



ANÁLISES DE RESPOSTA SÍSMICA E ESTABILIDADE DE TALUDES NO
PLANEJAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS SUBMARINAS

Ricardo Garske Borges

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Márcio de Souza Soares de
Almeida
Maria Cascão Ferreira de
Almeida

Rio de Janeiro
Novembro de 2020

ANÁLISES DE RESPOSTA SÍSMICA E ESTABILIDADE DE TALUDES NO
PLANEJAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS SUBMARINAS

Ricardo Garske Borges

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Aprovada por: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida
Prof^ª. Maria Cascão Ferreira de Almeida
Prof. José Luis Drummond Alves
Prof. Marcelo Sousa de Assumpção
Prof. Daniel Dias
Prof. Fernando Schnaid
Prof. Rodrigo Salgado

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
NOVEMBRO DE 2020

Borges, Ricardo Garske

Análises de resposta sísmica e estabilidade de taludes no planejamento e projeto de estruturas submarinas / Ricardo Garske Borges. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2020.

XXII, 253 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2020.

Referências Bibliográficas: p. 34-37; 53-55; 79-82; 111-112; 141-143; 159; 188-189.

1. Efeitos sísmicos locais. 2. Deslizamentos submarinos. 3. Zoneamento de ameaça. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

As simulações numéricas e os ensaios centrífugos de resposta sísmica, bem como a análise de ameaça sísmica e a avaliação de estabilidade de taludes realizados como parte desta pesquisa, enfatizaram a necessidade de uma abordagem integrada com grande cooperação multidisciplinar para entregar os resultados demandados.

Para que esta pesquisa fosse possível, contribuíram vários geocientistas experientes das áreas de Geologia Marinha, Geofísica, Sedimentologia, Sismologia, Oceanografia e Geotecnia, além de Engenheiros Cartógrafos especializados em Sistemas de Informações Geográficas. Agradeço a todos pelo compartilhamento de experiências entre as diferentes disciplinas, que não são sequencialmente relacionadas, mas altamente integradas, onde pude me beneficiar conceitual e metodologicamente a partir de cada ponto de vista.

Gostaria de registrar que a etapa de análise de ameaça sísmica foi um esforço de pesquisa colaborativo que combinou a experiência disponível no Observatório Nacional e no Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo (IAG/USP). Esta envolveu uma troca bastante transparente de conhecimentos, informações e critérios de julgamento especializado. Gostaria de agradecer ao Dr. Marcelo Assumpção, Professor Titular no Departamento de Geofísica do IAG/USP, bem como ao Dr. Stéphane Drouet (atualmente na Geoter/Fugro Group), por terem fornecido diretrizes valiosas, discussões e comentários úteis durante o desenvolvimento do estudo.

E quanto à etapa de simulação sísmica centrífuga de taludes submarinos, gostaria de agradecer à Luc Thorel, Diretor do laboratório de modelagem física do IFSTTAR, onde os ensaios centrífugos foram realizados, pela sua orientação e suporte durante esta fase da pesquisa. Agradeço também ao pesquisador Alberto Bretschneider pelo projeto e condução dos ensaios propriamente ditos. Suas colaborações são grandemente reconhecidas.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ANÁLISES DE RESPOSTA SÍSMICA E ESTABILIDADE DE TALUDES NO PLANEJAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS SUBMARINAS

Ricardo Garske Borges

Novembro/2020

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Programa: Engenharia Civil

A avaliação de efeitos sísmicos locais em áreas de desenvolvimento da produção de petróleo em águas profundas representa um passo importante na proposição de estratégias para a mitigação de ameaças geológicas. Dentre outros fatores que afetam o movimento do chão em um certo local, depósitos profundos de solo e irregularidades topográficas têm potencial para modificar o movimento na superfície. Com base nos resultados de simulações numéricas validadas por ensaios centrífugos, foi avaliada a influência dos efeitos combinados da estratigrafia e da topografia na amplificação do movimento do chão. Além disso, foram avaliadas as condições de resistência e estabilidade de uma área selecionada como de interesse na margem continental do Sudeste do Brasil considerando a amplificação do solo. As análises de resposta sísmica foram combinadas em um Sistema de Informações Geográficas para estimar a propensão à deslizamentos. Obteve-se uma melhor compreensão dos fenômenos físicos que governam os efeitos locais em situações morfológicas complexas, quantificando tais efeitos a partir de um sismo de baixa amplitude de aceleração. Verificou-se que os efeitos locais não se relacionam apenas à complexidade geomorfológica, mas também à estratificação local. O mapeamento de estabilidade de taludes poderá ser usado para otimizar o posicionamento de sistemas submarinos de produção e ancoragem, além de rotas de dutos, para evitar áreas mais susceptíveis à ruptura onde possível e auxiliar no projeto de estruturas com base em uma melhor compreensão das ameaças potenciais. Isto é importante em áreas de relevo acidentado, notadamente com a presença de cânions.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

SEISMIC RESPONSE AND SLOPE STABILITY ANALYSES IN THE PLANNING
AND DESIGN OF SUBSEA STRUCTURES

Ricardo Garske Borges

November/2020

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Department: Civil Engineering

The assessment of local seismic effects in deep water areas of oil production development represents an important step in proposing strategies to mitigate geological hazards. Among other factors that affect the ground motion in a specific site, deep soil deposits and topographic irregularities have the potential to modify the motion on the surface. Based on the results of numerical simulations validated by centrifuge tests, the influence of the combined effects of stratigraphy and topography on the ground motion amplification was evaluated. In addition, the strength and stability conditions of an area selected as of interest on the continental margin of southeastern Brazil were evaluated considering the soil amplification. The site response analyzes were combined in a Geographic Information System to estimate the landslide susceptibility. A better understanding of the physical phenomena that govern site effects in complex morphological situations was obtained, quantifying such effects from a low acceleration amplitude earthquake. It was found that site effects are not only related to the geomorphological complexity, but also to local stratification. The slope stability mapping can be used to optimize the positioning of subsea production and mooring systems, in addition to pipeline routes, to avoid areas most susceptible to failure where possible and assist in the design of structures based on a better understanding of potential hazards. This is important in rugged relief areas, notably with the presence of canyons.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS	xix
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO DO PROBLEMA	1
1.2. JUSTIFICATIVAS	1
1.3. OBJETIVOS DA PESQUISA	1
1.3.1. <i>Objetivo geral</i>	2
1.3.2. <i>Objetivos específicos</i>	2
1.4. BENEFÍCIOS	2
1.4.1. <i>Quantificação econômica dos benefícios</i>	3
1.5. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO	5
1.6. ORIGINALIDADE DO TRABALHO	6
CAPÍTULO 2. REVISÃO DA LITERATURA	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. ANÁLISE DE AMEAÇA SÍSMICA	7
2.2.1. <i>Análise determinística</i>	7
2.2.2. <i>Análise probabilística</i>	7
2.2.3. <i>Completeza de um catálogo de terremotos</i>	8
2.2.4. <i>Análise estatística dos parâmetros de recorrência</i>	8
2.2.5. <i>Equação de previsão de movimento do chão</i>	10
2.2.6. <i>Magnitudes mínima e máxima e profundidade focal</i>	10
2.2.7. <i>Tratamento de incertezas</i>	10
2.2.8. <i>Espectro de resposta de ameaça uniforme</i>	11
2.2.9. <i>Análise de desagregação</i>	11
2.3. SELEÇÃO E AJUSTE DE REGISTROS	11
2.3.1. <i>Seleção de registros reais</i>	12
2.3.2. <i>Espectro de resposta-alvo</i>	13
2.3.3. <i>Ajuste espectral</i>	13
2.4. RESPOSTA SÍSMICA	15

2.4.1. <i>Efeitos do solo no movimento do chão</i>	16
2.4.2. <i>Efeitos topográficos no movimento do chão</i>	17
2.4.3. <i>Abordagens para a avaliação de resposta sísmica</i>	19
2.4.4. <i>Métodos de análise numérica de resposta sísmica</i>	19
2.4.5. <i>Evolução dos estudos sobre resposta sísmica</i>	22
2.5. DESLIZAMENTOS SUBMARINOS	26
2.5.1. <i>Principais características</i>	26
2.5.2. <i>Fatores pré-condicionantes</i>	27
2.5.3. <i>Mecanismos de disparo</i>	27
2.5.4. <i>Consequências para atividades de Engenharia Submarina</i>	28
2.5.5. <i>Zoneamento de estabilidade de taludes</i>	28
2.5.6. <i>Análise de estabilidade de talude infinito</i>	32
2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	34
REFERÊNCIAS	34
PARTE I – AMEAÇA E RESPOSTA SÍSMICAS EM UMA ÁREA NA MARGEM	
CONTINENTAL DO SUDESTE DO BRASIL	38
CAPÍTULO 3. DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	38
3.1. INTRODUÇÃO	38
3.2. SELEÇÃO DA ÁREA DE TRABALHO	38
3.2.1. <i>Razões para a escolha de uma zona de baixa sismicidade</i>	38
3.2.2. <i>Definição da área de interesse</i>	39
3.3. LOCALIZAÇÃO	39
3.4. MATERIAIS E MÉTODOS	40
3.5. GEOMORFOLOGIA E FACIOLOGIA	40
3.5.1. <i>Fisiografia</i>	40
3.5.2. <i>Faciologia</i>	43
3.6. ASPECTOS RELEVANTES QUANTO AO POTENCIAL DE OCORRÊNCIA DE	
DESLIZAMENTOS	47
3.6.1. <i>Fatores pré-condicionantes</i>	47
3.6.2. <i>Mecanismos de disparo</i>	51
3.7. CONCLUSÕES	52
REFERÊNCIAS	53
CAPÍTULO 4. ESTIMATIVA DE AMEAÇA SÍSMICA ESPECÍFICA LOCAL 56	
4.1. INTRODUÇÃO	56

4.2. DADOS E ANÁLISE DE DADOS	56
4.2.1. <i>Catálogo de terremotos</i>	56
4.3. ZONAS-FONTE SÍSMICAS	59
4.3.1. <i>Modelos de fonte</i>	59
4.3.2. <i>Geometrias das zonas-fonte</i>	60
4.3.3. <i>Períodos de completeza</i>	62
4.3.4. <i>Parâmetros de recorrência de magnitude</i>	63
4.4. ESCOLHA DA EQUAÇÃO DE PREVISÃO DE MOVIMENTO DO CHÃO	66
4.5. CÁLCULO DE AMEAÇA	67
4.5.1. <i>Limites de magnitude e profundidade focal</i>	67
4.5.2. <i>Tratamento de incertezas</i>	68
4.5.3. <i>Programa usado</i>	71
4.6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	72
4.6.1. <i>Curvas de ameaça</i>	72
4.6.2. <i>Espectros de resposta para o ponto de interesse</i>	75
4.6.3. <i>Desagregação da ameaça sísmica</i>	77
4.7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	78
REFERÊNCIAS	79
CAPÍTULO 5. MAPEAMENTO DE AMPLIFICAÇÃO DO SOLO	83
5.1. INTRODUÇÃO	83
5.2. MATERIAIS E MÉTODOS	83
5.2.1. <i>Modelos 3-D de velocidades e densidade</i>	83
5.2.2. <i>Programa usado</i>	84
5.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	87
5.3.1. <i>Condições de contorno</i>	87
5.3.2. <i>Acurácia e estabilidade numérica</i>	89
5.3.3. <i>Colunas de solo/rocha</i>	91
5.3.4. <i>Parâmetros de entrada</i>	93
5.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	100
5.4.1. <i>Históricos de aceleração na superfície</i>	100
5.4.2. <i>Espectros de resposta na superfície</i>	101
5.4.3. <i>Fatores de amplificação espectral</i>	102
5.4.4. <i>Mapas de fatores de amplificação</i>	106
5.4.5. <i>Comparações com a literatura</i>	108

5.4.6. <i>Discussão</i>	109
5.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	109
REFERÊNCIAS	111
CAPÍTULO 6. EFEITOS COMBINADOS DA ESTRATIGRAFIA E TOPOGRAFIA NO MOVIMENTO NA SUPERFÍCIE	113
6.1. INTRODUÇÃO	113
6.2. MATERIAIS E MÉTODOS	113
6.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	114
6.3.1. <i>Modelos computacionais</i>	114
6.3.2. <i>Condições de contorno</i>	118
6.3.3. <i>Parâmetros de entrada</i>	119
6.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	121
6.4.1. <i>Seções transversais</i>	121
6.4.2. <i>Colunas de solo/rocha</i>	132
6.4.3. <i>Razões de aceleração espectral seção/coluna na superfície</i>	134
6.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	140
REFERÊNCIAS	141
PARTE II – VALIDAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE RESPOSTA SÍSMICA DE TALUDES SUBMERSOS	144
CAPÍTULO 7. COMPARAÇÃO COM ENSAIOS CENTRÍFUGOS	144
7.1. INTRODUÇÃO	144
7.2. ENSAIOS CENTRÍFUGOS DINÂMICOS	144
7.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	145
7.3.1. <i>Geometrias e condições de contorno</i>	145
7.3.2. <i>Acurácia e estabilidade numérica</i>	145
7.3.3. <i>Malhas de elementos finitos</i>	145
7.3.4. <i>Parâmetros de entrada</i>	146
7.3.5. <i>Acelerogramas de entrada</i>	147
7.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	148
7.4.1. <i>Históricos de aceleração</i>	149
7.4.2. <i>Espectros de resposta</i>	151
7.4.3. <i>Avaliação comparativa dos resultados das modelagens</i>	152
7.4.4. <i>Discussão</i>	157
7.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	157

REFERÊNCIAS	159
PARTE III – ESTABILIDADE DE TALUDES NA ÁREA SELECIONADA NA MARGEM DO SUDESTE	160
CAPÍTULO 8. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À RUPTURA DE TALUDES SOB CARGAS GRAVITACIONAL E SÍSMICA	160
8.1. INTRODUÇÃO	160
8.2. MATERIAIS E MÉTODOS	160
8.2.1. <i>Campanhas de investigação geológico-geotécnicas</i>	160
8.2.2. <i>Avaliação de estabilidade</i>	161
8.2.3. <i>Visão geral da metodologia de mapeamento</i>	167
8.3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	168
8.3.1. <i>Condições gerais do solo</i>	168
8.3.2. <i>Estabilidade temporal do fundo marinho</i>	169
8.3.3. <i>Perfis de solo representativos</i>	170
8.3.4. <i>Cálculo de fatores de segurança</i>	173
8.3.5. <i>Mapas de fatores de segurança</i>	179
8.4. DISCUSSÃO	185
8.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	187
REFERÊNCIAS	188
CAPÍTULO 9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	190
9.1. SÍNTESE DAS DESCOBERTAS	190
9.2. APLICABILIDADE DOS MAPAS DE ZONEAMENTO	192
9.3. RECOMENDAÇÕES	193
9.4. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	194
ANEXO A. ARTIGO PUBLICADO J SEISMOL	196
ANEXO B. MAPAS E GRÁFICOS DE MAGNITUDE-FREQUÊNCIA	216
ANEXO C. MAPAS DE FATORES DE AMPLIFICAÇÃO DE ACELERAÇÃO ESPECTRAL	219
ANEXO D. GEOMETRIAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS	221
ANEXO E. AMPLIFICAÇÃO DE PGA NA SUPERFÍCIE DAS SEÇÕES	225
ANEXO F. ARTIGO PUBLICADO INT J PHYS MODEL GEO	231
ANEXO G. SOBREPOSIÇÃO DE FATORES DE SEGURANÇA AO RELEVO SOMBREADO	246
ANEXO H. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO	248

H.1. ABORDAGENS PARA A MITIGAÇÃO DA AMEAÇA DE DESLIZAMENTOS	
.....	248
H.2. DIRETRIZES PARA NOVOS PROJETOS DE ENGENHARIA SUBMARINA	
.....	249

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Localização da área de estudo (polígono amarelo) no Talude da Bacia de Campos	40
Figura 3.2. Visualização 3-D do relevo sombreado do fundo marinho na área de interesse	41
Figura 3.3. Batimetria da área de interesse, com intervalos de contornos de 50 e 100 m	42
Figura 3.4. Mapa batimétrico e faciológico do fundo marinho da área de interesse, com a posição de furos de sondagem geológico-geotécnicos existentes	44
Figura 3.5. Perfil de <i>SBP</i> mostrando a diferença de resposta acústica das litologias de lama hemipelágica com estratificação plano-paralela e lama não-estratificada	45
Figura 3.6. Perfil de <i>SBP</i> mostrando um depósito de movimento de massa blocoso	46
Figura 3.7. Perfil de <i>SBP</i> mostrando um afloramento de lama pré-adensada	47
Figura 3.8. Mapa de declividades na área de estudo. O intervalo de contornos de profundidade é de 100 m	50
Figura 4.1. Distribuição de atividade sísmica histórica e instrumental de 1720 a 2017	57
Figura 4.2. Relação entre a magnitude de momento M_W e as magnitudes de onda-P m_b ou m_R	59
Figura 4.3. Três modelos de zonas-fonte sísmicas	62
Figura 4.4. Escalamento das acelerações com a distância em $4,5 M_W$ para <i>PGA</i>	70
Figura 4.5. Estrutura da árvore lógica adotada para o cálculo de ameaça	71
Figura 4.6. Curvas de ameaça em termos de probabilidade de excedência em 50 anos para <i>PGA</i>	73
Figura 4.7. Espectros de resposta de ameaça uniforme médios de aceleração espectral horizontal	76
Figura 4.8. Espectros de resposta de ameaça uniforme médios de aceleração espectral vertical	77
Figura 4.9. Ameaça sísmica desagregada mostrando as contribuições para <i>PGA</i> médio para cada par de magnitude-distância para um período de retorno de ~975 anos	78
Figura 5.1. Seções verticais ao longo da linha A-A' das propriedades finais de V_P , V_S e ρ	84

Figura 5.2. Mapa de profundidades abaixo do piso marinho até um V_S de 2,74 km/s ...	89
Figura 5.3. Grade de pontos utilizada para o traçado de colunas de solo/rocha	92
Figura 5.4. Geometria e litologia na locação do ponto de interesse	93
Figura 5.5. Perfis de velocidades de onda compressional e cisalhante, e de densidade .	95
Figura 5.6. Curvas de degradação do módulo de cisalhamento e de mudança na razão de amortecimento com a deformação cisalhante para as camadas de solo e rocha .	97
Figura 5.7. Acelerograma obtido do ajuste espectral para a componente horizontal ...	100
Figura 5.8. Acelerograma obtido do ajuste espectral para a componente vertical	100
Figura 5.9. Acelerograma horizontal no fundo marinho para o ponto de interesse, comparado com o movimento na base	101
Figura 5.10. Acelerograma vertical no fundo marinho para o ponto de interesse, comparado com o movimento na base	101
Figura 5.11. Espectros de resposta de aceleração espectral horizontal na superfície ...	102
Figura 5.12. Espectros de resposta de aceleração espectral vertical na superfície	102
Figura 5.13. Fatores de amplificação das acelerações espectrais horizontais	104
Figura 5.14. Fatores de amplificação das acelerações espectrais verticais	104
Figura 5.15. Variação do fator de amplificação das acelerações horizontais máximas	107
Figura 5.16. Variação do fator de amplificação das acelerações verticais máximas	108
Figura 6.1. Relevo sombreado da área de interesse com a posição de seções	115
Figura 6.2. Seção transversal 3A-3B	116
Figura 6.3. Relevo sombreado da área com as posições de colunas adicionais de solo/rocha	117
Figura 6.4. Geometria e litologia na locação do Ponto 3_1	118
Figura 6.5. Perfis de peso específico total, razão de Poisson e módulo de cisalhamento máximo	120
Figura 6.6. Acelerações horizontais na superfície para a coluna e seção no Ponto 3_1	122
Figura 6.7. Acelerações verticais na superfície para a coluna e seção no Ponto 3_1 ...	122
Figura 6.8. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico na Seção 3A-3B	123
Figura 6.9. Fatores de amplificação de <i>PGA</i> horizontal em cada ponto de controle nas seções	127
Figura 6.10. Fatores de amplificação de <i>PGA</i> vertical em cada ponto de controle nas	

seções	127
Figura 6.11. Fatores de amplificação espectral horizontal na superfície das seções	128
Figura 6.12. Fatores de amplificação espectral vertical na superfície das seções	129
Figura 6.13. Fatores de amplificação espectral horizontal no topo das colunas	133
Figura 6.14. Fatores de amplificação espectral vertical no topo das colunas	134
Figura 6.15. Razões de aceleração espectral seção/coluna na direção horizontal	136
Figura 6.16. Razões de aceleração espectral seção/coluna na direção vertical	136
Figura 6.17. Acelerações espectrais horizontais para a coluna de solo/rocha e seção no Ponto 3_1	138
Figura 6.18. Acelerações espectrais verticais para a coluna de solo/rocha e seção no Ponto 3_1	138
Figura 6.19. Razões de <i>PGA</i> horizontal e vertical na superfície para análises linear e linear-equivalente	140
Figura 7.1. Modelo numérico do ensaio centrífugo de cânion com paredes de 15° de inclinação	147
Figura 7.2. Acelerogramas para o modelo de cânion com taludes a 15° da primeira série de ensaios, para o movimento Emilia 0,15 g	151
Figura 7.3. Espectros de resposta para o modelo de cânion com taludes a 15° da primeira série de ensaios, para o movimento Emilia 0,15 g	152
Figura 7.4. Acelerações de pico estimadas e medidas para o ensaio de cânion de 15°	155
Figura 7.5. Histograma e distribuição normal dos desvios de <i>PGA</i> para o ensaio de cânion de 15°	156
Figura 8.1. Furos GT/JPC-1821: a) Resistência não-drenada; b) Peso específico total	173
Figura 8.2. Geometria e forças atuantes e resistentes em um talude infinito submerso	176
Figura 8.3. Mapa de fatores de segurança estáticos para a área de interesse	182
Figura 8.4. Mapa de fatores de segurança pseudo-estáticos para a área de interesse ...	184

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1. Níveis de completeza de magnitude estimados por ALMEIDA <i>et al.</i> (2019)	63
Tabela 4.2. Parâmetros das relações frequência-magnitude para todas as zonas sísmicas dos três modelos de fontes sísmicas	65
Tabela 4.3. Ameaça em termos de <i>PGA</i> horizontal para um tempo de 50 anos	73
Tabela 5.1. Sismo adotado como movimento de entrada	98
Tabela 5.2. Localização da estação mais próxima onde o evento foi registrado	99
Tabela 6.1. Comparação entre os fatores de amplificação de aceleração máxima horizontal e vertical calculados com a literatura	131
Tabela 8.1. Classes de estabilidade do piso marinho com base nos fatores de segurança	181
Tabela 8.2. Percentual de ocorrência de fatores de segurança por área	185

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>1-D</i>	Unidimensional
<i>2-D</i>	Bidimensional
<i>3-D</i>	Tridimensional
<i>AUV</i>	Autonomous Underwater Vehicle
<i>CAPRA</i>	Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment
<i>CIU</i>	Consolidated Isotropic Undrained
<i>CMS</i>	Conditional Mean Spectrum
<i>CNAAA</i>	Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto
<i>CoV</i>	Coefficiente de Variação
<i>CS</i>	Conditional Spectrum
<i>DSHA</i>	Deterministic Seismic Hazard Analysis
<i>FPSO</i>	Floating, Production, Storage and Offloading
<i>GMPE</i>	Ground Motion Prediction Equation
<i>G-R</i>	Gutenberg-Richter
<i>GSHAP</i>	Global Seismic Hazard Assessment Program
<i>HPC</i>	Hinged-Plate Container
<i>IAG</i>	Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas
<i>IFSTTAR</i>	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de L'Aménagement et des Réseaux
<i>JPC</i>	Jumbo Piston Corer
<i>LDA</i>	Lâmina d'água
m_b	Magnitude de onda de corpo
<i>MDE</i>	Modelo Digital de Elevação
M_{Lg}	Magnitude de onda L_g
<i>MM</i>	Escala de Mercalli Modificada
m_R	Magnitude regional brasileira
<i>MSCL</i>	Multi-Sensor Core Logger
M_W	Magnitude de momento sísmico
<i>NGA</i>	Next Generation Attenuation
<i>PCPT</i>	Piezocone Penetration Test
<i>PGA</i>	Peak Ground Acceleration

<i>PLET</i>	Pipeline End Termination
<i>PSHA</i>	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
<i>RSBR</i>	Rede Sismográfica Brasileira
<i>S_a</i>	Spectral acceleration
<i>SBP</i>	Sub Bottom Profiler
<i>SI</i>	Sistema Internacional de Unidades
<i>SIG</i>	Sistema de Informações Geográficas
<i>SPCPT</i>	Seismic Piezocone Penetration Test
<i>UHRS</i>	Uniform Hazard Response Spectra
<i>UNAM</i>	Universidad Nacional Autónoma de México
<i>USGS</i>	United States Geological Survey
<i>USP</i>	Universidade de São Paulo
<i>UU</i>	Unconsolidated Undrained

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos romanos

a	Medida do nível de atividade sísmica da zona-fonte
a_0, a_1	Coefficientes de amortecimento de Rayleigh
$a_{m\acute{a}x_r}$	Aceleração máxima no embasamento rochoso
$a_{m\acute{a}x_s}$	Aceleração máxima na superfície
a_t	Aceleração de terremoto
A_{PGA}	Fator de amplificação de PGA
b	Inclinação da reta da distribuição magnitude-frequência; Projeção horizontal do paralelograma ABCD
B_q	Razão de poro-pressão
c'	Coesão efetiva do solo
d	Deslocamento; Espessura do plano de escorregamento
D	Amortecimento
F_b	Força de corpo
F_g	Força devida à carga de terremoto
F_n	Força nodal concentrada
F_s	Força devida às pressões de contorno na superfície
FS	Fator de segurança
$FS_{est\acute{a}tico}$	Fator de segurança estático
$FS_{pseudo-est\acute{a}tico}$	Fator de segurança pseudo-estático
F_t	Força aplicada
g	Aceleração devida à gravidade
G	Módulo de cisalhamento
G_0	Módulo de rigidez na superfície do terreno
G_b	Módulo de rigidez na base da camada
$G_{m\acute{a}x}$	Módulo de cisalhamento máximo
H	Horizontal; Altura do talude
IA	Impedância acústica
IP	Índice de Plasticidade
K	Rigidez

k_0	Coeficiente de empuxo em repouso
k_h	Coeficiente sísmico horizontal
k_v	Coeficiente sísmico vertical
m	Magnitude; Heterogeneidade da camada de solo
\bar{m}	Magnitude média
M	Massa
M_c	Magnitude de completeza
$M_{m\acute{a}x}$	Magnitude máxima
$M_{m\acute{i}n}$	Magnitude mínima
$M_0(GR)$	Magnitude mínima usada para calcular a relação G-R
N	Número cumulativo de sismos por ano com magnitude maior ou igual a m ; Fator de escalamento geométrico
N'	Força efetiva na direção normal
N_{kt}	Fator de cone empírico
OCR	Overconsolidation Ratio
PE	Probabilidade de excedência
q_c	Resistência de ponta do cone medida
q_{net}	Resistência de ponta do cone líquida
q_t	Resistência de ponta do cone corrigida
r	Raio da centrífuga
r_{seis}	Distância da fonte-ao-local
r_u	Razão de excesso de poro-pressão
R_{jb}	Distância de Joyner-Boore
S	Resistência ao cisalhamento do solo
$S_a(T)$	Valor do espectro de resposta de aceleração na superfície
$S_{ar}(T)$	Valor do espectro de resposta de aceleração no embasamento
sf	Fator de escala
$SF(T)$	Fator de amplificação para o período espectral T
s_u	Resistência ao cisalhamento não-drenada do solo
s_{u0}	Resistência ao cisalhamento não-drenada no fundo do mar
t	Tempo
T	Período espectral
T'	Força efetiva na direção tangencial
T_P	Período predominante

T_R	Período de retorno
u_2	Poro-pressão medida atrás da ponta cônica
u_e	Excesso de poro-pressão
V	Vertical
V_P	Velocidade de onda compressional
V_S	Velocidade de onda cisalhante
w	Peso na árvore lógica
W	Peso total
W'	Peso submerso
x	Direção horizontal
y	Direção vertical
Y	Aceleração espectral ou Aceleração de Pico do Piso
z	Profundidade vertical abaixo do leito marinho

Símbolos gregos

α	Fator de correção da aceleração de pico; Razão de áreas do cone
β	Produto do logaritmo natural de 10 e o valor-b
γ'	Peso específico submerso do solo
γ_c	Deformação cisalhante
γ_{eff}	Deformação de cisalhamento efetiva
$\gamma_{máx}$	Deformação de cisalhamento máxima
γ_t	Peso específico total do solo
γ_w	Peso específico da água
Δm	Intervalo de magnitude
Δt	Tamanho do passo de tempo
ε_a	Incerteza aleatória
ε_e	Incerteza epistêmica
ζ	Taxa de crescimento da resistência s_u com a profundidade z
θ	Ângulo de inclinação do talude em relação à direção horizontal
λ	Taxa cumulativa anual de sismos para a magnitude especificada; Comprimento de onda
ν	Razão de Poisson

ξ	Razão de amortecimento
ρ	Densidade do material
σ	Média
σ_{ns}	Tensão normal estática total
σ'_n	Tensão normal de sobrecarga efetiva pseudo-estática
σ'_{ns}	Tensão normal estática efetiva
τ	Tensão tangencial
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo do solo
ω	Velocidade angular da centrífuga
ω_i	Termo circular natural correspondendo ao <i>i-ésimo</i> modo do sistema
ω_j	Termo circular natural correspondendo ao <i>j-ésimo</i> modo do sistema
ω_n	Frequência de vibração particular do sistema

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO DO PROBLEMA

Campos petrolíferos submarinos situados em áreas de fundo marinho irregular, com solos heterogêneos, feições de expulsão de gás/fluidos, falhas, cânions profundos de paredes íngremes e atividade repetida de deslizamentos, propensas à ocorrência de terremotos de magnitude moderada, levantam grandes questões em termos de ameaça e risco sísmicos. Isso se deve à vulnerabilidade de infraestruturas de produção e escoamento de óleo e gás ao impacto de deslizamentos. Tais características podem exigir uma série de modificações e/ou restringir severamente a arquitetura de desenvolvimento do campo.

Assim, este trabalho decorre da necessidade de se conhecerem as condições de estabilidade do piso marinho para viabilizar o licenciamento ambiental de novos campos, e também para orientar o arranjo submarino de unidades flutuantes de produção.

1.2. JUSTIFICATIVAS

Rupturas de taludes submarinos com fluxos de detritos e correntes de turbidez subsequentes são as principais ameaças para estruturas e dutos instalados na margem continental. As consequências de deslizamentos podem ser severas e incluir a destruição da infraestrutura submarina de produção (p.ex., cabeças de poço, manifolds, fundações, dutos de coleta e de exportação, PLET's – Pipeline End Terminations), sistemas de transmissão de energia elétrica e de sinais de comunicação e controle).

O alto custo de projetos *offshore* justifica o uso de métodos precisos para avaliar a estabilidade de taludes devido à disparadores externos como terremotos. Apesar de que vários métodos estejam disponíveis para analisar a estabilidade de taludes, incertezas permanecem quanto à ameaça e resposta sísmicas em áreas de águas profundas de relevo irregular e com depósitos espessos de solos argilosos acima do embasamento rochoso. Em função disso, uma avaliação de riscos abrangente se faz necessária.

1.3. OBJETIVOS DA PESQUISA

Esta pesquisa foi conduzida para atender aos objetivos gerais e específicos descritos nos subitens 1.3.1 e 1.3.2, respectivamente:

1.3.1. Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é desenvolver, validar, disponibilizar e aplicar metodologias de análise de ameaça e resposta sísmicas e de estabilidade de taludes submarinos. Estas visam aprimorar a confiabilidade e a garantia de integridade de novos sistemas submarinos de produção de óleo e gás e ancoragem em águas profundas ao longo de toda a vida útil de operação, bem como o processo de licenciamento ambiental.

1.3.2. Objetivos específicos

Um dos objetivos específicos desta pesquisa é obter uma melhor compreensão dos fenômenos físicos que governam os efeitos sísmicos locais em situações morfológicas complexas. Isso será feito a partir da identificação e caracterização/quantificação de tais efeitos nos históricos de aceleração que chegam à superfície do fundo do mar durante a ação de sismos, onde os efeitos locais não se relacionam apenas à complexidade geomorfológica, mas também à configuração litoestratigráfica local.

Outro seria permitir a otimização de arranjos de sistemas submarinos de produção de petróleo e traçados de rotas de dutos em regiões de relevo acidentado, aprimorando a segurança e garantindo o escoamento. Para isso, buscar-se-á avaliar as influências da estratigrafia e da topografia na amplificação do movimento do chão por terremotos, além da estabilidade do fundo marinho considerando os efeitos do solo, tendo como base os resultados de simulações numéricas validadas por ensaios sísmicos centrífugos.

1.4. BENEFÍCIOS

O principal benefício desta pesquisa seria a possibilidade de otimizar o posicionamento de sistemas submarinos de produção de óleo e gás e ancoragem com foco em efeitos sísmicos locais e estabilidade de taludes na fase de projeto. Com isso, espera-se obter uma maior segurança operacional para todos novos equipamentos e sistemas submarinos em fase de projeto conceitual e garantir suas integridades estruturais no longo prazo, além de viabilizar seus licenciamentos pelo órgão ambiental.

A partir dessa possibilidade de colaboração direta com projetistas para otimizar práticas de projeto quanto ao posicionamento de novos sistemas submarinos de produção e ancoragem, será possível mitigar os potenciais impactos de deslizamentos em estruturas e dutos (isto é, evitar lucros cessantes com impossibilidade de escoamento de óleo e/ou gás e paradas de produção devidos à reparos críticos). Poder-se-á ter, ainda, uma redução de potenciais atrasos no primeiro óleo em função da disponibilidade de informações quanto às condições de estabilidade dos sedimentos nos taludes de uma determinada área.

Este tema é um insumo importante em estudos de *Geohazards* e processos de licenciamento ambiental de projetos submarinos, sendo que este desenvolvimento é importante para um melhor embasamento sob um ponto de vista de Engenharia. Ao fornecer indicações válidas quanto à propensão para deslizamentos, espera-se que os possíveis riscos de danos a estruturas e rotas de dutos sejam melhor avaliados, com os novos desenvolvimentos sendo projetados de maneira mais segura e com boa relação custo-benefício. Assim, busca-se potencializar a capacidade de avaliação e comparação de soluções de sistemas submarinos, na busca da maximização do valor dos projetos.

Finalmente, vale destacar que este desenvolvimento metodológico poderá ser aplicado a qualquer área com dados geofísicos, geológicos e geotécnicos disponíveis.

1.4.1. Quantificação econômica dos benefícios

Acidentes, além do impacto incalculável sobre a vida e o meio ambiente, podem ter impacto financeiro e destruir valor por vários anos seguidos, ameaçando o futuro do operador e dos parceiros de um campo de petróleo *offshore*. Para a quantificação de benefícios econômicos, foram consideradas parcelas decorrentes de perda de produção e de redução do risco, como será detalhado nos subitens 1.4.1.1 e 1.4.1.2, respectivamente:

1.4.1.1. Perda de produção

Taludes íngremes e de paredes de cânions submarinos podem ser tornar instáveis em função de carregamento sísmico. Estruturas podem ser danificadas devido à ocorrência de ruptura de taludes, com a iniciação de deslizamentos. Estes podem impactar facilidades e dutos e induzir elevadas tensões e deformações de flexão, possivelmente levando à ruptura, causando o vazamento de hidrocarbonetos e a interrupção da operação.

Além dos impactos ambientais diretos advindos de rupturas do sistema, têm-se consequências políticas, desvalorização de ações, prejuízos à reputação do operador e

gerar, até mesmo, preocupações à saúde pública. As consequências econômicas ao operador do campo se relacionam aos custos de reparo e substituição do trecho da linha danificada, além da perda decorrente da parada de produção e interrupção do escoamento.

Um duto é composto por componentes conectados em série, de tal modo que a ruptura de qualquer um ou mais desses componentes se constitui na ruptura do sistema. Assim, caso um deslizamento submarino atinja um oleoduto e que este venha a romper, sua operação e a produção da plataforma terão de ser paralisadas, de modo a interromper o vazamento. Por exemplo, considerando uma unidade do tipo *FPSO* com uma produção diária de 150 mil barris de petróleo, e que esta seja interrompida por 30 dias para o reparo do duto e retomada da produção, por exemplo, e que o custo de extração seja de US\$ 5/barril (US\$ 1 = R\$ 5,29 em 04/09/2020), haverá então uma perda de R\$ 119.025.000,00.

1.4.1.2. Redução do risco

Caso esta pesquisa oriente estruturas e rotas de dutos a não serem posicionadas em zonas de terreno potencialmente instável, ou sujeitas à fluxos de detritos, poderia então ser reduzida a probabilidade de serem impactadas, com consequentes vazamentos.

Se for possível com esta pesquisa reduzir em apenas 0,1% o risco para projetos de desenvolvimento da produção, e que o custo apenas do sistema submarino para um projeto com nova unidade estacionária seja de US\$ 1 bilhão (câmbio de R\$ 5,29/US\$ em 04/09/2020), ter-se-á então R\$ 52.900.000,00 de redução do risco em função do incremento da capacidade de avaliação e comparação de opções de arranjos submarinos (considerando 10 projetos de desenvolvimento da produção nos próximos 10 anos). A Equação 1.1 mostra como foi calculado este valor para a parcela de redução do risco:

$$\text{Redução do risco} = \text{custo} \times \% \text{ redução} \times \text{câmbio} \times n^{\circ} \text{ projetos} \quad (1.1)$$

1.4.1.3. Benefício potencial total

Somando as parcelas de perda de produção e de redução do risco, obtém-se um benefício econômico total de R\$ 171.925.000,00 (para 30 dias de parada de produção).

Mas por se tratar de uma pesquisa voltada à prevenção de acidentes, naturalmente existe a dificuldade de valoração econômica precisa, pois esta fica em função dos cenários possíveis analisados. Esses cenários, apesar de possíveis, podem não ocorrer. De fato, é

esta a principal motivação para a pesquisa: evitar que os cenários de acidentes ocorram. Dessa forma, torna-se complexa a definição de indicadores que sirvam para a aferição ou verificação dos cálculos de valoração econômica realizados. Além disso, muitos dos danos relacionados à deslizamentos são indiretos e geralmente não-monetários.

1.5. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

Esta Tese está estruturada em nove capítulos, como segue:

No Capítulo 1 é apresentada uma introdução sobre o trabalho, mostrando o contexto em que se encontra e as motivações para o estudo, sua relevância e justificativa para realização, além de seus objetivos gerais e específicos. É feita ainda uma tentativa para valorar economicamente os benefícios da pesquisa.

O Capítulo 2 consiste de uma revisão da literatura relacionada sobre ameaça sísmica, seleção e ajuste de terremotos representativos, resposta sísmica e estabilidade de taludes. São revistas algumas evidências das influências do solo e da topografia de superfície em vários terremotos, e inclui avanços importantes de estudos conduzidos sobre modelagens física centrífuga e numérica de resposta sísmica de taludes.

