal Silica Sand ($D_r = 45\%$; $\sigma'_{v0} = 1.000 - 4.000$ psf)	1×10^{-4} to 1×10^{-3}	Martin et al. (1975)	N/A	0.0025	0.43	0.62
Monterey No. 0 Sand (SP; $D_r = 60\%$; $D_{50} = 0.36$ mm; $C_u = 0.9$; $C_c = 1.5$)	1×10^{-4} to 1×10^{-3}	Bhatia (1981)	N/A	0.0025	0.43	0.62
Marine Clays ($50 \leq PI \leq 100$; $20 \leq LL \leq 60$; $1 \leq OCR \leq 4$)	1×10^{-8} to 1×10^{-7}	Matasovic (1993)	7.53×10^{-6}	N/A	N/A	N/A

Baseado na Tabela 5.5, os valores da condutividade hidráulica k foram escolhidos para cada camada de solo em função do conteúdo de finos conforme a classificação SUCS da seguinte forma: $k = 3 \cdot 10^{-5}$ m/s para solos com CF entre 12% e 50% (SC, SM); $k = 8 \cdot 10^{-5}$ m/s para solos com CF entre 5% e 12% (SP-SC); $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s para areias com CF < 5% (SP ou SW); e $k = 5 \cdot 10^{-2}$ m/s para pedregulho com CF < 5% (GP ou GW).

Tabela 5.5 – Coeficientes de condutividade hidráulica para solos granulares (Terzaghi e Peck, 1948) (Pestana et al., 1997).

Soil type	Particle size (mm)	Coefficient of hydraulic conductivity (cm/s)
Very fine sand	0.05~0.10	0.001~0.005
Fine sand	0.10~0.25	0.005~0.01
Medium sand	0.25~0.50	0.01~0.1
Coarse sand	0.50~1.00	0.1~1.0
Small pebbles	1.00~5.00	1.0~5.0

6

Análise de Resultados

6.1.

Análises de Calibração

O primeiro passo das análises não lineares é estimar os coeficientes de amortecimento viscoso mediante a calibração da análise não linear no D-MOD versus a análise linear equivalente no SHAKE, (i.e. uma análise que tem um valor constante de amortecimento viscoso para todas as frequências). A abordagem usada neste estudo para avaliar os coeficientes do amortecimento Rayleigh, n e ξ , está baseado em um procedimento iterativo de comparação dos espectros de resposta na superfície e, perfis de aceleração e deformação cisalhante máximas obtidas com os programas SHAKE e D-MOD. O procedimento iterativo descrito a seguir:

1. Definir um perfil de solo no programa SHAKE e realizar a análise linear equivalente para obter o espectro de resposta na superfície. O movimento de entrada deve ter um PGA menor que 0,4 g e a deformação cisalhante não deve ser maior do que 0,5%.
2. Definir um perfil de solo no programa D-MOD que seja concordante com o perfil de solo definido no programa SHAKE com valores iniciais $n = 0$ e $\xi = 0,5$.
3. Executar a análise não linear em tensões totais no D-MOD.
4. Comparar os espectros de resposta na superfície obtidos com o SHAKE e o D-MOD.
5. Ajustar os valores de n e ξ , e executar novamente a análise não linear até obter a melhor semelhança entre os espectros de resposta de ambas análises. Comparar também os perfis de aceleração e deformação cisalhante máximas de ambos tipos de análise.

A Figura 6.1, Figura 6.2 e Figura 6.3 mostram os resultados das análises de calibração realizados para cada sítio considerado neste estudo.

Depois de várias iterações, verificou-se que para os três perfis de solo, as análises não lineares em tensões totais com valores de $n = 5$ e $\xi = 2\%$ são os que forneceram melhor ajuste às análises lineares equivalentes. Este valor de 2% de amortecimento Rayleigh é consistente com o valor de amortecimento mínimo do modelo de Darendeli (2001) usado nas análises lineares equivalentes, as quais variam dependendo da pressão de confinamento efetiva entre 1.5 e 2.1%.

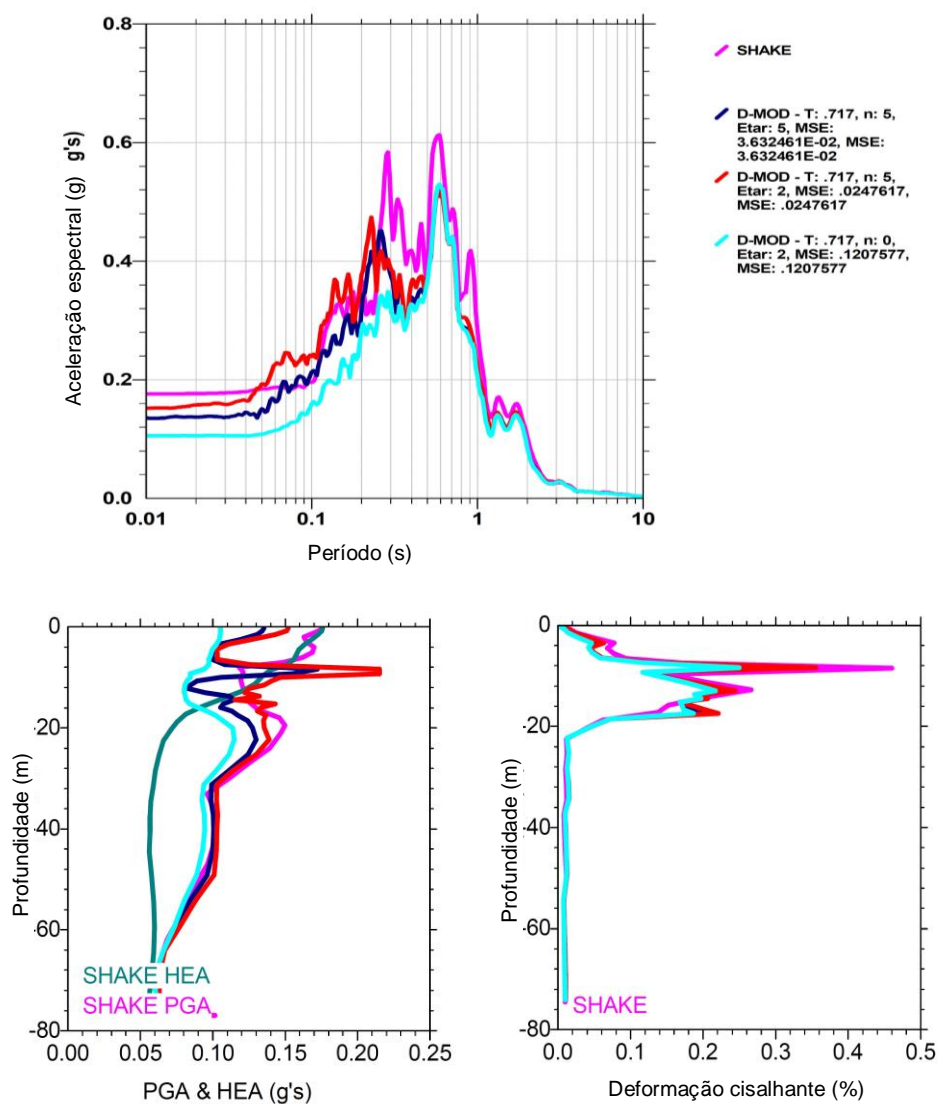
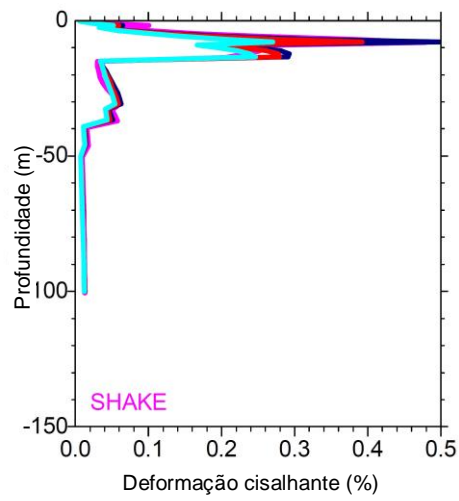
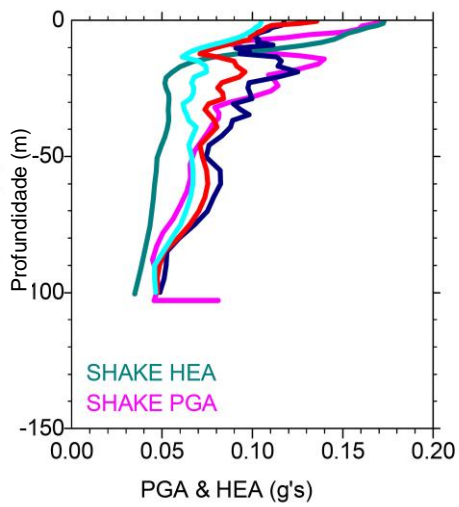
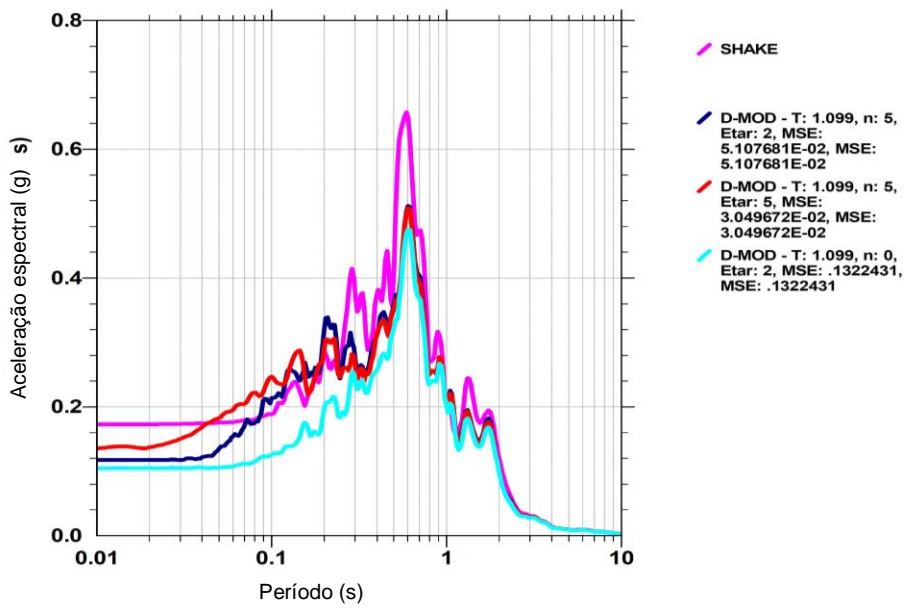


Figura 6.1 – Análises de calibração para o sítio AQP.



PUC-Rio - Certificação Digital N° 1712740/CA

Figura 6.2 – Análises de calibração para o sítio TKCH.

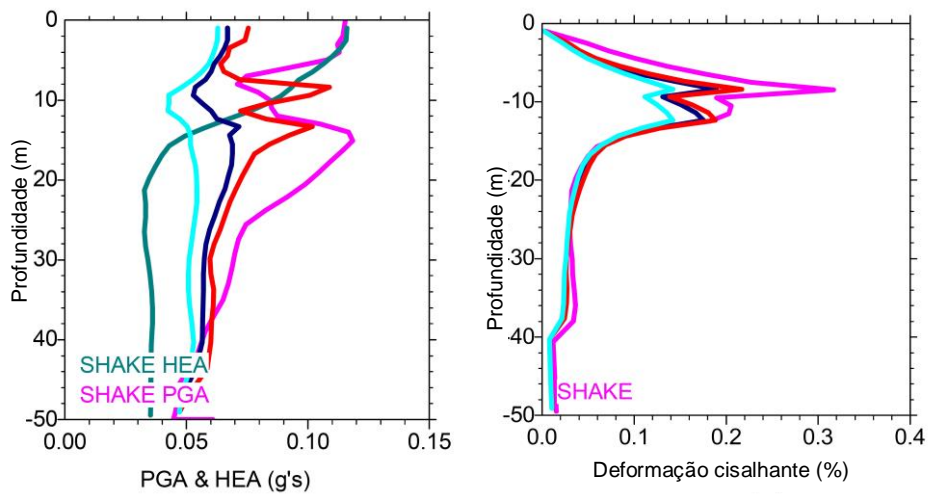
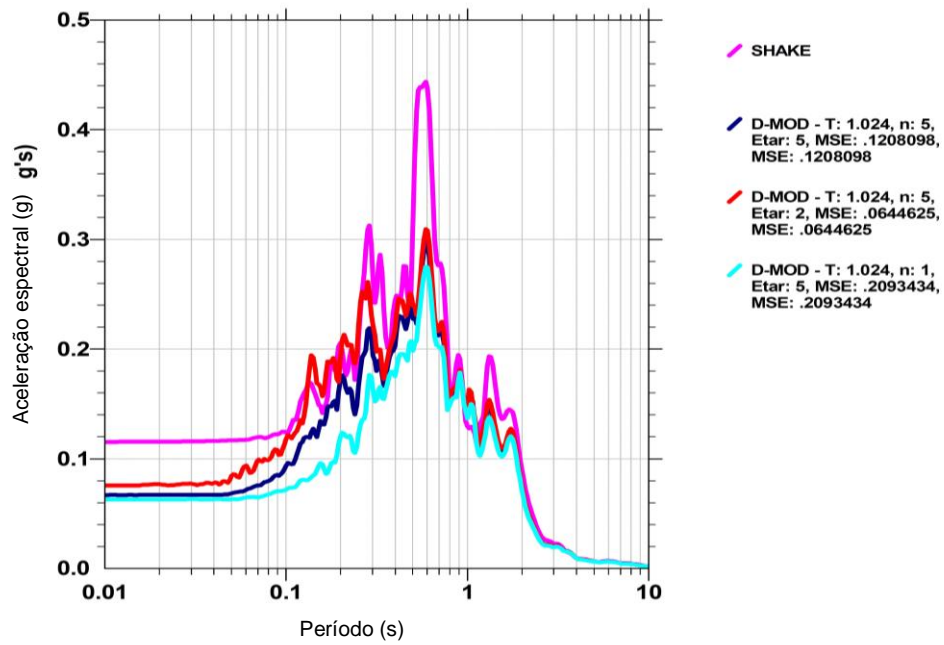


Figura 6.3 – Análises de calibração para o sítio GYL.

6.2.

Análises de resposta de sítio com sismos de projeto

A Figura 6.4, a Figura 6.5 e a Figura 6.6 mostram os espectros de resposta elástica de aceleração com uma razão de amortecimento de 5% do sismo de projeto (movimento de entrada na base) assim como os respectivos espectros de resposta na superfície dos perfis de solo AQP, TKCH e GYL, respectivamente. Os espectros de aceleração dos movimentos de entrada correspondem a sismos de projeto obtidos a partir da ameaça sísmica das regiões onde se localizam os depósitos analisados. As fontes sísmicas nestas três regiões (Arequipa, Hokkaido e Guayaquil) são predominantemente de subducção. Os espectros de ameaça uniformemente provável, usados para ajustar os sismos de projeto, correspondem a sítios de rocha aflorante (outcrop) apresentando as maiores acelerações espectrais (ao redor de 1,0 g) para períodos menores a 0,5 s, e diminuindo para até o PGA para um período de 0 s.

Os espectros de resposta na superfície dos perfis de solo foram obtidos pelas análises linear equivalente com o programa SHAKE2000, e não lineares em termos de tensões totais e tensões efetivas com o programa D-MOD2000. Como característica geral as acelerações espectrais na superfície com respeito às acelerações espectrais da rocha são atenuadas para baixos períodos, menores 0,5 segundos, e amplificadas para altos períodos, maiores a 1,0 segundos. Em outras palavras, a forma espectral da resposta na superfície do depósito de solo mole é mais larga e deslocada para direita, ou seja, para períodos longos, o que concorda com os resultados de Kamai (2013). Estes resultados também são consistentes com as formas espectrais (espectros normalizados) propostos por Seed et al. (1997) para depósitos de solo análogo a classificação NEHRP tipo F.

Na comparação dos tipos de análise usados para determinar a resposta na superfície, observa-se em todos os casos que para baixos períodos, menores a 0,1 segundos, as análises lineares equivalentes preveem acelerações espectrais maiores que nas análises não lineares, sendo este efeito mais visível na resposta do sítio TKCH. Segundo Rathje e Kottke (2011), os quais compararam resultados de análises lineares equivalentes com análises não lineares, isto é, devido a incoerência na fase de frequência causada pela variação da rigidez e

amortecimento no tempo, o que, em consequência, gera interferências destrutivas que reduzem a amplitude do movimento para períodos menores a 0,04 segundos.

Para períodos que variam entre 0,1 e 0,5 segundos para os sítios AQP e TKCH, e entre 0,1 e 1,0 segundos para o sítio GYL as análises não lineares preveem maiores acelerações espectrais que as análises lineares equivalentes. Segundo Rathje e Kottke (2011), isto é devido à mudança instantânea na rigidez depois de uma reversão de tensão na análise não linear, o que amplifica a energia de período curto (alta frequência) porque o módulo cisalhante tangente é usualmente maior que o módulo cisalhante secante, e sobre amortecimento de períodos curtos (altas frequências) em análises lineares equivalentes devido às propriedades constantes de rigidez e amortecimento compatíveis com a deformação cisalhante efetiva. Stewart et al. (2008) e Kaklamanos et al. (2013) também encontraram que as análises lineares equivalentes subestimam a resposta espectral para este intervalo de períodos baixos.

Para períodos próximos e maiores ao período natural dos sítios analisados (0,7 a 1,2 segundos), as análises lineares equivalentes preveem maior amplificação que as análises não lineares devido à contínua variação das propriedades dinâmicas do material modelado nas análises não lineares, as quais não causam tanta ressonância pelo fato de considerar propriedades do material constantes ao longo de duração do movimento na análise linear equivalente (Kramer, 1996; Rathje e Kottke, 2011).

Para todos os casos, as análises não lineares em termos de tensões efetivas preveem acelerações espectrais menores que as previstas pelas análises não lineares em termos de tensões totais para períodos próximos do pico, já para períodos longos e curtos afastados do pico, as análises não lineares em tensões totais preveem a mesma resposta que as análises não lineares em tensões efetivas. Porém, em geral, as análises não lineares em tensões totais não são muito diferentes das análises não lineares em tensões efetivas para os perfis de solo avaliados neste estudo. Segundo Carlton (2014), que obteve as mesmas respostas com as mesmas características para cenários semelhantes, isto acontece porque os solos que conformam o perfil nestes estudos apresentam altos valores de deformações cisalhantes do limite volumétrico, sendo que deformações cisalhantes menores a esta, não acontece degradação ou geração de poropressão. Ademais os solos analisados são extremadamente fracos, e assim que ultrapassam

a deformação cisalhante do limite volumétrico, eles rompem rapidamente, situação na qual o solo já degradou até níveis que o efeito da degradação cíclica e a geração de poropressão são desprezíveis no resultado.

Nos espectros de resposta no sítio TKCH (Figura 6.5) nota-se os efeitos das componentes entre os períodos de 1 e 2,5 segundos, que no terremoto de projeto apresenta amplitudes maiores do que as do espectro probabilístico de ameaça, pois foi elaborado para representar as características do registro em rocha obtido no terremoto de Tohoku ($M_w=9,1$). Observa-se nos espectros de resposta na superfície a grande amplificação destas componentes de período longo, passando a ser as componentes dominantes no movimento na superfície do depósito de solo mole.

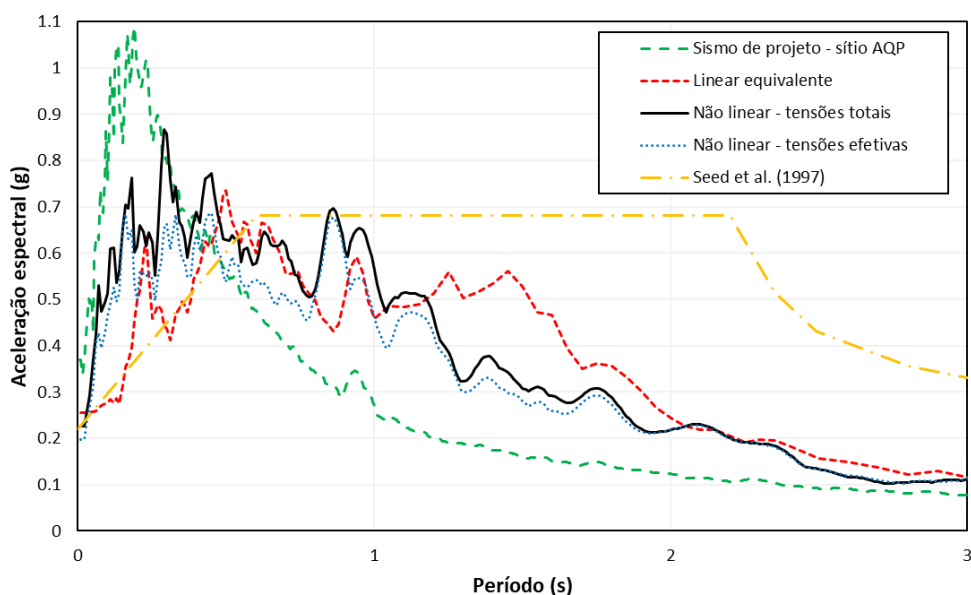


Figura 6.4 – Espectros de resposta de aceleração (5% de amortecimento) do movimento de entrada e da resposta na superfície para o sítio AQP das análises não linear e linear equivalente.