Uma área escolhida para servir de estudo de caso é descrita no Capítulo 3. É apresentada uma caracterização geomorfológica e faciológica de seu fundo marinho, tendo como base um mosaico de dados batimétricos obtidos de projetos sísmicos de 3-D.

A compilação de um catálogo de sismicidade histórica e instrumental recente para uma ampla região englobando a área de interesse selecionada é apresentada no Capítulo 4. Uma relação de atenuação estocástica com diferentes modelos de fontes e parâmetros de recorrência foi usada em uma Análise Probabilística de Ameaça Sísmica com um programa especializado. Uma abordagem de árvore lógica foi adotada para capturar as incertezas epistêmica e aleatória nos cálculos de ameaça.

Com base nos resultados da análise de ameaça sísmica, com a seleção e ajuste espectral subsequente de históricos de aceleração reais representativos do nível de ameaça estimado, o Capítulo 5 apresenta análises numéricas de resposta sísmica em função do solo para a área de interesse descrita no Capítulo 3. Perfis profundos de solo/rocha foram traçados em detalhe a partir de um modelo regional 3-D de velocidades e densidade.

O Capítulo 6 apresenta os resultados de simulações numéricas para quantificar os efeitos combinados da estratigrafia, da topografia de superfície e da geometria do embasamento rochoso na amplitude e variabilidade dos movimentos do chão em uma área

de cânions descrita no Capítulo 3. Para comparação, foram também estudados apenas os efeitos da estratigrafia detalhada ao longo de colunas de solo/rocha em pontos específicos.

Para avaliar a efetividade e a confiabilidade da abordagem de modelagem numérica empregada em estimar a resposta sísmica em função do solo e da topografia, o Capítulo 7 apresenta uma comparação com resultados experimentais. São descritas simulações de uma série de ensaios de mesa vibratória em centrífuga geotécnica. Os ensaios sísmicos centrífugos envolveram modelos reduzidos de terreno plano e de cânions submersos de argila em forma de “V”, submetidos à diferentes movimentos de entrada.

O Capítulo 8 descreve a aplicação de um método que permite que a área de morfologia complexa retratada no Capítulo 3, mas com um Modelo Digital de Elevação espacialmente bem resolvido e com controles geológicos espacialmente variáveis, seja incorporada em uma análise determinística de estabilidade de taludes submarinos em um Sistema de Informações Geográficas.

Esta Tese conclui no Capítulo 9 com uma síntese das descobertas e aplicações práticas dos mapas de amplificação e de estabilidade do fundo marinho em função do solo. São também feitas recomendações para pesquisas adicionais.

1.6. ORIGINALIDADE DO TRABALHO

As influências da estratigrafia e da topografia na resposta sísmica têm sido frequentemente evidenciadas em terremotos, mas ainda não foram investigadas para casos reais de taludes naturais submarinos, notadamente cânions.

Em geral, investigações numéricas anteriores sobre efeitos locais foram paramétricas e se limitaram à representação idealizada de bacias e vales aluviais, locais de solos moles, áreas montanhosas e taludes individuais, somente na condição subaérea. Estes, na maioria dos casos, estudaram a resposta sísmica apenas na direção horizontal do movimento. Poucos estudos numéricos aplicaram os registros de um terremoto real.

Além disso, pouca atenção tem sido dada à modelagem centrífuga de efeitos topográficos na resposta sísmica de taludes submersos de argila, embora este seja o tipo de sedimento predominante em ambientes de águas profundas. A maioria dos trabalhos focou em modelos de terreno plano ou de taludes íngremes constituídos por areia seca.

Ao contrário de trabalhos anteriores, esta pesquisa visa contribuir com novos dados para compreender e quantificar a resposta sísmica sob um terremoto real em uma área na margem continental brasileira associada com relevo acidentado.

CAPÍTULO 2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. INTRODUÇÃO

Este Capítulo consiste de uma revisão da literatura técnica relacionada e inclui avanços importantes de inúmeros estudos. São revisados trabalhos anteriores sobre as metodologias de análise de ameaça sísmica, seleção e ajuste de espectro de registros reais de movimentos do chão, análises de resposta sísmica sobre os efeitos do solo e da topografia no que se refere a evidências de campo e instrumentais, bem como simulações numéricas e ensaios centrífugos, além de análise geotécnica de estabilidade de taludes.

2.2. ANÁLISE DE AMEAÇA SÍSMICA

O processo de prever os movimentos do chão em um local, chamado de análise de ameaça sísmica, pode ser conduzido por abordagens determinística e probabilística.

2.2.1. Análise determinística

A estimativa de ameaça, se realizada ao assumir um determinado cenário específico de terremotos em termos de mecanismo de falhamento, magnitude, distância da fonte ao local e condições geológicas da estação de registro, é o processo referido como Análise de Ameaça Sísmica Determinística (DSHA – Deterministic Seismic Hazard Analysis). Entretanto, um único cenário de terremoto não é capaz de fornecer um retrato verdadeiro da ameaça em um local, já que várias combinações de magnitude e distância contribuem de forma mais significativa em diferentes faixas de frequência.

2.2.2. Análise probabilística

A Análise de Ameaça Sísmica Probabilística (PSHA – Probabilistic Seismic Hazard Analysis) estima a probabilidade de diferentes níveis de movimento do chão causados por terremotos serem excedidos em um local em um dado período de tempo futuro. Este tipo de análise considera coletivamente a contribuição de todas as fontes potenciais de abalos por terremotos. As incertezas associadas à ocorrência e aos efeitos

de sismos com potencial de danos são levadas em conta, e a probabilidade de exceder os movimentos do chão especificados é calculada. Uma revisão sobre a *PSHA* foi dada por MCGUIRE (2004). Tipicamente, o procedimento envolve os seguintes passos principais:

- Identificação de todas as zonas-fonte que possam gerar movimentos do chão na área de interesse, a partir da distribuição de terremotos históricos e instrumentais, bem como a partir de considerações geológicas e geofísicas em caráter regional;
- Caracterização de cada zona sísmica potencial em termos de sua geometria, magnitudes mínima e máxima dos terremotos possíveis e profundidades focais, além do cálculo de parâmetros para definir a atividade sísmica;
- Seleção de uma Equação de Previsão de Movimento do Chão apropriada para a região, em função do ambiente sísmo-tectônico e condições locais;
- E, por fim, o cálculo probabilístico de ameaça sísmica usando um programa de computador especializado.

2.2.3. Completeza de um catálogo de terremotos

A completeza de um catálogo de terremotos é fundamental para a estimativa de taxas de sismicidade e, conseqüentemente, para uso em avaliações de ameaça sísmica. A magnitude de completeza é a menor magnitude em que 100% dos eventos em um volume espaço-tempo podem ser confiável e completamente detectados pela rede sismográfica.

2.2.4. Análise estatística dos parâmetros de recorrência

Para caracterizar a atividade sísmica de zonas-fonte, indicando a probabilidade de um terremoto de uma determinada magnitude ocorrer em qualquer ponto na zona durante um período específico de tempo, pode-se usar o relacionamento de recorrência magnitude-frequência de GUTENBERG e RICHTER (1954). Neste modelo, é calculada a taxa anual cumulativa de terremotos com magnitude maior ou igual a um valor especificado m , expressa pela Equação 2.1, assumindo uma função densidade de probabilidade exponencial para a magnitude de terremotos:

$$\log_{10}(N \geq m) = a_{\text{cumulativo}} - bm \quad (2.1)$$

A Equação 2.1 também pode ser escrita na forma dada pela Equação 2.2:

$$N \geq m = 10^{a_{\text{cumulativo}} - bm} \quad (2.2)$$

Nas equações 2.1 e 2.2, N é o número cumulativo de eventos que ocorrem por ano em uma dada região com magnitude maior ou igual a m , a e b são duas constantes positivas empíricas a serem ajustadas a partir do conjunto de registros de terremotos históricos e pré-instrumentais, e do catálogo de sismos instrumentais registrados mais recentemente. O valor- a é uma medida do nível de atividade sísmica da zona-fonte, geralmente definido como o número médio anual de terremotos de magnitude maior ou igual a m ; enquanto o valor- b , que é a inclinação da reta que representa a parte linear decrescente da distribuição magnitude-frequência, descreve a razão entre o número de eventos pequenos e catastróficos que uma determinada fonte sísmica é capaz de produzir.

2.2.4.1. Estimativa dos parâmetros de recorrência

Para avaliar o comportamento da distribuição de magnitudes para zonas-fonte em que o pequeno número de ocorrências faz com que seja difícil estimar o valor do parâmetro b com precisão, podem ser adotados estimadores de máxima verossimilhança (p.ex., WEICHERT, 1980). Na Equação 2.3, o parâmetro \bar{m} é a magnitude média, Δm é o intervalo de magnitudes e M_c é a magnitude de completeza:

$$b = \frac{1}{\log_{10} \left[\bar{m} - \left(M_c - \frac{\Delta m}{2} \right) \right]} \quad (2.3)$$

As equações 2.1 e 2.2 podem ser escritas em uma versão incremental por meio das equações 2.4 e 2.5, como apresentado por GUTENBERG e RICHTER (1954), onde 10^a é o número médio anual de terremotos de magnitude maior ou igual à zero:

$$\log_{10} \left(N_{m \pm \frac{\Delta m}{2}} \right) = a - bm \quad (2.4)$$

$$N_{m \pm \frac{\Delta m}{2}} = 10^{a-bm} = 10^a 10^{-bm} = \alpha e^{-\beta m} \quad (2.5)$$

Os parâmetros α e β se relacionam com a e b . Segundo WEICHERT (1980), o parâmetro β é o produto do logaritmo natural de 10 e b , como mostra a Equação 2.6:

$$\beta = b \ln(10) \quad (2.6)$$

E o parâmetro α pode ser calculado pela Equação 2.7:

$$\alpha = 10^a = a \ln(10) \quad (2.7)$$

A Equação 2.3 supõe que todos os dados usados para calcular a magnitude média estejam completos, isto é, a magnitude de completudeza M_c é constante em todo o período. Quando os níveis de completudeza do catálogo variam com o tempo, pode-se aplicar o procedimento deduzido por WEICHERT (1980) para o cálculo do valor- b , que leva em conta as magnitudes médias e mínimas diferentes em cada período de observação.

2.2.5. Equação de previsão de movimento do chão

A Equação de Previsão de Movimento do Chão (GMPE – Ground Motion Prediction Equation) é a equação que preverá que nível de abalo induzido por um terremoto será observado em um local. As *GMPE's* são modelos matemáticos que descrevem a distribuição geográfica da intensidade de abalo do terreno a partir das características físicas de um terremoto, incluindo tipicamente a sua magnitude, distância da fonte ao local, estilo de falhamento e Geologia próxima à superfície do local de observação, dentre outros parâmetros sismológicos.

2.2.6. Magnitudes mínima e máxima e profundidade focal

As magnitudes mínima e máxima, além da profundidade focal, são parâmetros-chave que podem influenciar nos resultados de uma análise de ameaça sísmica.

A magnitude mínima M_{min} é tida como sendo o menor terremoto considerado significativo para fins de Engenharia. Terremotos pequenos podem gerar altos valores de aceleração, mas por causa de suas curtas durações e altos conteúdos de frequência, não é provável que resultem em danos. A magnitude máxima M_{max} é a magnitude do maior terremoto que é tido como possível de ocorrer em uma determinada área, sendo este um parâmetro essencialmente desconhecido. Os catálogos sísmicos em geral não são longos o suficiente para capturar o maior terremoto possível em uma região, mesmo em áreas muito ativas, como zonas de subducção. É um parâmetro um pouco difícil de estimar, particularmente em áreas intraplaca de baixa sismicidade onde estão faltando dados.

2.2.7. Tratamento de incertezas

Há dois tipos de incerteza nos modelos ou parâmetros de entrada em um cálculo de ameaça. A incerteza aleatória se deve à aleatoriedade inerente da natureza, e é levada em conta por meio de desvios-padrão dos parâmetros (como na GMPE), ou por meio de simulações numéricas. A incerteza epistêmica é aquela relacionada à falta de conhecimento completo para a definição do parâmetro e, em teoria, pode ser reduzida à zero pela coleta de informações adicionais. Estas incertezas na *PSHA* têm sido capturadas com o uso de múltiplas opções de entrada em uma abordagem de árvore lógica (p.ex., BOMMER e SCHERBAUM, 2008).

2.2.8. Espectro de resposta de ameaça uniforme

O Espectro de Resposta de Ameaça Uniforme (UHRS – Uniform Hazard Response Spectra) é um espectro de resposta em que a probabilidade de excedência de aceleração espectral em cada período espectral é uniforme (ou constante) em um local específico. Ele pode ser pensado como uma composição de tipos de terremotos que mais contribuem para a ameaça em um nível de probabilidade especificado.

2.2.9. Análise de desagregação

A Análise Probabilística de Ameaça Sísmica não considera terremotos individuais especificamente. Em vez disso, considera todos os eventos que possam ocorrer (todas as combinações possíveis de magnitude e distância), e inclui o efeito da variabilidade aleatória nos movimentos do chão para uma determinada magnitude e distância, de modo a determinar qual combinação contribui mais para um nível particular de ameaça.

A desagregação dos resultados de uma análise de ameaça sísmica visa decompor a ameaça em um dado local nas contribuições relativas das fontes de terremotos, intervalos de magnitude e faixas de distância da fonte-ao-local. A desagregação da ameaça em pares de magnitude-distância dominantes é a chave para a seleção apropriada de históricos-candidatos para o ajuste espectral e análises dinâmicas subsequentes.

2.3. SELEÇÃO E AJUSTE DE REGISTROS

Registros de movimento do chão a serem usados como entradas em análises de resposta sísmica e de estabilidade de taludes, devem representar a ameaça potencial no

local. Para selecionar tais eventos, podem-se buscar por registros em um catálogo de eventos históricos e multiplicar suas amplitudes por um fator que otimize seus ajustes ao longo de todo um espectro-alvo, ou seja, o movimento do chão será uniformemente amplificado/atenuado de forma que o espectro resultante tenha amplitude equivalente àquele a ser usado em análise ou projeto (p.ex., BOMMER e ACEVEDO, 2004).

Alternativamente, caso não existam registros apropriados disponíveis, há várias abordagens que foram propostas para a modificação de registros naturais passados (no domínio do tempo ou da frequência). Foram também desenvolvidas metodologias para gerar registros artificiais e/ou sintéticos para simular terremotos de grande magnitude em distâncias epicentrais curtas (já que pode haver falta de registros apropriados, mesmo em bases de dados mundiais), para se ajustar à um espectro de resposta-alvo.

2.3.1. Seleção de registros reais

A seleção de movimentos do chão é um aspecto muito importante na avaliação sísmica, já que ela fornece uma ligação entre a ameaça sísmica (Sismologia) e a resposta sísmica (Engenharia Sísmica). Para auxiliar nesse processo, diretrizes foram dadas em inúmeras normas de projeto de Engenharia Sísmica estrutural e geotécnica, e também em publicações de pesquisa, sobre como selecionar históricos de aceleração reais para se ajustarem à um espectro de resposta-alvo (p.ex., BOMMER e ACEVEDO, 2004). Geralmente, as diretrizes se baseiam no uso de inúmeros movimentos do chão registrados reais, multiplicados por um fator constante ao longo de toda a duração para serem aproximadamente consistentes com a ameaça sísmica no local.

Esta seleção poderá ter como base parâmetros sismológicos dos registros, tais como: ambiente tectônico regional (interplaca, intraplaca, tipo de falha), faixa de magnitudes dos eventos sísmicos previstos, faixa de distâncias da fonte ao local, direcionalidade, condições geológicas locais, mecanismo focal e duração; e também com base em medidas de intensidade, como a Aceleração de Pico do Piso, já que esta é uma medida comum adotada para representar a ameaça sísmica. Estas características influenciam na forma do espectro de resposta, no conteúdo de energia e na duração do movimento do chão e, portanto, na demanda esperada em estruturas.

As condições locais têm um grande efeito nas características e conteúdo de frequências dos registros de movimento do chão. É sugerido o uso de registros obtidos em locais de rocha ou de solo muito rijo, onde possível. Conforme SETIAWAN e SAIDI

(2012), não é recomendada a escolha de registros reais provenientes de locais de depósitos de solo mole e/ou profundo, pois o caráter do movimento do chão será significativamente modificado próximo à superfície em função do fenômeno de amplificação do solo.

Ao se usar um conjunto selecionado de registros de eventos para o estudo de um local específico, mesmo que eles possam ter sido registrados sob condições tectônicas semelhantes e escolhidos com base na compatibilidade da ameaça com respeito à magnitude provável de terremotos, tipo de falha, distância à fonte e condições locais na estação de registro, ainda pode ser necessário modificá-los para obter um melhor ajuste com o estudo de ameaça sísmica de uma área de interesse.

2.3.2. Espectro de resposta-alvo

Um espectro de resposta de aceleração é chamado de “alvo” porque o espectro de resposta de um determinado histórico de aceleração selecionado será customizado para se ajustar a esse espectro. Um espectro de resposta de aceleração-alvo (ou espectros) para uma zona-fonte sísmica pode ser especificado de diversas formas, como, por exemplo:

- Ele pode ser um espectro de uma norma para o projeto sísmico de estruturas;
- A partir de um cenário sísmico determinado ao se aplicar uma Equação de Previsão de Movimento do Chão em uma análise de ameaça determinística;
- A partir do Espectro de Resposta de Ameaça Uniforme para uma área de interesse, proveniente de Análise Probabilística de Ameaça Sísmica. Tal definição é provavelmente a mais comum em aplicações práticas (p.ex., MCGUIRE, 2004);
- De um Espectro Condicional (CS – Conditional Spectrum), ou Espectro Médio Condicional (CMS – Conditional Mean Spectrum), segundo BAKER (2011);
- Também pode ser um espectro-alvo especificado pelo analista (p.ex., um espectro de resposta de aceleração com um percentil de 84%, calculado usando uma *GMPE* para uma determinada combinação de magnitude e distância).

2.3.3. Ajuste espectral

O processo no qual movimentos naturais do chão são usados para obter registros compatíveis com um dado cenário sísmico é chamado de “ajuste espectral”. O processo de ajuste espectral modifica os conteúdos de frequência dos históricos do movimento do

chão, de forma que seus espectros de resposta se ajustem à um espectro de resposta-alvo especificado em uma determinada faixa de períodos espectrais.

Uma das vantagens do método é que é possível melhorar algumas das frequências no registro ao mesmo tempo em que outras são suprimidas, o que é útil se registros forem modificados em uma área tal como as porções continental e oceânica das regiões Sul e Sudeste do Brasil, onde registros de movimento forte apropriados não estão disponíveis.

As abordagens para o ajuste de espectro de históricos de aceleração incluem métodos desenvolvidos no domínio do tempo e no domínio da frequência. Revisões sobre as abordagens de ajuste espectral no domínio do tempo e também no domínio da frequência podem ser consultadas, por exemplo, em BOMMER e ACEVEDO (2004).

A abordagem de ajuste de espectro no domínio do tempo é brevemente descrita no subitem 2.3.3.1. Este método usa programas para a geração de movimentos compatíveis com espectros-alvo, sejam eles baseados em normas de projeto sísmo-resistente ou em estudos de ameaça sísmica para uma determinada área de interesse.

2.3.3.1. Ajuste espectral de registros reais no domínio do tempo

A abordagem de ajuste espectral no domínio do tempo começa com a seleção de um conjunto apropriado de três componentes de acelerogramas originais. Ela prossegue ao ajustar iterativamente cada um dos acelerogramas no domínio do tempo para obter compatibilidade com um espectro-alvo particular de resposta de aceleração para todos os períodos espectrais (ou sua maioria).

Isso é feito pela subtração ou adição de “pulsos de onda” com faixas de período definidas e durações limitadas ao histórico de aceleração inicial, para finalmente se ajustar à um determinado espectro de resposta-alvo dentro de uma tolerância especificada. Um pulso de onda (wavelet) é uma função matemática que define uma forma de onda de duração efetivamente limitada que tem uma média zero.

Adicionar iterativamente pulsos de onda de tamanho discreto a séries originais de aceleração *versus* tempo tende a preservar melhor as características gerais de fase e também o conteúdo de frequências variável no tempo do movimento do chão, isto é, seu caráter não-estacionário. O ajuste de pulso de onda das acelerações registradas leva a correções mais localizadas nos históricos de aceleração. Então, menos energia é introduzida no movimento do chão, e os históricos de velocidade e deslocamento são melhor preservados. Outra vantagem é que enquanto a série temporal de aceleração é

modificada para que seu espectro de resposta seja aproximadamente coincidente com o espectro-alvo (dentro de uma faixa de tolerância), os históricos resultantes de velocidade e deslocamento não são corrompidos com desvios de linha de base não-lineares de longo período, evitando a necessidade de se corrigir a linha de base após cada iteração.

Esse método geralmente produz apenas pequenos ajustes locais nos históricos originais selecionados, gerando assim acelerogramas compatíveis com o espectro de resposta-alvo que aproximadamente lembram os movimentos iniciais. Mas, quanto mais o espectro de resposta-alvo se afastar do espectro do acelerograma original, menos realista será o acelerograma gerado.

2.4. RESPOSTA SÍSMICA

Um terremoto é causado por uma liberação súbita de energia de deformação acumulada em juntas frágeis de placas tectônicas, isto é, nas falhas. De acordo com KRAMER (1996), a ruptura em uma falha geológica dispara ondas sísmicas que se propagam através da Terra até o embasamento rochoso abaixo das camadas de solo e, finalmente, pelas camadas de sedimentos até chegar à superfície do terreno.

Para KRAMER (1996), a amplitude, o conteúdo de frequências, a duração e a distribuição espacial do movimento na superfície de um determinado local durante um terremoto, não dependem apenas das características da fonte e do meio de propagação das ondas sísmicas (estrutura tectônica, mecanismo de ruptura de falha, distância hipocentral). A estratigrafia e a morfologia, além das propriedades físicas e dinâmicas dos depósitos de subsuperfície, também influenciam no nível de abalo em um ponto particular na superfície e, por conseguinte, nos danos induzidos a estruturas.

As mudanças nas características do movimento do chão devido às condições geológicas, geotécnicas e morfológicas locais, são chamadas de “resposta sísmica local” ou de “efeitos locais”. Sismólogos e Engenheiros Civis têm se referido ao aumento nas amplitudes das ondas sísmicas durante a propagação através das camadas de solo mole próximas à superfície do terreno pelo termo de “amplificação local”.

No entanto, os efeitos locais podem aumentar ou às vezes diminuir a amplitude de aceleração do movimento na superfície. Os principais fatores que afetam o movimento na superfície e sua amplificação ou atenuação em relação ao movimento no embasamento, são a profundidade, a geometria e a inclinação do embasamento, a espessura e a geometria das interfaces irregulares e propriedades das camadas da superfície até o nível de rocha

dura, além de irregularidades topográficas e as características do terremoto. Portanto, as condições locais afetam a variação de danos ocorridos durante terremotos, e são importantes para a análise de problemas de interação solo-estrutura e garantir a segurança de construções, e para estudos de zoneamento de ameaça (p.ex., LUO *et al.*, 2020).

O mecanismo de ruptura e os efeitos da passagem de onda até o embasamento são simulados pela análise de ameaça sísmica. Esta fornece parâmetros de movimento do chão até o topo do embasamento rochoso. Já as análises de resposta local são empregadas para estimar o movimento na superfície do terreno, e se constituem em uma parte fundamental em uma avaliação de ameaça (p.ex., KRAMER, 1996).

Análises de resposta sísmica local tem focado nos efeitos da componente horizontal do movimento do chão, enquanto que o abalo na direção vertical tem recebido menos atenção. Isso se deve em parte à hipótese de que as estruturas têm resistência suficiente às forças dinâmicas induzidas pelo movimento vertical, que geralmente é menor em magnitude e mais rico em altas frequências do que a componente horizontal. No entanto, em vários eventos sísmicos foram registrados movimentos verticais de mesma ordem de amplitude de aceleração do que os horizontais. Em algumas ocasiões, a razão entre as componentes vertical e horizontal foi maior do que um próximo ao epicentro (p.ex., COLLIER e ELNASHAI, 2001). Tal fato levanta questões quanto aos efeitos potenciais da componente vertical nas respostas do solo e em estruturas.

2.4.1. Efeitos do solo no movimento do chão

O fenômeno conhecido como “amplificação do solo” se refere à amplificação das ondas sísmicas devido à baixa impedância das camadas de materiais rasos. Se a onda viaja de um meio de alta velocidade para outro de baixa velocidade, a velocidade diminui e a amplitude da onda aumenta (p.ex., TSUDA *et al.*, 2006). Como mostra a Equação 2.8, a impedância acústica IA é o produto entre a densidade ρ de um determinado meio de solo/rocha e a velocidade de propagação da onda compressional V_P (expressa em unidades SI como kg/s.m²):

$$IA = \rho V_P \tag{2.8}$$

2.4.1.1. Evidências de efeitos sísmicos locais devidos ao solo

Há muitos anos são conhecidos os efeitos de camadas moles superficiais nos movimentos do chão. A importância da amplificação do solo, além dos padrões de danos significativos às estruturas, foi evidenciada por inúmeros terremotos, mesmo em locais distantes dos epicentros. Podem-se citar dois eventos clássicos onde os danos às estruturas foram atribuídos à amplificação devido aos depósitos profundos de solos moles:

- O terremoto de Michoacán, que ocorreu em 19 de setembro de 1985 próximo à costa do Oceano Pacífico no México, de magnitude 8,1 M_W e que causou grandes danos na Cidade do México, à uma distância epicentral em torno de 350 km; e
- O sismo de Loma Prieta, ocorrido em 17 de outubro de 1989 na Califórnia, de magnitude 6,9 M_W . Apesar de que o epicentro tenha se localizado entre 87 e 101 km de distância ao Sul da cidade de São Francisco, abalo severo do chão e liquefação ocorreram na área de Oakland e na Baía de São Francisco.

Esses são apenas dois exemplos de abalos do chão induzidos por terremotos que causaram danos concentrados não somente na região epicentral, mas também em distâncias maiores em função da presença de solos moles próximos à superfície. Esses eventos claramente demonstraram a importância de se levar em conta a amplificação do solo em estudos de resposta sísmica. Embora existam outros fatores que possam contribuir para a ocorrência de danos estruturais na superfície, como irregularidades topográficas, efeitos de bacia, liquefação e deficiências estruturais, os efeitos locais em função do solo desempenham um papel importante na modificação das características dos movimentos medidos e na possibilidade de grande amplificação do movimento do chão.

2.4.2. Efeitos topográficos no movimento do chão

Os “efeitos topográficos” se referem à modificação e amplificação das ondas sísmicas por causa da presença de configurações geológicas geometricamente irregulares na superfície, tais como colinas, taludes íngremes de solo, penhascos, montanhas, cânions e canais de drenagem associados, e pode resultar na concentração de danos estruturais próximo à crista dessas feições. Esses efeitos são também associados com geometrias complexas em subsuperfície (bacias sedimentares, vales aluviais), além de descontinuidades laterais como falhas geológicas e depósitos de movimento de massa e, também, com os contornos do embasamento rochoso (p.ex., SOLANS *et al.*, 2019). Ambos os tipos de irregularidades de superfície e de subsuperfície tendem a afetar

substancialmente a amplitude, o conteúdo de frequências, a duração e a variabilidade espacial do movimento do chão durante eventos sísmicos.

2.4.2.1. Evidências de efeitos topográficos

As principais evidências dos efeitos de amplificação topográfica vêm de grandes terremotos ocorridos em áreas montanhosas. Vários autores reportaram que construções localizadas no topo de colinas, taludes, cordilheiras e cânions, sofreram danos estruturais muito mais intensos do que aquelas situadas em terrenos planos ou vales (p.ex., KÖHLER *et al.*, 2012). Há também várias evidências a partir de dados instrumentais de que a topografia irregular de superfície afetou a amplitude e as características de frequência do movimento sísmico. Revisões de estudos experimentais e suas comparações com observações de campo podem ser encontradas, por exemplo, em BUECH *et al.* (2010).

Dentre inúmeros grandes terremotos que trouxeram evidências de danos estruturais mais severos no topo de colinas ou próximo a taludes íngremes, podem ser citados três casos bem conhecidos:

- As acelerações máximas de 1,25 g na direção horizontal e de 0,7 g na vertical, registradas em uma estação localizada em uma cordilheira rochosa estreita próxima à Barragem Pacoima, na Califórnia, que sofreu danos durante o terremoto de San Fernando de 09 de fevereiro de 1971, com magnitude de 6,5 a 6,7 M_w ;
- A aceleração horizontal máxima de 1,93 g registrada em uma estação sismográfica localizada no topo de uma pequena colina em Tarzana, na Califórnia, a aproximadamente 6 km ao Sul do epicentro do terremoto de *Northridge*, ocorrido em 17 de janeiro de 1994, com magnitude de 6,7 M_w e profundidade focal de 18,2 km. Apesar de que o nível de acelerações tivesse sido alto por toda a área de Los Angeles, com vários locais registrando valores de pico em torno de 0,8 a 0,9 g, em nenhum outro as acelerações medidas excederam 1 g; e
- O movimento do chão registrado na estação MYG004 da rede de movimento forte K-NET, durante o terremoto de Tōhoku ocorrido em 11 de março de 2011 na costa do Japão, de magnitude 9,0 a 9,1 M_w . A aceleração máxima da componente horizontal N-S atingiu 2,75 g na crista de um talude íngreme de 5 m de altura.

2.4.3. Abordagens para a avaliação de resposta sísmica

Experimentos de campo, análises de registros instrumentais e observações de campo combinadas com embasamento teórico sobre amplificação sísmica, têm sido empregados para investigar o papel das condições geológicas locais na amplificação sísmica. Na escala de laboratório, ensaios em mesa vibratória têm sido conduzidos para analisar diferentes fatores que influenciam na amplificação.

Também pode ser empregada uma abordagem baseada em relações de atenuação que incluam as condições do solo (mais detalhes em KRAMER, 1996). Ainda, podem ser utilizadas normas para o projeto sísmico de estruturas, que recomendam fatores multiplicativos para levar em conta a amplificação do solo e da topografia. Embora estas abordagens baseadas em relações de atenuação e de fatores de amplificação baseados em normas sejam importantes e úteis, a disponibilidade limitada de registros e a faixa de condições locais aplicáveis faz com que seja impossível aplicá-las à todas as situações encontradas em projetos sísmicos. Então, simulações numéricas precisam ser realizadas para cobrir toda uma gama de movimentos de entrada e efeitos locais.

Diferentes abordagens numéricas têm sido empregadas para modelar a propagação e amplificação de ondas sísmicas em estruturas geológicas. Podem ser citados o Método de Diferenças Finitas, o Método de Elementos Finitos, o Método dos Elementos Espectrais e o Método de Elementos de Contorno (direto e indireto), além de combinações híbridas entre os métodos de Elementos de Contorno e o de Elementos Finitos, implementados para análises linear, linear-equivalente e não-linear de resposta do chão.

2.4.4. Métodos de análise numérica de resposta sísmica

Os métodos numéricos (e códigos relacionados) desenvolvidos para simular a propagação de ondas através de depósitos de solo/rocha, avaliar o comportamento e quantificar a amplificação sísmica, podem ser classificados da seguinte forma:

- Pelo domínio no qual os cálculos são realizados:
 - Domínios do tempo ou da frequência.
- Pela sofisticação do modelo constitutivo empregado:
 - Modelos linear, linear-equivalente ou não-linear.
- Se os efeitos de geração de poro-pressões são ou não negligenciados:
 - Análises em termos de tensões totais ou efetivas, respectivamente.

- E pela dimensionalidade do espaço onde a análise é realizada, a depender da complexidade da geometria de subsuperfície considerada:
 - Abordagens uni-, bi- ou tridimensionais.

2.4.4.1. Modelos de resposta do chão

2.4.4.1.1. Modelo linear

Em geral, análises numéricas de resposta sísmica são realizadas usando modelos lineares ou linear-equivalentes. Análises lineares assumem um módulo de cisalhamento máximo e razão de amortecimento independentes da deformação cisalhante por todo perfil. Em função das características não-lineares do comportamento tensão-deformação do solo/rocha, o modelo linear tem sido utilizado para fins de aprendizado, testes e verificação. Muitas questões podem ser resolvidas sem problemas de convergência, pois nenhum procedimento iterativo é exigido. Por exemplo, podem-se executar análises lineares para identificar o efeito das condições de contorno e confirmar se elas estão sendo aplicadas e usadas corretamente, ou para avaliar a variação das condições *in situ*.

2.4.4.1.2. Modelo linear-equivalente

Basicamente, a abordagem de análise linear-equivalente é um método de aproximação, no qual o comportamento não-linear do solo (isto é, o módulo de cisalhamento e o amortecimento são dependentes da deformação), é modelado em termos de propriedades dinâmicas linear-equivalentes (módulo de cisalhamento secante e amortecimento que são independentes da deformação para uma faixa de deformações), correspondendo à deformação cisalhante efetiva usando um procedimento iterativo (KRAMER, 1996). Este é governado por um alvo para encontrar um módulo de rigidez e amortecimento compatíveis para uma deformação cisalhante efetiva particular.

A deformação de cisalhamento “efetiva” que se assume que exista por toda a duração da excitação é calculada como uma fração da deformação de cisalhamento de pico a partir da iteração anterior. Segundo SCHNABEL *et al.* (1972), a deformação de cisalhamento efetiva γ_{eff} é definida como sendo igual a 65% da deformação máxima $\gamma_{máx}$, calculada no ponto médio de cada camada usando uma análise linear.

As curvas de redução do módulo de cisalhamento e de amortecimento são então usadas para definir novos parâmetros para cada camada. Dessa forma, a resposta do solo/rocha é uma função das propriedades de amortecimento e da razão $G/G_{máx}$. O cálculo de resposta linear é repetido, novas deformações efetivas são obtidas, e iterações são feitas até que as mudanças nos parâmetros estejam abaixo de algum nível de tolerância especificado, ou seja, até que se obtenha uma solução convergida.

O modelo linear-equivalente é amplamente usado na prática de Engenharia Sísmica Geotécnica. Tal fato se deve à complexidade geral e dificuldade para a calibração de inúmeros parâmetros de um modelo constitutivo não-linear para o solo/rocha, além de preocupações quanto à seleção de parâmetros e procedimentos de uso de programas. Ele é suportado por estudos de verificação, incluindo comparações com outros modelos e com registros de campo (p.ex., BATURAY e STEWART, 2003).

Dentre os programas de análise computacional disponíveis atualmente para realizar análises de resposta sísmica com o modelo linear-equivalente, o mais amplamente usado ainda é o *Shake* (SCHNABEL *et al.*, 1972). Versões modificadas do *Shake* incluem o *Shake91* e o *Shake2000*. Este programa calcula a resposta de um sistema visco-elástico unidimensional com estratificação horizontal, sujeito à propagação vertical de ondas cisalhantes. Ele usa a solução exata do contínuo para a equação de onda, adaptada para uso com movimentos transientes com o algoritmo de Transformada Rápida de Fourier. Os programas *DeepSoil*, *ProShake* e *CyberQuake* usam o mesmo procedimento computacional aplicado no *Shake*, mas foram desenvolvidos de forma independente.

O modelo linear-equivalente foi também implementado em programas de resposta sísmica 2-D, como o *Quad-4* e seus derivados (p.ex., *Quad4m*), *Quake/W*, *Strata* e *Dyneq*, bem como em modelos de resposta sísmica 3-D, como o *Flac*. O *Quake/W* é similar ao *Quad4m*, mas não calcula a aceleração média da massa deslizante como o *Quad4m*.

2.4.4.1.3. Modelo não-linear

O modelo não-linear requer a especificação das formas das curvas de histerese e suas dependências cíclicas durante o descarregamento e recarregamento. No modelo linear-equivalente, os dados do solo/rocha são utilizados diretamente e, como em cada iteração o problema é linear e as propriedades são independentes da frequência, o amortecimento é independente da taxa e os *loops* de histerese se fecham. O modelo não-linear pode ser formulado em termos de tensões efetivas para permitir a modelagem da

geração, redistribuição e eventual dissipação do excesso de poro-pressão durante e após o abalo sísmico. Enquanto isso, o modelo linear-equivalente pode apenas executar análises em termos de tensões totais.

Vários dos programas de modelagem não-linear têm a opção de usar mais do que um modelo constitutivo, incluindo os modelos linear e linear-equivalente (p.ex., Flac, Plaxis, Abacus, Quake/W e D-Mod2000). Eles também permitem considerar a geração de poro-pressão, como, por exemplo, o *D-Mod2000*, *DeepSoil*, *CyberQuake*, *Desra-2*, *Mardes*, *Desramusc*, *OpenSees*, *Plaxis*, *Tess*, *Sumdes*, *Dysac2* e *Flac*.

2.4.5. Evolução dos estudos sobre resposta sísmica

Este subitem apresenta uma revisão sobre alguns estudos realizados sobre resposta sísmica, especificamente através de modelagens física em centrífuga geotécnica em taludes de argila e numérica pelo Método dos Elementos Finitos.

2.4.5.1. Ensaios sísmicos centrífugos

Na Engenharia Sísmica Geotécnica, a modelagem física é uma ferramenta avançada que fornece dados físicos para investigar mecanismos de deformação e ruptura, e para validar e calibrar métodos analíticos e numéricos, sendo particularmente indicada para realizar estudos paramétricos. Ela também pode ser aplicada para estudar a propagação de ondas sísmicas nos solos (sob condições de campo livre bem como na presença de estruturas), e para avaliar o potencial à liquefação.

A modelagem centrífuga é útil para simular o nível de tensões correspondente a um determinado protótipo usando modelos em escala reduzida, o que não ocorre em modelos reduzidos convencionais ensaiados a 1 g em laboratório, que são possivelmente sujeitos a efeitos de escala com relação à rigidez e à resistência. Sabe-se que os ensaios centrífugos são um modelo do comportamento do solo real com certas limitações e simplificações, como efeitos de fronteira, leis de escala modelo-protótipo, perfis de solo e condições de carregamento simples. Apesar disso, é uma ferramenta que possibilita uma melhor compreensão do comportamento não-linear do solo sob condições controladas.

O princípio fundamental da modelagem centrífuga é recriar os mesmos níveis de tensão e deformação que existem em um protótipo, ao aumentar em N vezes a aceleração gravitacional em um modelo escalado $1/N$ na centrífuga (NG, 2014). Com isso, ela se

torna apropriada para modelar problemas geotécnicos que dependem do estado de tensões. A replicação de tensões no modelo em escala $1/N$ é aproximadamente obtida ao submeter as componentes do modelo à uma aceleração “gravitacional” elevada, que é dada pela aceleração centrífuga, como mostra a Equação 2.9:

$$r\omega^2 = Ng \quad (2.9)$$

onde:

r = raio da centrífuga;

ω = velocidade angular da centrífuga;

N = fator de escalamento geométrico; e

g = aceleração devida à gravidade ($g = 9,80665 \text{ m/s}^2$).

Para a modelagem física de terremotos em centrífuga, as leis de escala são geralmente deduzidas a partir de análise dimensional das equações governantes para um fenômeno, ou a partir do princípio de similaridade mecânica entre um modelo e um protótipo. O fator de escala para a relação entre o comprimento do modelo e do protótipo dependerá do espaço disponível na caixa de ensaio. Os fatores de escala modelo/protótipo mais comumente usados para a simulação de eventos quasi-estáticos e dinâmicos na centrífuga podem ser encontrados em várias fontes, como, por exemplo, em NG (2014).

De acordo com as leis de escala, o comportamento tensão-deformação do modelo centrífugo, que é de tamanho N vezes menor do que o do protótipo, será preservado se a aceleração for aumentada por N vezes a gravidade. Para ensaios centrífugos dinâmicos, a aceleração tem que ser aumentada por N vezes, enquanto o tempo é reduzido em N vezes.

AFACAN *et al.* (2014) realizaram modelagens em centrífuga geotécnica usando uma caixa com placas articuladas *HPC* (Hinged-Plate Container) na Universidade da Califórnia em Davis. O objetivo foi o de avaliar a resposta sísmica em camadas de argila mole da Baía de São Francisco sob uma ampla faixa de deformações, incluindo o comportamento do solo praticamente linear a fortemente não-linear. Os autores concluíram que ensaios centrífugos são muito importantes para compreender a resposta sísmica 1-D e validar a resposta local não-linear a partir de modelos empíricos e numéricos. Não foi apresentada uma comparação com simulações numéricas, mas, de acordo com os resultados obtidos, a forma funcional de DARENDELI (2001) *apud* AFACAN *et al.* (2014) pareceu fornecer uma caracterização razoável do comportamento observado de redução do módulo nos modelos centrífugos. Os valores de amortecimento

calculados a partir das medições em centrífuga exibiram dispersão significativa, e tenderam a ser maiores do que os valores publicados. As amplificações das acelerações espectrais foram comparadas com aquelas previstas usando equações de previsão de movimento do chão do tipo *NGA* (Next Generation Attenuation) para avaliar os termos não-lineares nessas equações; boa concordância foi obtida para valores grandes de acelerações máximas horizontais.

ZHOU *et al.* (2017) descreveram uma série de ensaios centrífugos em mesa vibratória a 58 g conduzidos na Universidade da Califórnia em Davis, além de simulações numéricas. Foi investigada a resposta sísmica 1-D de depósitos profundos de argila marinha mole levemente sobreadensada sujeitos a carregamento sísmico (30 m de profundidade em escala de protótipo). Observou-se uma grande amplificação das acelerações de pico sob movimentos fracos em modelos de terreno plano, e atenuação significativa das ondas sísmicas sob terremotos fortes. Os resultados centrífugos foram validados com o código *DeepSoil*, sendo que esse comportamento pôde ser simulado com um modelo apropriado para o solo e parâmetros retro-calculados dos ensaios.

2.4.5.2. Modelagens numéricas

Os efeitos do solo e da topografia na resposta sísmica já foram estudados por inúmeros pesquisadores por meio de abordagens analíticas e numéricas. Porém, segundo GELI *et al.* (1988), a maior parte das análises numéricas realizadas foram paramétricas, tendo-se limitado em investigar o papel de configurações geométricas idealizadas 2-D na propagação de ondas sísmicas, como taludes subaéreos individuais ou depressões isoladas na superfície de semi-espacos homogêneos linear-elásticos sobre embasamento rígido. Em geral, elas subestimaram as amplificações em relação às registradas no campo. A maioria dos casos se baseou em movimentos harmônicos ou de frequência única em vez de movimentos de eventos sísmicos reais. Em geral, estes estudos mostraram que:

- Há uma concordância sobre a ocorrência de amplificação do movimento no topo de colinas e montanhas, e atenuação em suas bases;
- A amplificação do movimento-base aumenta com o aumento no ângulo do talude;
- A amplificação diminui com o aumento da amplitude do movimento de entrada;
- A amplificação é uma função da frequência normalizada do movimento de entrada H/λ , onde H é a altura do talude e λ é o comprimento de onda.

Análises de resposta sísmica mais recentes fazendo uso do Método dos Elementos Finitos têm envolvido modelagens numéricas complexas de propagação de ondas. Os efeitos locais têm sido estimados incorporando modelos geométricos de topografias de superfície intrincadas e realistas, algumas incluindo a estratificação do solo (p.ex., ATHANASOPOULOS *et al.*, 1999; ASSIMAKI *et al.*, 2005).

ATHANASOPOULOS *et al.* (1999) conduziram análises linear-equivalentes iterativas de resposta sísmica com o código *FlushPlus* para uma seção transversal 2-D da cidade costeira grega de Egion, que foi abalada pelo terremoto de 15 de junho de 1995 (magnitude 6,1 Mw). Uma seção com extensão em torno de 500 m foi modelada considerando seu relevo de superfície e a estratigrafia sobre embasamento rochoso rígido, e com os valores de velocidade de onda cisalhante variando com a profundidade. Ela apresenta um talude de 65 m de altura com inclinações de 17 a 57° (média ~35°). Concordando com a concentração de danos estruturais, os resultados para a aceleração horizontal de pico indicaram fatores de amplificação em relação ao movimento na base de 5,6 na parte elevada da cidade, e de 1,8 em sua área costeira plana. Concluiu-se que a topografia característica da cidade modificou a amplitude do movimento de entrada.

ASSIMAKI *et al.* (2005) estudaram de forma paramétrica o impacto do terremoto de Parnitha (Atenas, Grécia), ocorrido em 07 de setembro de 1999 (magnitude 5,9 Ms e profundidade focal de 18 km), na pequena comunidade de Adámes. Esta bordeja o cânion do Rio Kifisos próximo ao seu ponto mais profundo. Análises linear-equivalentes de propagação de onda foram realizadas em uma e duas dimensões com os programas *Shake* e *Abacus*, respectivamente. Foram modelados taludes de 40 m de altura e 30° de inclinação, constituídos de solo heterogêneo sobre embasamento rochoso. Foram aplicados pulsos de onda *Ricker* e seis acelerogramas reais como excitação. Os resultados mostraram que os efeitos topográficos foram substanciais apenas dentro de 50 m da borda do cânion, os quais só ocorreram na presença de camadas de solo relativamente moles em profundidades rasas. Foram calculadas razões entre as curvas de espectro de resposta de aceleração 2-D e 1-D. Na faixa de períodos espectrais entre 0,2 e 0,6 s, as acelerações espectrais calculadas foram aumentadas por um fator de aproximadamente 1,5.

Assim, a incorporação dos impactos da topografia de superfície, da geometria do embasamento e da estratigrafia em análises numéricas de resposta sísmica, torna-se essencial para prever o nível de movimento do chão na superfície do terreno. Além disso, estas fornecerão entradas para a avaliação de estabilidade de taludes durante a ocorrência de terremotos, além de auxiliar na proposição de medidas para a mitigação de riscos.

2.5. DESLIZAMENTOS SUBMARINOS

Há evidências na literatura de que deslizamentos submarinos são mecanismos comuns e eficazes de transferência de sedimentos da plataforma continental e talude superior para bacias profundas (p.ex., HAMPTON *et al.*, 1996). Entretanto, as evidências para esses processos são essencialmente indiretas, e inferidas a partir das distâncias de corrida e distribuições de depósitos de transporte de massa no fundo do mar ou soterrados.

As pesquisas para a compreensão dos mecanismos subjacentes e dos riscos impostos por deslizamentos submarinos têm se intensificado, principalmente pelo crescente número de campos petrolíferos em águas cada vez mais profundas. Atualmente, a produção de petróleo em áreas de deslizamentos está acontecendo no Golfo do México, no Mar Cáspio, na costa norueguesa, nas margens Leste do Brasil e Oeste da África.

Deslizamentos submarinos podem ser o resultado de processos naturais atuantes, ou ser disparados por atividades humanas ou processos externos. Os subitens de 2.5.1 a 2.5.4 apresentam suas principais características, os fatores pré-condicionantes de longo prazo e os mecanismos disparadores externos de curto prazo para a ocorrência de deslizamentos, bem como as consequências para estruturas submarinas, respectivamente.

2.5.1. Principais características

Deslizamentos submarinos ocorrem frequentemente por todo mundo em uma ampla variedade de ambientes, incluindo margens continentais ativas e passivas. Conforme HAMPTON *et al.* (1996), deslizamentos são bastante comuns em cinco diferentes tipos de ambientes submarinos: *ffjords*, deltas ativos de rios na margem continental, regiões de cânion, no talude continental e em ilhas oceânicas vulcânicas. Eles se concentram especialmente na região do talude continental, já que esta é a porção mais íngreme da margem, onde são maiores os efeitos da carga gravitacional nos sedimentos. Levantamentos geofísicos têm revelado que processos de movimentos de massa variam de deslizamentos gigantes a instabilidades localizadas ou rastejos, com potencial para percorrer longas distâncias, de mais de 1.000 km da fonte segundo LOCAT e LEE (2009).

À despeito de ângulos de talude geralmente baixos, as áreas de estratigrafia em talude frequentemente apresentam processos geológicos mais ativos e vigorosos do que aqueles encontrados em águas rasas da plataforma continental. Tendo como base a teoria de talude infinito, pode-se constatar que sob condições estáticas, a propensão à ruptura

aumenta tanto com um maior ângulo de talude, o que aumenta a componente talude abaixo da força da gravidade agindo no sedimento, ou com poro-pressões aumentadas, o que reduz a tensão efetiva e, portanto, a resistência ao cisalhamento.

2.5.2. Fatores pré-condicionantes

Taludes naturalmente estáveis podem chegar ao seu limite para instabilidade sob a ação de um ou mais fatores pré-condicionantes (p.ex., MASSON *et al.*, 2006). Eles podem ser definidos como as propriedades físicas e geotécnicas dos sedimentos que fazem com que os taludes se tornem susceptíveis à instabilidade.

Os fatores pré-condicionantes dependem tanto de condições específicas locais quanto da Geologia regional. Estes incluem estratificação desfavorável, a inclinação do talude, a existência de camadas de menor resistência ao cisalhamento depositadas ao longo do tempo servindo como planos preferenciais de ruptura, mudanças na morfologia que alterem o equilíbrio de forças atuantes (como processos de erosão, acumulação rápida de sedimentos e consequente subadensamento, diapirismo e vulcões de lama), a presença de gás raso, mudanças climáticas por milhares de anos e a diminuição das tensões efetivas devido ao aprisionamento de pressão de poros devido à variações no nível do mar.

2.5.3. Mecanismos de disparo

SULTAN *et al.* (2004) definiram os mecanismos de disparo como estímulos externos que iniciam os processos de instabilidade de talude. Estes incluem os carregamentos sísmico e de ondas de tempestade oceânica, diapirismo, *tsunamis*, flutuações do nível do mar, dissociação de hidratos de gás, baixas de maré e atividades humanas no ou afetando o fundo do mar. Vale salientar que apenas para alguns poucos casos de deslizamentos os mecanismos de disparo exatos são conhecidos com certeza.

Terremotos podem, talvez, por si próprios, ou em combinação com outros fatores desestabilizadores ou pré-condicionantes como taxa de sedimentação, excesso de poro-pressão e camadas de menor resistência, ser a principal causa para a ruptura de taludes submarinos. Eles têm sido reconhecidos pela iniciação da maioria dos deslizamentos ao redor do mundo, especialmente no caso de taludes com baixo fator de segurança estático (p.ex., MORGENSTERN, 1967; HAMPTON *et al.*, 1996; MASSON *et al.*, 2006). Em áreas com baixas taxas de sedimentação atuais, terremotos são o mecanismo disparador

mais importante para deslizamentos submarinos. Isso ocorre porque terremotos fornecem o movimento do chão que pode resultar na geração de excesso de poro-pressões em sedimentos pobremente drenados, o que os levaria à ruptura.

O disparador para um deslizamento submarino depende do quanto o processo de pré-condicionamento do talude à ruptura tenha progredido. Na realidade, o pré-condicionamento pode continuar e finalmente provocar a ruptura de um talude, sem a ocorrência de um evento de disparo específico.

2.5.4. Consequências para atividades de Engenharia Submarina

Para projetos de desenvolvimento da produção e escoamento de petróleo em águas profundas e ultraprofundas, o impacto de um fluxo de detritos ou corrente de turbidez se constitui na maior ameaça à integridade de sistemas submarinos. Deslizamentos disparados durante a vida útil de um campo ameaçarão o investimento de capital, a reputação da companhia operadora e o meio ambiente, podendo ser catastróficos.

Na área afetada por uma ruptura de talude, as estruturas instaladas serão deslocadas à uma distância considerável. Isso significa que elas serão danificadas e perdidas se instaladas em zonas de terreno instável. O movimento de massa decorrente de uma ruptura de talude pode atingir altas velocidades e danificar e/ou soterrar dutos e cabos de fibra ótica de comunicação e controle parcialmente enterrados ou em vão livre, e estruturas localizadas na zona de corrida de detritos (p.ex., Árvores de Natal Molhadas de poços, manifolds, PLET's – Pipeline End Terminations, fundações e estrutura metálica de plataformas fixas, pontos fixos de ancoragem de unidades flutuantes), bem como talude abaixo ao longo da trajetória do fluxo de material deslizante. A retrogressão do deslizamento talude acima e lateralmente pode envolver uma área ainda maior e, finalmente, levar à perda total das instalações do campo.

No Golfo do México, acredita-se que as grandes ondas geradas pelos furacões Camille em 1969, Andrew em 1992, Lili em 2002, Ivan em 2004 e Katrina e Rita em 2005, tenham sido as responsáveis por rupturas de taludes que provocaram danos significativos em facilidades e dutos *offshore*. Informações sobre danos observados em estruturas submarinas podem ser consultadas, por exemplo, em ATKINS *et al.* (2007).

2.5.5. Zoneamento de estabilidade de taludes

Segundo VARNES (1984), o zoneamento se refere à divisão da superfície do terreno em áreas, e à classificação dessas áreas de acordo com o grau de ameaça potencial ou real a partir de deslizamentos ou outros movimentos de massa em taludes. Dessa forma, o zoneamento da ameaça de deslizamentos mostra o potencial de ocorrência de deslizamentos ou de outros tipos de movimentos de massa em um mapa, apresentando a distribuição espacial de classes de acordo com o grau de ameaça.

Há várias abordagens para modelar a estabilidade de taludes usando um Sistema de Informações Geográficas (SIG), as quais diferem de muitas formas. De qualquer maneira, as aplicações dessas abordagens se baseiam em princípios amplamente aceitos. Além disso, cada abordagem considera algumas questões básicas de modelagem que são comuns à todas elas. Este subitem apresenta os princípios e as considerações envolvidas no zoneamento de estabilidade de taludes, bem como uma metodologia quantitativa de Engenharia para quantificar a susceptibilidade à deslizamentos usando um *SIG*.

2.5.5.1. Princípios

VARNES (1984) apresentou três princípios que são a base para estudos de estabilidade. É importante destacar que eles são meras hipóteses, mas que têm ganho aceitação no campo do zoneamento de estabilidade de taludes.

O primeiro princípio é que “o passado e o presente são as chaves para o futuro”. Sob essa hipótese, os deslizamentos futuros são prováveis de ocorrer sob as mesmas condições que levaram à deslizamentos no passado e que têm levado no presente. Essa hipótese pode não ser aplicável se atividades humanas alterarem a área e aumentarem a ocorrência de deslizamentos, se as condições não forem identificáveis ou se as condições no futuro mudarem de tal forma que seus efeitos não possam ser avaliados. É também importante reconhecer que as condições que levam à um deslizamento em um local, podem ser completamente diferentes daquelas condições em outro local.

O segundo princípio estabelece que aquelas condições que levam à deslizamentos são relativamente bem conhecidas e podem ser identificadas, e em sua maioria podem ser mapeadas. Essas condições podem então ser usadas para determinar a probabilidade de ocorrência de deslizamentos futuros. As condições são variadas e se relacionam de diversas formas; no entanto, se os processos envolvidos podem ser compreendidos, então a extrapolação da informação de um local é possível para regiões mais amplas.

O último princípio diz que os níveis de ameaça podem ser estimados, ou dada alguma medida qualitativa ou semi-quantitativa, e ponderados de acordo com sua contribuição relativa. Isso possibilita o zoneamento de estabilidade de taludes por diferentes métodos. Como vários autores salientaram (p.ex., VARNES, 1984), uma grande desvantagem nessa área é a falta de verificação da precisão dos resultados obtidos e, como tal, o zoneamento final será sempre apenas uma avaliação preliminar do potencial para deslizamentos, e uma investigação de campo posterior deverá ser conduzida.

2.5.5.2. Considerações gerais

Uma das considerações mais importantes na avaliação de estabilidade de taludes é a disponibilidade de dados, como de morfologia e de tipos de solo em uma determinada área de interesse. A quantidade de dados necessários pode variar drasticamente, desde um simples mapa de inventário de deslizamentos a vários mapas de parâmetros de entrada com várias subclasses por fator. Estes podem ser obtidos por meio de estudos prévios de locais semelhantes, mapas existentes, levantamentos geofísicos, geológicos e geotécnicos de campo, além de ensaios *in situ* e de laboratório.

Já que a análise de estabilidade de taludes é governada pelos dados, muitos dos dados necessários podem ser muito dispendiosos para obter no campo, a depender da quantidade de tempo e recursos disponíveis. Além disso, alguns parâmetros têm elevada variabilidade espacial, como a espessura de uma determinada camada de solo, e sua obtenção mediante ensaios *in situ* para uma grande área é essencialmente inviável. Por isso, a disponibilidade de dados existentes é provável de ser o fator dominante para determinar a abordagem apropriada a ser usada no zoneamento de estabilidade de taludes.

Os conjuntos de dados vetoriais fundamentais para estudos de zoneamento de estabilidade de taludes submarinos incluem: batimetria, polígonos de depósitos de movimentos de massa, faciologia ou províncias de solo, posições de furos de sondagem geológico-geotécnicos, parâmetros geotécnicos (coesão, ângulo de atrito, peso específico, resistência ao cisalhamento do solo, etc.), poro-pressões, acelerações do terreno, arranjos submarinos de unidades estacionárias de produção de petróleo existentes e a instalar, linhas de escoamento internas ao campo e de exportação ao continente, dentre outros.

O dado *raster* ou *grid* fundamental é o Modelo Digital de Elevação (MDE). Os programas de *SIG* permitem obter inúmeros conjuntos de dados úteis ao mapeamento de estabilidade de taludes a partir do *MDE*, tais como: a declividade, o aspecto (orientação

da face do talude), a curvatura (isto é, côncava, convexa ou plana), a variação espacial das propriedades do solo e as trajetórias preferenciais de corridas de fluxos de detritos.

2.5.5.3. Métodos de modelagem em SIG

Com os dados disponíveis para uma área de estudo, diferentes métodos podem ser aplicados para elaborar interrelações e, ao final, estabelecer níveis de susceptibilidade e o potencial para deslizamentos por meio de um Sistema de Informações Geográficas (p.ex., VARNES, 1984; SOETERS e VAN WESTEN, 1996). Cada método tem seus próprios benefícios e desvantagens, e nenhum foi provado como sendo o ideal para todas as situações; entretanto, o resultado final é um mapa mostrando a estabilidade de taludes com a definição de classes de estabilidade (p.ex., baixa, moderada, alta, muito alta).

A maioria das técnicas convencionais em *SIG* para o mapeamento de estabilidade de taludes se baseia na “sobreposição de mapas”. Isso permite a comparação de diferentes mapas com a mesma área e escala ao colocá-los um sobre o outro. A partir daí, é utilizado algum critério para avaliar a ameaça de ocorrência de deslizamentos.

De acordo com SOETERS e VAN WESTEN (1996), os métodos de modelagem em *SIG* envolvem abordagens qualitativa e quantitativa, e técnicas dos seguintes tipos: análises de distribuição, heurísticas, análises baseadas em conhecimento ou “mineração de dados”, estatísticas e de Engenharia (determinísticas e probabilísticas). Logicamente, esses métodos de análise de dados são aplicáveis a sistemas que não sejam baseados em *SIG*, mas o uso de um Sistema de Informações Geográficas auxilia no processo.

Os métodos determinísticos aplicam a teoria clássica de estabilidade de taludes e abordagens como a de “talude infinito”, “equilíbrio limite” e técnicas de elementos finitos. Esses métodos se embasam em processos e leis físicas naturais, cujos resultados podem ser comprovados matematicamente.

Em métodos determinísticos de equilíbrio limite, são comparadas as forças ou momentos resistentes e atuantes ao longo de uma superfície de ruptura assumida ou conhecida (que pode ser plana, circular, côncava, log-espiral, etc.). Os resultados são apresentados quantitativamente como fatores de segurança, fornecendo uma medida da margem de segurança contra a ruptura em taludes homogêneos e estratificados. Alguns métodos de equilíbrio limite podem ser consultados em DUNCAN (1996).

Zoneamentos de ameaça de deslizamentos a partir de abordagens de Engenharia são bem-sucedidos quando as condições do terreno são razoavelmente conhecidas, e os

diferentes tipos de mecanismos de disparo e ruptura são conhecidos e relativamente simples de analisar. O mapa resultante detalha os valores e contornos de fatores de segurança e, então, as classes de susceptibilidade e os potenciais para deslizamentos podem ser ajustados de acordo com as faixas de fatores de segurança calculados.

Os modelos determinísticos calculam a estabilidade de taludes em uma, duas ou três dimensões. Em modelos 1-D, um fator de segurança é calculado em cada ponto individual no terreno, ignorando a influência de pontos vizinhos. Perfis de talude são analisados em modelos 2-D, onde as forças resultantes de fatias individuais são consideradas. Modelos 3-D de talude calculam a estabilidade de toda a massa deslizante.

Modelos determinísticos distribuídos requerem mapas que forneçam a distribuição espacial dos dados de entrada. Em regiões propensas à atividade sísmica, a distribuição espacial de acelerações em consequência do movimento do chão por terremotos é incorporada aos cálculos de estabilidade de taludes.

Visando à realização de uma análise determinística para uma grande área, SOETERS e VAN WESTEN (1996) recomendaram o uso da análise de estabilidade de talude infinito aplicada em uma base cela-a-cela, o que pode ser realizado completamente no ambiente computacional de um *SIG*. Esta abordagem determinística 1-D baseada em *SIG* é a que será utilizada neste trabalho para a avaliação e o zoneamento da ameaça de rupturas rasas de taludes induzidas sismicamente.

2.5.6. Análise de estabilidade de talude infinito

A resistência ao cisalhamento de um sedimento representa sua habilidade para resistir à tensão cisalhante. Se o processo de carregamento for (relativamente) rápido o suficiente, de modo que o excesso de poro-pressão gerado não tenha tempo para se dissipar através do meio poroso, as condições são chamadas de não-drenadas. Ao contrário, se as tensões são aplicadas muito lentamente, de modo que não se desenvolvam excessos de poro-pressão, as condições são consideradas como drenadas.

Para a condição drenada, a resistência ao cisalhamento dos sedimentos tipicamente segue o modelo de Mohr-Coulomb, onde a resistência ao cisalhamento por unidade de área é relacionada à tensão normal efetiva atuando no solo em uma profundidade específica, como mostra a Equação 2.10:

$$S = c' + \sigma'_{ns} \tan(\phi') = c' + (\sigma_n - u_e) \tan(\phi') \quad (2.10)$$

onde:

S = resistência ao cisalhamento do solo;

c' = coesão efetiva do solo;

σ'_{ns} = tensão normal efetiva de sobrecarga atuando na superfície de ruptura;

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

σ_n = tensão gravitacional atuando na superfície de ruptura; e

u_e = excesso de poro-pressão acima da hidrostática.

Para o caso não-drenado ($\phi' = 0$), poderá ser aplicada a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo. A Equação 2.10 assumirá então a forma dada pela Equação 2.11, onde c_u é a coesão não-drenada e s_u é a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo:

$$S = c_u = s_u = \text{constante} \quad (2.11)$$

À medida que a tensão cisalhante aplicada a um elemento de sedimento gradualmente aumenta, a deformação cisalhante desse elemento também aumenta. Em algum ponto uma tensão cisalhante limite é atingida, sendo esta considerada como a resistência ao cisalhamento. Um deslizamento ocorre quando a tensão cisalhante atuando nos sedimentos que constituem o talude excede sua resistência ao cisalhamento, provocando a ruptura e iniciando o movimento talude abaixo (HAMPTON *et al.*, 1996).

O fator de segurança FS contra a ruptura é definido pela Equação 2.12, onde a resistência ao cisalhamento e a tensão cisalhante são calculadas ao longo da mesma superfície de ruptura hipotética. Esta equação determina se um talude é estável ($FS > 1$), metaestável ou na iminência de ruptura ($FS = 1$), ou susceptível à instabilidade ($FS < 1$).

$$FS = \frac{\Sigma \text{forças resistentes}}{\Sigma \text{forças atuantes}} \approx \frac{\Sigma \text{momentos resistentes}}{\Sigma \text{momentos atuantes}} \quad (2.12)$$

A análise de estabilidade de taludes pelo método do talude infinito tem sido usada para prever áreas susceptíveis a escorregamentos translacionais rasos, em áreas onde estejam bem definidos planos de transição. Conforme MORGENTERN (1967), o termo talude infinito é usado para designar um talude com uma certa inclinação em relação à horizontal e, para propósitos práticos, é amplo e possui extensão ilimitada em relação à espessura da massa deslizante potencial, de modo que as condições de borda possam ser ignoradas. Por simplificação, o solo pode ser considerado como homogêneo em qualquer dada profundidade abaixo da superfície, mas um talude infinito consiste em várias camadas de diferentes tipos de solo dispostas umas sobre as outras, desde que paralelas à

superfície do terreno. Assim, qualquer coluna vertical de solo dentro de um talude infinito é, por definição, igual a qualquer outra dentro do mesmo talude.

Superfícies de ruptura translacionais e compostas ocorrem na presença de estratos adjacentes de resistências significativamente diferentes. No caso mais simples de uma superfície de ruptura translacional, o estrato adjacente está a uma profundidade relativamente rasa abaixo da superfície do talude e, portanto, a superfície de ruptura tende a ser plana e aproximadamente paralela à superfície do terreno.

No caso de taludes de águas profundas, que são em geral de baixa inclinação e extensos, em muitos casos o perfil estratigráfico inclui sequências espessas de solos coesivos de normalmente adensados a levemente sobreadensados. Rupturas sísmicas de taludes em tais condições de solo geralmente envolvem áreas relativamente grandes, mas profundidades limitadas. A razão entre a profundidade da superfície de ruptura e a área é usualmente pequena o suficiente de modo que os efeitos de borda possam ser ignorados com segurança, e a hipótese de talude infinito pode ser empregada. Também são pequenas as variações nas propriedades de resistência ao cisalhamento e peso específico ao longo de superfícies paralelas à superfície do piso marinho.

O método de talude “infinito” para a condição totalmente submersa é detalhado no subitem 8.3.4.2, onde são deduzidas as equações para o cálculo de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos para as condições drenada (tensões efetivas) e não-drenada (tensões totais), considerando excesso de poro-pressão e cargas sísmicas combinadas nas direções horizontal e vertical.

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este Capítulo revisou trabalhos sobre ameaça sísmica, seleção e ajuste de espectro de históricos de aceleração, resposta sísmica em função do solo e da topografia, com observações de campo e evidências instrumentais a partir de vários eventos registrados. Foram revistos diferentes estudos de resposta sísmica, usando tanto modelagens em centrífuga quanto simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos. Finalmente, foram abordadas as principais características e causas de deslizamentos, o mapeamento de estabilidade de taludes e o método de análise de equilíbrio limite por talude infinito.

REFERÊNCIAS

- AFACAN, K.B.; BRANDENBERG, S.J.; STEWART, J.P., “Centrifuge Modeling Studies of Site Response in Soft Clay over Wide Strain Range”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 140, n. 2, pp. 1-13, Feb. 2014.
- ASSIMAKI, D.; KAUSEL, E.; GAZETAS, G., “Wave Propagation and Soil-Structure Interaction on a Cliff Crest during the 1999 Athens Earthquake”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 25, n. 7-10, pp. 513-527, Aug. – Oct. 2005.
- ATHANASOPOULOS, G.A.; PELEKIS, P.C.; LEONIDOU, E.A., “Effects of Surface Topography on Seismic Ground Response in the Egion (Greece) 15 June 1995 Earthquake”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 18, n. 2, pp. 135-149, Feb. 1999.
- ATKINS, M.; EDWARD, T.; JOHNSON, D.; DANCE, M.; GHONEIM, G.A., Pipeline Damage Assessment from Hurricanes Katrina and Rita in the Gulf of Mexico. Houston, Det Norske Veritas, Mar. 2007. 106p.
- BAKER, J.W., “Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection”. *Journal of Structural Engineering*, v. 137, n. 3, pp. 322-331, 2011.
- BATURAY, M.B. e STEWART, J.P., “Uncertainty and Bias in Ground-Motion Estimates from Ground Response Analyses”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 93, n. 5, pp. 2025-2042, Oct. 2003.
- BOMMER, J.J. e ACEVEDO, A.B., “The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis”. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 8, n. sup001, pp. 43-91, Sep. 2008.
- BOMMER, J.J. e SCHERBAUM, F., “The Use and Misuse of Logic Trees in Probabilistic Seismic Hazard Analysis”. *Earthquake Spectra*, v. 24, n. 4, pp. 997-1009, 2008.
- BUECH, F.; DAVIES, T.R.; PETTINGA, J.R., “The Little Red Hill Seismic Experimental Study: Topographic Effects on Ground Motion at a Bedrock-Dominated Mountain Edifice”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 100, n. 5A, pp. 2219-2229, Oct. 2010.
- COLLIER, C.J. e ELNASHAI, A.S., “A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action Effects”. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 5, n. 4, pp. 521-539, 2001.
- DUNCAN, J.M., “State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes”. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 7, pp. 577-596, Jul. 1996.

- GELI, L.; BARD, P.-Y.; JULLIEN, B., “The Effect of Topography on Earthquake Ground Motion: A Review and New Results”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 78, n. 1, pp. 42-63, Feb. 1988.
- GUTENBERG, B. e RICHTER, C.F., *Seismicity of the Earth and Associated Phenomena*. Princeton, Princeton University Press, 1954. 310p.
- HAMPTON, M.A. e LOCAT, J., “Submarine Landslides”. *Reviews of Geophysics*, v. 34, n. 1, pp. 33-59, Feb. 1996.
- KÖHLER, A.; WEIDLE, C.; MAUPIN, V., “On the Effect of Topography on Surface Wave Propagation in the Ambient Noise Frequency Range”. *Journal of Seismology*, v. 16, pp. 221-231, Apr. 2012.
- KRAMER, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, Prentice-Hall, 1996. 673p.
- LOCAT, J. e LEE, H., “Submarine Mass Movements and their Consequences: An Overview”. In: K. Sassa e P. Canuti (eds.), *Landslides – Disaster Risk Reduction*. Berlin, Springer, pp. 115-142, 2009.
- LUO, Y.; FAN, X.; HUANG, R.; WANG, Y.; YUNUS, A.P.; HAVENITH, H.-B., “Topographic and Near-Surface Stratigraphic Amplification of the Seismic Response of a Mountain Slope Revealed by Field Monitoring and Numerical Simulations”. *Engineering Geology*, v. 271, n. 105607, Jun. 2020.
- MASSON, D.G.; HARBITZ, C.B.; WYNN, R.B.; PEDERSEN, G.; LØVHOLT, F., “Submarine Landslides: Processes, Triggers and Hazard Prediction”. *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, v. 364, n. 1845, pp. 2009-2039, Aug. 2006.
- MCGUIRE, R.K., *Seismic Hazard and Risk Analysis*. Oakland, Earthquake Engineering Research Institute, 2004. 221p.
- MORGENSTERN, N.R., “Submarine Slumping and the Initiation of Turbidity Currents”. *Marine Geotechnique*, v. 111, pp. 189-220, 1967.
- NG, C.W.W., “The State-of-the-Art Centrifuge Modelling of Geotechnical Problems at HKUST”. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, v. 15, pp. 1-21, Jan. 2014.
- SCHNABEL, P.B.; LYSMER, J.; SEED H.B., “Shake: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites”. Berkeley, University of California, Dec. 1972. 114p.
- SETIAWAN, B. e SAIDI, T., “A Preliminary Results of Site-Specific Ground Response Analysis of Banda Aceh, Indonesia”. In: *Proceedings of the 2nd Annual International Conference Syiah Kuala University 2012 and 8th IMT-GT Uninet*

Biosciences Conference, Banda Aceh, Indonesia, Nov. 22-24, 2012.

- SOETERS, R. e VAN WESTEN, C.J., “Slope Instability Recognition, Analysis and Zonation”. In: A.K. Turner e R.L. Schuster (eds.), *Landslides, Investigation and Mitigation*. Washington, D.C., Transportation Research Board, pp. 129-177, 1996.
- SOLANS, D.; SKIADA, E.; KONTTOE, S.; POTTS, D.M., “Canyon Topography Effects on Ground Motion: Assessment of Different Soil Stiffness Profiles”. *Obras y Proyectos*, v. 25, pp. 51-58, Mar. 2019.
- SULTAN, N.; COCHONAT, P.; CANALS, M.; CATTANEO, A.; DENNIELOU, B.; HAFLIDASON, H.; LABERG, J.S.; LONG, D.; MIENERT, J.; TRINCARDI, F., “Triggering Mechanisms of Slope Instability Processes and Sediment Failures on Continental Margins: A Geotechnical Approach”. *Marine Geology*, v. 213, n. 1-4, pp. 291-321, Dec. 2004.
- TSUDA, K.; STEIDL, J.; ARCHULETA, R.; ASSIMAKI, D., “Site-Response Estimation for the 2003 Miyagi-Oki Earthquake Sequence Considering Nonlinear Site Response”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 96, n. 4A, pp. 1474-1482, Aug. 2006.
- VARNES, D.J., *Landslide Hazard Zonation: A View of Principles and Practices*. Paris, UNESCO, 1984. 63p.
- WEICHERT, D.H., “Estimation of the Earthquake Recurrence Parameters for Unequal Observation Periods for Different Magnitudes”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 70, n. 4, pp. 1337-1346, Aug. 1980.
- ZHOU, Y.-G.; CHEN, J.; CHEN, Y.-M.; KUTTER, B.L.; ZHENG, B.-L.; WILSON, D.W.; STRINGER, M.E.; CLUKEY, E.C., “Centrifuge Modeling and Numerical Analysis on Seismic Site Response of Deep Offshore Clay Deposits”. *Engineering Geology*, v. 227, pp. 54-68, Sep. 2017.

PARTE I – AMEAÇA E RESPOSTA SÍSMICAS EM UMA ÁREA NA MARGEM CONTINENTAL DO SUDESTE DO BRASIL

CAPÍTULO 3. DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Visando investigar a resposta sísmica local e as condições de estabilidade do fundo marinho em escala regional, selecionou-se uma área situada na porção Centro-Sul do Talude Continental Médio da Região Sudeste do Brasil.

Inicialmente, este Capítulo justifica a escolha dessa área e, na sequência, apresenta as fontes de dados utilizadas para a sua caracterização, bem como uma visão geral sobre as principais feições geomorfológicas e faciológicas do fundo do mar. São apresentadas figuras de localização, curvas batimétricas, de declividade e faciologia, além de uma imagem de visualização em 3-D do relevo sombreado para descrever a Geomorfologia. Feito isso, são analisados diferentes fatores pré-condicionantes e mecanismos de disparo considerados pertinentes para a estabilidade do fundo marinho atual.

3.2. SELEÇÃO DA ÁREA DE TRABALHO

3.2.1. Razões para a escolha de uma zona de baixa sismicidade

A margem continental da Região Sudeste do Brasil está localizada em uma zona de baixa sismicidade na crosta continental estável, praticamente no centro da Placa Sul-Americana. Em ambientes deste tipo, a escassez de dados de grandes eventos registrados resulta em maiores incertezas que afetam a definição de zonas-fonte sísmicas e a ocorrência de terremotos, além de modelos de propagação de ondas e o cálculo de resposta sísmica em locais específicos.

Grandes incertezas surgem, por exemplo, em termos da magnitude máxima a ser adotada em análises de ameaça sísmica. A quantificação da resposta sísmica local pode ser especialmente desafiadora, por causa dos perfis de solo característicos que não são usualmente encontrados em regiões crustais rasas e ativas, por exemplo, com rocha dura

sobreposta por camadas de argila muito mole, ou depósitos sedimentares muito profundos.

Em função disso, uma área de baixa sismicidade foi escolhida para ilustrar um estudo de caso real na margem brasileira. Nesta área, alguns dos problemas mencionados fazem com que seja bastante desafiadora a quantificação do movimento do chão ao nível do fundo do mar.

3.2.2. Definição da área de interesse

A razão para a escolha dessa área se deve ao fato de combinar uma boa caracterização geofísica, geológica, geotécnica e geomorfológica. Nela, foi identificado um relevo irregular com cânions submarinos profundos e de paredes íngremes, falhas, feições de expulsão de gás/fluidos e de instabilidade de taludes, cobertos com diferentes depósitos de solo. Sua configuração geológica e geomorfológica é tida como uma das mais complexas já encaradas pela indústria do petróleo no desenvolvimento de campos de águas profundas.

Estas feições geológicas, junto com disparadores naturais ou induzidos, podem individualmente ou em alguma combinação, impor uma ameaça à projetos de desenvolvimento da produção e escoamento de óleo e gás natural. Ainda, acredita-se que a resposta sísmica seja potencialmente interessante e peculiar em função das características do fundo e subfundo marinho raso.

3.3. LOCALIZAÇÃO

A área selecionada para a pesquisa é apresentada na Figura 3.1, que se localiza em uma região de águas profundas na província fisiográfica do Talude Continental, mais especificamente no Talude Médio da porção Centro-Sul da Bacia de Campos, na Região Sudeste do Brasil, a aproximadamente 130 km da cidade de Macaé no litoral Norte do Estado do Rio de Janeiro.

Na Figura 3.1, a área do polígono de interesse identificado pela cor de preenchimento amarela é de 3.854,8 km². Seu maior comprimento longitudinal é de 83.106,85 m (E-W inclinado), e o maior comprimento latitudinal é de 79.720,48 m (N-S inclinado). A lâmina d'água no ponto de interesse (quadrado vermelho) é de 1.122,25 m, e a declividade é de 2,53°.