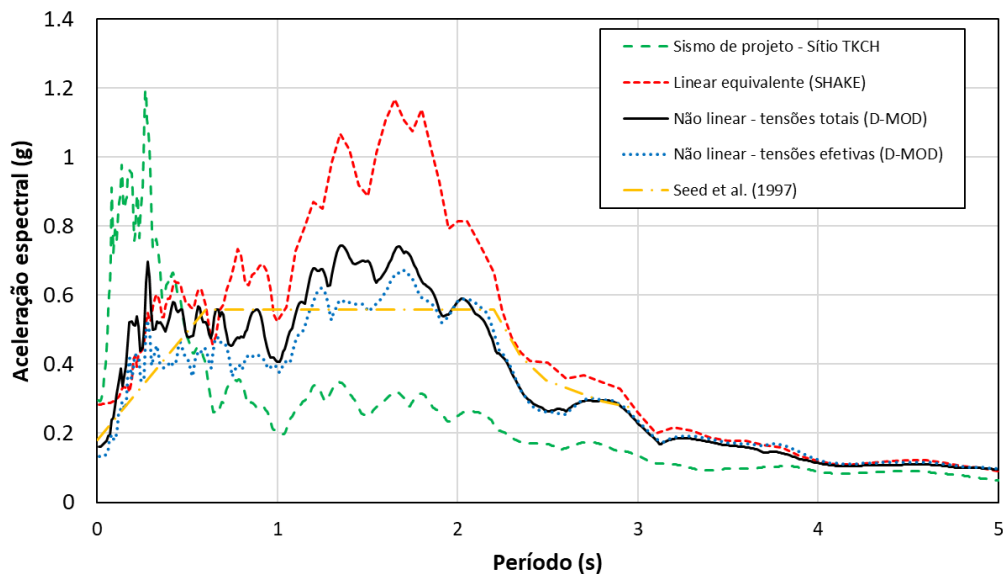


Figura 6.5 - Espectros de resposta de aceleração (5% de amortecimento) do movimento de entrada e da resposta na superfície para o sítio TKCH das análises não linear e linear equivalente.

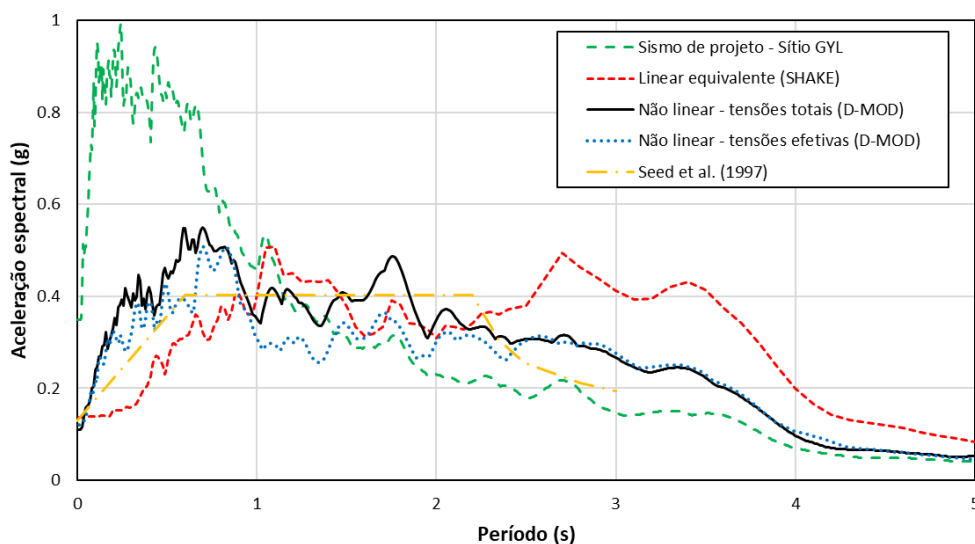


Figura 6.6 - Espectros de resposta de aceleração (5% de amortecimento) do movimento de entrada e da resposta na superfície para o sítio GYL das análises não linear e linear equivalente.

Figura 6.7 mostra a amplificação espectral ($S_{a,solo}/S_{a,rocha}$) definida como a razão de aceleração espectral na superfície do depósito de solo ($S_{a,solo}$) com a aceleração espectral em rocha ($S_{a,rocha}$) para cada período. Nesta figura observa-se como as componentes de período curto (alta frequência) do movimento na base rochosa são atenuados, enquanto que para períodos próximos e maiores que o período fundamental, as amplitudes espectrais são amplificadas para os sítios

AQP e TKCH; já para o sítio GYL, a amplificação do movimento dá-se para componentes com períodos somente maiores ao fundamental.

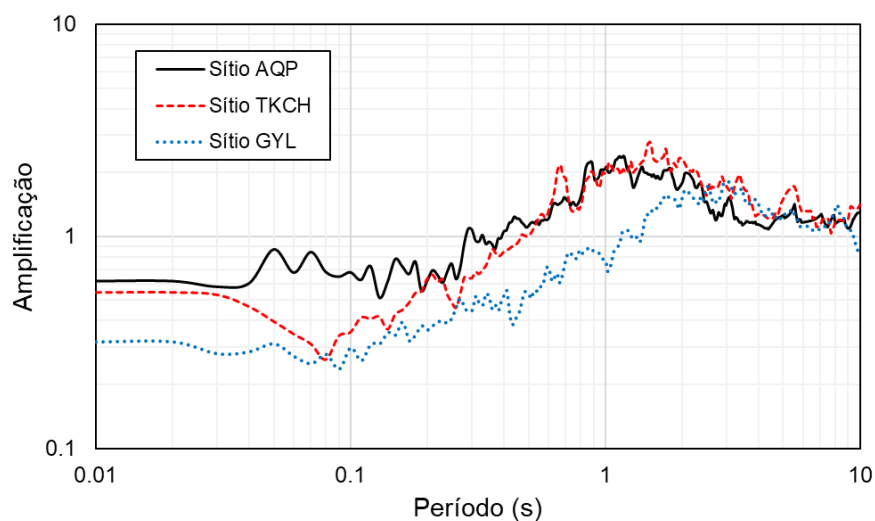


Figura 6.7 – Amplificação espectral ($S_{a,solo}/S_{a,rocha}$) em escala log-log para os sítios estudados.

A Tabela 6.1 mostra a amplificação da máxima aceleração no terreno PGA (peak ground acceleration), obtidos das análises de resposta não linear em tensões totais para cada sítio estudado. Observa-se que as máximas acelerações na base rochosa são atenuadas, contrariamente ao que acontece nas análises de calibração, onde são usados sismos de baixa intensidade e a deformações cisalhantes são menores do que 0,5%. Nestas análises, nas quais movimentos de entrada de intensidade moderada a alta são aplicados na base de perfis de solo mole (i.e. baixa velocidade de onda cisalhante) o PGA diminui devido a altos níveis de deformação cisalhante que resultam em um maior amortecimento histerético do solo.

Tabela 6.1 – Amplificação da máxima aceleração (PGA_{solo}/PGA_{rocha}) nos sítios analisados.

ID do sítio	Período Fundamental (seg)	PGA (g)		Amplificação do PGA
		Rocha	Solo	
AQP	1,05	0,37	0,23	0,62
TKCH	1,56	0,30	0,15	0,50
GYL	1,23	0,35	0,12	0,34

A Figura 6.8, a Figura 6.9 e a Figura 6.10 mostram os perfis de aceleração e deformação cisalhante máximas para os sítios AQP, TKCH e GYL

respectivamente. Estes perfis incluem as respostas obtidas pelas análises lineares equivalentes, não lineares em tensões totais e não lineares em tensões efetivas. Fazendo uma comparação entre os tipos de análises usados observa-se que as análises lineares equivalentes preveem maiores valores de PGA na superfície e em geral para toda a profundidade, esta característica é mais notável no perfil TKCH onde o PGA na superfície chega a ser o dobro do valor obtido pelos métodos não lineares. As diferenças no perfil de acelerações entre as análises não lineares em tensões totais e tensões efetivas não são significativas. Nos perfis de deformação cisalhante observa-se que a previsão das análises não lineares em tensões totais e efetivas são praticamente iguais. Já os perfis de deformação cisalhante obtida com as análises lineares equivalentes apresentam picos de deformação cisalhante excessivamente altas comparadas com os valores obtidos com as análises não lineares, que no caso do perfil GYL atinge 8%. Tal fato pode ser considerado não realista, pois o modelo linear equivalente não tem a capacidade de captar o comportamento altamente não linear do solo neste nível de deformações. Estas tendências são mais pronunciadas para movimentos de maior intensidade. Para movimentos de menor intensidade, como o usado para realizar a calibração dos modelos não lineares, os três métodos preveem respostas similares.

Um aspecto relevante que também é observado nos perfis de acelerações é a atenuação deste parâmetro na propagação da onda cisalhante até a superfície. Em média a aceleração máxima, no topo dos perfis, é reduzida à metade da aceleração máxima na rocha base. Esta atenuação da aceleração acontece, nos três perfis analisados, principalmente nos 10 metros superficiais, onde os depósitos estão conformados por solos de menor rigidez.

Os perfis de deformação cisalhante mostram que nos 15 metros superiores do perfil, conformado por solo mole, são alcançadas deformações cisalhantes máximas de 1,0 a 3,0%. Este alto nível de deformação cisalhante está associado a um alto amortecimento histerético, o que implica a dissipação de energia cinemática do movimento. Isto explica a atenuação das velocidades e das acelerações de um lado e o aumento dos deslocamentos de outro.

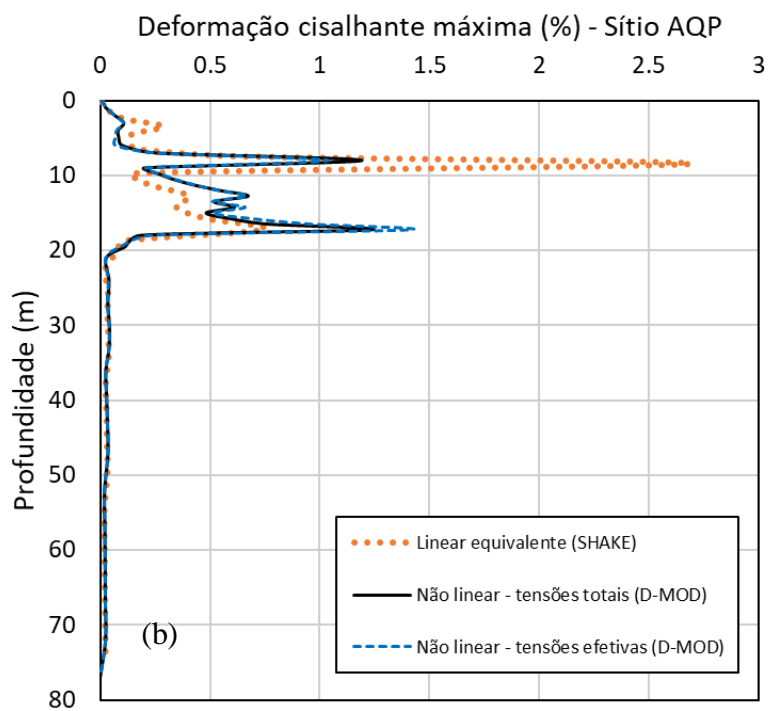
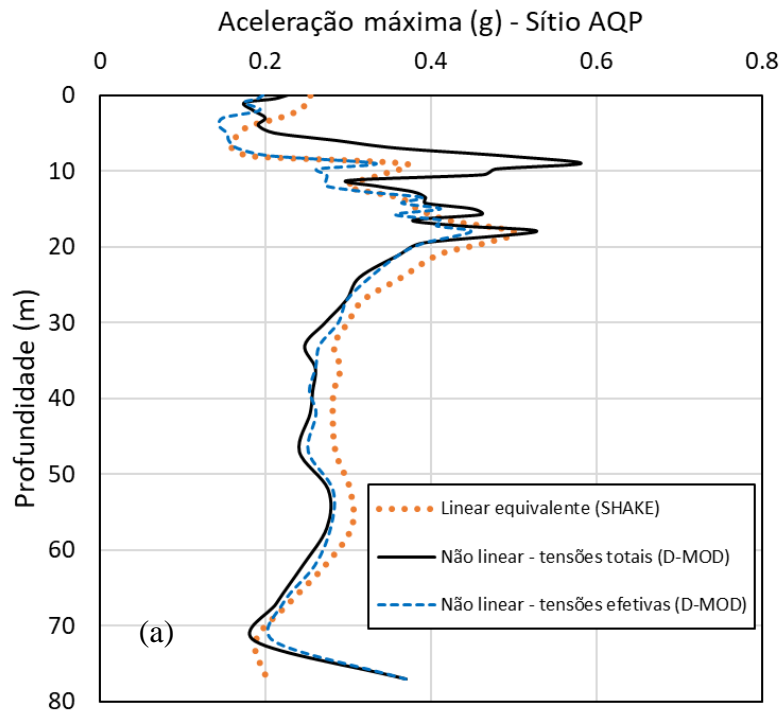


Figura 6.8 – Perfis de (a) máxima aceleração e (b) deformação cisalhante do sítio AQP.