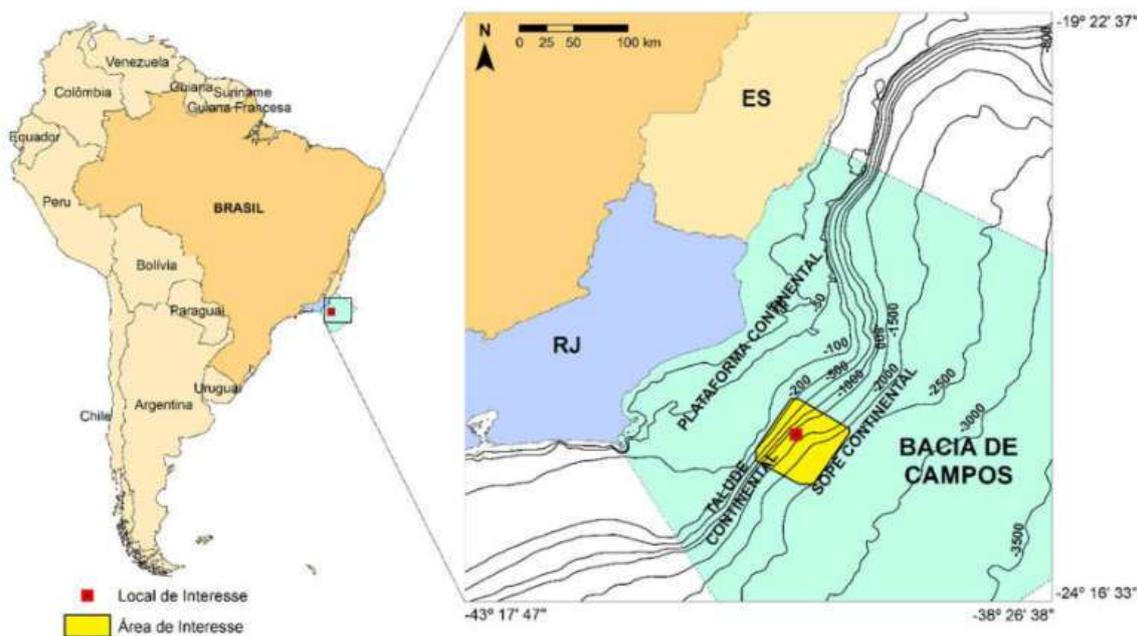


Figura 3.1. Localização da área de estudo (polígono amarelo) no Talude da Bacia de Campos.

3.4. MATERIAIS E MÉTODOS

Os dados batimétricos da área de interesse foram obtidos de sete projetos sísmicos de 3-D, onde foi mapeado o refletor sísmico do fundo do mar. Estes dados foram adquiridos com diferentes resoluções espaciais, tendo sido mosaicados e reamostrados para uma resolução espacial final de 12,5 m por 12,5 m.

Para a identificação dos principais tipos de sedimentos no fundo marinho, foi feita a interpretação integrada de dados geofísicos (sísmica 3-D convencional, perfilador de subfundo e sonar de varredura lateral) e geológicos disponíveis (amostras indeformadas de sedimentos coletadas em campanhas de investigação de campo).

3.5. GEOMORFOLOGIA E FACIOLOGIA

3.5.1. Fisiografia

Na área da Plataforma Continental abrangida pelo estudo, o relevo é suave e monótono, sem desníveis de grande expressão e declividade média em torno de 0,5°. A quebra da Plataforma se encontra a aproximadamente 180 m de profundidade de água.

O fundo marinho é cortado por um conjunto de cinco cânions principais, alinhados na direção NW, ortogonais às isóbatas, denominados de Grupo Sudeste de Cânions. Estes cânions são chamados de Norte para Sul como: Goitacá, Tupinambá, Temiminó, Tamoio e Tupiniquim; além disso, ocorrem cânions do Grupo Sul/Sudeste (VIANA *et al.*, 1999). Todos os cânions do Grupo Sudeste são classificados como imaturos, pois nenhum deles atravessa a quebra da Plataforma Continental.

O ambiente geológico complexo com a presença de cânions submarinos, juntamente com diversas cicatrizes de descascamento nos locais onde ocorreu a remoção de camadas de lama, estão associados a processos de movimento de massa (KOWSMANN *et al.*, 2002). Estes são amplamente controlados pela geologia variável de subsuperfície e por correntes geostróficas (VIANA *et al.*, 1998). Segundo KOWSMANN e VIANA (1992), tais processos ocorreram preferencialmente em períodos de nível relativo de mar baixo. Em alguns locais ocorrem depressões (pockmarks), que podem estar relacionadas ao escape de gás/fluidos no fundo do mar.

A Figura 3.2 apresenta uma imagem em perspectiva com o ambiente geomorfológico da área em consideração, podendo-se notar várias formas geomorfológicas e ameaças potenciais:

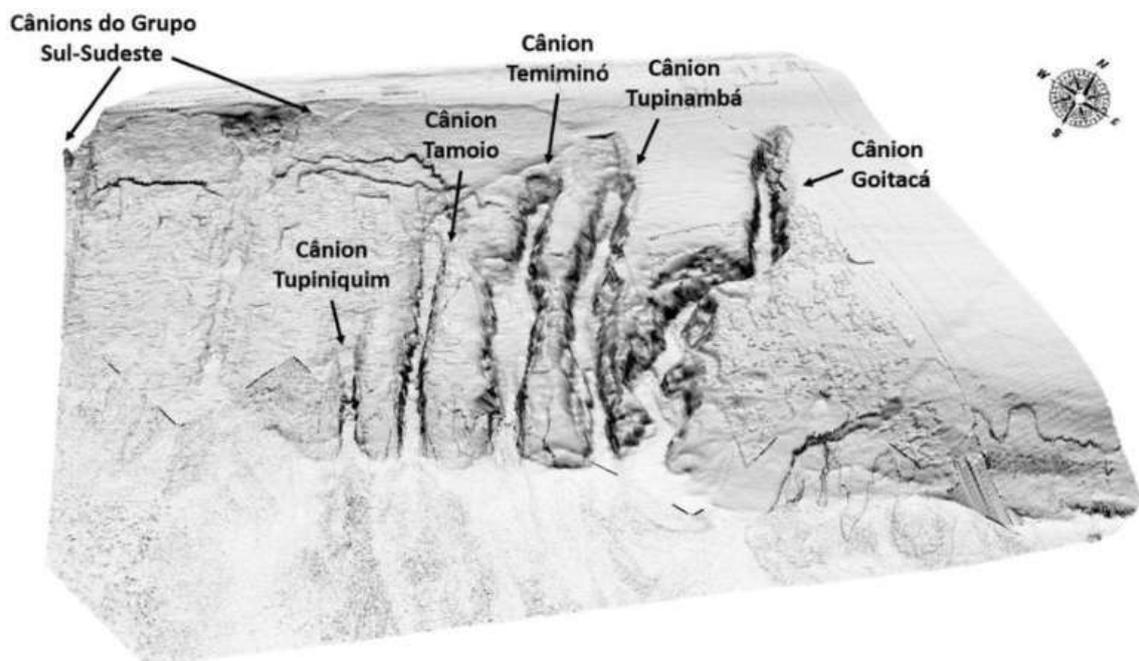


Figura 3.2. Visualização 3-D do relevo sombreado do fundo marinho na área de interesse.

Como mostra a Figura 3.2, há evidências claras de inúmeros eventos de ruptura ocorridos durante o passado geológico relativamente recente em taludes íngremes e ao longo dos flancos de um conjunto de cinco cânions alinhados na direção NW, ortogonais às isóbatas. Tais cânions lineares, em alguns casos controlados por falhas, podem permitir longas distâncias de corrida para fluxos de detritos. Algumas dessas rupturas de talude podem ter sido disparadas por carregamento sísmico.

3.5.1.1. Batimetria

A Figura 3.3 apresenta o mapa batimétrico elaborado para a área de interesse. Observa-se que o Talude Continental se encontra compreendido entre as lâminas d'água de -85 e -2.526 m, e seu mergulho está orientado regionalmente para SE.

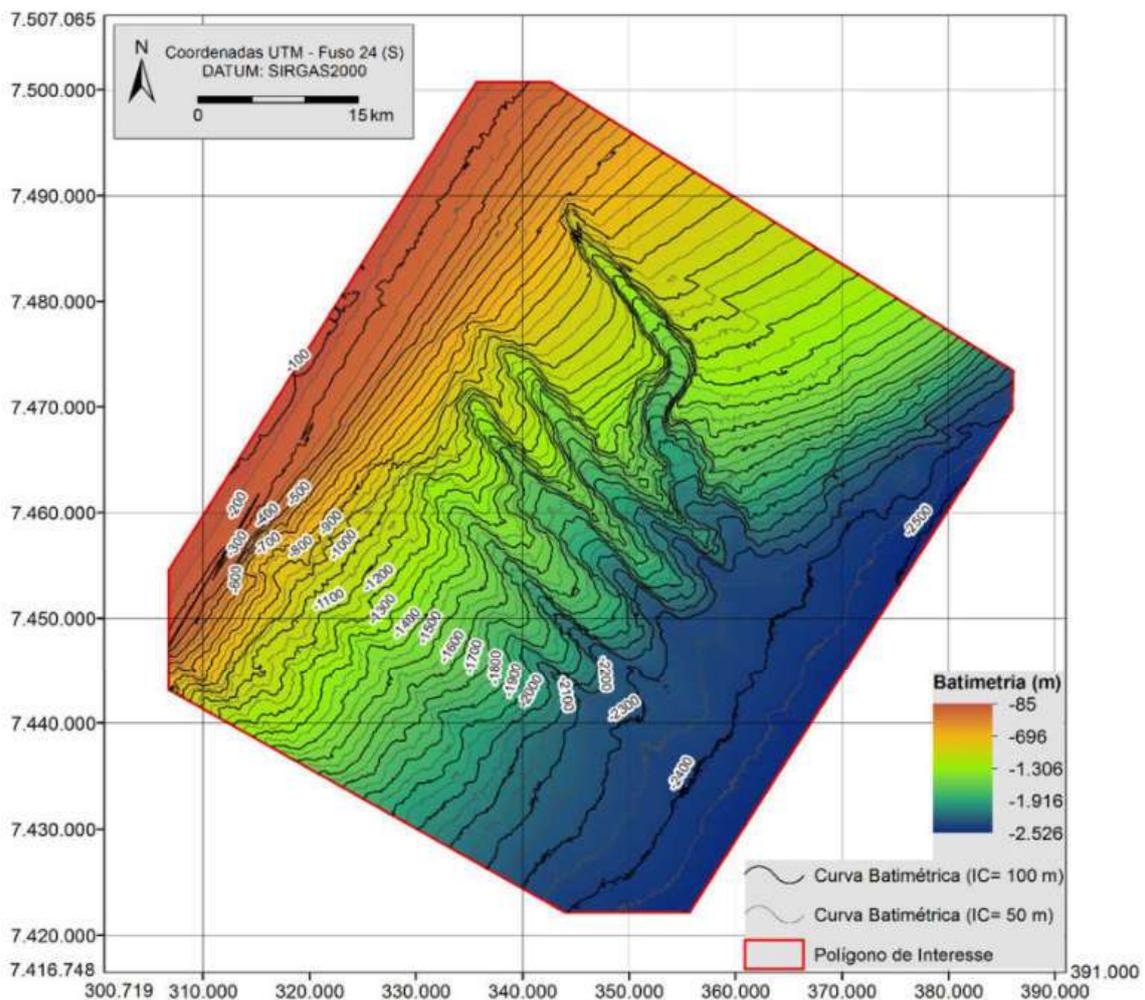


Figura 3.3. Batimetria da área de interesse, com intervalos de contornos de 50 e 100 m.

3.5.1.2. Parâmetros morfométricos

ALMEIDA e KOWSMANN (2015) caracterizaram os cânions submarinos identificados nesta área. Foram realizadas diversas medições de parâmetros morfométricos, tais como: comprimento, desnível e declividade das paredes, largura do canal e sinuosidade.

O Cânion Goitacá apresenta a maior média dos desníveis das paredes, com 360 m na margem direita e 320 m na margem esquerda. O Cânion Tupinambá apresenta a maior largura média, com 4.870 m. O maior valor médio de declividade da margem esquerda é do Cânion Tupiniquim, com 20°, enquanto que na margem direita, o maior valor médio de declividade ocorre no Cânion Goitacá, com 10°. O Cânion Tamoio apresenta o maior valor médio de declividade da linha de talvegue, com 3°. O Cânion Goitacá apresenta o maior comprimento, com 42.497 m. Os valores diferentes de desnível e declividade das paredes opostas dos cânions, que conferem assimetria ao perfil transversal, estão relacionados ao controle estrutural de falhas geológicas. Esses cânions apresentam perfis transversais suavizados em forma de U. Em suas calhas, há grandes depósitos de movimentos de massa, com grande quantidade de blocos disseminados.

3.5.2. Faciologia

A constituição do solo marinho superficial (primeiro metro), no contexto regional da Bacia de Campos, é caracterizada pela predominância de sedimentos arenosos de composição siliciclástica e carbonática na Plataforma e, no restante do leito marinho da bacia (Talude Continental e Platô de São Paulo), por vasas calcárias, margas e lamias.

Identificaram-se os seguintes tipos principais de sedimentos no Talude da área de interesse: lama (argila e silte) – lama hemipelágica normalmente adensada (com estratificação plano-paralela), e lama rija – lama pré-adensada e lama heterogênea não-estratificada pré-adensada (depósitos de escorregamento aflorantes e subaflorantes). Na porção da Plataforma Continental abrangida pelo estudo, predomina a lama com bioclastos, com pequenas áreas de areia mista, cascalho bioclástico e lama.

A Figura 3.4 apresenta a faciologia plotada sobre o mapa batimétrico elaborado para a área de interesse. Nesta figura, podem-se ver as locações de ensaios *in situ* de cravação de piezocone (PCPT – Piezocone Penetration Test), bem como de amostragens geológico-geotécnicas profundas.

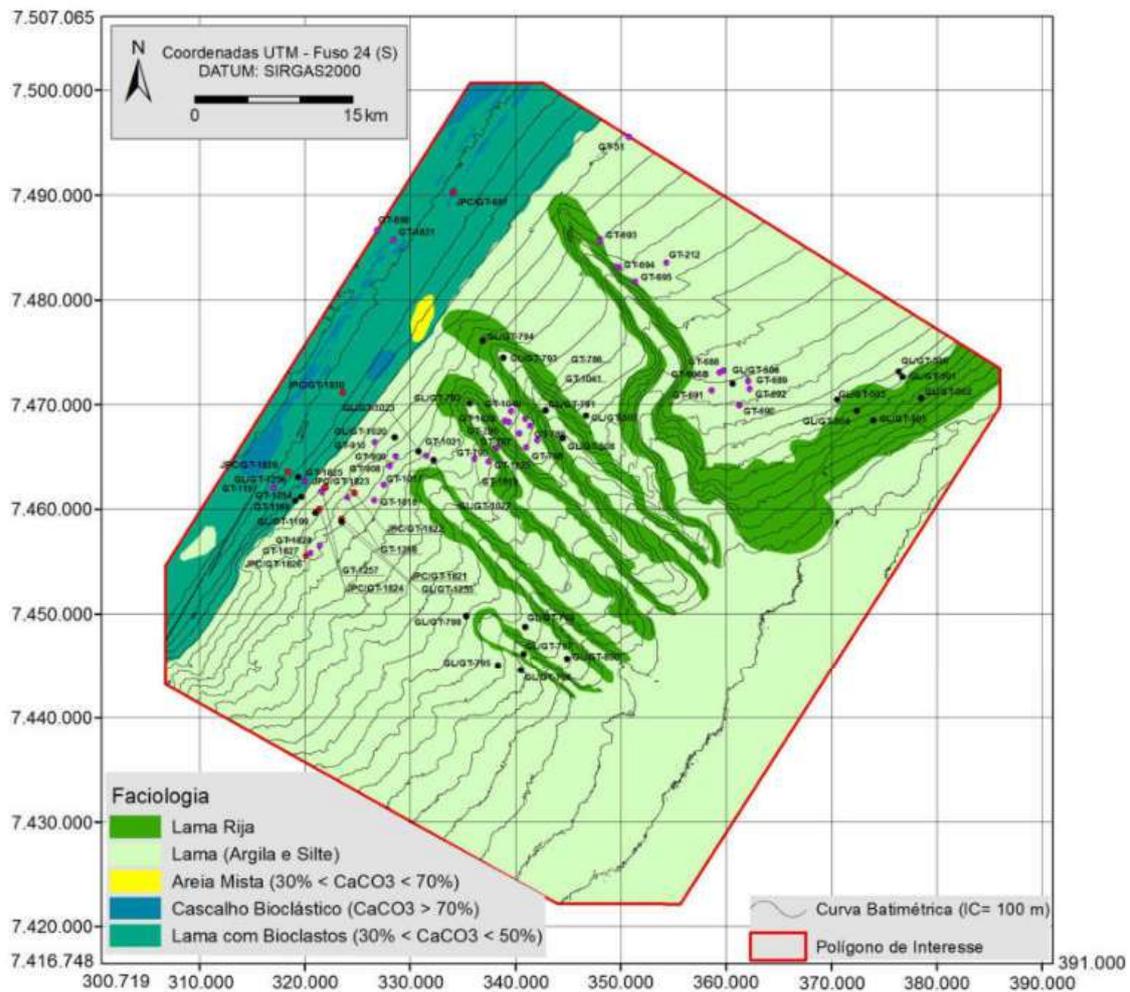


Figura 3.4. Mapa batimétrico e faciológico do fundo marinho da área de interesse, com a posição de furos de sondagem geológico-geotécnicos existentes.

Como visto pela Figura 3.4, o fundo marinho na área de interesse é constituído predominantemente por lama hemipelágica normalmente adensada. Este sedimento fino é composto pela mistura das frações granulométricas de tamanho silte e argila, depositado por suspensão durante o Quaternário. Tais depósitos estão mais preservados nas áreas entre os cânions Goitacá e Tupinambá, mais a Norte, e entre os cânions Tupinambá e Temiminó, na região Centro-Sul da área. Nestas regiões, estes sedimentos predominam na forma de uma cobertura lamosa, também chamada de *drape*. Nas regiões intercânions e nos vales, também predominam sedimentos normalmente adensados no fundo do mar.

Nos perfis de *Sub Bottom Profiler* (SBP), tais depósitos são caracterizados como refletores plano-paralelos com boa continuidade lateral (Figura 3.5). No restante da área, os dados de perfilador de subfundo mostraram que, lateralmente, os depósitos plano-paralelos correspondentes à lama hemipelágica dão lugar a um pacote pouco espesso de

lama não-estratificada (com transparência acústica – Figura 3.5), com média de 5 m podendo chegar a 10 m de espessura e deixar de ocorrer em alguns locais, como, por exemplo, nas paredes dos cânions. Esta camada sedimentar recobre ora depósitos de escorregamento de massa, ora depósitos de lama pré-adensada, e devem corresponder composicionalmente a lama hemipelágica.

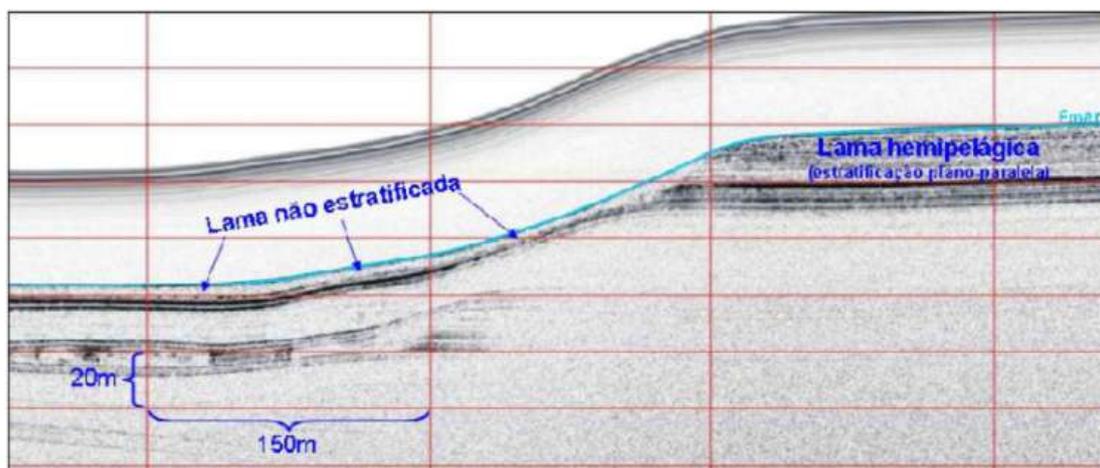


Figura 3.5. Perfil de *SBP* mostrando a diferença de resposta acústica das litologias de lama hemipelágica com estratificação plano-paralela e lama não-estratificada.

No contexto da lama não-estratificada, que ocorre praticamente no restante da área de estudo recobrendo depósitos de movimento de massa e de lama pré-adensada, os dados mostram que se trata de um material de comportamento geotécnico semelhante a lama hemipelágica normalmente adensada. Para fins práticos, é possível afirmar que ocorre praticamente em toda área uma camada superficial de lama com comportamento geotécnico semelhante a lama normalmente adensada, apesar dos dados de *SBP* mostrarem que se tratam de sedimentos com resposta acústica diferente. Estes sedimentos recobrem depósitos de movimento de massa (lama heterogênea) e lama pré-adensada.

Os depósitos de escorregamento de massa (movimento de massa ou lama heterogênea) ocorrem em grande parte da área, geralmente sob a camada sem estratificação, mas podem ocorrer também sob a camada de lama hemipelágica ou praticamente aflorarem no fundo marinho. Essa litologia corresponde a depósitos de movimento de massa formados pelo desabamento das paredes e cabeceiras dos cânions Goitacá, Tupinambá e Temiminó, que foram soterrados e posteriormente expostos pela erosão, e novamente recobertos por um pacote sedimentar (lama hemipelágica ou lama

não-estratificada). Localmente, nas partes Centro-Sul e Sul da área, o fundo marinho é marcado por uma rugosidade típica de depósitos de escorregamento de massa blocoso.

Os perfis de *SBP* mostraram que os depósitos de escorregamento de massa podem ser blocosos ou não. Os que não são blocosos apresentam base plana e topo ondulado com configuração interna pouco definida. Já os depósitos de movimento de massa blocosos, além de terem base plana e topo ondulado, sua configuração interna pode apresentar blocos com estratificação plano-paralela ou reflexões caóticas. A Figura 3.6 apresenta um exemplo de depósito de movimento de massa blocoso, onde as linhas tracejadas em verde delimitam alguns blocos de lama com estratificação plano-paralela:

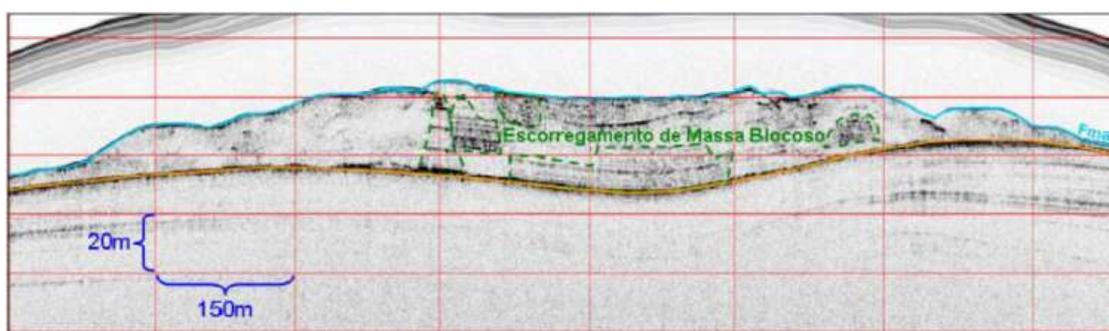


Figura 3.6. Perfil de *SBP* mostrando um depósito de movimento de massa blocoso.

A fácies caracterizada como de lama rija ou pré-adensada tem composição e origem semelhantes às da lama normalmente adensada, porém, está associada a camadas de lama mais antigas que afloram em regiões de alta declividade, onde a cobertura sedimentar superficial não consegue se fixar. O sobreadensamento deste material é atribuído ao maior carregamento que este solo já sofreu no passado geológico, pois existiam camadas de solo que o cobriam e que foram removidas por deslizamentos. O *drape* que cobria estas camadas foi removido por eventos de escorregamento do talude. Essa litologia ocorre em praticamente toda área de estudo, ora subaflorante, sob a lama hemipelágica ou sob o pacote com transparência acústica, ora recoberta pela lama hemipelágica pré-adensada, ora aflorando em alguns locais nas paredes dos cânions.

Ainda no contexto da lama pré-adensada, ocorrem intercalações de densas camadas de areia com espessuras métricas (1 a 5 m).

Nos perfis de *Sub Bottom Profiler*, tais depósitos de lama pré-adensada apresentam estratificação plano-paralela com boa continuidade lateral, como mostra a Figura 3.7. Para o depósito delimitado pela linha tracejada em verde nesta figura, vale

notar que na parte esquerda o pacote sedimentar pode ter o comportamento de uma lama normalmente adensada, enquanto que na parte à direita da Figura 3.7, onde houve remoção de sedimentos, este mesmo depósito passa a ter o comportamento de lama pré-adensada.

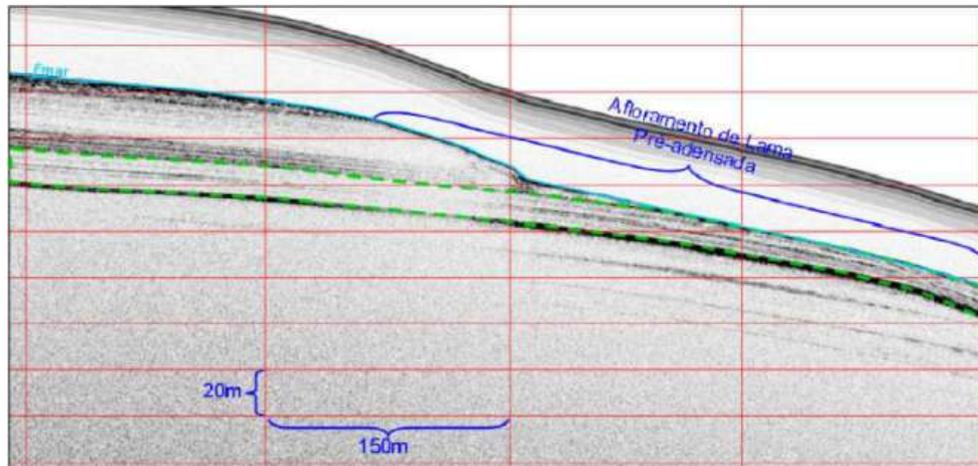


Figura 3.7. Perfil de *SBP* mostrando um afloramento de lama pré-adensada.

O subitem 3.6 apresenta alguns aspectos importantes para a estabilidade do fundo marinho da área de interesse.

3.6. ASPECTOS RELEVANTES QUANTO AO POTENCIAL DE OCORRÊNCIA DE DESLIZAMENTOS

A estabilidade de sistemas de cânions pode, em termos simplistas, ser inicialmente relacionada aos ângulos de inclinação do fundo do mar, particularmente nos flancos dos cânions. O potencial para instabilidades dependerá da possibilidade de processos geológicos modificarem os taludes e de mecanismos disparadores para fazê-los romper.

3.6.1. Fatores pré-condicionantes

Como discutido no subitem 2.5.2, um fator pré-condicionante de deslizamento pode ser considerado como sendo qualquer fator que possa progressivamente levar um talude à um estado de estabilidade reduzida. Vários fatores pré-condicionantes podem ter contribuído para a instabilidade histórica e também futura dos sedimentos do Talude Continental na área de interesse.

Para esta área, os seguintes fatores pré-condicionantes foram considerados:

3.6.1.1. Gás e dissociação de hidratos de gás

Geralmente, considera-se que a presença de gás raso e a dissociação de hidratos de gás metano (p.ex., causada por variações nas condições de pressão e temperatura controladas pelo clima), desempenhem um papel crítico ao pré-condicionar ou disparar rupturas de taludes. A presença de gás na forma de bolhas afeta a compressibilidade dos solos e pode provocar elevações de poro-pressão. Dessa forma, a dissociação de hidratos em gás resultaria em excessos de poro-pressão, reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo e levando à ruptura (p.ex., LEYNAUD *et al.*, 2009).

Entretanto, os dados de sísmica de alta resolução (imagens de sonar, perfis de SBP e batimetria de multifeixe) e de sísmica de exploração 3-D disponíveis, além das amostras de sedimentos coletadas da área, não mostraram anomalias indicativas da presença de gás ou hidratos. Não são conhecidas publicações até o momento que reportem a evidência direta ou indireta de hidratos de gás na vizinhança imediata de depósitos de transporte de massa na área estudada. Portanto, considera-se que gás ou hidratos são, com base na informação atualmente disponível, candidatos improváveis para impactar na estabilidade do Talude Continental nessa área.

Uma ameaça menos quantificável seria o efeito de atividades de perfuração de poços exploratórios e de produção nas condições de estabilidade de uma área particular. Por exemplo, há casos em que a perfuração perturbou o gás em camadas mais profundas da formação, que migrou para horizontes mais rasos. Isso pode reduzir a resistência ao cisalhamento do solo, levando-o ao limite de ruptura.

3.6.1.2. Taxas de sedimentação e excesso de poro-pressão

O carregamento rápido de sedimentos finos pode causar tanto o subadensamento quanto a geração de excesso de poro-pressão durante a sedimentação, já que esta não consegue se dissipar facilmente (dependendo da permeabilidade do solo). Segundo LEYNAUD *et al.* (2009), a resistência ao cisalhamento não-drenada dos sedimentos durante o processo de adensamento depende da dissipação do excesso de poro-pressão.

Conforme KOWSMANN *et al.* (2015), a acumulação rápida de sedimentos pode ser descartada para a Bacia de Campos. O cálculo de taxas de acumulação da biozona Z

(Holoceno) dos testemunhos foi apresentado por BISCHOFF *et al.* (2009) e KOWSMANN *et al.* (2012; 2013). As taxas de sedimentação do Holoceno diminuem na direção cânion abaixo, variando de 0,039 m/1.000 anos na cabeceira do Cânion Tupinambá (em uma lâmina d'água de 929 m) a 0,019 m/1.000 anos no ponto mais distante amostrado em seu talvegue (em 1.477 m de lâmina d'água).

Essas taxas são comparáveis àquelas observadas em outros testemunhos coletados na Bacia de Campos. As taxas de sedimentação do Holoceno (biozona Z) apresentaram um valor médio de 0,064 m/1.000 anos na bacia (KOWSMANN *et al.*, 2015), mas ainda assim muito baixas quando comparadas com outras partes do mundo (p.ex., margem continental norueguesa – LABERG *et al.*, 2003).

Assim, não se espera que sejam gerados excessos de pressão de poros, nem que eles desempenhem um papel significativo na estabilidade dos sedimentos do Talude Continental. Em função disso, serão consideradas condições de poro-pressão hidrostáticas no cálculo subsequente de fatores de segurança, isto é, sem excessos de poro-pressão. Caso condições não-hidrostáticas sejam esperadas em algum talude específico, então preferivelmente medições diretas de poro-pressão devem ser efetuadas em vez do uso de valores assumidos.

3.6.1.3. Ângulo do talude

Em geral, a estabilidade do fundo marinho também depende do ângulo de mergulho, já que as forças que atuam na direção talude abaixo crescem com o aumento da inclinação. Assim, a estabilidade de taludes sob carregamento gravitacional é intimamente relacionada ao ângulo do talude e à resistência ao cisalhamento do solo.

Tendo como base o mapa batimétrico da Figura 3.3, foi derivado um mapa de declividade do fundo do mar (em graus), usando o programa *ArcGIS* versão 10.2.1 *Advanced*, mediante o emprego da função *Slope* do módulo *3D Analyst*.

A declividade média ao longo de toda área resultou em 4,85°, com um desvio-padrão de 5,54°. As maiores declividades são encontradas nas paredes dos cânions submarinos, ao longo de cicatrizes de remoção de sedimentos e no topo de depósitos de lama heterogênea em subsuperfície, com uma média de 11,48° e desvio-padrão de 8,37° nesses locais, podendo chegar no máximo a 83,65°. O relevo é suave na região intercânions e nos talvegues dos cânions, e suas declividades variam entre 0 e 6°.

A Figura 3.8 apresenta um mapa em código de cores representando a variação do ângulo do talude na área de interesse. As altas declividades em alguns pequenos trechos dos flancos dos cânions podem ser os principais fatores pré-condicionantes para a desestabilização de taludes nessa área.

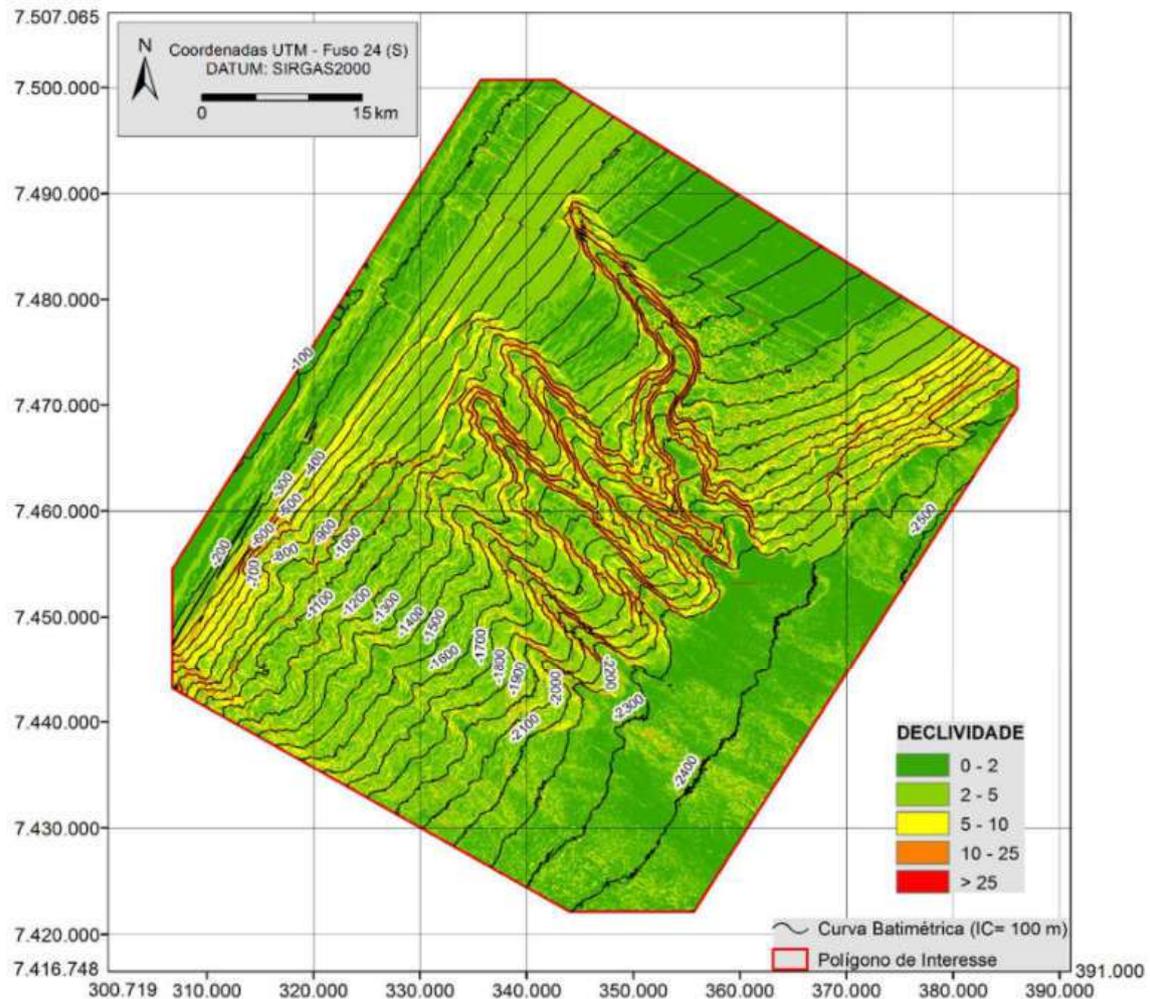


Figura 3.8. Mapa de declividades na área de estudo. O intervalo de contornos de profundidade é de 100 m.

3.6.1.4. Presença de camadas de menor resistência ao cisalhamento

Um parâmetro importante na estabilidade de um talude é a natureza ou a resistência dos materiais que o constituem. A presença de camadas de sedimentos de menor resistência ao cisalhamento, as assim chamadas *weak layers*, é geralmente usada para explicar a ocorrência de grandes deslizamentos submarinos.

A formação de camadas de menor resistência pode resultar de vários processos: sedimentológicos (p.ex., estratificação), geotécnicos (p.ex., amolecimento por deformação) e geoquímicos (p.ex., lixiviação). Uma compilação das propriedades de camadas de menor resistência observadas em estudos de deslizamentos submarinos foi feita por LOCAT *et al.* (2014), e mostrou que não há um elemento comum e que podem haver diferentes tipos de sedimentos e mecanismos de ruptura envolvendo estas camadas. No entanto, nem dados geofísicos nem ensaios *in situ* e amostras recuperadas de sedimentos mostraram indicações de camadas “frágeis” na área estudada.

3.6.2. Mecanismos de disparo

Como discutido no subitem 2.5.3, um disparador de deslizamento pode ser considerado como qualquer mecanismo que afete o equilíbrio tensão-resistência, de maneira que um desequilíbrio é induzido e alguma forma de movimento ocorre. Diversos fatores se combinam ao longo do tempo para resultar em períodos de estabilidade de taludes reduzida, tipicamente durante períodos de nível do mar baixo glacial; e períodos de estabilidade de taludes aumentada, geralmente durante períodos de nível de mar alto interglacial, com mais de 100 m de flutuação do nível do mar (SOLHEIM *et al.*, 2007).

Para NADIM e KVALSTAD (2007), muitos dos maiores eventos de deslizamentos parecem estar relacionados a variações eustáticas do nível do mar, e o clima interglacial atual com nível de mar alto é geralmente associado com taxas de sedimentação reduzidas nas margens de águas profundas. Uma redução na taxa de sedimentação abaixo de um certo valor levará a uma redução gradual no excesso de poro-pressão e, então, à uma melhora gradual na estabilidade. Uma comparação entre taxa de escorregamento *versus* taxa de sedimentação foi descrita para os sedimentos de cobertura no Escarpamento *Sigsbee* no Golfo do México por NADIM *et al.* (2003). Esta mostrou uma redução clara na taxa de escorregamento com a diminuição da taxa de deposição.

Entretanto, mesmo durante períodos de estabilidade de taludes aumentada, deslizamentos podem ser disparados por outros fatores. Portanto, para avaliar a estabilidade do fundo marinho, é necessário caracterizar as condições atuais, e realizar análises usando carregamentos previstos como entradas.

Vários disparadores possíveis podem ser responsáveis por rupturas de talude históricas e futuras na área de interesse. Para esta área, a atividade sísmica foi considerada um mecanismo disparador relevante e mais provável, e será abordada no subitem 3.6.2.1.

3.6.2.1. Atividade sísmica

Apesar de que o Atlântico Sudoeste seja uma margem passiva, esta região tem experimentado sismos de fracos a moderados durante tempos históricos e até recentemente, implicando em um relacionamento entre rupturas de taludes e acelerações do terreno.

Após um evento sísmico, pode levar meses ou até mesmo anos para que os excessos de pressão de poros sejam dissipados, e as argilas recuperem sua resistência (BISCONTIN *et al.*, 2004; TSAI *et al.*, 2014). Eventos sísmicos menores, mas repetidos ou mais prolongados, podem causar uma reação no solo similar à um único evento sísmico de maior magnitude. Da mesma forma, após um evento sísmico, pode levar um tempo considerável para que excessos de poro-pressão em uma camada de menor resistência evoluam suficientemente para disparar um deslizamento. Portanto, torna-se difícil atribuir confiavelmente um terremoto específico a qualquer deslizamento.

Ainda que a ameaça sísmica regional venha a resultar baixa a partir de uma análise determinística ou probabilística, ainda assim há um risco aumentado, já que as propriedades do solo variam consideravelmente em escalas de centenas de metros. As partes mais planas da área são compostas por argila marinha mole superficial, e a habilidade para esses materiais amplificarem movimentos sísmicos e causar danos em estruturas foi bem documentada nos terremotos da Cidade do México de 19/09/1985, e de Loma Prieta na Califórnia em 17/10/1989 (ver subitem 2.4.1).

Esta área possui uma estratigrafia complexa, com depósitos de solo com mais de 500 m de espessura em alguns locais. Tais depósitos profundos podem ter um efeito importante, mas ainda pouco compreendido, na propagação de ondas sísmicas. Em função disso, torna-se importante e necessária uma avaliação de ameaça sísmica abrangente, o que inclui simulações numéricas de amplificação do movimento do chão na área de interesse definida pela Figura 3.1. Com isso, poder-se-á avaliar o papel da topografia, da estratigrafia e da presença de camadas de solo profundas na resposta sísmica ao nível do piso marinho. Será também possível estudar o potencial para deslizamentos serem induzidos por terremotos considerando o nível de sismicidade regional.

3.7. CONCLUSÕES

Este Capítulo apresentou as principais características geomorfológicas e faciológicas da área de interesse selecionada para o estudo. Além disso, foram discutidos fatores pré-condicionantes e mecanismos de disparo de deslizamentos considerados relevantes para as condições de estabilidade do fundo marinho.

Esta é uma área relativamente grande localizada na Bacia de Campos (com 3.854,8 km²), onde a batimetria varia de -85 a -2.526 m e o fundo marinho apresenta declividade média de 4,85°, com um desvio-padrão de 5,54°, mas podendo localmente atingir o valor de 83,65°. Verificou-se que o Talude Continental atual sobre a área de interesse apresenta uma morfologia complexa, cortada por cânions submarinos profundos e de paredes íngremes, além da presença de falhas, feições de expulsão de gás/fluidos e de instabilidade de taludes, cobertos com diferentes depósitos de solo. À Sudoeste da área foi observada uma morfologia marcada por cicatrizes de deslizamento escalonadas paralelas à quebra da Plataforma Continental, formando degraus com superfícies enrugadas.

Nesta área, a quantificação dos riscos associados à instabilidade de taludes se torna um aspecto importante para o processo de tomada de decisão a respeito da adoção de medidas de mitigação. Haja vista que deslizamentos submarinos originados nos flancos dos cânions podem ameaçar a integridade de poços, fundações, dutos e demais estruturas posicionadas nas regiões de talvegue.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, A.G. e KOWSMANN, R.O., “Geomorfologia do Talude Continental e do Platô de São Paulo”. In: R. O. Kowsmann (ed.), *Caracterização Ambiental Regional da Bacia de Campos, Atlântico Sudoeste – Geologia e Geomorfologia*, Elsevier, pp. 33-66, 2015.
- BISCHOFF, A.P.; KOWSMANN, R.O.; VICALVI, M.A., *Descrição e Datação de Furos Geológicos e Correlação com Perfis Geotécnicos nos Cânions em Espadarte, Bacia de Campos (Campanha Fugro Explorer 2007)*. Rio de Janeiro, Cenpes, Mar. 2009.
- BISCONTIN, G.; PESTANA, J.M.; NADIM, F., “Seismic Triggering of Submarine Slides in Soft Cohesive Soil Deposits”. *Marine Geology*, v. 203, n. 3-4, pp. 341-354, Jan. 2004.

- KOWSMANN, R.O. e VIANA, A.R., “Movimentos de Massa Provocados por Cunhas Progradantes de Nível de Mar Baixo: Exemplo na Bacia de Campos”. Boletim de Geociências da Petrobras, v. 6, n. 1-2, pp. 99-102, 1992.
- KOWSMANN, R.O.; ALMEIDA, A.G.; BARBOSA, B.M.A.; JANUÁRIO, T.M.; VICALVI, M.A.; GONÇALVES, A.J.; SILVA, M.S.L., Descrição e Datação dos Furos no Talude de Aruanã, Bacia de Campos (Campanha Fugro Explorer 2011). Rio de Janeiro, Cenpes, Mar. 2012. 20p.
- KOWSMANN, R.O.; ALMEIDA, A.G.; BARBOSA, B.M.A.; LIMA, A.C.; SANTOS JÚNIOR, F.M.; GONÇALVES, A.J.; SILVA, M.S.L., Descrição e Datação dos Furos no Talude de Tartaruga Verde, Bacia de Campos (Campanha Fugro Explorer 2011). Rio de Janeiro, Cenpes, Maio 2013. 28p.
- KOWSMANN, R.O.; LIMA, A.C.; VICALVI, M.A., “Feições Indicadores de Instabilidade Geológica no Talude Continental e no Platô de São Paulo”. In: R. O. Kowsmann (ed.), Caracterização Ambiental Regional da Bacia de Campos, Atlântico Sudoeste – Geologia e Geomorfologia, Elsevier, pp. 71-97, 2015.
- KOWSMANN, R.O.; MACHADO, L.C.R.; VIANA, A.R.; ALMEIDA JÚNIOR, W.; VICALVI, M.A., “Controls on Mass-Wasting in Deep Water of the Campos Basin”. In: Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, USA, May 6-9, 2002.
- LABERG, J.S.; VORREN, T.O.; MIENERT, J.; HAFLIDASON, H.; BRYN, P.; LIEN, R., “Preconditions Leading to the Holocene Trænadjupet Slide Offshore Norway”. In: J. Local e J. Mienert (eds.), Submarine Mass Movements and their Consequences. Advances in Natural and Technological Hazards Research, Springer, pp. 247-254, 2003.
- LEYNAUD, D.; MIENERT, J.; VANNESTE, M., “Submarine Mass Movements on Glaciated and Non-Glaciated European Continental Margins: A Review of Triggering Mechanisms and Preconditions to Failure”. Marine and Petroleum Geology, v. 26, n. 5, pp. 618-632, May 2009.
- LOCAT, J.; LEROUÉIL, S.; LOCAT, A.; LEE, H., “Weak Layers: Their Definition and Classification from a Geotechnical Perspective”. In: S. Krastel *et al.* (eds.), Submarine Mass Movements and their Consequences. Advances in Natural and Technological Hazards Research, Springer, v. 37, pp. 3-12, 2014.

- NADIM, F. e KVALSTAD, T.J., “Risk Assessment and Management for Offshore Geohazards”. In: Proceedings of the 1st International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, Shanghai, China, Oct.18-19, 2007.
- NADIM, F.; KRUNIC, F.; JEANJEAN, P., “Probabilistic Slope Stability Analyses of the Sigsbee Escarpment”. In: Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, USA, May 5-8, 2003.
- SOLHEIM, A.; FORSBERG, C.F.; YANG, S.; KVALSTAD, T.J.; LONGVA, O.; RISE, L., “The Role of Geological Setting and Depositional History in Offshore Slope Instability”. In: Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, USA, Apr. 30 – May 3, 2007.
- TSAI, C.-C.; MEJIA, L.H.; MEYMAND, P., “A Strain-Based Procedure to Estimate Strength Softening in Saturated Clays during Earthquakes”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 66, pp. 191-198, Nov. 2014.
- VIANA, A.R.; ALMEIDA JÚNIOR, W.; MACHADO, L.C., “Different Styles of Canyon Infill Related to Gravity and Bottom Current Processes: Examples from the Upper Slope of the SE Brazilian Margin”. In: Proceedings of the 6th International Congress of the Brazilian Geophysical Society, Rio de Janeiro, Brazil, Aug. 15-19, 1999.
- VIANA, A.R.; FAUGÈRES, J.C.; KOWSMANN, R.O.; LIMA, J.A.; CADDAAH, L.F.; RIZZO, J.G., “Hydrology, Morphology and Sedimentology of the Campos Basin Continental Margin, Offshore Brazil”. *Sedimentary Geology*, v. 115, n. 1-4, pp. 133-157, Jan. 1998.

CAPÍTULO 4. ESTIMATIVA DE AMEAÇA SÍSMICA ESPECÍFICA LOCAL

4.1. INTRODUÇÃO

Este Capítulo apresenta os resultados de uma Análise Probabilística de Ameaça Sísmica conduzida especificamente para o ponto de interesse identificado na Figura 3.1, a fim de estimar os níveis potenciais de movimento do chão naquele local. Os resultados são apresentados como valores de acelerações horizontais de pico do piso (PGA – Peak Ground Acceleration), além de espectros de resposta de ameaça uniforme e uma análise de desagregação da ameaça.

Para isso, foi compilado um catálogo de sismicidade histórica e instrumental recente para as regiões Sul e Sudeste do Brasil, incluindo suas porções oceânicas (bacias sedimentares costeiras de Pelotas, Santos, Campos e do Espírito Santo). Foi adotada a abordagem de árvore lógica nos cálculos de ameaça com o programa *CRISIS 2012* para capturar as incertezas epistêmica e aleatória, considerando diferentes modelos de fontes sísmicas, parâmetros de atividade sísmica e fatores de escala na Equação de Previsão de Movimento do Chão.

4.2. DADOS E ANÁLISE DE DADOS

4.2.1. Catálogo de terremotos

Dados de sismicidade crustal intraplaca do Brasil (sismicidade histórica e instrumental recente até dezembro de 2017), foram coletados da base de dados do Centro de Sismologia do Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo (IAG/USP). Estes dados podem ser obtidos em <<http://moho.iag.usp.br/rq/event>> (último acesso em setembro de 2020).

Este catálogo não inclui eventos mais profundos do que 50 km na fronteira Brasil-Peru (tais como terremotos na região dos Andes, onde a atividade sísmica é marcada pela subducção da Placa de Nazca sob a Placa Sul-Americana), terremotos na Cadeia Dorsal Mesoatlântica, sismos duvidosos (datas erradas ou terremotos não-tectônicos, como prováveis explosões) e eventos suspeitos de estarem errados (identificados com incerteza

epicentral superior a 100 km). Detalhes sobre o catálogo de terremotos podem ser encontrados em BIANCHI *et al.* (2018).

O Anexo A apresenta um manuscrito que foi aceito e publicado como parte desta pesquisa, onde o catálogo de eventos foi atualizado com dados até dezembro de 2019.

4.2.1.1. Epicentros

A Figura 4.1 apresenta todos os eventos crustais no Brasil e áreas vizinhas com dados do catálogo abrangendo o período de novembro de 1720 a dezembro de 2017 (os tamanhos dos círculos estão de acordo com a magnitude). Além disso, é mostrada a posição do ponto de interesse na Bacia de Campos.

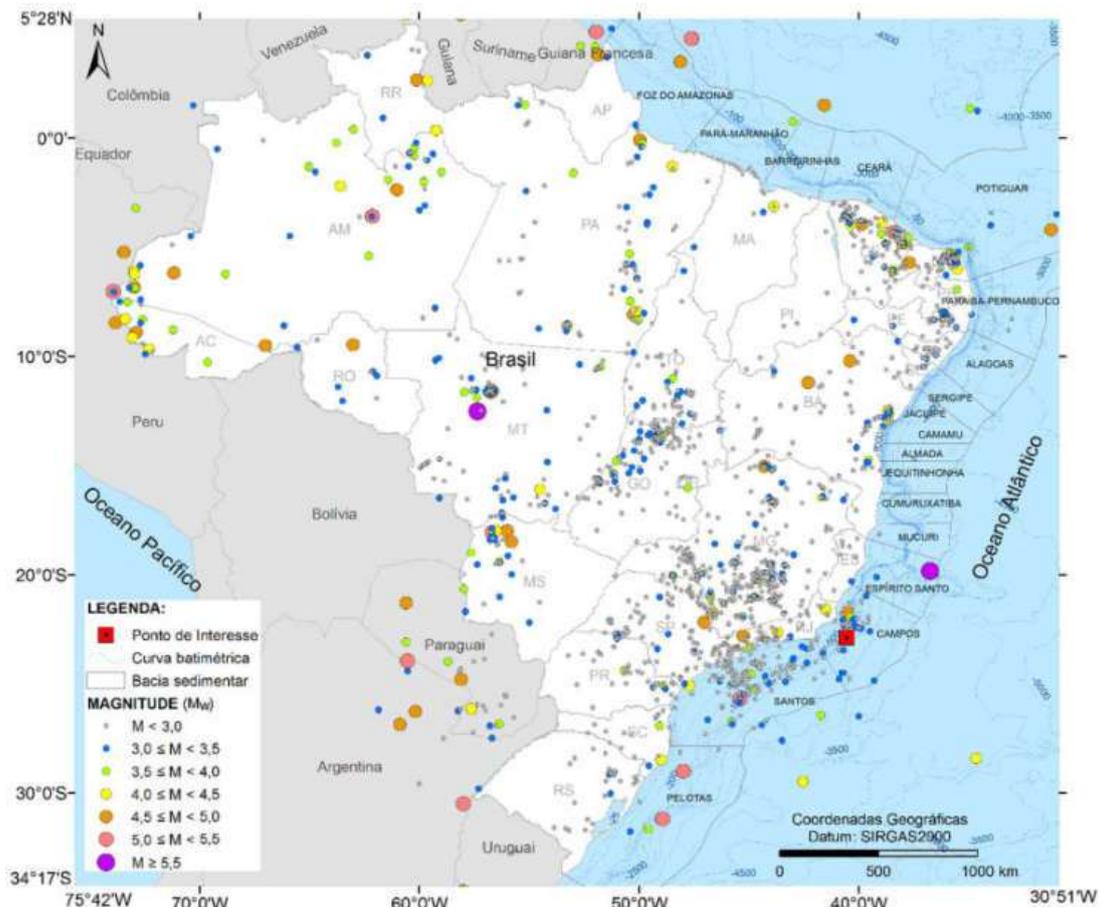


Figura 4.1. Distribuição de atividade sísmica histórica e instrumental de 1720 a 2017.

Nas regiões Sul e Sudeste do Brasil, a Figura 4.1 mostra uma clara concentração de epicentros nas bacias de Campos, Santos e de Pelotas, grosseiramente ao longo do Talude Continental. Esta é a área do fundo marinho com a maior inclinação

(aproximadamente entre as cotas batimétricas de -200 e -2.000 m), em que as maiores espessuras de sedimentos são esperadas.

4.2.1.2. Homogeneização de magnitudes

No catálogo brasileiro, as magnitudes foram calculadas como magnitude de onda de corpo para distâncias telessísmicas, m_b , ou a equivalente magnitude regional brasileira, m_R , para distâncias de 200 a 2.000 km. Para eventos históricos listados em BERROCAL *et al.* (1984), as magnitudes foram estimadas a partir de dados macrossísmicos (área total sentida em km² e intensidade máxima).

Para o cálculo de ameaça sísmica, todas as magnitudes foram convertidas para a escala de magnitude de momento sísmico M_W . A Equação 4.1 mostra a conversão das escalas m_b ou m_R para a magnitude de momento M_W , onde m é m_b ou m_R :

$$M_W(m) = 1,121m - 0,76 \quad (\text{desvio} - \text{padrão} = 0,3) \quad (4.1)$$

Para esta relação empírica, os valores de M_W , compilados da literatura, foram calculados por inversões de momento-tensor da forma de onda ou por amplitudes espectrais de baixa frequência. CIARDELLI e ASSUMPCÃO (2019) mostraram a tabela de magnitudes compiladas.

A Figura 4.2 ilustra a conversão das escalas m_b e m_R para a magnitude de momento M_W . Dado o desvio-padrão de 0,3 unidades de magnitude, a Equação 4.1 é aproximadamente consistente com a relação determinada por ALMEIDA *et al.* (2019).

Na Figura 4.2, os círculos são os valores de magnitude M_W calculados a partir de inversão de momento-tensor; diamantes são amplitudes espectrais de baixa frequência; quadrados pequenos são terremotos intraplaca da região sub-Andina. A linha cinza espessa é a relação de melhor ajuste; as linhas finas são as relações empíricas de JOHNSTON (1996) para terremotos intraplaca globais (J96) e de ATKINSON e BOORE (1995) para o centro e Leste da América do Norte (AB95).

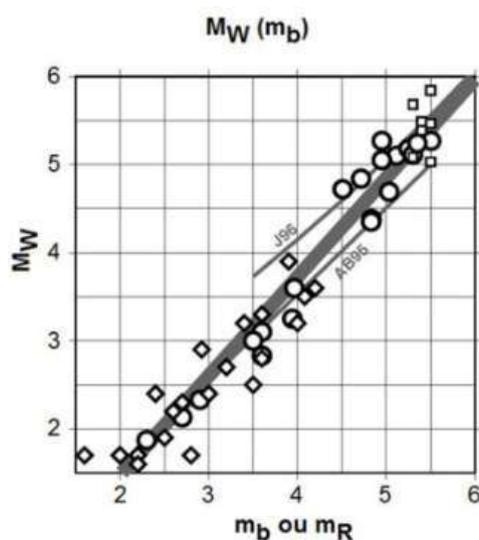


Figura 4.2. Relação entre a magnitude de momento M_W e as magnitudes de onda-P m_b ou m_R .

4.2.1.3. Desagrupamento do catálogo

Precusores e choques secundários foram removidos, de modo que apenas os choques principais foram usados no cálculo de ameaça. O catálogo foi desagrupado pelo método mais comumente usado (REASENBERG, 1985), onde os agrupamentos de eventos foram identificados e os pré-choques e réplicas removidas. O método de REASENBERG (1985) soma as energias dos eventos agrupados e as transforma em uma “magnitude equivalente”. Terremotos ao longo da costa Sul/Sudeste do Brasil muito raramente têm precursoros e tremores secundários, de modo que o desagrupamento tem pouco efeito no cálculo de ameaça para a margem continental.

4.3. ZONAS-FONTE SÍSMICAS

4.3.1. Modelos de fonte

As regiões Sul e Sudeste do Brasil estão localizadas em um ambiente continental intraplaca estável caracterizado por baixas taxas de deformação tectônica, onde a atividade sísmica é espacialmente difusa (ALMEIDA *et al.*, 2019). Isto faz com que seja impossível identificar falhas geológicas ativas e outras feições tectônicas como fontes sismogênicas, mesmo supondo que terremotos de origem tectônica nesta região possam estar associados com a reativação de falhas antigas ou novas falhas emergentes.

Além disso, a maioria dos epicentros determinados com a rede sismográfica regional apresenta erros relativamente grandes (da ordem de ~10 km ou mais em terra, e de 20 a 100 km no mar; ASSUMPÇÃO, 1998), devido à baixa densidade de estações e a falta de modelos de estrutura crustal apropriados. Consequentemente, não é possível correlacionar epicentros individuais com feições tectônicas. Assim, para o ponto de interesse identificado na Figura 3.1, esta sismicidade difusa foi modelada pela abordagem clássica de se usar zonas-fonte espaciais (p.ex., ABRAHAMSON, 2006), cujas geometrias são apresentadas no subitem 4.3.2.

4.3.2. Geometrias das zonas-fonte

Uma das maiores incertezas no cálculo de ameaça sísmica é a definição de fontes sísmicas, especialmente em regiões intraplaca. A falta habitual de correlação entre epicentros e características geológicas/geofísicas permite diferentes interpretações das zonas sísmicas. Por essa razão, diferentes modelos devem ser considerados como incertezas epistêmicas, e incluídos na árvore lógica.

As estatísticas de magnitude na porção oceânica da região (ASSUMPÇÃO *et al.*, 2011), indicaram que terremotos maiores do que 5,0 m_b ocorrem em média a cada 20 a 25 anos. O maior terremoto nessa zona ocorreu em 03 de março de 1955. Este foi um evento de magnitude 6,1 M_W , com epicentro em torno de 400 km da costa (próximo às coordenadas Latitude $-19,84^\circ$ e Longitude $-36,75^\circ$; Figura 4.1). Ele foi sentido no continente na cidade de Vitória com intensidade máxima V MM, tendo também sido sentido em cidades pequenas, especialmente no Estado do Espírito Santo.

Como visto na Figura 4.1, os terremotos na porção oceânica tendem a se concentrar mais ou menos ao longo do Talude Continental. No entanto, os limites exatos dessa área mais ativa não são bem conhecidos. Portanto, três modelos de zonas sísmicas foram considerados (Figura 4.3). O Modelo 1 tem um polígono mais amplo centrado ao longo do Talude Continental, abrangendo a maioria dos epicentros *offshore* conhecidos, como proposto por ASSUMPÇÃO *et al.* (2011). No Modelo 2, foi utilizada uma zona-fonte sísmica mais estreita, concentrando a atividade ao longo do Talude Continental das bacias de Campos, Santos e de Pelotas. Este modelo maximiza a ameaça nessa área. Ambos os modelos 1 e 2 têm uma zona sísmica no continente e outra zona oceânica ao Leste. O Modelo 3 considera a possibilidade de que os terremotos sejam distribuídos aleatoriamente em toda a região Sul e Sudeste, tanto *onshore* quanto *offshore*. Ou seja, a

distribuição de epicentros observada nas últimas dezenas de anos não garante o padrão de sismicidade futura.

Na porção continental da Região Sudeste, o maior evento ocorreu próximo à cidade de Mogi Guaçu, no Estado de São Paulo, em 27 de janeiro de 1922 (Latitude -22,17° e Longitude -47,04°; Figura 4.3), com magnitude de 5,0 M_w , intensidade até VI MM e área sentida de 250×10^3 km² (BERROCAL *et al.*, 1984). A sismicidade na área continental não é uniforme (ver Figura 4.1): a sismicidade é maior ao Sul do Estado de Minas Gerais e mais baixa ao longo das faixas costeiras da Serra do Mar (p.ex., ALMEIDA *et al.*, 2019). No entanto, o principal objetivo deste Capítulo é determinar a ameaça sísmica em um ponto específico situado na Bacia de Campos, para o qual as zonas sísmicas distantes no continente têm pouca influência. Por esse motivo, foi considerada uma única grande zona continental nos modelos 1 e 2.

Na Figura 4.3, as linhas sólidas azuis no oceano são as lâminas d'água de 200 e 2.000 m que limitam a Plataforma e o Talude continentais; a linha tracejada preta é o limite entre a crostas continental e oceânica. Os círculos são epicentros do catálogo brasileiro: os círculos sombreados de cinza são os que atendem aos critérios de completudeza para a margem continental. Linhas finas no continente são os limites de estados.

A Figura 4.3 a) apresenta a geometria do Modelo 1, usando uma zona sísmica única para o Talude Continental (polígono vermelho), seguindo ASSUMPCÃO *et al.* (2011). A Figura 4.3 b) ilustra o Modelo 2, que concentra a atividade sísmica ao longo de duas zonas mais estreitas no Talude Continental, uma nas bacias de Campos e de Santos (zona vermelha) e outra na Bacia de Pelotas (zona laranja). Nos modelos 1 e 2, é assumida uma zona uniforme no continente (polígono marrom). Uma zona oceânica mais distante da costa com baixa atividade (polígono azul) é usada para completar o cálculo de ameaça ao longo da margem continental; e a Figura 4.3 c) mostra o Modelo 3, com atividade uniforme em toda a região, isto é, assumindo que a concentração passada de atividade ao longo da margem continental pode não representar a tendência futura.

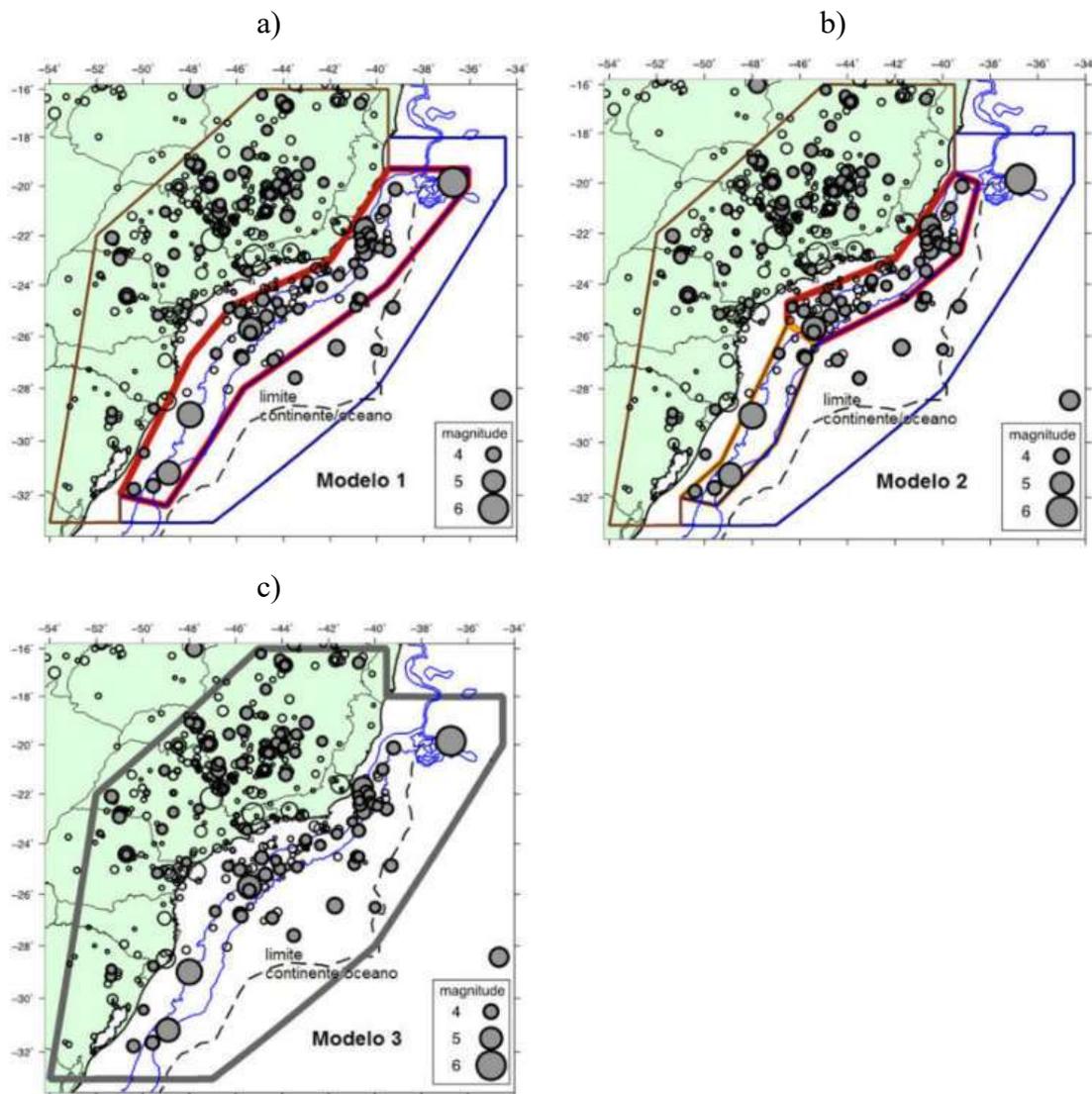


Figura 4.3. Três modelos de zonas-fonte sísmicas.

4.3.3. Períodos de completeza

A completeza dos dados de sismicidade brasileiros tem uma dependência evidente no espaço e no tempo. A densidade populacional, previamente concentrada ao longo da costa, aumentou em outras regiões do país. O número e a qualidade das estações sismográficas aumentaram com o tempo, mas o número de estações temporárias oscilou. Isso mudou recentemente desde que o Brasil instalou sua rede sismográfica permanente (p.ex., BIANCHI *et al.*, 2018).

O número de terremotos na área oceânica não é grande o suficiente para resultados estatisticamente robustos de períodos de completeza com, por exemplo, o método de

STEPP (1972). Por esse motivo, foram utilizados os níveis de completeza de ALMEIDA *et al.* (2019) para as zonas-fonte continentais e oceânicas.

ALMEIDA *et al.* (2019) apresentaram uma Análise Probabilística de Ameaça Sísmica para o local da Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto (CNAAA). Esta é formada pelas usinas nucleares de Angra 1, Angra 2 e Angra 3 (Angra 3 em construção), localizada próximo à cidade de Angra dos Reis, no litoral Sul do Estado do Rio de Janeiro, na Região Sudeste do Brasil.

No trabalho de ALMEIDA *et al.* (2019), os intervalos de completeza para diferentes níveis de magnitude foram estimados com base na história de crescimento populacional e instalação de estações sismográficas, juntamente com gráficos de número cumulativo de eventos ao longo do tempo. Os resultados obtidos por estes autores, conforme apresentados na Tabela 4.1, foram adotados nesta pesquisa:

Tabela 4.1. Níveis de completeza de magnitude estimados por ALMEIDA *et al.* (2019)

MAGNITUDE		ANO	
m_b	M_w	ÁREA CONTINENTAL	ÁREA OCEÂNICA
3,0	2,60	1972	1992
3,5	3,16	1962	1980
4,0	3,72	1910	1968
4,5	4,28	1890	1940
5,0	4,84	1860	1900

O Anexo B apresenta a evolução do catálogo de terremotos ao longo do tempo e os níveis de completeza de magnitude para as zonas sísmicas dos modelos 1, 2 e 3.

4.3.4. Parâmetros de recorrência de magnitude

Para estimar os valores- a e - b da relação de GUTENBERG e RICHTER (1954), utilizou-se o método de máxima verossimilhança de WEICHERT (1980) – referência feita no Capítulo 2, que leva em conta os limites de completeza de magnitude variando com o tempo (como na Tabela 4.1).

O método de máxima verossimilhança de WEICHERT (1980) assume que a distribuição de magnitude-frequência de Gutenberg-Richter se mantém. Assim, as taxas incertas estimadas para os grandes terremotos escassos e os terremotos menores com

curtos períodos de registro são tornadas mais precisas através da projeção de taxas em outros níveis de magnitude. Adicionalmente, este método considera a hipótese básica da *PSHA* clássica, de que a sequência sísmica pode ser descrita por um processo estacionário de Poisson (CORNELL, 1968). O Anexo B mostra os resultados da aplicação do método de WEICHERT (1980) para as zonas sísmicas dos três modelos de fonte.

Foi usado o catálogo desagrupado com eventos de 1860 a 2017. Grandes variações no valor-*b* podem ocorrer devido a incertezas nos níveis de completeza, bem como devido ao baixo número de terremotos que impedem a obtenção de resultados estatísticos robustos. Por essa razão, também foi considerado o cenário com um valor-*b* fixo igual a 1,0 para todas as fontes sísmicas, tendo sido apenas ajustado o nível (parâmetro *a*) da relação magnitude-frequência. As duas estimativas da relação magnitude-frequência, máxima verossimilhança de WEICHERT (1980) e valor-*b* fixo, são mostradas no Anexo B. Este *b*-fixo alternativo também foi incluído na árvore lógica.

Para algumas zonas sísmicas oceânicas, onde muito poucos terremotos são conhecidos, estimativas da relação magnitude-frequência podem ser muito instáveis. Por exemplo, na zona sísmica “Talude Continental da Bacia de Pelotas” do Modelo 2, o método de WEICHERT (1980) forneceu $b = 0,666 \pm 0,199$, como visto na Figura B.5 no Anexo B e Tabela 4.2.

A Tabela 4.2 resume os parâmetros de magnitude-frequência de Gutenberg-Richter para as zonas-fonte continentais e oceânicas dos três modelos, calculados com o método de máxima verossimilhança de WEICHERT (1980) e o valor-*b* fixo. Para o cálculo de ameaça, foi utilizada a relação de Gutenberg-Richter truncada com as mesmas magnitudes máximas usadas por ALMEIDA *et al.* (2019): $7,5 M_W$ para as zonas oceânicas e $7,0 M_W$ para a região continental, com uma incerteza de $\pm 0,2$ unidades de magnitude. A magnitude mínima utilizada para obter a relação G-R (coluna “Mo(GR)”) foi escolhida com base nas estimativas dos níveis de completeza (Tabela 4.1) e, também, em alguns testes para melhorar o ajuste às taxas cumulativas observadas.

Na Tabela 4.2, a coluna “ $\lambda(M_0)/a$ ” mostra o parâmetro λ na linha do método de máxima verossimilhança de WEICHERT (1980), ou o valor-*a* na linha do método de valor-*b* fixo. “ $\lambda(4,5)$ ” é a taxa cumulativa de terremotos acima da magnitude 4,5 (por ano), conforme usado no cálculo de ameaça.

Tabela 4.2. Parâmetros das relações magnitude-frequência para todas as zonas sísmicas dos três modelos de fontes sísmicas

MODELO	ZONA	MÉTODO	Mo(GR)	$\lambda(\text{Mo})/a$	β	$\lambda(4,5)$	VALOR-b
Modelo 1	margem continental	Weichert	2,7	$1,458 \pm 0,176$	$2,016 \pm 0,218$	0,038	$0,876 \pm 0,095$
		b = 1,0	a =	$3,135 \pm 0,084$		0,043	1,0
	continente	Weichert	3,0	$1,005 \pm 0,133$	$2,983 \pm 0,316$	0,012	$1,296 \pm 0,137$
		b = 1,0	a =	$2,795 \pm 0,038$		0,020	1,0
	oceano distante	Weichert	3,0	$0,087 \pm 0,171$	$2,651 \pm 1,22$	0,0018	$1,151 \pm 0,531$
		b = 1,0	a =	$1,935 \pm 0,065$		0,0030	1,0
Modelo 2	Talude Continental das bacias de Campos e Santos	Weichert	2,7	$1,201 \pm 0,183$	$2,491 \pm 0,317$	0,014	$1,082 \pm 0,138$
		b = 1,0	a =	$2,678 \pm 0,061$		0,015	1,0
	Talude Continental da Bacia de Pelotas	Weichert	3,0	$0,169 \pm 0,155$	$1,537 \pm 0,457$	0,018	$0,666 \pm 0,199$
		b = 1,0	a =	$2,630 \pm 0,117$		0,013	1,0
	continente	Weichert	3,0	$0,984 \pm 0,133$	$2,949 \pm 0,315$	0,012	$1,281 \pm 0,137$
		b = 1,0	a =	$2,794 \pm 0,038$		0,020	1,0
	oceano distante	Weichert	3,0	$0,178 \pm 0,159$	$1,814 \pm 0,531$	0,013	$0,788 \pm 0,230$
		b = 1,0	a =	$2,692 \pm 0,161$		0,016	1,0
Modelo 3	continente e oceano	Weichert	3,4	$0,613 \pm 0,145$	$2,191 \pm 0,327$	0,055	$0,952 \pm 0,142$
		b = 1,0	a =	$3,354 \pm 0,075$		0,071	1,0

4.4. ESCOLHA DA EQUAÇÃO DE PREVISÃO DE MOVIMENTO DO CHÃO

Um dos principais desafios na avaliação de ameaça sísmica no Brasil está no uso de uma equação adequada de atenuação do movimento do chão. A ausência de registros de movimento do chão a partir de terremotos de grande magnitude torna impossível desenvolver uma equação de previsão empírica para o Brasil. Em função disso, têm sido usadas relações de atenuação desenvolvidas para outras regiões continentais estáveis que compartilham as principais características de atenuação sísmica da litosfera brasileira. Em um estudo anterior conduzido para a Região Sudeste do Brasil, ALMEIDA (1997) comparou inúmeras leis de atenuação, e sugeriu o uso da equação proposta por TORO *et al.* (1997).

Assim, foi escolhida a equação de previsão de TORO *et al.* (1997), posteriormente atualizada por TORO (2002), calibrada para um local genérico de rocha muito dura com velocidade de onda cisalhante de 2,74 km/s (como inferido a partir da velocidade de 9.000 ft/s especificada no artigo, que foi erroneamente publicada como 6.000 ft/s de acordo com Dr. Gabriel Toro, comunicação pessoal, 2012). Esta *GMPE* é um modelo estocástico de fonte pontual ajustado para o contexto continental estável do centro e Leste da América do Norte. Ela tem sido considerada tectonicamente apropriada devido às características similares de baixa atenuação em ambientes intraplaca, como o Brasil.

O modelo é parametrizado em termos de magnitude de momento, e usa o critério de distância de JOYNER e BOORE (1981). A Equação 4.2 apresenta a forma funcional da equação de previsão de TORO *et al.* (1997):

$$\ln(Y) = C_1 + C_2(m - 6) + C_3(m - 6)^2 - C_4 \ln(R_M) - (C_5 - C_4) \max \left[\ln \left(\frac{R_M}{100}, 0 \right) \right] - C_6 R_M + \varepsilon_e + \varepsilon_a \quad (4.2)$$

onde:

$$R_M = \sqrt{R_{jb}^2 + C_7^2} \quad (4.3)$$

Na Equação 4.2, Y é a aceleração espectral ou Aceleração de Pico do Piso em unidades g , em que a faixa de período espectral válida é de até 2,0 s, m pode ser a magnitude de onda Lg (M_{Lg}), compatível com as escalas de magnitude m_b e m_R , ou a magnitude de momento M_W , ε_e é a incerteza epistêmica e ε_a é a incerteza aleatória. Na

Equação 4.3, o parâmetro R_{jb} é a distância horizontal mais próxima em quilômetros da estação à projeção vertical da área de ruptura de falha na superfície da Terra (ou distância de Joyner-Boore). Em TORO *et al.* (1997), podem-se encontrar os valores para os coeficientes de C_1 a C_7 para a região do meio-continente da América do Norte e magnitude de momento, para Aceleração de Pico do Piso horizontal e diferentes períodos espectrais para condições de rocha muito dura.

4.5. CÁLCULO DE AMEAÇA

A distância máxima de integração adotada foi de 450 km. Isso significa que para o ponto de interesse, apenas fontes (ou partes delas) localizadas dentro dessa distância foram consideradas para o cálculo de ameaça sísmica.

4.5.1. Limites de magnitude e profundidade focal

4.5.1.1. Magnitude mínima

Um valor de 4,5 M_W para a magnitude mínima foi escolhido para o cálculo de ameaça, similar àquele usado por ALMEIDA *et al.* (2019) para a usina nuclear de Angra dos Reis/RJ.

A principal razão para se adotar um valor menor do que o padrão de 5,0 M_W para M_{min} é que estão sendo usadas magnitudes de momento convertidas a partir de outra escala de magnitude, e tais conversões geram incertezas. Ao se escolher este valor para a magnitude mínima, acredita-se que não estão sendo removidas contribuições potencialmente importantes para a ameaça sísmica e, ao mesmo tempo, mantém-se coerência com a melhor prática internacional (BOMMER e CROWLEY, 2017). Isso implica que terremotos menores do que 4,5 M_W serão ignorados nos cálculos de ameaça devido à sua falta de importância para fins de Engenharia.

4.5.1.2. Magnitude máxima

Para os limites máximos de magnitude $M_{m\acute{a}x}$, também foram usados os mesmos valores de ALMEIDA *et al.* (2019): $7,0 M_W$ para o continente e $7,5 M_W$ para a área da margem continental. Estes à primeira vista podem parecer relativamente altos. No entanto, considerando os sismos intraplaca a partir de uma perspectiva global, há muitos exemplos de eventos fortes ($\sim 7,0 M_W$) que ocorreram em áreas inesperadas, em alguns casos consideradas assísmicas ou de baixa sismicidade (p.ex., CRONE *et al.*, 2003).

O maior terremoto continental conhecido no Brasil foi de $6,2 M_W$, e o limite de $7,0 M_W$ é comumente usado para regiões continentais estáveis em todo o mundo (exceto em áreas muito especiais, como Nova Madri). As margens continentais, por serem regiões de crosta estendida, são os locais onde costumam ocorrer os maiores terremotos intraplaca no mundo (JOHNSTON, 1989), como, por exemplo, o terremoto de 18 de novembro de 1929 em Grand Banks, na margem do Atlântico no Canadá, com uma magnitude igual a $7,2 M_W$. Um limite de $7,5 M_W$ também é comum para a margem continental ou regiões de crosta estendida com *rifte*.