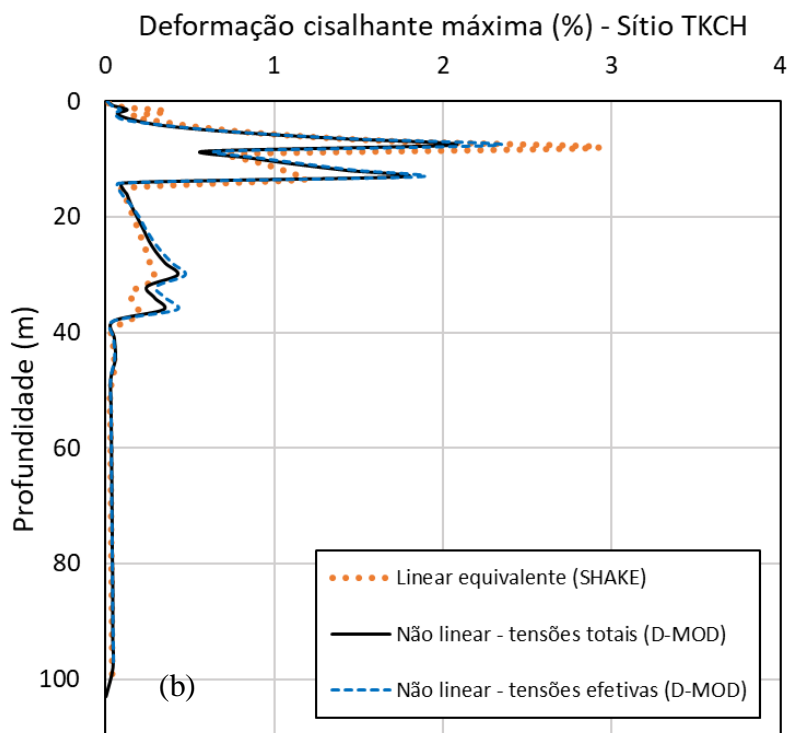
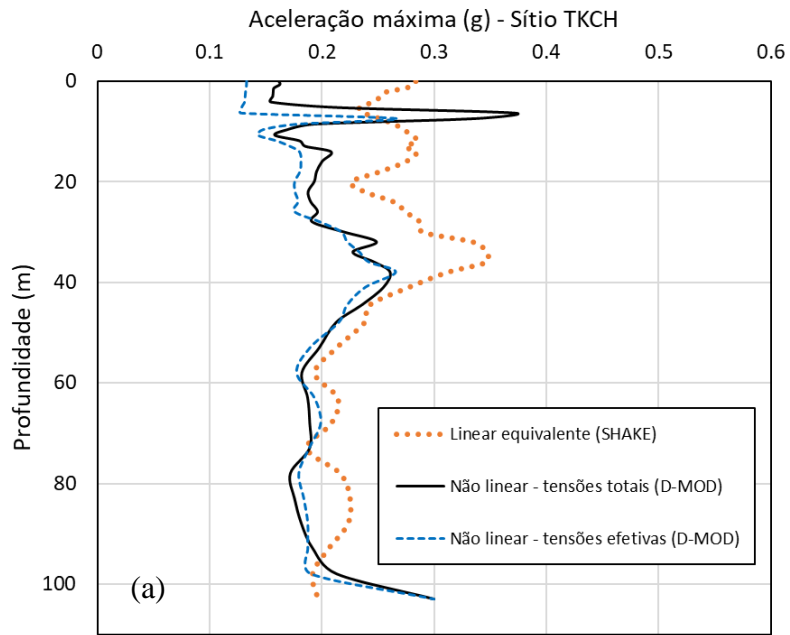


Figura 6.9 - Perfis de (a) máxima aceleração e (b) deformação cisalhante do sítio TKCH.

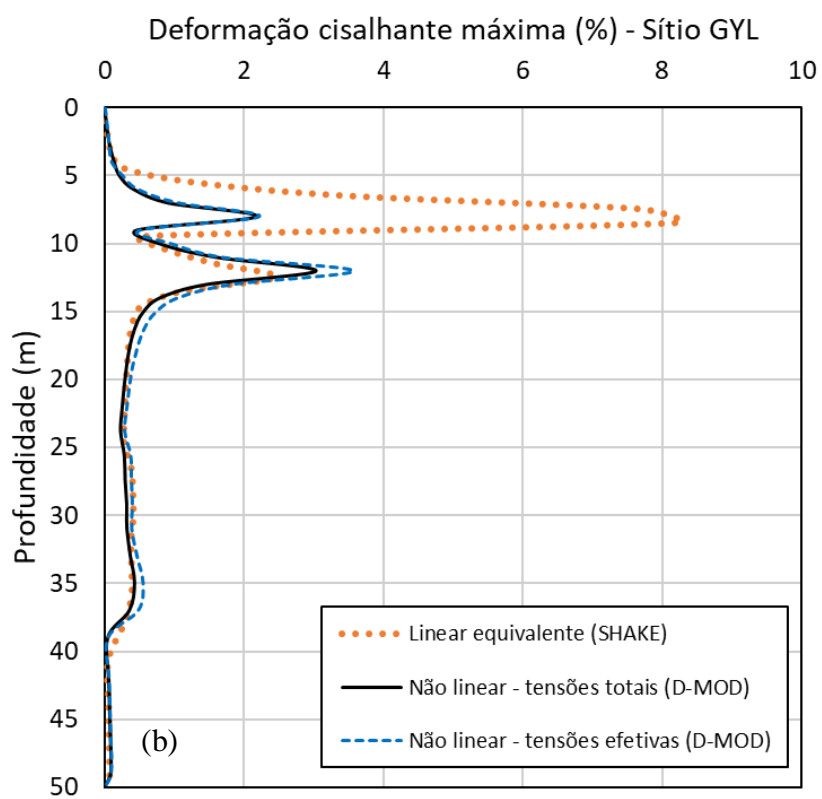
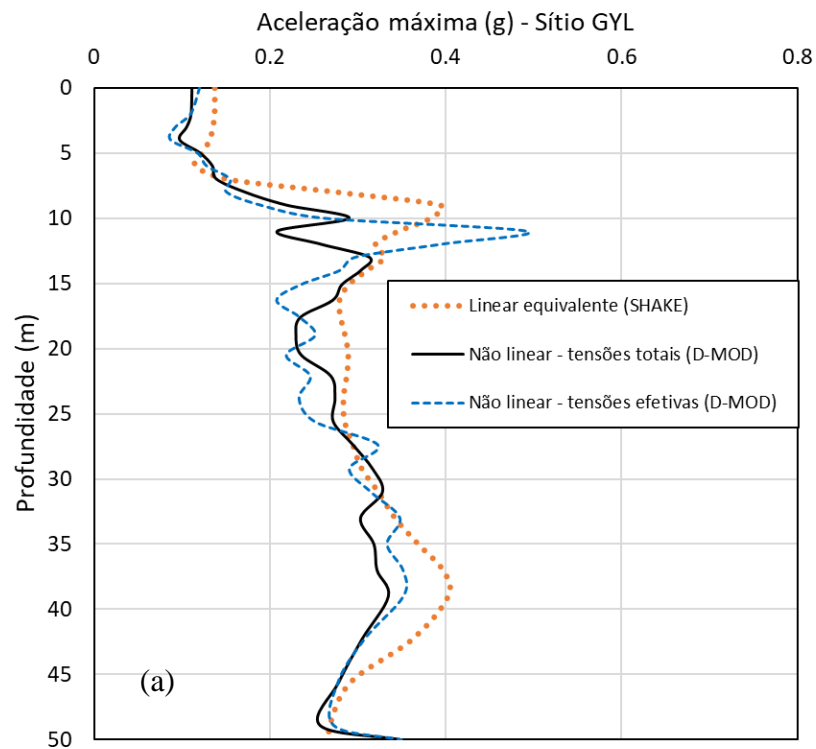
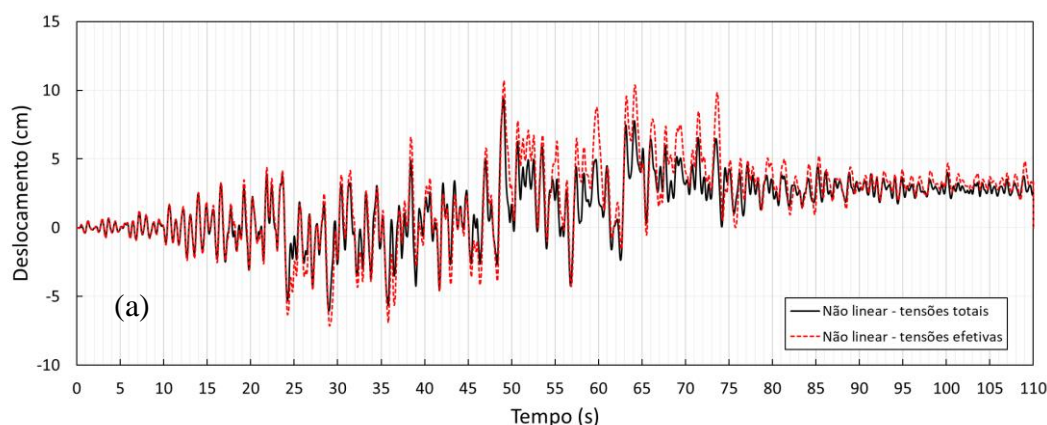


Figura 6.10 - Perfis de (a) máxima aceleração e (b) deformação cisalhante do sítio GYL.

As análises de resposta sísmica 1D não são comumente usados para estimar deformações permanentes em depósitos com camadas de solo aproximadamente horizontais. Porém, é possível determinar a história de deslocamentos relativos na superfície com respeito a base da coluna de solo. As histórias de deslocamento são obtidas pela integração da história de velocidades, a qual é obtida da integração da história de acelerações. Isto permite observar a grande amplitude do movimento horizontal na superfície.