4.5.1.3. Profundidade da fonte

A carência de informações sobre as profundidades dos eventos constantes no catálogo de terremotos se deve a dados insuficientes para determiná-los no Brasil. Para os poucos eventos localizados com precisão no Catálogo Brasileiro de Terremotos, a profundidade focal foi estimada em menos de cerca de 15 km. Embora os valores possam ser um pouco incertos, os seguintes foram adotados:

- Zonas-fonte oceânicas: profundidade da fonte igual a 10 km, o que é consistente com a profundidade focal média de ASSUMPÇÃO (1998); e
- Zonas-fonte continentais: profundidade focal de 5 km, consistente com a profundidade média dos eventos continentais (ASSUMPÇÃO *et al.*, 2016).

4.5.2. Tratamento de incertezas

Por meio da aplicação de uma abordagem de árvore lógica, foi assumido um peso para cada um de seus ramos para refletir o grau de confiança relativa nos três diferentes modelos sismotectônicos, dois possíveis parâmetros de recorrência e quatro níveis da

GMPE. A possibilidade relativa da combinação de modelos e parâmetros dada por cada ramo terminal é calculada pelo produto da possibilidade relativa do ramo terminal e todos os ramos anteriores que levam a ele. A soma das possibilidades relativas dos ramos terminais é igual a 1. Assim, uma ameaça média pode ser estimada (considerando as incertezas epistêmica e aleatória), assim como a mediana e quaisquer outros percentis. Os pesos definidos para os vários ramos de cada nó da árvore são discutidos nos subitens 4.5.2.1 e 4.5.2.2.

4.5.2.1. Incertezas no movimento do chão

Como o modelo proposto por TORO *et al.* (1997) e atualizado por TORO (2002) foi obtido a partir de um conjunto de dados de uma região diferente (partes central e Leste dos Estados Unidos), há uma incerteza epistêmica sobre sua aplicabilidade às regiões Sul e Sudeste do Brasil. Tal incerteza foi modelada nos cálculos de ameaça sísmica ao se usarem quatro equações separadas e seus pesos associados, seguindo as recomendações de ATKINSON *et al.* (2014).

Foi adotado o procedimento de ALMEIDA *et al.* (2019) usando quatro fatores de escala multiplicativos *sf* para a *GMPE* de TORO *et al.* (1997) e TORO (2002), para cobrir adequadamente as possíveis variações na atenuação sísmica no Sul/Sudeste do Brasil. A justificativa para cada fator de escala e seu peso associado é como segue:

A *GMPE* original de TORO *et al.* (1997), sem modificação ($sf = 1,00$), recebeu um peso de 50%. Dois outros fatores de escala, 33% mais altos e 25% menores (fatores multiplicativos de 1,33 e 0,75) receberam um peso de 20% cada. Um fator de escala final de 0,4 recebeu um peso de apenas 10%. Estes quatro ramos têm um valor médio ligeiramente inferior a *GMPE* de TORO *et al.* (1997), o que se justifica pelo fato de terem sido obtidos para o centro e Leste da América do Norte, assumindo quedas de tensão muito altas (120 MPa). Terremotos no Brasil tendem a ter menores quedas de tensão (CIARDELLI e ASSUMPÇÃO, 2019), o que tende a gerar movimentos do chão mais fracos. Mais detalhes podem ser encontrados em ALMEIDA *et al.* (2019).

Para ilustrar a aplicação da *GMPE* de TORO *et al.* (1997) e TORO (2002), a Figura 4.4 apresenta os movimentos do chão calculados para *PGA* com a magnitude de 4,5 M_w , com fatores de escala de 0,40, 0,75, 1,00 e 1,33:

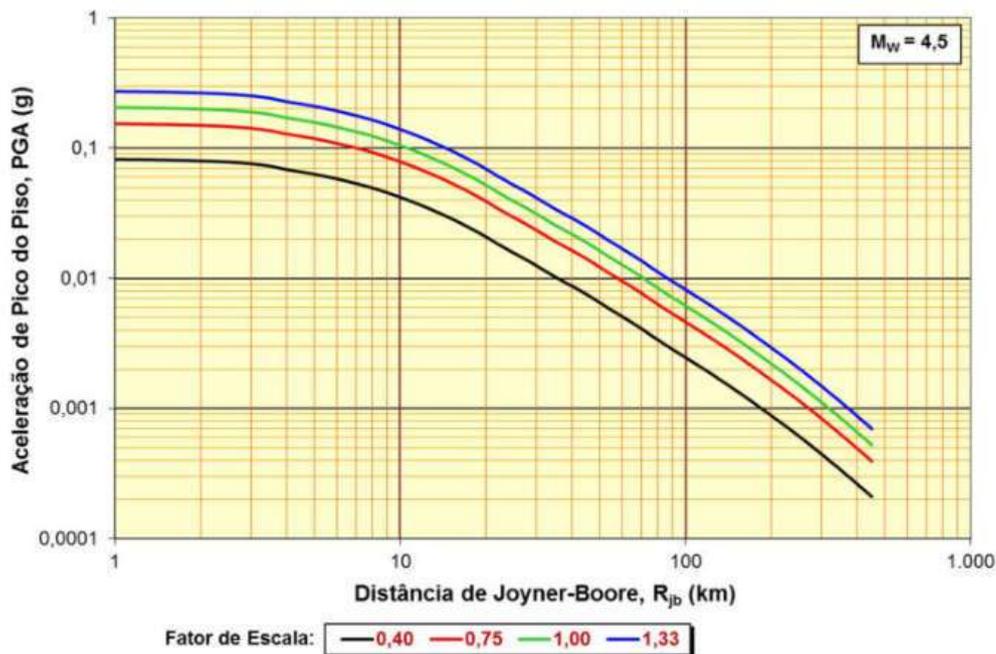


Figura 4.4. Escalamento das acelerações com a distância em 4,5 M_w para PGA .

4.5.2.2. Incertezas nos parâmetros de recorrência

As incertezas nos valores- b das zonas-fonte sísmicas também foram levadas em conta. Adotou-se um peso w de 0,50 para os valores estimados pelo método de máxima verossimilhança de WEICHERT (1980) com mais e menos um desvio-padrão, e um peso de 0,50 para o valor- b fixo de 1,0.

4.5.2.3. Árvore lógica

A Figura 4.5 apresenta a árvore lógica completa que foi usada para os cálculos de ameaça e os pesos associados aos seus diversos ramos, que são identificados pela letra w .

Em resumo, há um número total de 24 combinações de ramos na árvore lógica da Figura 4.5 (3 modelos de zonas-fonte, 2 combinações de valores para o parâmetro b e 4 fatores de escala para a equação de previsão).

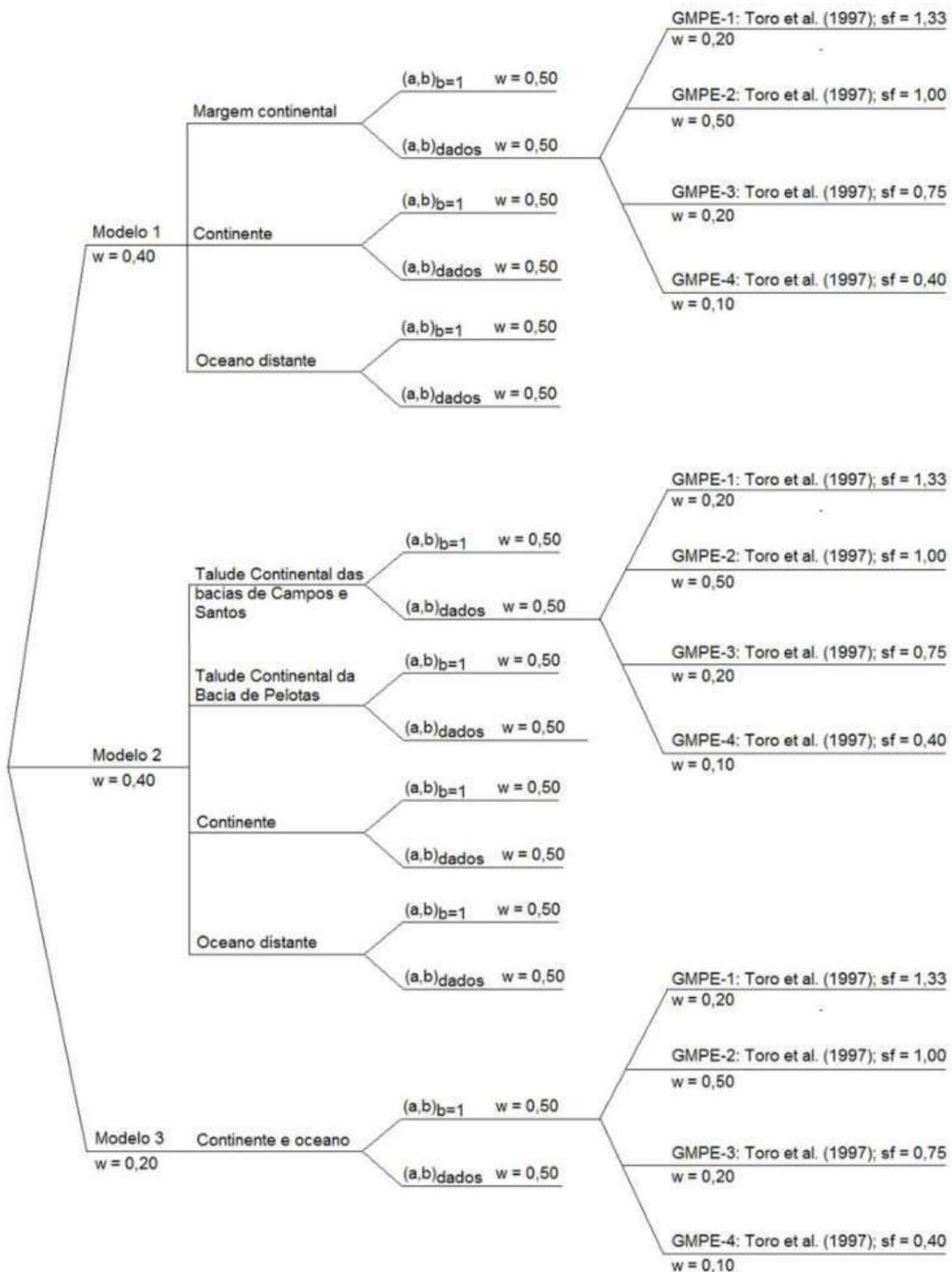


Figura 4.5. Estrutura da árvore lógica adotada para o cálculo de ameaça.

4.5.3. Programa usado

Os cálculos de ameaça foram conduzidos usando a versão 1.0 do código *CRISIS 2012* do módulo de avaliação de ameaça sísmica da Plataforma *CAPRA*. Este programa foi desenvolvido por ORDAZ *et al.* (2013) no Instituto de Engenharia da Universidade Nacional Autônoma do México (UNAM). Sua versão mais recente pode ser baixada em <<http://www.r-crisis.com/download/binaries/>> (último acesso em agosto/2020).

O *CRISIS* é uma ferramenta que possui características de *freeware*/código-fonte aberto. Além disso, é bastante madura, validada e reconhecida mundialmente por inúmeros autores para este tipo de avaliação (p.ex., HALE *et al.*, 2018).

4.6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.6.1. Curvas de ameaça

A ameaça foi calculada em onze períodos espectrais entre *PGA* e 2,0 s. As saídas principais dos cálculos em cada um dos períodos espectrais foram curvas de ameaça para condições de rocha muito dura para o ponto de interesse ilustrado na Figura 3.1, com diferentes períodos de retorno T_R .

A partir das combinações da árvore lógica para o ponto de interesse por meio do programa *CRISIS 2012*, a Figura 4.6 apresenta curvas de ameaça para *PGA* dadas em termos de probabilidade de excedência em 50 anos de exposição sísmica (média, mediana e percentis). Neste gráfico, o movimento do chão é descrito em unidades de g , onde g é a aceleração da gravidade ($g = 9,80665 \text{ m/s}^2$). A probabilidade de excedência *PE* de algum nível de movimento do chão durante um tempo t foi calculada pela Equação 4.4:

$$PE(\%) = (1 - e^{-\text{taxa anual} \times t}) \times 100 \quad (4.4)$$

A ameaça foi calculada nos níveis de confiança de 5, 16, 50, 84 e 95%. Estes são necessários para análises probabilísticas de risco, e também fornecem uma medida da incerteza total na avaliação de ameaça sísmica.

As curvas da Figura 4.6 foram amostradas em múltiplos níveis de ameaça de referência: 10, 5, 2 e 1% de probabilidade de excedência em um intervalo de tempo t de 50 anos. Tais probabilidades de excedência correspondem a taxas de excedência de $2,11 \times 10^{-3}/\text{ano}$, $1,03 \times 10^{-3}/\text{ano}$, $4,04 \times 10^{-4}/\text{ano}$ e $2,01 \times 10^{-4}/\text{ano}$, respectivamente.

Invertendo-se essas taxas anuais de excedência, obtém-se os seguintes períodos de retorno exatos calculados T_R de 474,56, 974,79, 2.474,92 e 4.974,96 anos.

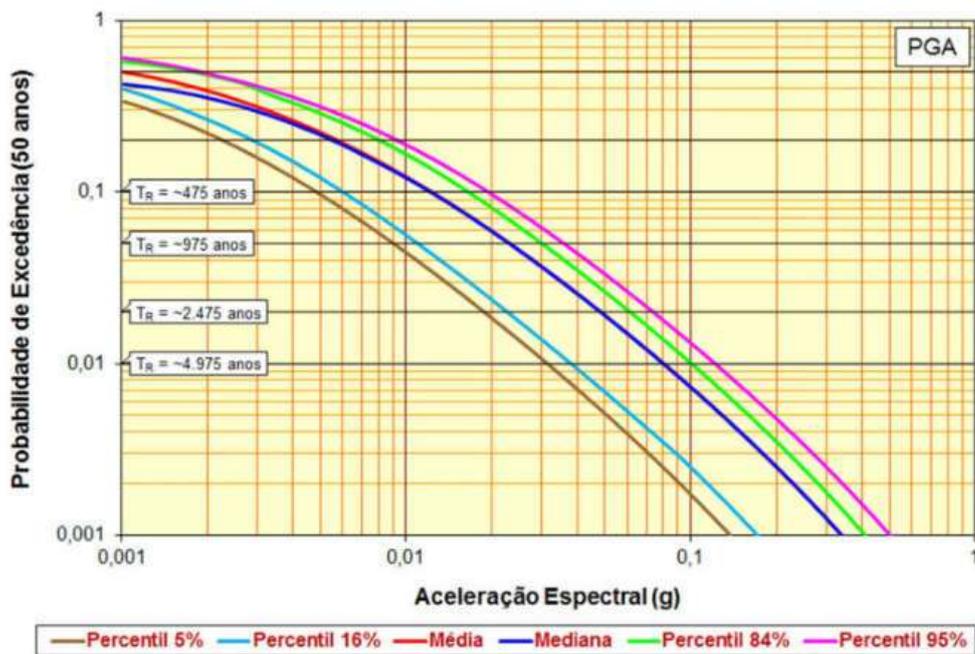


Figura 4.6. Curvas de ameaça em termos de probabilidade de excedência em 50 anos para *PGA*.

A Tabela 4.3 apresenta os valores de *PGA* calculados para rocha muito dura:

Tabela 4.3. Ameaça em termos de *PGA* horizontal para um tempo de 50 anos

PE (%)	T_R (ANOS)	PGA (% g)					
		MÉDIA	MEDIANA	PERCENTIL (%)			
				5	16	84	95
10	474,56	1,24	1,23	0,48	0,60	1,67	1,95
5	974,79	2,32	2,31	0,91	1,11	3,04	3,62
2	2.474,92	4,86	4,86	1,88	2,28	6,13	7,39
1	4.974,96	8,12	8,12	3,17	3,84	10,18	12,32

Considerando a probabilidade de excedência de 10% para um período de exposição de 50 anos, a ameaça descrita por *PGA* pode ser classificada como "baixa" (0 a 8% g), de acordo com a classificação de ameaça sísmica dada por GIARDINI *et al.*

(1999) no âmbito do projeto *GSHAP*. Isso confirma o que era suposto a partir da experiência atual e histórica, de que a ameaça sísmica nessa região é baixa.

4.6.1.1. Comparação de resultados

Como parte do projeto global *GSHAP*, GIARDINI (1999) estimou uma aceleração *PGA* muito baixa (de menos de 2% g para a maior parte do Brasil, para 10% de probabilidade de excedência em 50 anos). No entanto, nenhum cálculo foi realizado na porção oceânica, fazendo com que não seja possível uma comparação direta de resultados.

ALMEIDA (1997), para as mesmas condições, obteve valores de *PGA* de 4% g para o Sudeste do Brasil, incluindo ambas áreas *onshore* e *offshore*. O mapa de ameaça preliminar de 2010 do *USGS* (PETERSEN *et al.*, 2010), teve dois picos de 40% g nas bacias de Santos e de Pelotas (com base em um epicentro cada: os terremotos de São Vicente de 2008 de 5,2 m_b , e o de Santa Catarina de 1939 com 5,5 m_b) para 2% de probabilidade de excedência em 50 anos, e menos de 5% g no Bacia de Campos. No presente caso, para o mesmo período de retorno, um valor de 4,86% g foi obtido para a Bacia de Campos. Esta é um concordância razoável, considerando que o mapa do *USGS* se baseou principalmente em dois terremotos com magnitudes maiores que 5 e não levou em conta todo o catálogo brasileiro, como feito aqui. Infelizmente, os mapas de 2018 do *USGS* para a América do Sul cobriram apenas sua porção continental (PETERSEN *et al.*, 2018).

O mapa de ameaça elaborado para o Brasil por ASSUMPÇÃO *et al.* (2016), para 10% de probabilidade de excedência em 50 anos, mostrou valores de *PGA* na faixa de 6 a 13% g na Bacia de Campos. Esses valores são muito superiores à estimativa atual de 1,24% g no Talude da bacia. Para 2% de probabilidade de excedência em 50 anos, o mapa de ASSUMPÇÃO *et al.* (2016) mostrou de 17 a 34% g na Bacia de Campos, enquanto o resultado atual foi de 4,86% g no ponto de interesse. DOURADO *et al.* (2019) também notaram que as estimativas preliminares de ameaça de ASSUMPÇÃO *et al.* (2016) em locais costeiros próximos aos estados de São Paulo e do Rio de Janeiro são cerca de quatro vezes mais altos do que de outros estudos locais mais detalhados.

Este estudo, juntamente com os de ALMEIDA *et al.* (2019) e DOURADO *et al.* (2019), provavelmente indica que o mapa preliminar de ASSUMPÇÃO *et al.* (2016), em

geral, superestimou a ameaça nesta região de baixa sismicidade, o que pode ter resultado de dois fatores: a) sobrepeso de modelos de sismicidade suavizados e estimativas instáveis de valores- b de janelas de fontes pontuais com poucos eventos (valores- b tão baixos quanto 0,5 não foram incomuns), e b) integração da ameaça começando em $M_{\min} = 3,0$. ALMEIDA (1997) pontuou a influência importante da escolha de zonas-fonte na avaliação de ameaça sísmica e sugeriu cautela, especialmente para a análise de projetos relevantes de Engenharia Civil, uma vez que os dados disponíveis parecem numérica e qualitativamente insuficientes para um zoneamento detalhado.

4.6.2. Espectros de resposta para o ponto de interesse

Foram calculados espectros de resposta de ameaça uniforme para as direções horizontal e vertical para o ponto de interesse dado na Figura 3.1. Estes espectros foram calculados em termos de PGA e ordenadas de resposta espectral em vários períodos vibracionais (até 2,0 s). Foram escolhidas as probabilidades de excedência de 1, 2, 5 e 10% em um intervalo de tempo de exposição de 50 anos (quatro períodos de retorno).

4.6.2.1. Componente horizontal

A Figura 4.7 apresenta os espectros de resposta de ameaça sísmica uniforme calculados para a componente horizontal do movimento do chão com 5% de razão de amortecimento e condições locais de rocha muito dura:

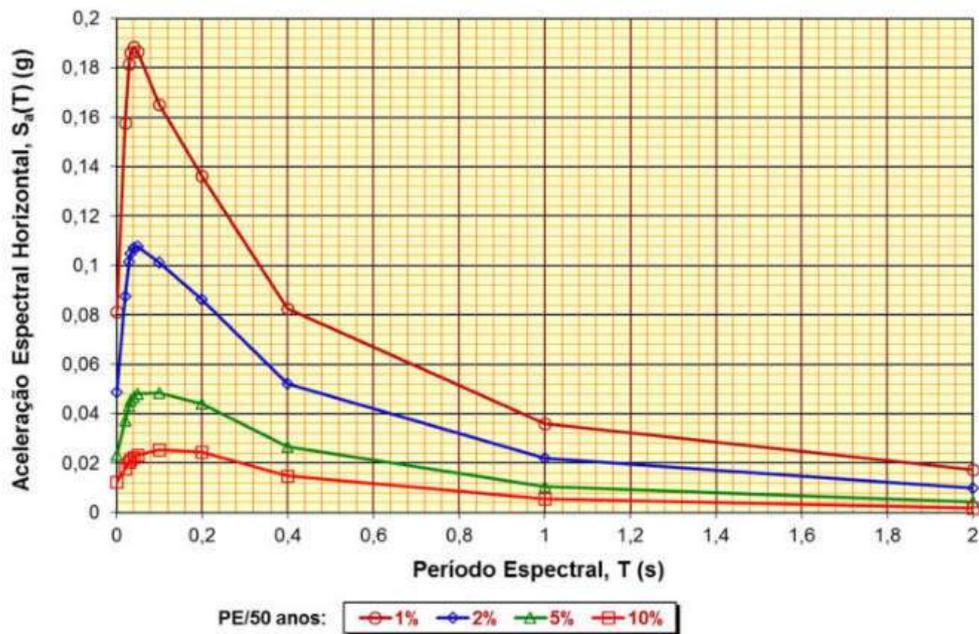


Figura 4.7. Espectros de resposta de ameaça uniforme médios de aceleração espectral horizontal.

4.6.2.2. Componente vertical

Os espectros de resposta de ameaça uniforme provenientes das curvas de ameaça sísmica se referem à componente horizontal do movimento. Mas também podem ser definidos espectros de resposta para a componente vertical.

O espectro de resposta para a componente vertical pode ser obtido ao se usar razões vertical/horizontal V/H apropriadas. Assim, foi seguida a razão de resposta espectral V/H simplificada proposta por BOZORGNIA e CAMPBELL (2004), para a condição local de rocha firme, onde a razão é maior em períodos curtos do que em períodos intermediários e longos. Para rocha firme e distância da fonte-ao-local, r_{seis} , de até 20 km, a razão V/H é igual a 0,9 para períodos espectrais de até 0,1 s, sendo reduzida para 2/3 no período espectral de 0,2 s e para 1/2 em períodos maiores do que 0,3 s. Isso está de acordo com vários autores (p.ex., ABRAHAMSON e LITEHISER, 1989), que mostraram que essa razão é geralmente maior para movimentos do chão de terremotos próximos à ruptura de falha.

O espectro de resposta para a componente vertical terá então aspecto similar àquele de acelerações horizontais. A Figura 4.8 apresenta o espectro de resposta de

ameaça uniforme para a componente vertical de movimento do chão no ponto de interesse (com uma fração de amortecimento crítico de 5%):

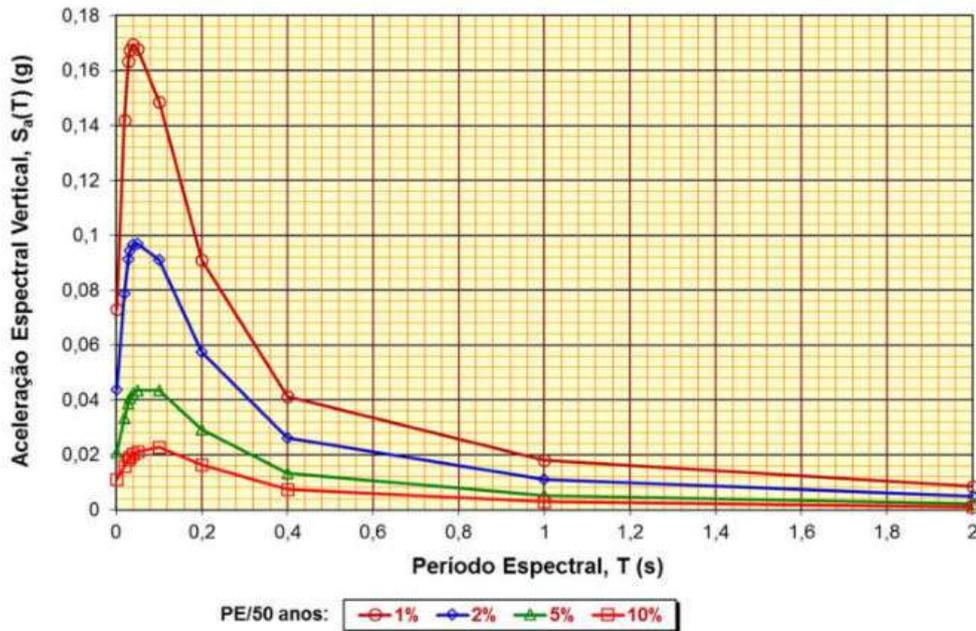


Figura 4.8. Espectros de resposta de ameaça uniforme médios de aceleração espectral vertical.

4.6.3. Desagregação da ameaça sísmica

Também usando o programa *CRISIS 2012*, uma análise de desagregação foi conduzida para o ponto de interesse indicado na Figura 3.1, tendo-se determinado os pares de magnitude-distância que controlam a ameaça sísmica naquele local.

O gráfico da Figura 4.9 apresenta os resultados de desagregação da ameaça média para a Aceleração de Pico do Piso (PGA), para uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos (isto é, um evento com período de retorno de 974,79 anos e frequência anual de $1,0259 \times 10^{-3}$). A métrica de distância usada é aquela de JOYNER e BOORE (1981), plotada em intervalos de 20 km. A magnitude de momento M_W é apresentada em intervalos de 0,3 unidades.

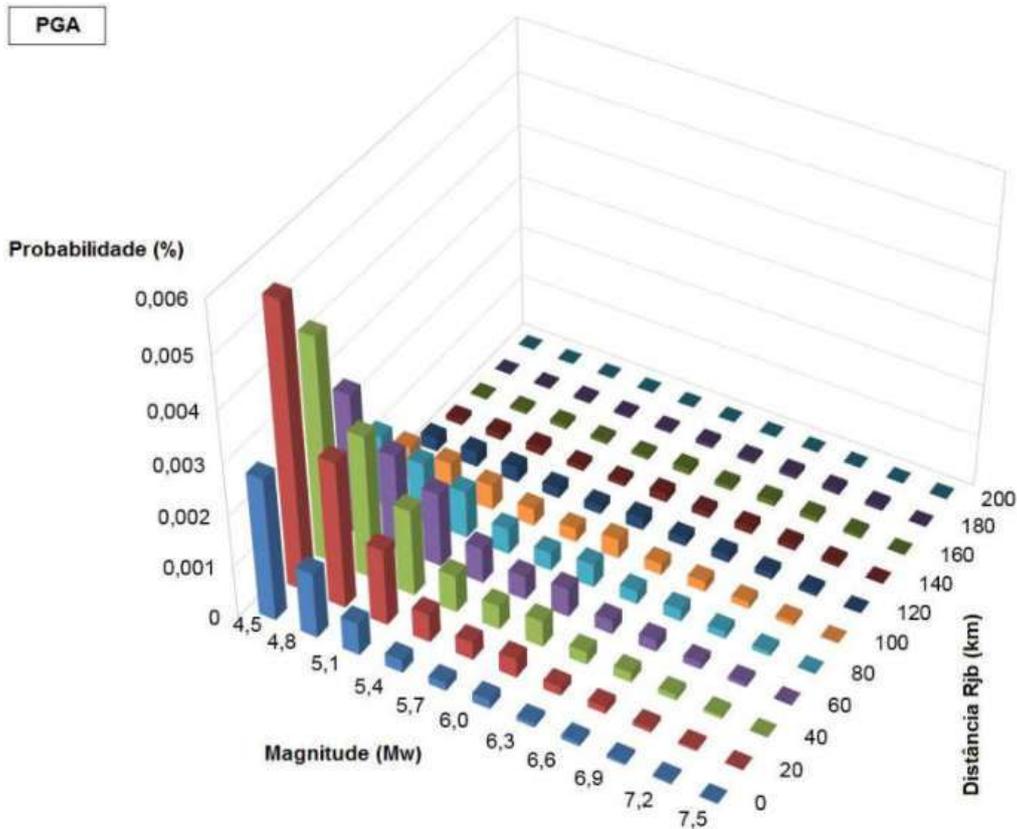


Figura 4.9. Ameaça sísmica desagregada mostrando as contribuições para *PGA* médio para cada par de magnitude-distância para um período de retorno de ~975 anos.

De acordo com a Figura 4.9, a contribuição mais importante para *PGA* médio é proveniente de magnitudes de 4,5 a 5,1 M_w em distâncias entre 20 e 60 km. Ou seja, a contribuição principal para a ameaça vem de magnitudes menores em distâncias próximas. Isso é provavelmente um resultado da taxa de sismicidade muito baixa fora da zona sísmica do Talude Continental, tanto nas áreas de “oceano distante” como na porção continental.

4.7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este Capítulo apresentou uma avaliação probabilística de ameaça sísmica realizada em caráter local para a margem continental da Região Sudeste do Brasil, utilizando diferentes modelos para as zonas-fonte sísmicas, bem como diferentes métodos para estimar as relações magnitude-frequência. Foi usada uma versão do catálogo de terremotos do país com dados até dezembro de 2017.

Os resultados foram apresentados em termos de curvas de ameaça para um ponto específico localizado no Talude Continental da Bacia de Campos. Estas curvas foram amostradas em várias probabilidades de serem excedidas em um intervalo de tempo de 50 anos de exposição. A análise rendeu valores médios para a aceleração *PGA* de 1,24, 2,32, 4,86 e 8,12% g, para as probabilidades de excedência de 10, 5, 2 e 1% em 50 anos, respectivamente.

É importante ter em mente que os resultados apresentados se constituem apenas em um primeiro passo para avaliar a ameaça sísmica na região, e que evoluirão com a disponibilidade de novos dados geológicos e sismológicos, principalmente devido à operação da Rede Sismográfica Brasileira (RSBR).

Ressalta-se a importância de monitorar a sismicidade na porção oceânica das regiões Sul e Sudeste do Brasil, com a instalação de sismômetros de fundo oceânico. A partir da expansão da *RSBR* para o oceano, será possível registrar eventos de magnitudes baixa a moderada em pequenas distâncias epicentrais. Com isso, poderão ser selecionados e ajustados conjuntos de movimentos do chão representativos para uma determinada área de interesse, subsidiando análises de resposta sísmica e de estabilidade dinâmica de taludes submarinos.

REFERÊNCIAS

- ABRAHAMSON, N., “Seismic Hazard Assessment: Problems with Current Practice and Future Developments”. In: Proceedings of the 1st Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Sep. 3-8, 2006.
- ABRAHAMSON, N.A. e LITEHISER, J.J., “Attenuation of Vertical Peak Acceleration”. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 79, n. 3, pp. 549-580, 1989.
- ALMEIDA, A.A.D.; ASSUMPÇÃO, M.; BOMMER, J.J.; DROUET, S.; RICCOMINI, C.; PRATES, C.L.M., “Probabilistic Seismic Hazard Analysis for a Nuclear Power Plant Site in Southeast Brazil”. Journal of Seismology, v. 23, pp. 1-23, Jan. 2019.
- ALMEIDA, M.C.F., Análise Sísmica na Região Sudeste Brasileira: Aplicação a Oleodutos da Indústria Petrolífera. Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, Dez. 1997. 212p.

- ASSUMPÇÃO, M., “Seismicity and Stresses in the Brazilian Passive Margin”. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 88, n. 1, pp. 160-169, Feb. 1998.
- ASSUMPÇÃO, M.; DOURADO, J.C.; RIBOTTA, L.C.; MOHRIAK, W.U.; DIAS, F.L.; BARBOSA, J.R., “The São Vicente Earthquake of 2008 April and Seismicity in the Continental Shelf Off SE Brazil: Further Evidence for Flexural Stresses”. Geophysical Journal International, v. 187, n. 3, pp. 1076-1088, Dec. 2011.
- ASSUMPÇÃO, M.; PIRCHINER, M.; DOURADO, J.C.; BARROS, L.V., “Terremotos no Brasil: Preparando-se para Eventos Raros”. Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica, v. 96, pp. 25-29, 2016.
- ATKINSON, G.M. e BOORE, D.M., “Ground-Motion Relations for Eastern North America”. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 85, n. 1, pp. 17-30, Feb. 1995.
- ATKINSON, G.M.; BOMMER, J.J.; ABRAHAMSON, N.A., “Alternative Approaches to Modeling Epistemic Uncertainty in Ground Motions in Probabilistic Seismic-Hazard Analysis”. Seismological Research Letters, v. 85, n. 6, pp. 1141-1144, Oct. 2014.
- BERROCAL, J.; ASSUMPÇÃO, M.; ANTEZANA, R.; DIAS NETO, C.M.; ORTEGA, R.; FRANÇA, H.; VELOSO, J.A.V., Sismicidade do Brasil. IAG/USP e CNEN, São Paulo, 1984.
- BIANCHI, M.B.; ASSUMPÇÃO, M.; ROCHA, M.P.; CARVALHO, J.M.; AZEVEDO, P.A.; FONTES, S.L.; DIAS, F.L.; FERREIRA, J.M.; NASCIMENTO, A.F.; FERREIRA, J.M. *et al.*, “The Brazilian Seismographic Network (RSBR): Improving Seismic Monitoring in Brazil”. Seismological Research Letters, v. 89, n. 2A, pp. 452-457, Feb. 2018.
- BOMMER, J.J. e CROWLEY, H., “The Purpose and Definition of the Minimum Magnitude Limit in PSHA Calculations”. Seismological Research Letters, v. 88, pp. 1097-1106, Jul./Aug. 2017.
- BOZORGNIA, Y. e CAMPBELL, K.W., “The Vertical-to-Horizontal Response Spectral Ratio and Tentative Procedures for Developing Simplified V/H and Vertical Design Spectra”. Journal of Earthquake Engineering, v. 8, n. 2, pp. 175-207, 2004.
- CIARDELLI, C. e ASSUMPÇÃO, M., “Rupture Lengths of Intraplate Earthquakes in Brazil Determined by Relative Location of Aftershocks: Evidence for Depth

- Dependence of Stress Drops”. *Journal of the South American Earth Sciences*, v. 89, pp. 246-258, Jan. 2019.
- CORNELL, C.A., “Engineering Seismic Risk Analysis”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 58, n. 5, pp. 1583-1606, Oct. 1968.
- CRONE, A.J.; DE MARTINI, P.M.; MACHETTE, M.M.; OKUMURA, K.; PRESCOTT, J.R., “Paleoseismicity of Two Historically Quiescent Faults in Australia: Implications for Fault Behavior in Stable Continental Regions”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 93, n. 5, pp. 1913-1934, 2003.
- DOURADO, J.C.; ASSUMPCÃO, M.; NERY, M., “Seismic Hazard Evaluation for a Site near Cubatão, Serra do Mar, SE Brazil: Comparison with the Preliminary PSHA Map for Brazil”. In: *Proceedings of the 3rd Brazilian Seismology Symposium*, Vinhedo, São Paulo, Apr. 15-17, 2019.
- GIARDINI, D., “The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) – 1992/1999”. *Annals of Geophysics*, v. 42, n. 6, pp. 957-974, 1999.
- GIARDINI, D.; GRÜNTAL, G.; SHEDLOCK, K.M.; ZHANG, P., “The GSHAP Global Seismic Hazard Map”. *Annals of Geophysics*, v. 42, n. 6, pp. 1225-1230, 1999.
- HALE, C.; ABRAHAMSON, N.; BOZORGNIA, Y., *Probabilistic Seismic Hazard Analysis Code Verification*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Sep. 2018. 139p.
- JOHNSTON, A.C., “Seismic Moment Assessment of Earthquakes in Stable Continental Regions – I. Instrumental Seismicity”. *Geophysical Journal International*, v. 124, n. 2, pp. 381-414, Feb. 1996.
- JOHNSTON, A.C., “The Seismicity of ‘Stable Continental Interiors’”. In: S. Gregersen e P.W. Basham (eds.), *Earthquakes at North-Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp. 299-327, 1989.
- JOYNER, W.B. e BOORE, D.M., “Peak Horizontal Acceleration and Velocity from Strong-Motion Records including Records from the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 71, n. 6, pp. 2011-2038, Dec. 1981.

- ORDAZ, M.; MARTINELLI, F.; MELETTI, C.; D'AMICO, V., "CRISIS2012: An Updated Tool to Compute Seismic Hazard". In: Proceedings of the Spring Meeting 2013 of the American Geophysical Union, San Francisco, CA, Dec. 9-13, 2013.
- PETERSEN, M.; HARMSSEN, S.; HALLER, K.; MUELLER, C.; LUCO, N.; HAYES, G.; DEWEY, J.; RUKSTALES, K., "Preliminary Seismic Hazard Model for South America". In: D. Huaco (ed.), *La Sismología en Sudamérica y los Mecanismos de Prevención y Mitigación del Peligro Sísmico. Homenaje a Alberto Giesecke*, Museo Andrés del Castillo, Lima, 2010.
- PETERSEN, M.D.; HARMSSEN, S.C.; JAISWAL, K.S.; RUKSTALES, K.S., LUCO, N.; HALLER, K.M.; MUELLER, C.S.; SHUMWAY, A.M., "Seismic Hazard, Risk, and Design for South America". *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 108, n. 2, pp. 781-800, Jan. 2018.
- REASENBERG, P., "Second-Order Moment of Central California Seismicity, 1969-1982". *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, v. 90, n. B7, pp. 5479-5495, Jun. 1985.
- STEPP, J.C., "Analysis of Completeness of the Earthquake Sample in the Puget Sound Area and its Effects on Statistical Estimates of Earthquake Hazard". In: Proceedings of the International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, University of Seattle, WA, USA, Oct. 30 – Nov. 3, 1972.
- TORO, G.R.; "Modification of the Toro et al. (1997) Attenuation Equations for Large Magnitudes and Short Distances. Risk Engineering, Inc., Jun. 2002. 11p.
- TORO, G.R.; ABRAHAMSON, N.A.; SCHNEIDER, J.F., "Model of Strong Ground Motions from Earthquakes in Central and Eastern North America: Best Estimates and Uncertainties". *Seismological Research Letters*, v. 68, n. 1, pp. 41-57, 1997.

CAPÍTULO 5. MAPEAMENTO DE AMPLIFICAÇÃO DO SOLO

5.1. INTRODUÇÃO

A partir da Análise Probabilística de Ameaça Sísmica realizada, com a seleção e ajuste espectral subsequente de históricos de aceleração reais representativos do nível de ameaça estimado, este Capítulo descreve uma investigação numérica sobre a resposta sísmica local combinando as componentes horizontal e vertical do movimento do chão.

Perfis profundos de solo/rocha foram traçados em detalhe a partir de modelos regionais 3-D de propriedades elásticas. Dados referentes à degradação do módulo de cisalhamento e aumento do amortecimento com a deformação cisalhante foram obtidos da literatura. Análises dinâmicas linear-equivalentes com o programa *Quake/W* do pacote *Geo-Studio 2020* foram empreendidas para estimar a resposta de depósitos de solo/rocha estratificados horizontalmente à excitação sísmica.

Os resultados são apresentados em termos de históricos de aceleração e espectros de resposta correspondentes na superfície, para um conjunto de sessenta pontos uniformemente distribuídos cobrindo toda a área de interesse. Foram também gerados mapas de zoneamento sísmico mostrando a variação de fatores de amplificação das acelerações de pico nas direções horizontal e vertical ao nível do fundo do mar.

5.2. MATERIAIS E MÉTODOS

5.2.1. Modelos 3-D de velocidades e densidade

Em suporte a simulações de resposta sísmica na área descrita no Capítulo 3, foram construídos modelos regionais de densidade e de velocidade de onda-S por regressão da velocidade de onda-P, através da plataforma de *software Petrel®* da Schlumberger. Tais modelos tridimensionais estratificados de velocidades de onda compressional V_P e cisalhante V_S , e de densidade ρ , abrangem uma área de aproximadamente 6.210 km² até a profundidade de 30 km, compreendendo a seção sedimentar e o embasamento cristalino. Eles se basearam nos seguintes dados disponíveis:

- Volumes de velocidades sísmicas-P com informações de baixa frequência (< 3 Hz), gerados durante processamentos sísmicos com migração em profundidade;
- Perfis sônicos compressional e cisalhante, além do perfil de densidade, de um conjunto de noventa e cinco poços de petróleo perfurados na área de estudo;
- Modelo 1-D de propriedades com heterogeneidade vertical construído com o programa *CRUST1.0* (LASKE, 2013), calculando valores médios para cada camada na posição do ponto de interesse identificado na Figura 3.1;
- Horizontes regionais estratificados interpretados na área de interesse para o fundo do mar e o embasamento.

Com a utilização de dados de perfis elétricos dos poços, foi possível estimar a velocidade de onda cisalhante e a densidade por meio de regressões empíricas a partir da velocidade de onda compressional. A Figura 5.1 mostra uma seção vertical com as três propriedades, sendo possível notar as heterogeneidades vertical e lateral dos modelos, principalmente na seção sedimentar. Isto ocorre por terem sido utilizados para esta seção os valores dos modelos de velocidade intervalar dos processamentos sísmicos.

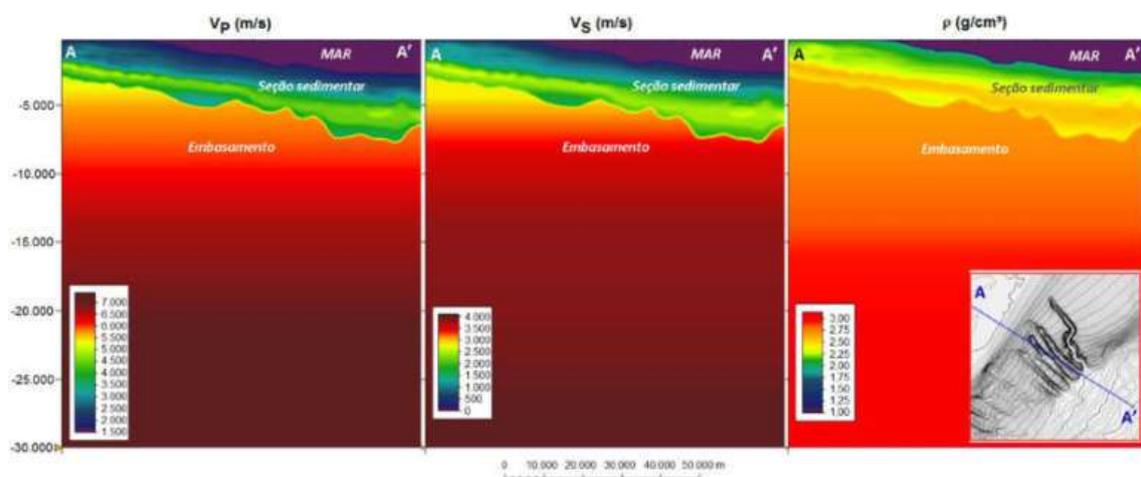


Figura 5.1. Seções verticais ao longo da linha A-A' das propriedades finais de V_P , V_S e ρ .

Estes modelos foram disponibilizados com resoluções espaciais de 100 m por 100 m na direção horizontal, e de 50 m por 50 m na vertical.

5.2.2. Programa usado

As simulações numéricas de deformação plana de transmissão de onda adotaram a aproximação linear-equivalente, como implementado no *software* de elementos finitos no domínio do tempo *Quake/W* (GEO-SLOPE INTERNATIONAL, 2017).

5.2.2.1. Equação de movimento

A equação governante do movimento para a resposta dinâmica de um sistema na formulação de elementos finitos pode ser expressa pela Equação 5.1 (HASAL e IYISAN, 2014; GEO-SLOPE INTERNATIONAL, 2017). Nesta equação, pode-se notar que a principal incógnita é o deslocamento d :

$$[M] \left\{ \frac{\partial^2 d}{\partial t^2} \right\} + [D] \left\{ \frac{\partial d}{\partial t} \right\} + [K] \{d\} = \{F_t\} = \{M a_t\} \quad (5.1)$$

onde:

$[M]$ = matriz de massa;

$[D]$ = matriz de amortecimento;

$[K]$ = matriz de rigidez;

$\{F_t\}$ = vetor de carregamentos;

$\{\partial^2 d / \partial t^2\}$ = vetor de acelerações nodais;

$\{\partial d / \partial t\}$ = vetor de velocidades nodais;

$\{d\}$ = vetor de deslocamentos nodais;

M = massa; e

a_t = aceleração de terremoto.

A força incremental nodal aplicada F_t é a força inercial criada pelo terremoto, que é igual à massa multiplicada pela aceleração gerada pelo evento. O vetor de forças aplicadas $\{F_t\}$ pode ser constituído por diferentes forças, como mostra a Equação 5.2:

$$\{F_t\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\} + \{F_g\} \quad (5.2)$$

onde:

$\{F_b\}$ = força de corpo incremental;

$\{F_s\}$ = força devida às pressões de contorno incrementais na superfície;

$\{F_n\}$ = força nodal concentrada incremental; e

$\{F_g\}$ = força devida à carga de terremoto.

5.2.2.2. Matriz de amortecimento

A matriz de amortecimento $[D]$ é definida como uma combinação linear da matriz de massa $[M]$ e da matriz de rigidez $[K]$, de acordo com a Equação 5.3:

$$[D] = a_0[M] + a_1[K] \quad (5.3)$$

Na Equação 5.3, os parâmetros a_0 e a_1 são escalares e chamados de coeficientes de amortecimento de Rayleigh. Eles podem se relacionar à razão de amortecimento ξ dada na Equação 5.4, e são calculados pelas equações 5.5 e 5.6. Nestas equações, ω_n é a frequência de vibração particular do sistema, e ω_i e ω_j podem ser expressos como os termos circulares naturais correspondendo aos i -ésimo e j -ésimo modos do sistema.

$$\xi = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (5.4)$$

$$a_0 = \xi \left[\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \right] \quad (5.5)$$

$$a_1 = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.6)$$

5.5.2.3. Procedimento de análise

Cada caso a ser simulado no *Quake/W* inclui duas análises:

- O primeiro passo consiste na aplicação da gravidade e no cálculo da distribuição de tensões estáticas iniciais totais e efetivas, para determinar as condições do estado de tensões gravitacional *in situ* que existem antes do terremoto; e
- Um segundo passo, agora de análise dinâmica, em que os resultados das tensões estáticas iniciais são importados e o movimento de terremoto é aplicado visando simular a resposta da massa de solo/rocha durante o evento sísmico.

Com o modelo tensão-deformação linear-equivalente, na primeira passada por todo o registro sísmico, é atribuída à cada elemento a rigidez do solo/rocha especificada, e a deformação de cisalhamento dinâmica máxima (de pico) é calculada em cada ponto de integração numérica de Gauss de cada elemento.

Com a deformação de cisalhamento dinâmica máxima conhecida, a rigidez do material é reduzida de acordo com uma função de redução de G definida pelo usuário. O módulo de cisalhamento G é, então, modificado para cada iteração, e esse processo reiterará até que o valor de G modificado esteja dentro de uma tolerância pré-definida. A razão de amortecimento D como uma função da deformação cisalhante γ_e , também é modificada da mesma maneira. Após a rigidez e o amortecimento terem sido modificados para cada elemento, a análise percorre novamente o registro sísmico.

5.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Este subitem apresenta as geometrias, as condições de contorno e de carregamento e os dados de entrada adotados para as análises dinâmicas por elementos finitos.

5.3.1. Condições de contorno

Basicamente, há quatro condições de contorno suportadas pelo *Quake/W*. Dentre elas, as condições de contorno de deslocamento nodal são relevantes para estas análises.

5.3.1.1. Condições de contorno para forças gravitacionais

Para o cálculo do estado de tensões estáticas iniciais, estabeleceram-se as seguintes restrições nodais nas fronteiras dos modelos:

- Contornos laterais direito e esquerdo: deslocamentos restritos na direção horizontal x e livres na direção vertical y ;
- Base: linha de geometria horizontal restrita contra os movimentos em x e y (embasamento rochoso rígido);
- Topo: livre em ambas direções.

Para calcular o estado de tensões iniciais, foi necessário aplicar o peso da água do oceano acima da superfície do solo como uma condição de contorno. O peso da água ou pressão hidrostática foi especificado como um contorno do tipo “Pressão de Fluido”. Com esse tipo de condição de contorno, especificou-se uma elevação de água constante e igual

à lâmina d'água em cada localização acima da superfície livre do terreno. O valor de peso específico da água do mar, γ_w , foi definido em função da lâmina d'água a partir de perfis verticais de densidade da água do mar medidos na Bacia de Campos. Por exemplo, para lâminas d'água entre 1.091 e 1.280 m, o peso específico da água do mar varia de 10,32 a 10,35 kN/m³, com um valor médio de 10,33 kN/m³.

5.3.1.2. Condições de contorno para avaliação de resposta sísmica

Para a etapa de análise dinâmica, as seguintes condições de contorno foram impostas às fronteiras dos modelos:

- Limites direito e esquerdo: nós fixos na direção vertical y e livres para se mover na direção horizontal x , para modelar condições de campo livre;
- No contato com o embasamento, na base horizontal dos perfis: condição de deslocamento nulo em ambas direções, modelada como embasamento rígido;
- Na superfície livre: topo livre nas direções horizontal e vertical.

A determinação da profundidade do embasamento rochoso é crucial para análises de resposta sísmica linear-equivalentes, já que os movimentos de entrada são propagados desde o nível de rocha dura através dos perfis até a superfície do solo. A posição do contorno da base foi determinada a partir da profundidade definida para o embasamento, considerando a velocidade de onda cisalhante para condições de rocha muito dura usada na Equação de Previsão de Movimento do Chão ($V_s = 2,74$ km/s).

A Figura 5.2 apresenta um mapa de contornos de profundidade abaixo do piso marinho até a isosuperfície de velocidade de onda cisalhante de 2,74 km/s, tendo como base os modelos 3-D de velocidades gerados para área de interesse:

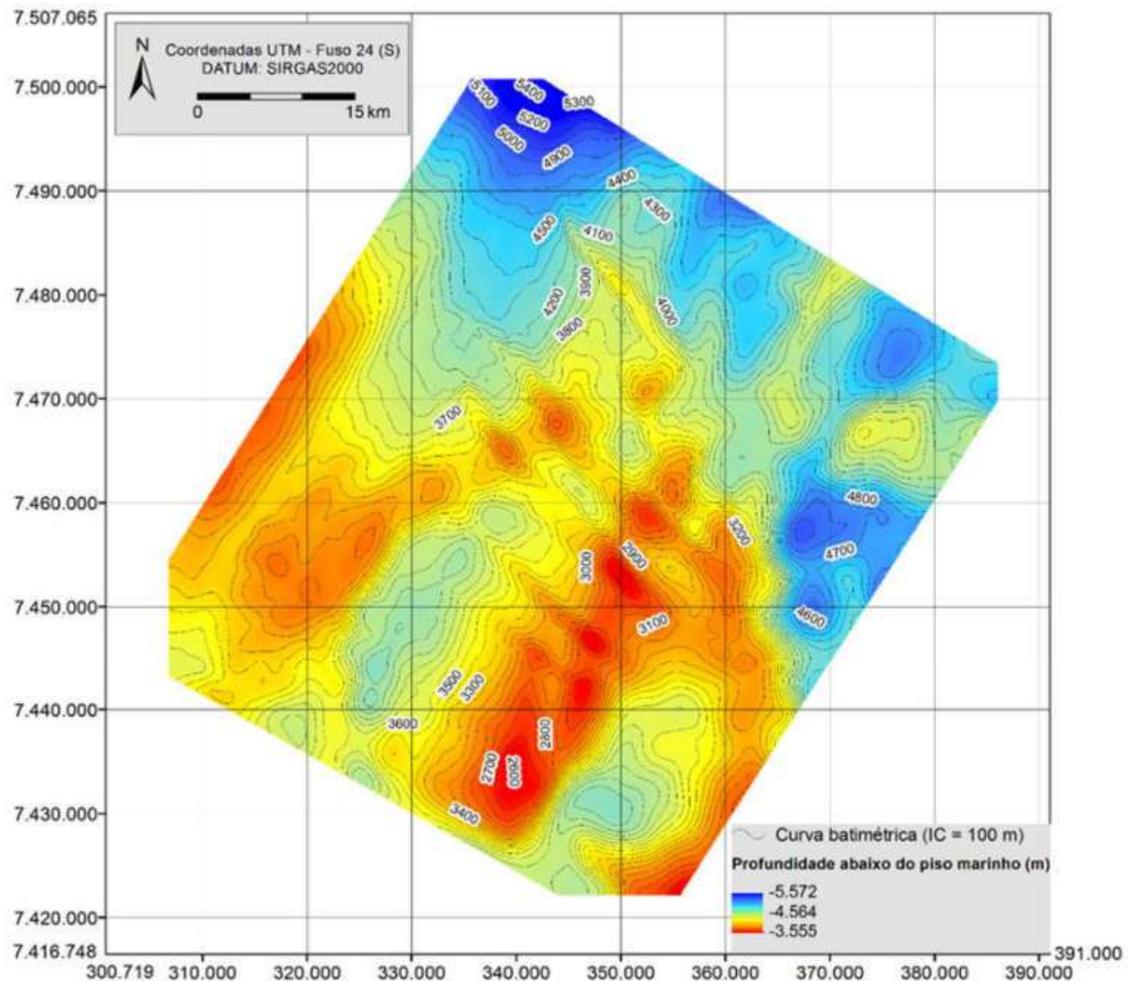


Figura 5.2. Mapa de profundidades abaixo do piso marinho até um V_S de 2,74 km/s.

5.3.2. Acurácia e estabilidade numérica

Segundo PREISIG e JEREMIĆ (2005), a acurácia de uma simulação numérica de propagação de onda sísmica é controlada por dois parâmetros principais: o espaçamento dos nós do modelo de elementos finitos Δh , e o tamanho do passo de tempo Δt .

5.3.2.1. Determinação do tamanho dos elementos

KUHLEMEYER e LYSMER (1973) fizeram recomendações quanto ao tamanho do elemento para uma representação precisa de transmissão de onda através de um modelo de solo/rocha pelo Método dos Elementos Finitos e, assim, evitar a perda artificial de altas frequências. Conforme estes autores, o valor de Δh não deve ser maior do que

aproximadamente 1/10 a 1/8 do comprimento de onda associado a componente de maior frequência do sinal de entrada.

O comprimento de onda pode ser calculado pela Equação 5.7 (ORDONEZ, 2009), onde V_S é a menor velocidade de onda cisalhante que é de interesse na simulação, e T_P é o período no qual ocorre a aceleração espectral máxima. Geralmente, é adotada a velocidade de onda cisalhante da camada de solo mais mole.

$$\lambda = V_S T_P \quad (5.7)$$

onde:

λ = comprimento de onda, em m;

V_S = velocidade de onda cisalhante do depósito, em m/s;

T_P = período predominante do registro sísmico, em s.

Assim, visando otimizar as modelagens numéricas no *software Quake/W* dos modelos de colunas de solo/rocha, o tamanho de elemento adotado Δh para as grades de elementos finitos foi menor do que o tamanho máximo permissível, procurando satisfazer ao critério de KUHLEMEYER e LYSMER (1973). O espaçamento dos nós nos modelos foi definido como sendo pequeno o suficiente para permitir a propagação de ondas sísmicas por todas as análises. As malhas consistem de grades regulares de elementos quadrilaterais quadráticos de quatro nós (com quatro pontos de integração).

Mesmo satisfazendo ao relacionamento apropriado entre o tamanho do elemento e o comprimento da onda de propagação, sabe-se que a densidade da malha pode ainda assim afetar os resultados das análises. Por essa razão, inúmeras malhas com densidade de elementos sucessivamente crescente foram geradas e usadas em simulações preliminares para verificar a convergência e os efeitos do refinamento nos resultados, buscando identificar o ponto a partir do qual um aumento adicional na densidade da malha fornecesse resultados que diferissem menos do que 1% da malha anterior.

5.3.2.2. Determinação do passo de tempo

Também visando garantir acurácia e estabilidade em análises numéricas de problemas de propagação de onda, o passo de tempo Δt precisa ser limitado. Em princípio,

o menor período fundamental do sistema deve ser representado com aproximadamente dez passos de tempo – o mesmo que para a discretização espacial. Entretanto, Δt é em geral selecionado com base em um argumento físico diferente, isto é, para evitar que uma determinada frente de onda atinja dois pontos (nós) consecutivos ao mesmo tempo (o que ocorreria para valores muito grandes de Δt). Isso violaria uma propriedade fundamental da propagação de onda e pode levar à instabilidade.

Assim, o passo de tempo foi limitado utilizando a Equação 5.8 (PREISIG e JEREMIC, 2005). Nesta equação, V_S é a menor velocidade de onda cisalhante do sistema:

$$\Delta t < \frac{\Delta h}{V_S} \quad (5.8)$$

O passo de tempo adotado foi igual àquele dos movimentos de entrada ($\Delta t = 0,005$ s). Este valor para Δt satisfaz ao que é requerido pela Equação 5.8.

5.3.3. Colunas de solo/rocha

A construção de modelos estratigráficos exigiu a identificação dos depósitos de solo e rocha sedimentar sobrejacentes ao embasamento rochoso, com as profundidades e espessuras das várias camadas correspondentes, além dos parâmetros geotécnicos associados, variando apenas ao longo da direção vertical.

Os modelos numéricos de deformação plana consistiram de colunas de solo/rocha com camadas de espessuras variáveis e largura de 100 m, com históricos de aceleração aplicados em suas bases nas direções horizontal e vertical. Foram inseridos pontos de controle na largura média no topo e na base de cada coluna, para extrair acelerogramas e respectivos espectros de resposta para o cálculo de fatores de amplificação.

Quando da definição do tamanho dos modelos de colunas de solo/rocha, diversas larguras foram testadas e usadas em simulações preliminares. Finalmente, seguindo KRAMER (1996) – referência citada no Capítulo 2, os contornos laterais foram afastados do ponto central de interesse por uma distância suficiente, de forma que as ondas refletidas pudessem ser amortecidas e suas influências minimizadas na resposta sísmica ao nível do fundo marinho. Baseado nos resultados destas análises preliminares, a largura de 100 m para o domínio computacional das colunas foi adotada em todos os casos.

Dentro da área de interesse apresentada na Figura 3.1, foi traçada uma grade de pontos regularmente espaçados (10 km por 10 km). Alguns pontos auxiliares também foram marcados na vizinhança imediata da área. A Figura 5.3 ilustra as posições dos pontos plotadas sobre o mapa de relevo sombreado:

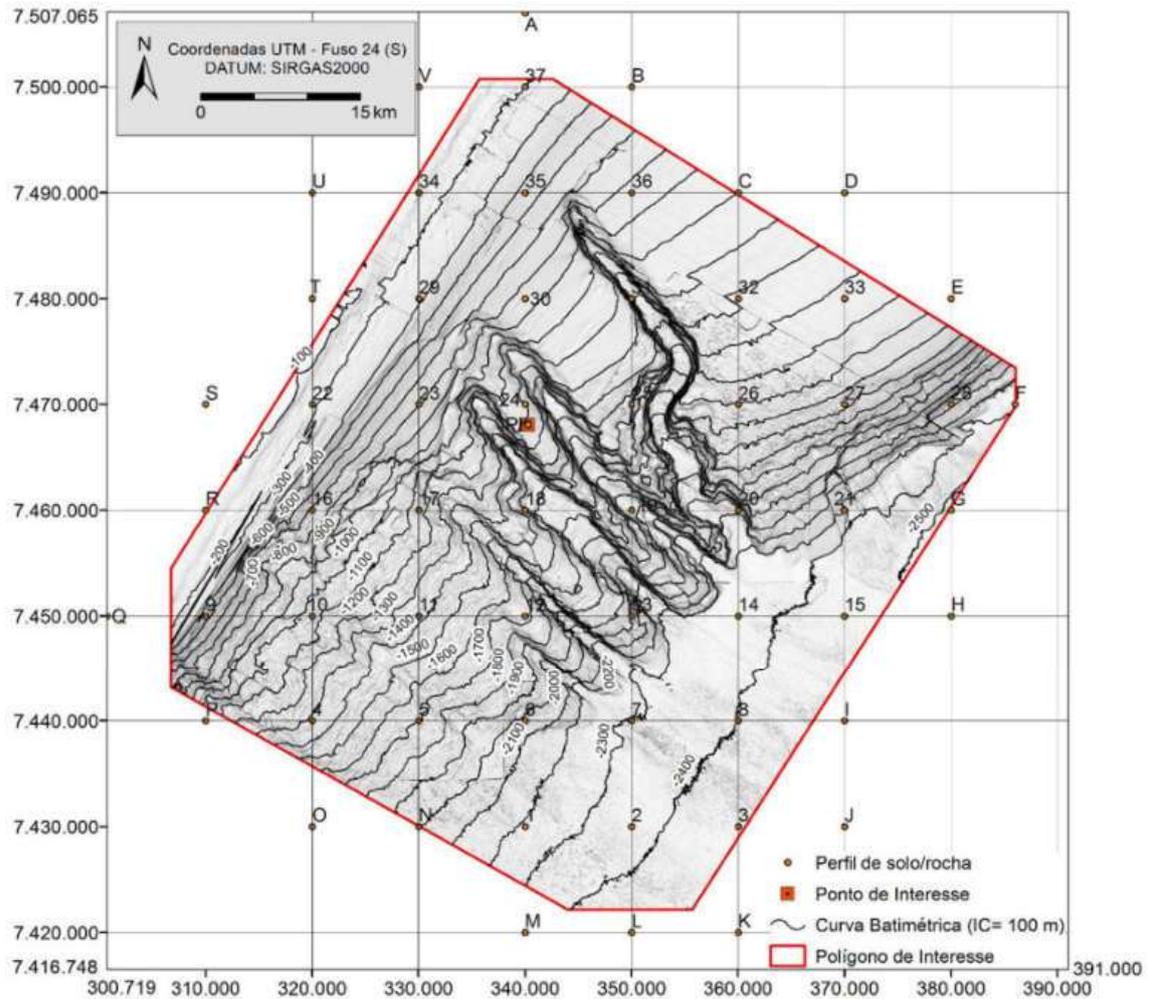


Figura 5.3. Grade de pontos utilizada para o traçado de colunas de solo/rocha.

Para representar as estratigrafias nas locações de pontos da grade, as colunas de solo/rocha foram divididas em inúmeras camadas horizontais com propriedades uniformes (sem a topografia de superfície). À título de exemplo, a Figura 5.4 apresenta a estratigrafia e informação sobre a litologia de cada camada para a coluna de solo/rocha construída na posição do ponto de interesse (quadrado laranja marcado na Figura 5.3):

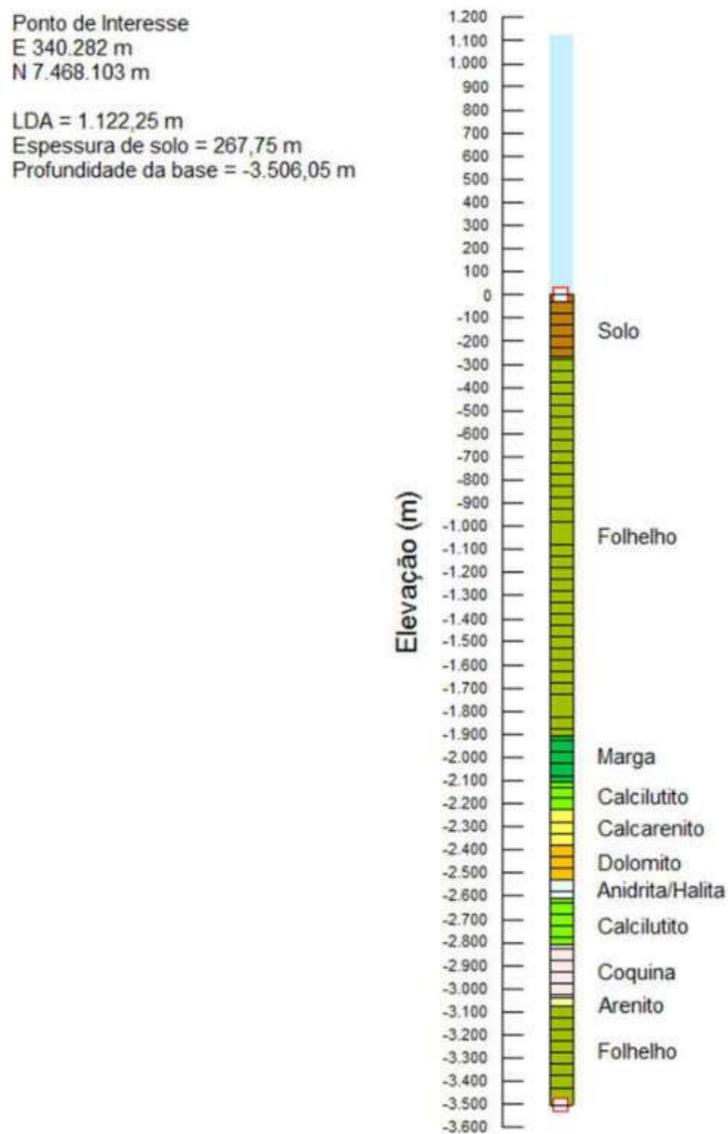


Figura 5.4. Geometria e litologia na locação do ponto de interesse.

5.3.4. Parâmetros de entrada

O programa *Quake/W* requer como dados de entrada o conhecimento da geometria, das propriedades geotécnicas e do comportamento dinâmico dos materiais. Assim, para as análises de resposta sísmica local, cada camada de solo/rocha foi caracterizada pelos seguintes parâmetros:

- Espessura das camadas;

- Peso específico do material: a tensão de sobrecarga vertical é controlada pelo peso específico total informado. A densidade foi usada para calcular o peso específico total por meio da Equação 5.9:

$$\gamma_t = \rho g \quad (5.9)$$

onde:

γ_t = peso específico total, em kN/m³;

ρ = densidade do material, em g/m³; e

g = aceleração da gravidade, em m/s² ($g = 9,80665$ m/s²).

- Razão de Poisson: O coeficiente de Poisson foi estimado pela Equação 5.10, baseado na razão entre as velocidades de onda compressional V_P e cisalhante V_S :

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1\right]} \quad (5.10)$$

- Módulo de cisalhamento máximo: em conjunto com a densidade e a velocidade de onda cisalhante modeladas, o módulo de cisalhamento máximo em pequenas deformações $G_{m\acute{a}x}$ foi calculado pela Equação 5.11:

$$G_{m\acute{a}x} = \left(\frac{\gamma_t}{g}\right) V_S^2 = \rho V_S^2 \quad (5.11)$$

onde:

$G_{m\acute{a}x}$ = módulo de cisalhamento máximo, em Pa (com a densidade em kg/m³); e

V_S = velocidade de onda cisalhante, em m/s.

- Propriedades não-lineares: curvas de degradação do módulo de cisalhamento normalizado e de razão de amortecimento dependentes da deformação cisalhante.

Para os cálculos de peso específico total, de módulo de cisalhamento máximo e de razão de Poisson na locação de cada ponto da grade apresentada na Figura 5.3, a Figura 5.5 apresenta os perfis de velocidade de onda compressional, velocidade de onda cisalhante e densidade, em função da profundidade abaixo do piso marinho:

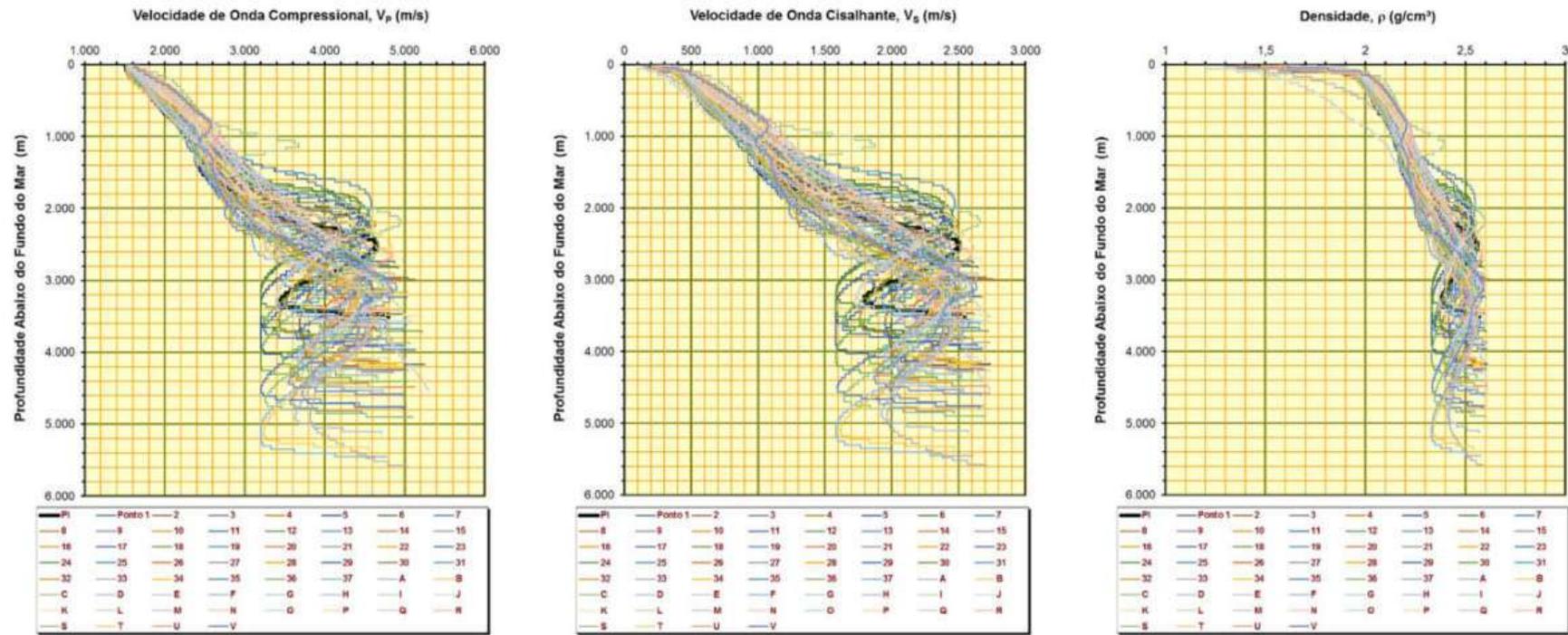


Figura 5.5. Perfis de velocidades de onda compressional e cisalhante, e de densidade.

5.3.4.1. Curvas de redução do módulo e de amortecimento

Os depósitos profundos de solo na área de interesse apresentam desafios únicos para a estimativa de efeitos sísmicos locais nos movimentos do chão propagados. Isso ocorre porque não há resultados disponíveis de ensaios de laboratório específicos com valores de propriedades dinâmicas (seja de cisalhamento simples, cisalhamento torsional, triaxial cíclico ou de coluna ressonante), nem mesmo curvas em caráter regional.

Ensaio de laboratório para determinar a variação do módulo de cisalhamento e de amortecimento com a deformação cisalhante para a área de estudo estão além do escopo deste trabalho. Em função disso, decidiu-se pelo uso de relacionamentos disponíveis na literatura científica para solos similares (curvas padrão/genéricas).

VUCETIC e DOBRY (1991) abordaram a influência do Índice de Plasticidade IP nos parâmetros tensão-deformação cíclica de solos saturados necessários em análises de resposta local e de microzoneamento sísmico. Estes autores apresentaram gráficos mostrando o efeito de IP na variação do módulo de cisalhamento e na razão de amortecimento com as deformações cisalhantes. Os gráficos se basearam em dados experimentais de dezesseis publicações englobando argilas normalmente adensadas e sobreadensadas ($OCR = 1 - 15$), e também areias. Tais curvas têm sido comumente usadas para modelar o comportamento da argila em inúmeros estudos de resposta local pelo programa *Shake2000* (p.ex., HOULT *et al.*, 2017).

Nas colunas de solo/rocha, o termo genérico “solo” se refere a camadas constituídas por materiais coesivos, tais como lama (argila e silte), lama pré-adensada, lama heterogênea e depósitos de preenchimento de canal. Para as camadas de solo, foram utilizadas as curvas de G/G_{max} e de razão de amortecimento D versus deformação cisalhante γ_c de VUCETIC e DOBRY (1991), para um Índice de Plasticidade de 50%.

Na área de interesse, foram realizadas amostragens indeformadas de sedimentos para ensaios geotécnicos de laboratório em terra em trinta e cinco localidades (ver Figura 3.4). Para as amostras coletadas, o Índice de Plasticidade médio foi de 48,6% (desvio-padrão de 12,1%), o Limite de Liquidez médio foi de 78,7% (desvio-padrão de 14,5%) e o Limite de Plasticidade médio resultou igual a 30,1% (desvio-padrão de 6,6%).

Já para materiais muito compactados em profundidade (folhelho, marga, calcilito, etc.), foram adotadas as curvas de amortecimento e de degradação do módulo

para rocha e materiais cimentados propostas por SCHNABEL (1973). Estas foram usadas como referência em trabalhos publicados sobre análise de resposta local com o método linear-equivalente (p.ex., KUMAR *et al.*, 2015; HOULT *et al.*, 2017), com a justificativa de que os materiais mais profundos acima do embasamento podem ser tão rijos ou cimentados que se comportam como rocha para o propósito de análises de resposta local.

Assim, com base nos trabalhos de VUCETIC e DOBRY (1991) e SCHNABEL (1973), a Figura 5.6 apresenta as propriedades dinâmicas usadas para as camadas de solo e rocha dos perfis. São mostradas as curvas de módulo de cisalhamento normalizado pelo módulo de cisalhamento máximo e de razão de amortecimento *versus* deformação cisalhante, de modo a considerar o comportamento linear-equivalente nas simulações.

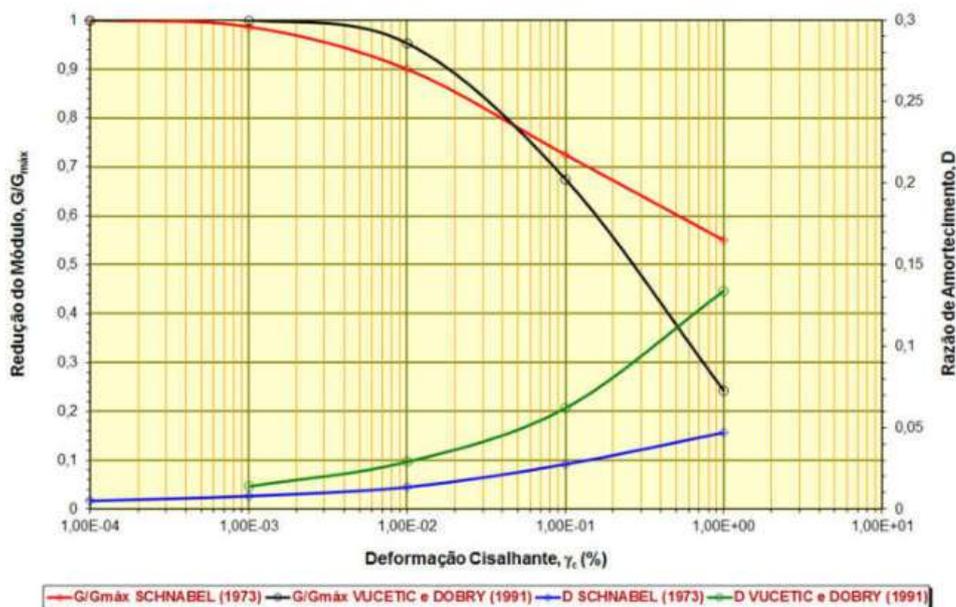


Figura 5.6. Curvas de degradação do módulo de cisalhamento e de mudança na razão de amortecimento com a deformação cisalhante para as camadas de solo e rocha.

Além das propriedades dos materiais, excitações sísmicas consideradas representativas daquelas prováveis de ocorrer na região de interesse precisam ser definidas na base dos modelos para as simulações de elementos finitos no *Quake/W*. Tendo isso em vista, as características dos movimentos do chão usados neste estudo são apresentadas no subitem 5.3.4.2.

5.3.4.2. Históricos de aceleração de entrada

Sabe-se que pequenas mudanças e até mesmo detalhes nos movimentos de entrada usados em análises de resposta sísmica podem resultar em diferenças na resposta calculada, ofuscando os efeitos de outros parâmetros importantes, como as propriedades e a estratigrafia de solo/rocha. O objetivo aqui é examinar a amplificação sísmica potencial na área de interesse definida pela Figura 3.1, sob movimentos de entrada que se ajustem tanto quanto possível ao nível de ameaça sísmica esperado para a região.

Assim, a partir da desagregação dos resultados da análise de ameaça sísmica apresentados no subitem 4.6.3, selecionaram-se os registros de um terremoto real de magnitude baixa ocorrido na crosta rasa, e registrado em várias estações sismográficas.

Mas como não existem registros de movimento do chão na margem continental brasileira a partir de sismômetros de fundo oceânico, foi selecionado um terremoto ocorrido na cidade de Montes Claros no Estado de Minas Gerais em 2012. As principais características deste sismo são resumidas na Tabela 5.1:

Tabela 5.1. Sismo adotado como movimento de entrada

DATA DO EVENTO (D/M/A)	HORA DE ORIGEM (h ' '')	EPICENTRO		PROF. FOCAL (km)	MAG. (M _w)
		LAT. (° N)	LONG. (° E)		
19/12/2012	04h 54' 38,49''	-16,697	-43,879	1,4	3,2

Obs.: D/M/A = Dia/Mês/Ano; h ' '' = hora minuto segundo.