A Figura 6.11, a Figura 6.12 e a Figura 6.13 mostram a história de deslocamento relativo na superfície obtidos das análises não lineares em tensões totais e em tensões efetivas. Em uma primeira leitura é observado amplitudes de máximo deslocamento entre 11 e 18 cm. Entretanto, uma análise mais detalhada, considerado a amplitude entre os pontos extremos em um ciclo dado do movimento, observa-se que os deslocamentos máximos são maiores, entre 12 e 24 cm. A Figura 6.11b, Figura 6.12b e Figura 6.13b mostram as histórias de deslocamento para os intervalos de maior intensidade dos movimentos que tem uma duração, para os cenários analisados, de 45 segundos. Nestes intervalos mais intensos do movimento observa-se que acontecem vários ciclos de grande deslocamento. Nos casos estudados, acontecem, em média aproximadamente 8 ciclos de grande deslocamento com períodos de duração entre 1 e 2 segundos. Estes resultados sugerem que os parâmetros associados ao deslocamento poderiam ser mais adequados que os parâmetros associados a acelerações para representar a intensidade do movimento na superfície na avaliação do comportamento sísmico de solo moles submetidos a movimentos de alta magnitude. Nestes casos os deslocamentos máximos são amplificados enquanto que as acelerações máximas são atenuadas.



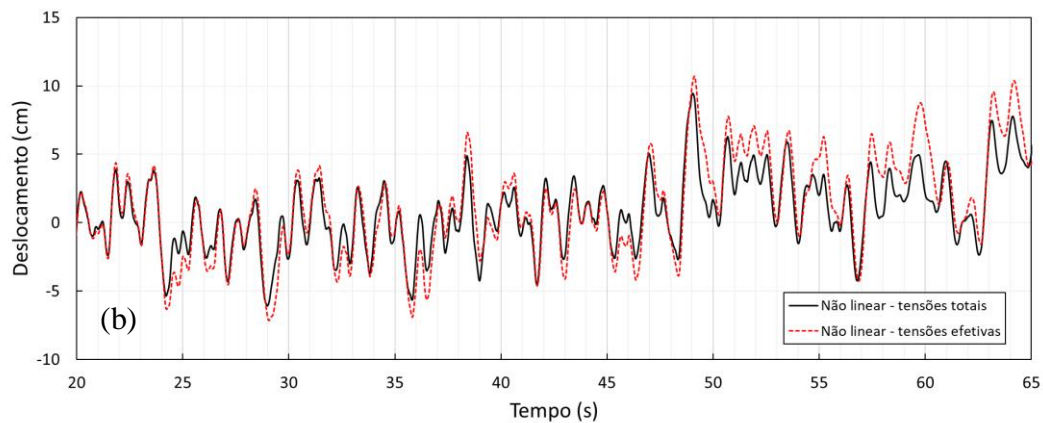


Figura 6.11 - Histórias de deslocamento relativo na superfície no sítio AQP, (a) história completa do movimento, (b) história durante os 45 segundos mais intensos (20 - 65 s).

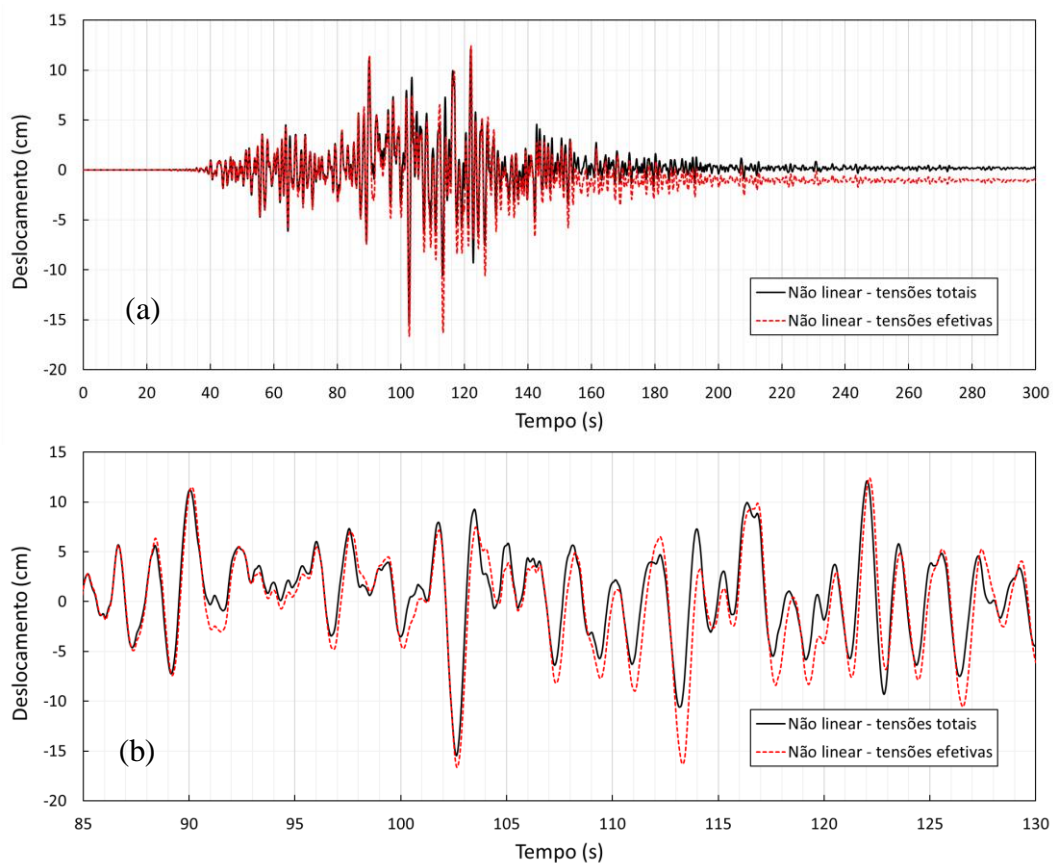


Figura 6.12 - História de deslocamento relativo na superfície no sítio TKCH, (a) história completa do movimento, (b) história durante os 45 segundos mais intensos (85 - 130 s).

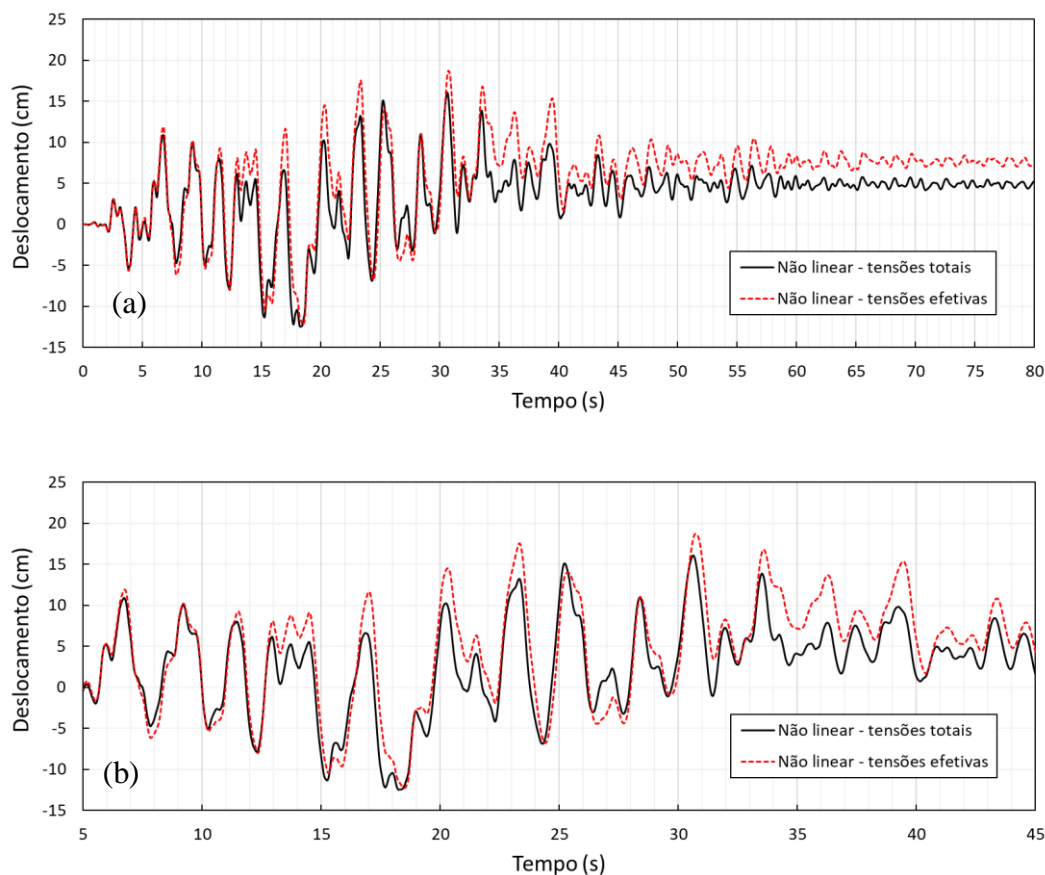


Figura 6.13 – História de deslocamento relativo na superfície no sítio GYL, (a) história completa do movimento, (b) história durante os 45 segundos mais intensos (5 – 45 s).

A Figura 6.14, a Figura 6.15 e a Figura 6.16 mostram os perfis de máximo deslocamento relativo com relação a base da coluna de solo dos sítios estudados.

A Figura 6.14 mostra o perfil de máximo deslocamento relativo para o sítio AQP que acontece no tempo $t = 49,09$ segundos. Neste gráfico observa-se que o deslocamento começa a aumentar rapidamente com direção a superfície a partir de uma profundidade de 20 m, que corresponde à profundidade onde o depósito de solo tem uma mudança significativa de rigidez indicando a transição entre um material rijo (pedregulho argiloso compacto CG como velocidade de onda cisalhante de 350 m/s) a um material mole (areia argilosa fofa SC com velocidade de onda cisalhante de 180 m/s).

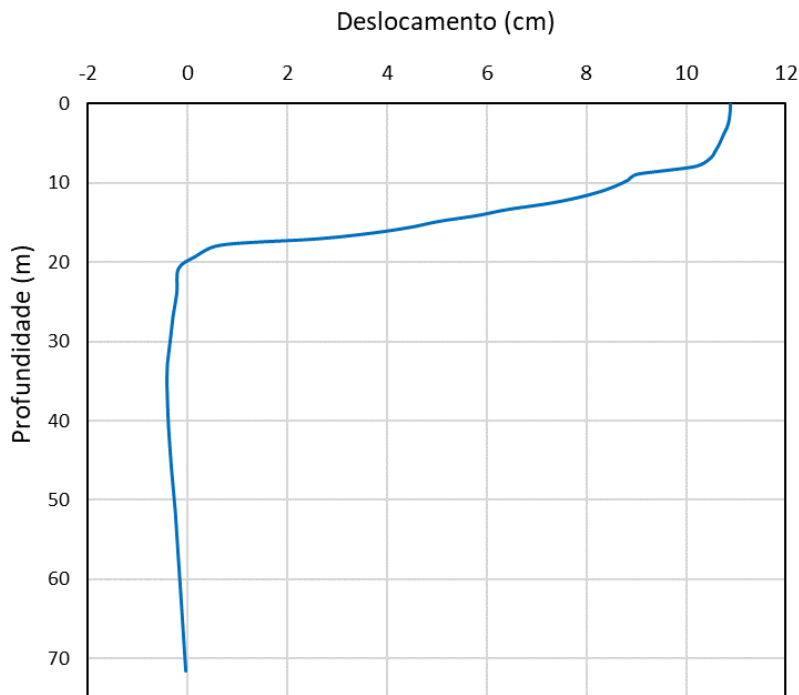


Figura 6.14 - Perfil de máximo deslocamento relativo com respeito a base ($t = 49,09$ s) do perfil na análise de resposta do sítio AQP.

A Figura 6.15 mostra o perfil de máximo deslocamento relativo para o sítio TKCH que acontece no tempo $t = 102,49$ segundos. Neste gráfico observa-se que o deslocamento começa a aumentar com uma taxa maior, em direção a superfície, a partir de uma profundidade de 36 m. Nesta profundidade ocorre uma mudança distintiva da rigidez do depósito de solo devido a transição de um material rijo, areia siltosa bem graduada compacta SW-SM com velocidade de onda cisalhante de 350 m/s, para um material mole, areia siltosa SM fofa com velocidade de onda cisalhante de 200 m/s. Os deslocamentos aumentam com uma taxa ainda maior nos 14 metros superiores onde o solo é uma argila de alta plasticidade CH muito mole com velocidade de onda cisalhante média de 90 m/s.

A Figura 6.16 mostra o perfil de máximo deslocamento relativo para o sítio GYL que acontece no tempo $t = 30,63$ segundos. Neste gráfico observa-se que o deslocamento começa a aumentar com uma taxa maior, em direção a superfície, a partir de uma profundidade de 38 m. Nesta profundidade ocorre uma mudança significativa de rigidez do depósito de solo devido a transição de um material rijo, areia argilosa compacta SC com velocidade de onda cisalhante de 330 m/s, para um material mole, argila mole de alta plasticidade CH com velocidade de onda

cisalhante que varia de 214 m/s no fundo da camada, até 100 m/s no topo. Os deslocamentos aumentam com uma taxa ainda maior nos 15 metros superiores do depósito onde o solo apresenta uma rigidez muito baixa com velocidade de onda cisalhante de 100 m/s.

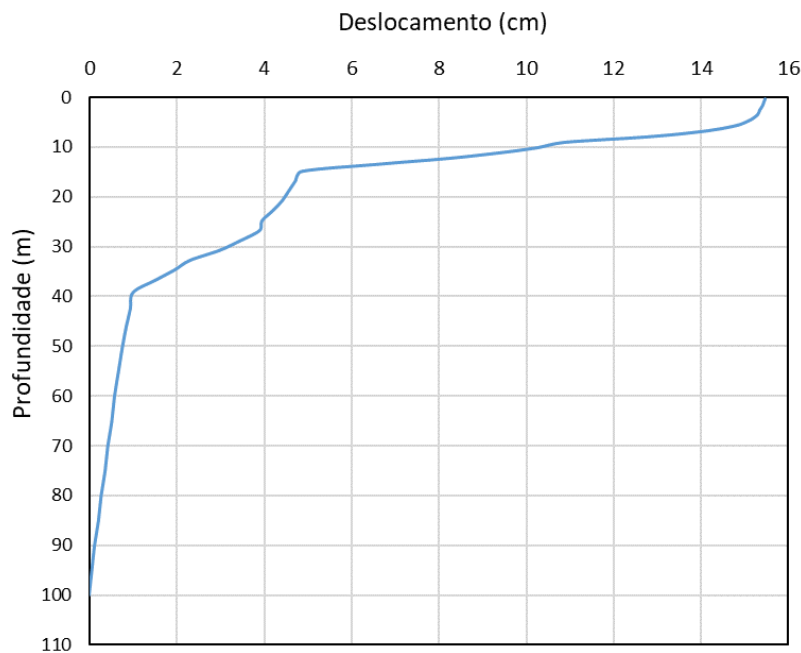


Figura 6.15 - Perfil de máximo deslocamento relativo com respeito a base ($t = 102,49$ s) do perfil na análise de resposta do sítio TKCH.

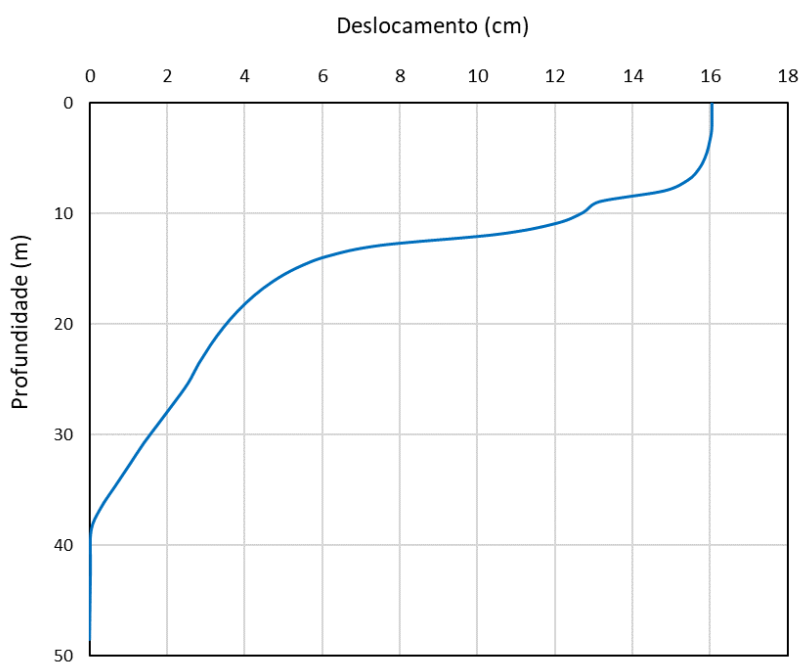


Figura 6.16 – Perfil de máximo deslocamento relativo com respeito a base ($t = 30,63$ s) do perfil na análise de resposta do sítio GYL.

A Tabela 6.2 mostra a amplificação do deslocamento máximo do movimento na superfície do depósito de solo com respeito ao deslocamento máximo do movimento em rocha (PGD_{solo}/PGD_{rocha}). Contrariamente ao que acontece com as acelerações, os deslocamentos são amplificados nos depósitos de solo mole dos sítios estudados com fatores de amplificação entre 1,64 e 1,83. Isto acontece porque o deslocamento é controlado pelas componentes de baixa frequência (período longo) do movimento (Kramer, 1996), as quais são amplificadas quando são propagadas através de um depósito de solo mole. Estes valores são consistentes com os resultados de Carlton (2014). A Figura 6.17 mostra os valores da amplificação dos deslocamentos máximos versus o PGA em rocha para depósitos de solo mole com classificação IBC tipo E e F estudados na pesquisa de Carlton (2014). Neste gráfico observa-se que os deslocamentos são amplificados para todas as análises com fatores de amplificação que variam de 1,0 até aproximadamente 5,0, com uma tendência a aumentar conforme a intensidade do movimento na rocha aumentar.

Tabela 6.2 – Amplificação do máximo deslocamento (PGD_{solo}/PGD_{rocha}) nos sítios analisados.

ID do sítio	Período Fundamental (seg)	PGD (cm)		Amplificação de PGD
		Rocha	Solo	
AQP	1,05	6,1	11,5	1,83
TKCH	1,56	7,9	17,2	2,13
GYL	1,23	10,8	18,1	1,64

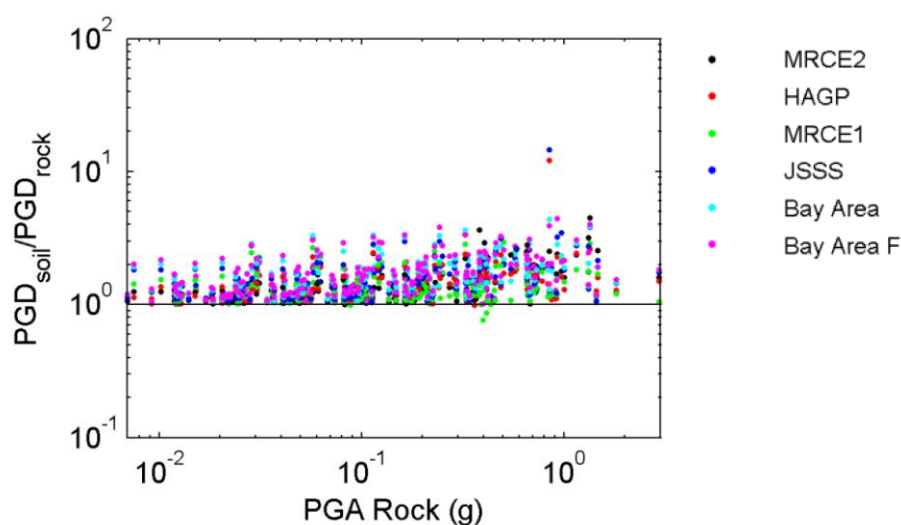


Figura 6.17 – Amplificação do deslocamento máximo (PGD_{solo}/PGD_{rocha}) em análises de resposta sísmica em depósitos de solo mole tipo NEHRP E e F identificados como *MRCE2*, *HAGP*, *MRCE1*, *JSSS*, *Bay Area* e *Bay Area F* (Carlton, 2014).

Com a finalidade de investigar a variação da máxima aceleração horizontal na superfície do perfil de solo mole com respeito à máxima aceleração em um sítio rochoso, foram executadas várias análises não lineares em tensões totais com diferentes valores de aceleração máxima no movimento de entrada na base do perfil de solo do sítio TKCH. Estes resultados foram comparados com a relação ajustada por Seed et al. (1997) para depósitos de solos que ele define como tipo E, que é análogo ao sítio conformado por solos não suscetíveis à liquefação e não orgânicos com classificação NEHRP tipo F. Também inclui-se a resposta prevista aplicando o modelo simplificado de Carlton (2014).

Os resultados apresentados na Figura 6.18 mostram que a curva calculada neste estudo cai completamente embaixo da curva proposta por Seed et al. (1997). A amplificação da aceleração para este sítio acontece apenas para acelerações inferiores a 0,1 g, enquanto que para movimentos em rocha de maior intensidade a máxima aceleração na superfície do perfil de solo mole é atenuada. A curva PGA_{solo} versus PGA_{rocha} tende a se tornar horizontal atingindo um valor máximo de $PGA_{\text{solo}} = 0,18$ g e permanecendo constante acima de um determinado valor limiar de $PGA_{\text{rocha}} = 0,4$ g. Esta mesma tendência observa-se nos resultados de Carlton (2014) mostrados na Figura 6.19b, onde a PGA_{solo} aumenta até atingir de forma assintótica um valor máximo permanecendo constante acima de um determinado valor limiar de PGA_{rocha} . Segundo Carlton (2014), o valor máximo da PGA_{solo} para um valor dado de PGA_{rocha} aumenta na medida que aumenta a resistência ao cisalhamento e a deformação cisalhante limiar volumétrica.

O modelo simplificado de Carlton (2014) mostra uma boa aproximação com este estudo, enquanto que os valores estimados por Seed et al. (1997) e Idriss (1991) indicam um menor efeito de atenuação, começando apenas para acelerações superiores 0,4 g. Além disso, a curva estimada por Seed et al. (1997) apresenta uma tendência crescente para a máxima aceleração de resposta no sítio de solo mole. A diferença destas estimativas, como mostra a Figura 6.19a, é provavelmente devido a que Seed et al. (1997) e Idriss (1991) terem aplicado análises lineares equivalentes para estimar a resposta de depósitos de solo mole submetidos a movimentos de alta intensidade. Na atualidade o método linear equivalente não é considerado apropriado para simular o comportamento altamente não linear do solo quando são previstas grandes deformações.

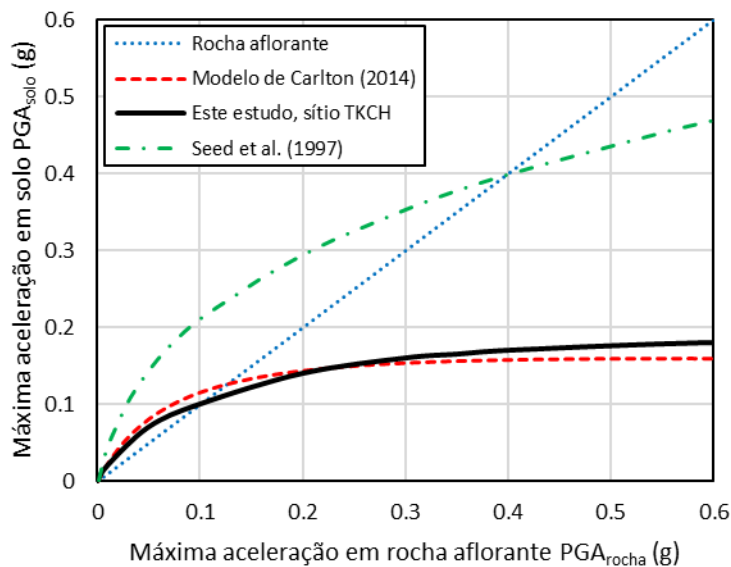


Figura 6.18 – Variação do PGA_{solo} versus o PGA_{rocha} nas análises de resposta sísmica do sítio TKCH pelos métodos não linear em tensões totais e o método simplificado de Carlton (2014), e a relação para solos moles proposta por Seed et al. (1997).

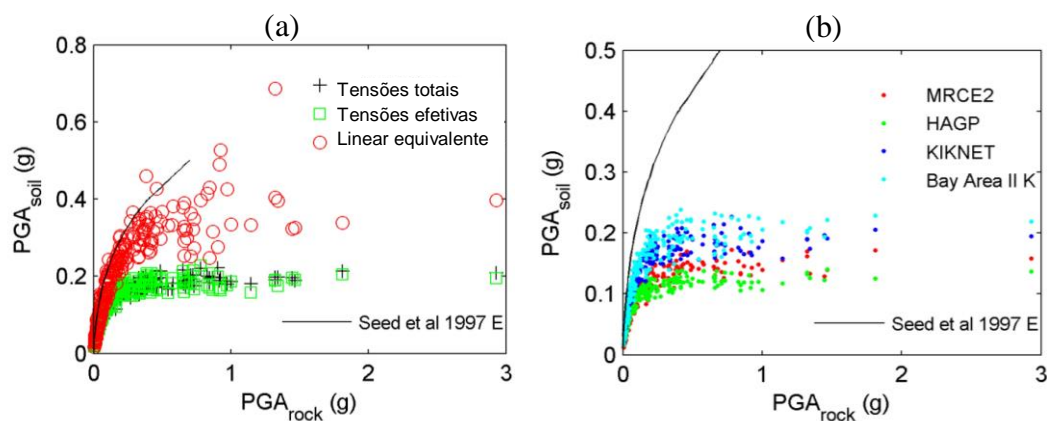


Figura 6.19 – Comparação do PGA_{solo} versus o PGA_{rocha} da resposta sísmica para depósitos de solo mole, (a) usando métodos de análise linear equivalente e não linear em termos de tensões totais e efetivas, e (b) para os depósitos de solo mole identificados como *MRCE2*, *HAGP*, *KIKNET* e *Bay Area II K*, mediante análises não lineares em tensões efetivas (Carlton, 2014).

7 Conclusões

Neste estudo analisou-se, mediante modelagem numérica, a resposta sísmica de três sítios conformados por solo mole de alta plasticidade não susceptíveis a liquefação, sendo um deles classificado como tipo E e os outros dois como tipo F conforme o IBC (2012). Os sismos de projeto foram obtidos em função da sismicidade de cada local e a correspondente ameaça sísmica considerando um período de retorno $T_R=475$ anos. Os três sítios selecionados estão localizados em ambientes tectônicos de alta atividade, onde predomina as fontes sísmicas de subducção. Conseqüentemente, os sismos de projeto são de intensidade moderada a alta com PGA maiores que 0,3 g.

As principais conclusões desta pesquisa foram as seguintes:

- a) As análises não lineares permitiram, em comparação com as análises lineares equivalentes, uma modelagem mais realista do comportamento observado em depósitos de solo mole submetidos a movimentos de alta intensidade que causam grandes deformações cisalhantes no solo.
- b) Este estudo verificou que movimentos de alta intensidade propagados verticalmente através de um perfil de solo mole apresentam uma atenuação característica da aceleração como foi reportado por Seed et al. (1997) e evidenciado em eventos recentes como o terremoto de Tohoku em 2011 (Midorikawa 2014).
- c) Os resultados deste estudo mostraram que o deslocamento, em oposição à aceleração, é amplificado a medida que a intensidade do movimento aumenta. Considerando a amplitude entre os pontos extremos em um ciclo dado do movimento, para os casos analisados foram estimados deslocamentos máximos entre 12 e 24 cm.
- d) Da análise das histórias de deslocamento relativo na superfície, sugere-se que o deslocamento poderia ser um parâmetro mais representativo do potencial de dano nos cenários de movimentos

intensos propagando-se verticalmente através de um depósito de solo mole. Esta característica do comportamento de solos moles poderia explicar o dano sísmico observado em estruturas fundadas neste tipo de solos na ocorrência de terremotos de grande intensidade, indicando que os parâmetros de projeto sísmico da fundação para edificações, relacionados exclusivamente à aceleração (e.g. PGA ou espectro de resposta), não são necessariamente os parâmetros que melhor representam o potencial de dano do movimento.

- e) Na análise feita para diferentes intensidades do movimento de entrada em rocha, a amplificação da aceleração em solo acontece apenas para acelerações em rocha inferiores a aproximadamente 0,1 g. Para movimentos em rocha de maior intensidade a máxima aceleração em solo mole é atenuada. A curva PGA_{solo} versus PGA_{rocha} tende a tornar-se horizontal atingindo um valor máximo de PGA_{solo} e permanecendo constante acima de um determinado valor limiar de PGA_{rocha} . Esta mesma tendência foi observada nos resultados de Carlton (2014).

Como sugestões para futuras pesquisas, concordando com as recomendações de Ordóñez (2012), observa-se a necessidade de conhecer o real efeito que os altos deslocamentos estimados do terreno têm no comportamento sísmico de estruturas, que, na prática atual, são analisadas assumindo que estão engastadas no terreno de fundação (apoio fixo). Esta simplificação das análises dinâmicas de estruturas não é realista quando se tem um terreno de fundação composto por solo mole. Extrapolando os resultados deste estudo, pode ser estimado que os deslocamentos verticais na superfície podem ser tão grandes como os encontrados na direção horizontal. Portanto, para estas condições, uma abordagem mais realista do comportamento sísmico de estruturas, à luz da metodologia de projetos baseados no desempenho, deveria considerar a solicitação de cargas associadas a ciclos de grandes deslocamentos horizontais e verticais.

Referências bibliográficas

ABRAHAMSON, N.A., “**Non-stationary spectral matching,**” *Seismol. Res. Lett.* (63)1, 30. 1992.

ACEVEDO, A. B. **Seismological criteria for selecting and scaling real accelerograms for use in engineering analysis and design.** Master dissertation, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, Università degli Studi di Pavia, Pavia, 182 p., 2003.

AGUILAR, Z. **Análisis de Peligro Sísmico y estimado del Movimiento Sísmico de Diseño.** Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, CISMID, 2001.

ANDERSON, D.G., SHIN, S., AND KRAMER, S.L., “**Observations from Nonlinear, Effective- Stress Ground Motion Response Analyses following the AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.**” Transportation Research Board Annual Meeting. 2010.

ASCE, “**Minimum design loads for buildings and other structures.**” ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. 2010.

BOLT, B.A. **Earthquakes,** W.H. Freeman, Neew York, 331pp. 1993.

CARLTON, B, “**An Improved Description of the Seismic Response of Sites with High Plasticity Soils, Organic Clays, and Deep Soft Soil Deposits**” A Doctor of Philosophy Dissertation, University of California, Berkeley, 845 p. 2014.

CARLTON, B., **Ground Motion Parameter Sensitivity to Shear Strain Ratio in Equivalent Linear Analyses.** *Earthquake Spectra* In-Press. 2015.

CISMID, **Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.** Base de dados online. <http://www.cismid-uni.org/> , acesso Dezembro, 2018.

CHOPRA, A.K., **Dynamics of Structures,** 2nd Ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 2000.

CHOY, G. L., AND BOATWRIGHT, J. L., **Global patterns of readiated seismic energy and apparent stress.** *J. Geophys. Res.*, 100, B9, 18,205-18,228. 1995.

CLOUGH, G.W., AND J. PENZIEN, **Dynamics of Structures,** 2nd Ed., McGraw-Hill, New York. 1993.

DAFALIAS, Y.F. E E.P. POPOV, “**A model for nonlinearly hardening materials for complex loading,**” *Acta Mechanica*, 21(3), 173–192. 1979.

DARENDELI, M., “**Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves.**” Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng., Univ. of Texas, Austin. 2001.

DOBRY, R., R.S. LADD, F.Y. YOKEL, R.M. CHUNG AND D. POWELL, “**Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method,**” National Bureau of Standards Building Science Series 138, National Bureau of Standards and Technology, Gaithersburg, Md., 150. 1982.

DOBRY, R., PIERCE, W. G., DYVIK, R., THOMAS, G. E., AND LADD, R. S., “**Pore pressure model for cyclic straining of sand.**” Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York. 1985.

DOBRY, R. E VUCETIC, M., **Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits,** Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, pp. 51-87. 1987.

EPRI, “**Guidelines for Determining Design Basis Ground Motions.**” Electric Power and Research Institute, Project, Report Vols. I-V. 1993.

FINN, W. D. L., K.W. LEE, E G.R. MARTIN, “**An effective stress model for liquefaction,**” J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 103 (6), 517–553. 1997.

GUTENBERG, B., **Magnitude determination for deep focus earthquakes,** Bulletin of the seismological society of America, Vol. 35, pp.117-130. 1945.

HANCOCK, J., WATSON-LAMPREY, J., ABRAHAMSON, N. A., BOMMER, J. J., MARKATIS, A., MCCOY, E., AND MENDIS, R., “**An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets.**” J. Earthquake Engng, (10)1, 67–89. 2006.

HANKS, T.C. E KANAMORI, H., **A moment magnitude scale,** Journal of Geophysical research, Vol. 84, pp. 2348-2350. 1979.

HARDIN, B.O. AND V.P. DRNEVICH, “**Shear modulus and damping in soils: design equations and curves,**” J. of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 98 (SM7), 667–692. 1972.

HASHASH, Y.M.A., GROHOLSKI, D.R. PHILLIPS, C.A., “**Recent advances in non-linear site response analysis.**” In proceedings of Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, May 24-29, San Diego, CA. 2010.

HASHASH, Y.M.A, GROHOLSKI, D.R., PHILLIPS, C. A., PARK, D, MUSGROVE, M., “**DEEPSOIL 5.1, User Manual and Tutorial.**” 107 p. 2012.

HUBER, W.L., **The San Francisco Earthquakes of 1865 and 1868,** Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 20(4), pp. 261-272. 1930.

HUDSON, M., I.M. IDRIS, AND M. BEIKAE, “**QUAD4M – A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base.**” Center for Geotechnical Modeling, Dept. Civil and Envir. Eng., Univ. of Calif., Davis, CA. 1994.

HSU, C. AND VUCETIC, M., “Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure in cohesive soils.” *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 132 (10), 1325-1335. 2006.

IBC. **International Building Code**, by International Code Council, Delmar Publishers. 2012.

IDRISS, I.M., R. DOBRY AND R.D. SINGH, “**Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading,**” *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 104 (GT12), 1427–1447. 1978.

IDRISS, I.M., **Earthquake ground motion at soft soil sites**, Proceedings: 2nd International Conference on Recent Advances on Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Missouri. 1991

IG, **Instituto Geofísico**, Escuela Politécnica Nacional, Ecuador, www.igepn.edu.ec, acesso Janeiro, 2019.

ISHIHARA, K., “**Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis,**” *Geomechanical Modeling in Eng. Practice*, R. Dungar and J.A. Studer, Eds., A.A.Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 241–275. 1986.

JOYNER, W. B. AND A.T.F. CHEN, “**Calculation of nonlinear ground response in earthquakes,**” *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65(5), 1315–1336. 1975.

KAKLAMANOS, J., BRADELY, B.A., THOMPSON, E.M., AND BAISE, L.G., “**Critical Parameters Affecting Bias and Variability in Site-Response Analyses Using KiK-net Downhole Array Data.**” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(3), pp. 1733–1749. 2013.

KAMAI, R, ABRAHAMSON, N.A., AND SILVA, W.J., “**Nonlinear Horizontal Site Response for the NGA-West2 Project.**” PEER Report 2013/12, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. 2013.

KARNIK, V., **Seismicity of the European Area**. Springer. 1971.

KONDNER, R. L., E J.S. ZELASKO, “**A hyperbolic stress-strain formulation of sands,**” *Proc. of 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sao Paulo, Brasil, 289–324. 1963.

KRAMER S.L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. 1996.

LADD, C. C., AND FOOTT, R., “**A New design procedure for stability of soft clays.**” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100(GT7), pp. 763-786. 1974.

LEE, M.K.W. AND W.D.L. FINN., “**DESRA-2: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential,**” Soil Mechanics Series 36, Dept. of Civil Eng., Univ. of British Columbia, Vancouver, Canada, 60 p. 1978.

LILHANAND, K.; TSENG, W. S. **Generation of Synthetic Time Histories Compatible with Multiple-Damping Response Spectra,** SMIRT-9, Lausanne, 1987.

LYSMER, J., H.B. SEED AND P.B. SCHNABEL, “**Influence of base-rock characteristics on ground response.**” Bull. Seism. Soc. Am., 61(5), 1213–1232. 1971.

MARTIN, G.R., FINN, W.D.L. E SEED, H.B. “**Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading,**” Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GTS), p 423-438. 1975.

MARTIN, P.P AND H.B. SEED, “**APOLLO, a computer program for the non-linear analysis of pore pressure generation and dissipation in horizontal sand layers during cyclic earthquake loading,**” Report No. EERC 78-21, Earthquake Eng. Research Center, Univ. of Calif., Berkeley , California. 1978.

MASING, G., “**Eigenspannungen and verfertigung beim messing.**” Proc. 2nd Int. Congress on Applied Mech., Zurich, Switzerland. 1926.

MATASOVIC, N., “**Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits,**” Ph.D. Thesis, University of California, Los Angeles. 1993.

MATASOVIC, N., “**D-MOD_2 – A Computer Program for Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Earthfill Dams, and Solid Waste Landfills.**” User’s Manual, GeoMotions, LLC, Lacey, Washington, 20 p. (plus Appendices). 2006.

MATASOVIC, NEVEN, AND M. VUCETIC, “**Cyclic Characterization of Liquefiable Sands,**” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp 1805-1822. 1993.

MATASOVIC, NEVEN, AND M. VUCETIC, “**Generalized Cyclic Degradation-Pore Pressure Generation Model for Clays,**” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 1, pp 33-42. 1995.

MATASOVIC, N. AND ORDÓÑEZ, G.A., “**D-MOD2000 – A Computer Program for Seismic Site Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Earthfill Dams, and Solid Waste Landfills.**” GeoMotions, LLC; Lacey, Washington, USA. 2012.

MEJIA, L. H.; DAWSON E. M. **Earthquake deconvolution for FLAC,** 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics – 2006 – Hart & Verona eds., paper n. 04-10, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, ISBN 0-9767577-0-2, 2006.

MENESES, J., **Evaluación del peligro sísmico y determinación de acelerogramas de diseño,** Colegio de Ingenieros del Perú, Julio 2009.

MEYERHOF, G.G., “**Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil,**” Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 82(SM1), 1-19. 1956.

MIDORIKAWA, S.; MIURA, E H.; ATSUMI, T. **Characteristics of strong ground motion from the 2011 gigantic tohoku, japan earthquake,** International Symposium for CISMID 25th Aniversary. 2014

NIED, **Japanese National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention,** base de dados online, <http://www.k-net.bosai.go.jp/>. acesso Fevereiro, 2019.

NEWMARK, N.M., “**A method of computation for structural dynamics,**” J. Eng Mech. Div., ASCE, 67-94. 1959.

NEWMARK, N.M. “**Effects of the earthquakes on dams and embankments**”. Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pag. 139-160. 1965.

ORDAZ, M.; AGUILAR, A.; ARBOLEDA, J. **CRISIS2015: Program for Computing Seismic Hazard.** Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. 2015.

ORDÓÑEZ A., **Aportes de la Ingeniería Sísmica al diseño Sismoresistente.** V Congreso de Ingeniería Estructural, Sísmica y Puente. ICG. Lima 22 y 23 de junio 2012.

PARK, D. AND Y.M.A. HASHASH. “**Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis,**” J. of Earthquake Eng., 8(2), 249-274. 2004.

PECK, R.B., HANSON, W.E., THORNBURN, T.H., **Foundation Engineering.** John Wiley and Sons; New York. 1974.

PESTANA, J.M., HUNT, C.H., GOUGHNOUR, R.R., “**FEQDRAIN: a finite element computer program for the analysis of the earthquake generation and dissipation of pore water pressure in layered sand deposits with vertical drains,**” UCB/EERC-97/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 88 pages. 1997.

PHILLIPS, C., HASHASH, Y.M.A., “**Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses.**” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29, 1143–1158. 2009.

PREVOST, J.H., “**Mathematical modeling of monotonic and cyclic undrained clay behavior,**” Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1 (2), 195-216. 1977.

PYKE, R.M., “**Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings,**” J. Geotech. Eng., ASCE, 105(GT6), 715-726. 1979.

RAMBERG, W. AND W.R. OSGOOD “**Description of stress-strain curves by three parameters,**” Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C. 1943.

RATHJE, E.M., AND KOTTKE, A.R., “**Relative Differences Between Equivalent Linear and Nonlinear Site Response Methods.**” In Proceedings of 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile, January 10-13. 2011.

RAYLEIGH J.W.S, LINDSAY R.B. “**The theory of sound.**” Vol.2 (1). New York: Dover Publications; 1945.

ROSCOE, K.H. AND A.N. SCHOFIELD, “**Mechanical behavior of an idealized ‘wet’ clay,**” Proc. of 2nd European Conference on Soil Mechanics, Wiesbaden, Germany, Vol. 1, 47-54. 1963.

ROESSET, J.M. AND R.V. WHITMAN, “**Theoretical background for amplification studies.**” Research report R69-15, Soils publications no. 231, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts. 1969.

SAUTER, F. **Introducción a la Sismología,** Editorial Tecnológica de Costa Rica, 1989.

SEED, H.B., MARTIN, P.P. & LYSMER, J., “**The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction.**” Report No. UCB/EERC/75-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California. 1975.

SEED R.B., CHANG S.W., DICKENSON S.E., BRAY J.D., “**Site-dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data,**” in Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, Seco e Pinto, P. S., ed., Proc. of Spec. Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, A.A. Balkema, pp. 125-134, Sept. 6-12. 1997.

SEISMOSOFT. **SeismoSignal 2018** - A computer program for signal processing of strong - motion data, 2018.

SCHNABEL, P.B, J. LYSMER AND H.B. SEED, “**SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered site,**” Report no. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engrg. Research Center, Univ. of Calif., Berkeley, California, 102p. 1972.

SHEAHAN, T.C., C.C. LADD, AND J.T. GERMAINE, “**Rate-dependent undrained shear behavior of saturated clay,**” J. Geotech. Engr., ASCE, 122 (2), 99-108. 1996.

STEWART, J.P., KWOK, A.O., HASHASH, Y.M.A, MATASOVIC, N., PYKE, R., WANG, Z., YANG, Z., “**Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures.**” Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 2008/04. 2008.

TAN, K., AND VUCETIC, M., “Behavior of medium and low plasticity clays under cyclic simple shear conditions.” Proc., 4th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Soil Dynamics and Liquefaction Volume, A. S. Cakmak and I. Herrera, eds. Computational Mechanics Publications, Boston, 131–142. 1989.

TERZAGHI, K. AND PECK, P.B., “**Soil mechanics in engineering practice.**” John Wiley and Sons. 1948.

VERGARA, L. E VERDUGO, R., **Características del terreno de fundación de sitios con edificios dañados severamente en el terremoto del 27F.** Obras y Proyectos 21, 46-53. 2017.

VUCETIC, M., “**Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading.**” Canadian Geotech. J., 27, 29-46. 1990.

VUCETIC, M., “**Cyclic Threshold Shear Strains in Soils,**” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12) pp. 2208-2228. 1994.

VUCETIC, M. AND DOBRY, R., “**Cyclic Triaxial Strain-Controlled Testing of Liquefiable Sands,**” American Society for Testing and Materials Special Technical Publication 977, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, pp. 475-485. 1988.

VUCETIC, M., AND DOBRY, R., “**Degradation of marine clays under cyclic loading.**” J. Geotech. Engrg., ASCE, 114(2), 133-149. 1988b

WAIR, B.R., DEJONG J.T., SHANTZ, T., **Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles.** Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 2012/08. 2008.

WANG, Z.L., Q.Y. HAN, AND G.S. ZHOU, “**Wave propagation method of site seismic response by visco-elastoplastic model,**” Proc. of Seventh World Conf. on Earthquake Eng., V2, 379-386. 1980.

WEILER, W.A., “**Small strain shear modulus of clay,**” Proc. of ASCE Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, New York, 331-345. 1988.

WILSON, E.L., “A computer program for the dynamic stress analysis of underground structures,” EERC Rpt 76-29, Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California, Berkeley. 1968.

YEE, E., STEWART J.P., TOKIMATSU K., “**Elastic and Large-Strain Nonlinear Seismic Site Response from Analysis of Vertical Array Recordings.**” J. Geotech. Geoenviron. Eng. 139(10). 2013.

ZHANG, J., R.D. ANDRUS AND C.H. JUANG, “**Normalized shear modulus and material damping ratio relationships,**” J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 131(4), 453-464. 2005.