Como visto pela Tabela 5.1, o tremor teve origem a uma profundidade entre 1 e 2 km, ou seja, em rochas cristalinas da parte superior da crosta (gnaisses), bem abaixo da profundidade máxima esperada da camada de calcário na área de Montes Claros/MG.

Os históricos de aceleração registrados na estação mais próxima ao evento de Montes Claros/MG, ocorrido em 19 de dezembro de 2012, foram corrigidos e ajustados espectralmente por pulsos de onda usando o programa *SeismoMatch* versão 2018 (SEISMOSOFT, 2018). Esta é uma ferramenta validada e reconhecida mundialmente para a realização de ajuste espectral não-estacionário (p.ex., KHY *et al.*, 2019).

Definiram-se como espectros de resposta-alvo horizontal e vertical para o ajuste dos acelerogramas, os espectros de resposta de ameaça uniforme com uma probabilidade

de excedência de 5% em um tempo de exposição de 50 anos para condições de rocha muito dura, como apresentados nas figuras 4.7 e 4.8, respectivamente.

A Tabela 5.2 mostra a estação sismográfica mais próxima onde o evento foi registrado, e cujos dados foram disponibilizados para a pesquisa:

Tabela 5.2. Localização da estação mais próxima onde o evento foi registrado

REDE/ CÓDIGO	DESCRIÇÃO/ LOCAL	LAT. (° N)	LONG. (° E)	ELEV. (m)	DIST. AO EPICENTRO (km)
BL.MCI9	Montes Claros 9, MG (Fazenda Montes Claros)	-16,6981	-43,8933	670,00	1,44

Este é um caso de terremoto que foi registrado próximo à estação sismográfica, localizada na área de propagação da ruptura de falha. Em função disso, seus registros tendem a ser significativamente diferentes daqueles registrados em grandes distâncias epicentrais. Por exemplo, ao contrário do que acontece com sismos distantes, neste terremoto próximo sua componente vertical tem amplitude significativa, com valor de pico próximo às componentes horizontais.

A análise linear-equivalente pode ser tida como aceitável, tendo em vista os baixos níveis de aceleração dos movimentos de entrada ajustados espectralmente. Para o evento selecionado e ajustado espectralmente, além da componente vertical do movimento, apenas a componente horizontal com o maior valor de *PGA* foi usada como entrada nas simulações numéricas. Os movimentos ajustados têm acelerações máximas (*PGA*) de 0,044 e 0,035 g nas direções horizontal E-W (Leste-Oeste) e vertical, respectivamente.

Para representar o carregamento externo bidirecional de terremoto, os modelos foram excitados em suas bases nas direções horizontal e vertical. Para as componentes horizontal E-W e vertical, as figuras 5.7 e 5.8 apresentam os históricos de aceleração após o procedimento de ajuste de espectro com o programa *SeismoMatch* para o evento registrado na estação *MCI9*, mais próxima ao evento de Montes Claros/MG:

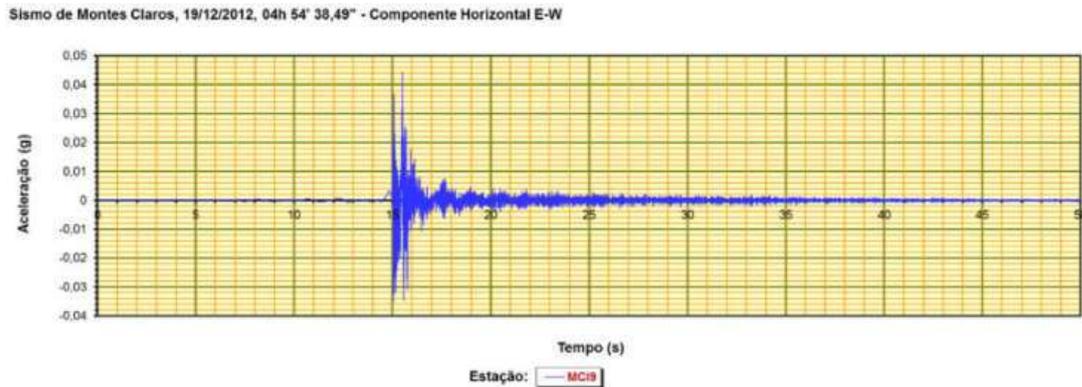


Figura 5.7. Acelerograma obtido do ajuste espectral para a componente horizontal.

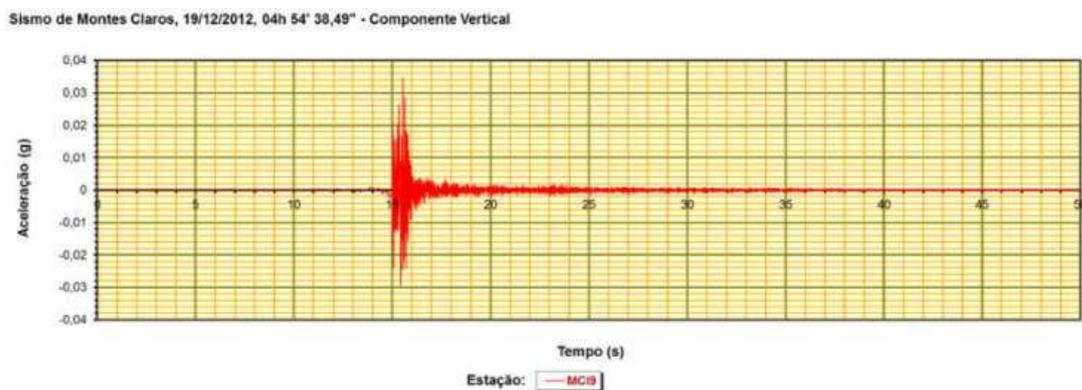


Figura 5.8. Acelerograma obtido do ajuste espectral para a componente vertical.

Estes movimentos de entrada horizontal e vertical das figuras 5.7 e 5.8 foram aplicados simultaneamente à base dos modelos de colunas de solo/rocha (nível de rocha muito dura), como ondas de cisalhamento verticalmente incidentes. Os resultados das análises dinâmicas são apresentados no subitem 5.4.

5.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.4.1. Históricos de aceleração na superfície

Foram obtidos gráficos de aceleração *versus* tempo ao nível do fundo marinho em cada posição de ponto da grade apresentada na Figura 5.3. À título de exemplo, as figuras 5.9 e 5.10 comparam os históricos de aceleração horizontal e vertical previstos no fundo do mar com os movimentos de entrada aplicados na base dos modelos, respectivamente:

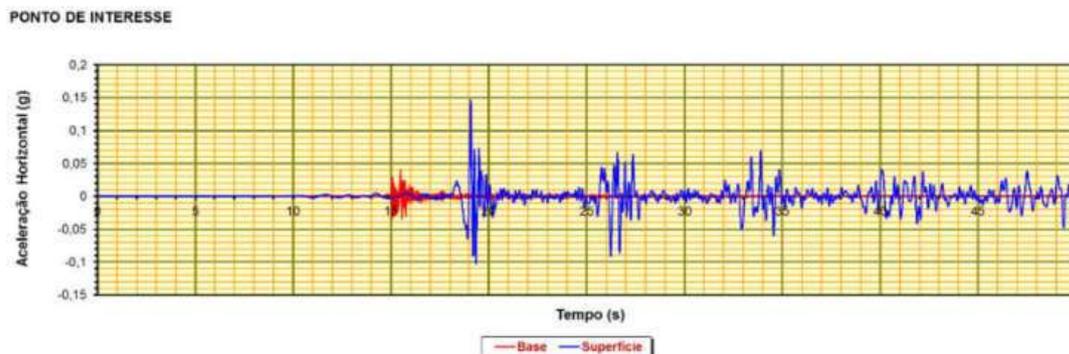


Figura 5.9. Acelerograma horizontal no fundo marinho para o ponto de interesse, comparado com o movimento na base.

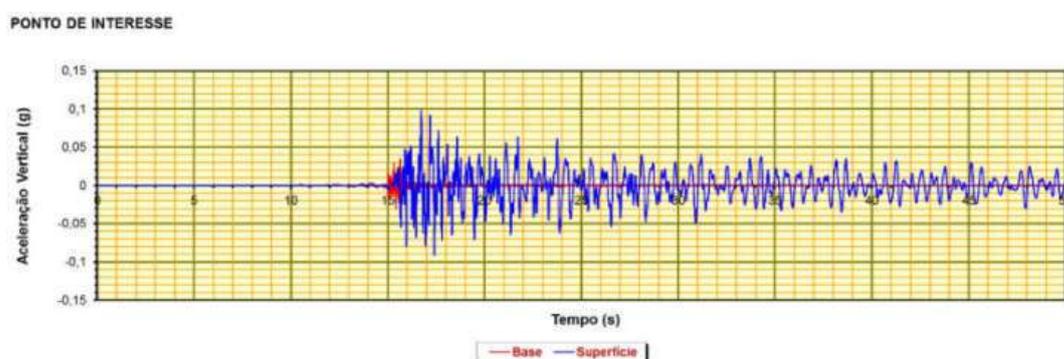


Figura 5.10. Acelerograma vertical no fundo marinho para o ponto de interesse, comparado com o movimento na base.

5.4.2. Espectros de resposta na superfície

Além de apresentar os resultados das análises em termos de históricos de aceleração na superfície, espectros de resposta de aceleração espectral correspondentes foram calculados com 5% de amortecimento para cada coluna de solo/rocha. Os espectros de resposta de aceleração na superfície cobrem desde *PGA* (0 s) até o período espectral de 2,0 s.

As figuras 5.11 e 5.12 comparam as variações nas acelerações espectrais horizontais e verticais registradas na base com os valores correspondentes previstos no fundo marinho, respectivamente, em cada nó da grade da Figura 5.3:

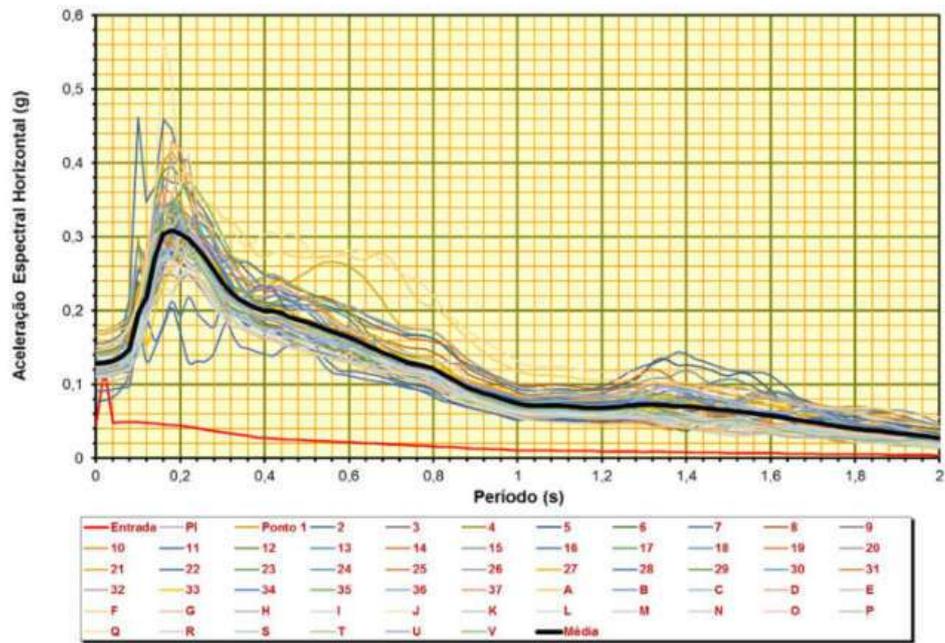


Figura 5.11. Espectros de resposta de aceleração espectral horizontal na superfície.

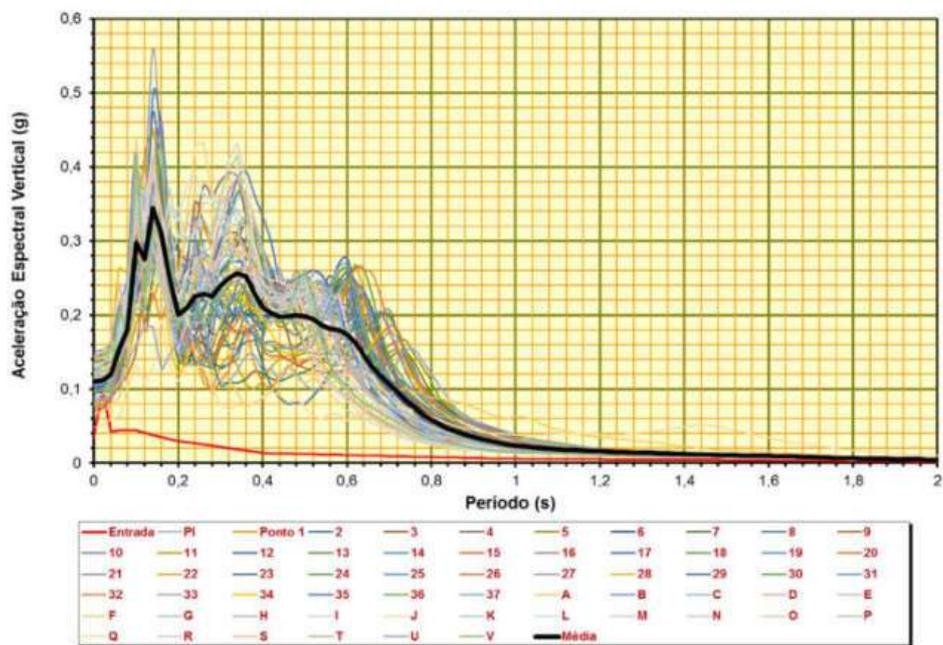


Figura 5.12. Espectros de resposta de aceleração espectral vertical na superfície.

5.4.3. Fatores de amplificação espectral

Uma medida do efeito de depósitos de solos profundos nos movimentos do chão propagados na superfície é o fator de amplificação de aceleração espectral. Nesta pesquisa, o fator de amplificação de aceleração espectral é usado para se referir à razão entre a aceleração de resposta espectral do movimento na superfície de cada local, e a aceleração de resposta espectral para o movimento de referência no embasamento rochoso genérico, ambas calculadas em 5% de amortecimento crítico, como mostra a Equação 5.11 (p.ex., STAMBOULI *et al.*, 2017; STANKO *et al.*, 2019):

$$SF(T) = \frac{S_a(T)}{S_{ar}(T)} \quad (5.11)$$

onde:

SF(T) = fator de amplificação espectral para o período T ;

$S_a(T)$ = valor do espectro de resposta de aceleração do movimento na superfície do solo;

$S_{ar}(T)$ = valor do espectro de resposta de aceleração no embasamento rochoso; e

T = período do espectro.

Na Equação 5.11, $S_a(T)$ e $S_{ar}(T)$ são calculados no mesmo período espectral. Para avaliar a amplificação, foram calculadas razões espectrais na superfície em relação à profundidade da base de cada coluna de solo/rocha, com períodos espectrais variando de PGA (0 s) a 2,0 s.

Para cada coluna de solo/rocha, as figuras 5.13 e 5.14 apresentam as razões de resposta espectral horizontal e vertical para 5% de amortecimento, respectivamente.

Poder-se-á observar que os movimentos de baixa amplitude no embasamento rochoso produziram altos fatores de amplificação para as acelerações de pico e espectrais. Logicamente, os efeitos de resposta local dependem do período espectral. Para toda a faixa de períodos avaliados, os movimentos de entrada foram amplificados ao nível do fundo marinho em todas as posições de pontos, devido à amplificação dos depósitos espessos de solo de menor velocidade de onda cisalhante próximos à superfície.

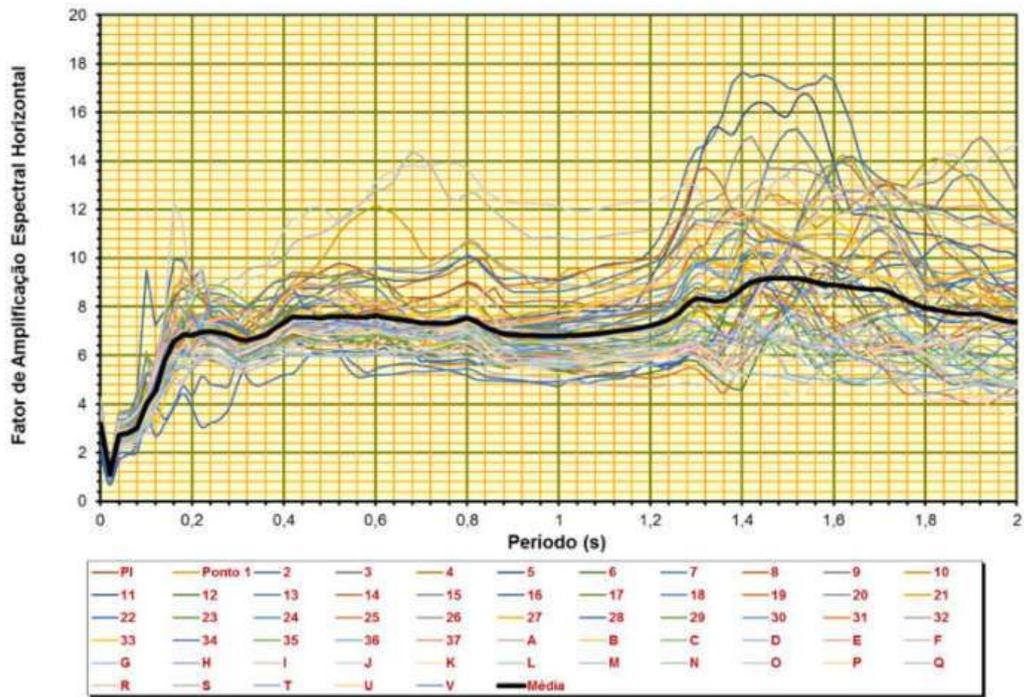


Figura 5.13. Fatores de amplificação das acelerações espectrais horizontais.

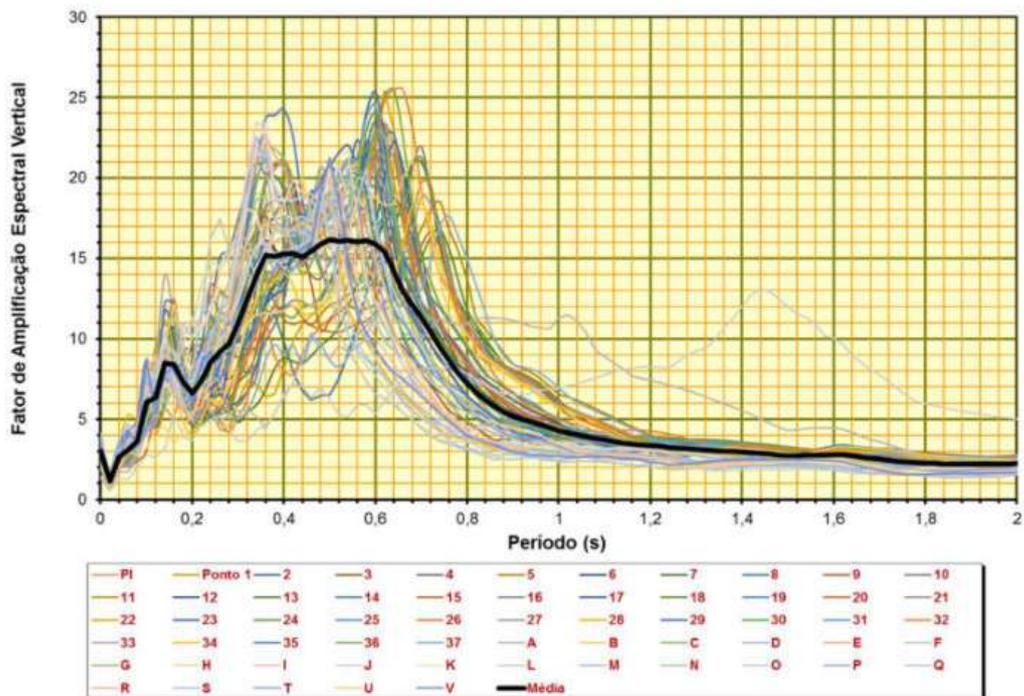


Figura 5.14. Fatores de amplificação das acelerações espectrais verticais.

Os resultados mostraram que as características de cada local controlaram a forma dos espectros de resposta de aceleração espectral no piso marinho. Tais variações de local a local podem ser atribuídas às propriedades dos materiais, espessura de solo, profundidade do embasamento, estratificação das colunas, contrastes de impedância entre as várias camadas, efeito da superfície livre e também devido às características dos históricos de aceleração de entrada.

Por meio das figuras 5.13 e 5.14, verificou-se que os fatores de amplificação das acelerações horizontais de pico na superfície variaram de 1,884 (na locação do Ponto 22) a 4,266 (no Ponto 32). A razão de amplificação do movimento de entrada vertical foi de 1,384 (Ponto Q) a 4,148 (Ponto 25).

A amplificação horizontal foi significativamente maior do que para a direção vertical, notadamente para períodos mais curtos do que 0,5 s. Maiores amplificações espectrais na direção horizontal também ocorreram em períodos mais longos ($T > 0,5$ s).

As diferenças entre os espectros de resposta de aceleração na superfície e dos movimentos de entrada aplicados na base foram também avaliadas para acelerações espectrais de 0,2 e 1,0 s. Para o período de 0,2 s, o fator de amplificação espectral horizontal variou de 3,81 na locação do Ponto 22, a 9,44 na posição do Ponto 37, com um valor médio de 6,82 e desvio-padrão de 1,11. Já o fator de amplificação espectral vertical ficou entre 3,68 (Ponto Q) e 11,37 (Ponto I), com média de 6,62 e desvio-padrão igual a 1,58. E para o período T igual a 1,0 s, o fator de amplificação na direção horizontal variou entre 4,73 (Ponto 28) e 12,1 (Ponto Q), com média de 6,81 e desvio-padrão de 1,39. Na direção vertical, o fator de amplificação espectral variou de 2,37 (Ponto F) a 11,33 (Ponto 1), com média de 4,28 e desvio-padrão de 1,51.

E para períodos espectrais maiores do que 1,0 s, os depósitos de solo profundos nas locações dos pontos da grade apresentaram grandes fatores de amplificação espectral horizontal no fundo do mar. Nesta faixa de períodos, o fator de amplificação espectral horizontal foi considerável e apresentou grande variação em todas as colunas. Já o fator de amplificação espectral vertical assumiu um valor médio de 2,86 para $T > 1,0$ s.

Assim, o potencial para a amplificação dos movimentos do chão depende das características do solo raso, e essas são específicas para cada ponto. Em outras palavras, a amplificação estratigráfica depende das características da Geologia mais superficial.

5.4.4. Mapas de fatores de amplificação

Os resultados das análises dinâmicas foram usados para a geração de mapas georreferenciados de fatores de amplificação ao nível do fundo marinho. Como visto na Figura 5.3, a área de interesse foi dividida em uma grade de 10 km por 10 km de tamanho para criar os mapas de amplificação. Valores de aceleração e de fatores de amplificação na superfície para ambas direções horizontal e vertical foram atribuídos à cada ponto. Em pontos onde colunas de solo/rocha não foram traçadas e analisadas numericamente, as acelerações foram obtidas por interpolação usando valores de pontos vizinhos. Em função do tamanho da área, um grande número de pontos será necessário para produzir mapas mais detalhados, com menores intervalos de contorno.

Assim, uma técnica de interpolação foi aplicada utilizando um Sistema de Informações Geográficas. O módulo *Spatial Analyst* do programa *ArcGIS* oferece várias ferramentas de interpolação para gerar *grids* de superfície a partir de dados de pontos (CHILDS, 2004). Dentre as opções disponíveis, o método de interpolação estatístico de *Krigagem* simples foi utilizado (adotando um variograma do tipo Gaussiano).

Estes mapas englobam os resultados das análises numéricas de resposta sísmica para o conjunto de sessenta colunas de solo/rocha reais, uniformemente distribuídas para cobrir toda a área de interesse, cada uma com diferentes características. Logicamente, este conjunto poderá ser continuamente atualizado e, em consequência disso, os valores de amplificação e de fatores de amplificação correspondentes.

As figuras 5.15 e 5.16 apresentam a variabilidade espacial no fundo do mar dos fatores de amplificação das acelerações de pico horizontal e vertical na área de estudo, respectivamente. Estes ressaltam o grau no qual as condições locais controlam os movimentos do chão. Claramente, as variações verticais nas propriedades dinâmicas dos materiais em cada coluna são envolvidas em controlar a resposta.

Os mapas mostram que a área de interesse pode experimentar um maior abalo do chão devido à amplificação das camadas de solo e rocha sobrejacentes ao embasamento rochoso. As áreas coloridas em tons de bege em direção ao marrom indicam uma maior amplificação dos movimentos do chão para este terremoto particular, enquanto que as áreas em tons azulados são prováveis de amplificar menos.

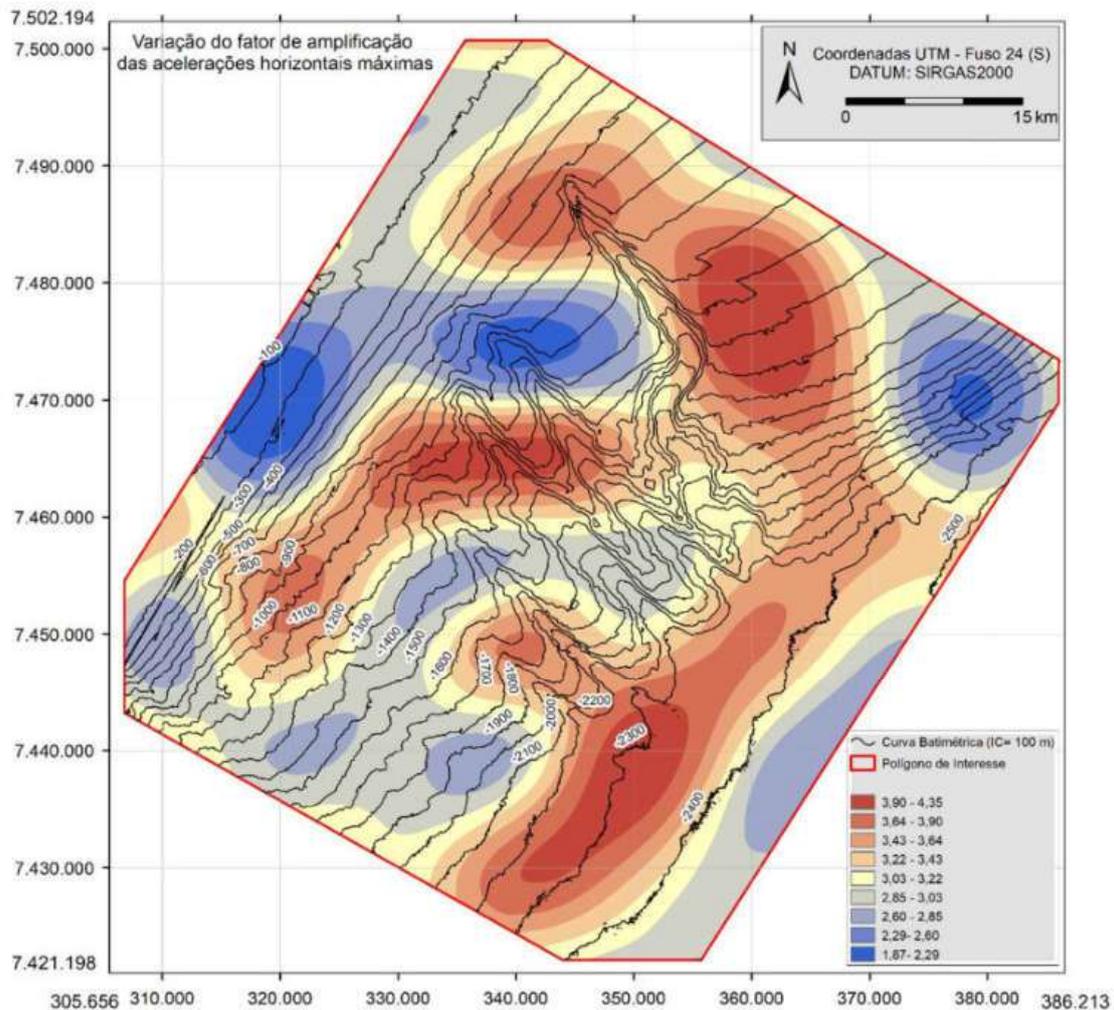


Figura 5.15. Variação do fator de amplificação das acelerações horizontais máximas.

Para *PGA* horizontal ao nível do fundo marinho, as razões de amplificação litológica e estratigráfica ao longo de toda área de estudo variaram de 1,877 a 4,345. Na Figura 5.15, observa-se uma maior zona à Nordeste da área resultando mais susceptível à amplificação da componente horizontal do movimento do chão, além de algumas áreas localizadas dispersas no centro e ao Sul também com maiores fatores de amplificação.

O fator de amplificação de *PGA* para a direção vertical variou de 1,944 a 4,159 considerando todos os pontos, com valores maiores no centro e Leste da área (Figura 5.16). Isso mostra que os solos na área são também capazes de amplificar significativamente a componente vertical do movimento de entrada. Importante que esse comportamento seja também considerado, no caso de ser demandada a execução de projeto sísmo-resistente para infraestruturas críticas a serem instaladas na área de estudo.

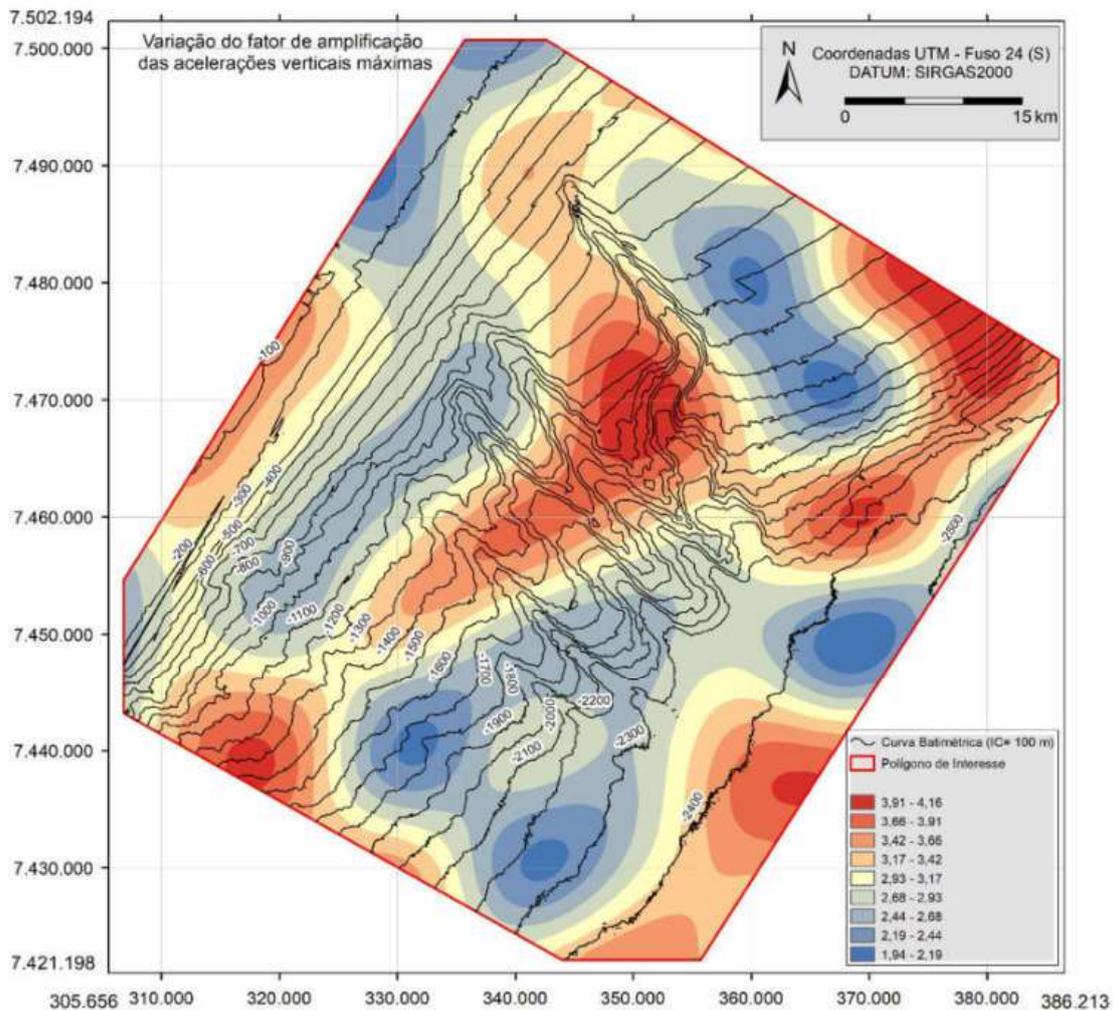


Figura 5.16. Variação do fator de amplificação das acelerações verticais máximas.

O Anexo C apresenta mapas de fatores de amplificação horizontal e vertical para os períodos espectrais de 0,2 e 1,0 s.

5.4.5. Comparações com a literatura

Os fatores de amplificação calculados são comparáveis àqueles obtidos por ASHFORD *et al.* (2000) para $PGA < 0,05$ g, e KUMAR *et al.* (2015) para acelerações máximas no embasamento variando entre 0,03 e 0,08 g. Outros estudos anteriores também mostraram amplificação considerável das acelerações na superfície para baixas acelerações no embasamento rochoso da ordem de 0,05 a 0,1 g (p.ex., IDRISSE, 1990; DOBRY e IAI, 2000; STEWART e LIU, 2000; ZHOU *et al.*, 2017).

5.4.6. Discussão

Um estudo do tipo reportado neste Capítulo é essencial para o emprego efetivo de instrumentação sísmica, planejamento de uso da área e proposição de medidas de mitigação. Mas embora ele tenha aumentado a compreensão acerca da resposta sísmica e amplificação do movimento de entrada quando da ação combinada das componentes horizontal e vertical, e os mapas que mostram as áreas mais e menos susceptíveis à amplificação representem os primeiros de seus tipos para a área de interesse, considera-se que este estudo tenha um caráter meramente preliminar.

Um das suas limitações é a ausência de medições locais de velocidade de onda cisalhante. Apesar de que muito esforço tenha sido aplicado nesta pesquisa ao se usar modelagem 3-D de propriedades elásticas para estimar os perfis de velocidade de onda cisalhante para a área de estudo, não foi possível confirmar a faixa verdadeira de variação regional de velocidade de onda cisalhante para as várias unidades litológicas superficiais que existem por toda a área. Claramente, as propriedades dos solos usadas nas análises numéricas devem ser melhor definidas.

Isso incluiria a execução de ensaios *in situ* para a medição direta de velocidade de onda cisalhante V_S (p.ex., com ensaios de cravação profunda de piezocone sísmico – SPCPT's) – isto é, furos com mais de 30 m de penetração; além de ensaios sofisticados de laboratório para determinar as curvas de módulo de cisalhamento normalizado $G/G_{máx}$ e de razão de amortecimento do material *versus* amplitude de deformação cisalhante. Apesar de que os relacionamentos publicados usados sejam geralmente suficientes, considera-se prudente desenvolver relacionamentos específicos para a área de interesse.

Tendo isso em vista, sugere-se que seus resultados sejam apenas usados como um guia do que poderia ser esperado, e julgamento considerável poderá ter de ser exercitado. Recomenda-se que os fatores de amplificação reportados aqui sejam usados com cautela, já que eles resultam de uma base de dados contendo apenas um terremoto, além de não terem sido confrontados com observações no local.

5.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os movimentos sísmicos previstos na superfície nas diferentes localidades apresentaram características bastante diferentes dos movimentos de entrada no embasamento rochoso. Evidenciou-se uma amplificação dos movimentos de baixo *PGA* em rocha nas camadas de solo na parte superior das colunas em todas as posições.

Apesar de simplificações e dificuldades com as análises, obteve-se uma melhor compreensão dos efeitos da espessura das colunas e Geologia superficial na resposta sísmica local. Ainda assim, muitas incertezas permanecem e os resultados são abertos a interpretações alternativas. De qualquer forma, algumas conclusões podem ser esboçadas:

- O efeito da Geologia local na propagação do movimento do chão foi significativo e não pode ser ignorado no projeto sísmico de estruturas;
- A estratigrafia e as propriedades dos depósitos de solo e rocha tiveram um grande impacto na amplificação dos sinais do terremoto de referência;
- A amplitude dos históricos de aceleração na superfície foi aumentada em relação aos acelerogramas de entrada para condições de rocha muito dura, tendo em vista a menor impedância das camadas de solo próximas ao fundo do mar;
- A partir das análises, verificou-se que as colunas de solo/rocha sujeitas a um movimento de entrada fraco tiveram altos fatores de amplificação das acelerações de pico e espectrais. As acelerações espectrais foram mais amplificadas em alguns períodos do que em outros;
- Informações sobre camadas de solo profundas são importantes, já que estas afetaram as acelerações espectrais em períodos longos;
- As diferentes características das acelerações espectrais em cada coluna são informações-chave para o mapeamento de ameaça ao nível do fundo marinho.

Mais pesquisas são ainda necessárias para estimar a amplificação/atenuação de depósitos moles próximos à superfície. Algumas das necessidades de longo prazo incluem a obtenção de registros de movimento do chão em áreas completamente caracterizadas, e a condução de análises de resposta sísmica local que comparem os movimentos previstos com os registrados para avaliar a capacidade de previsão dos métodos de análise. Tais estudos com solos moles são de relevância não apenas para a área de interesse, como também para muitos campos petrolíferos *offshore* por todo o mundo.

REFERÊNCIAS

- ASHFORD, S.A.; JAKRAPIYANUN, W.; LUKKUNAPRASIT, P., “Amplification of Earthquake Ground Motions in Bangkok”. In: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Jan. 30 – Feb. 4, 2000.
- CHILDS, C., “Interpolating Surfaces in ArcGIS Spatial Analyst”. ArcUser, pp. 32-35, Jul. – Sep., 2004.
- DOBRY, R. e IAI, S., “Recent Developments in the Understanding of Earthquake Site Response and Associated Seismic Code Implementation”. In: Proceedings of the International Society for Rock Mechanics International Symposium, Melbourne, Australia, Nov. 19-24, 2000.
- GEO-SLOPE INTERNATIONAL, Dynamic Earthquake Modeling with GeoStudio. Calgary, Geo-Slope International Ltd., 2017. 173p.
- HASAL, M.E. e IYISAN, R., “A Numerical Study on Comparison of 1D and 2D Seismic Responses of a Basin in Turkey”. American Journal of Civil Engineering, v. 2, n. 5, pp. 123-133, Sep. 2014.
- HOULT, R.D.; LUMANTARNA, E.; GOLDSWORTHY, H.M., “Soil Amplification in Low-to-Moderate Seismic Regions”. Bulletin of Earthquake Engineering, v. 15, n. 5, pp. 1945-1963, May 2017.
- IDRISS, I.M., “Response of Soft Soil Sites during Earthquakes”. In: J.M. Duncan (ed.), H Bolton Seed Memorial Symposium. BiTech, Vancouver, pp. 273-290, 1990.
- KHY, K.; CHINTANAPAKDEE, C.; WIJEYEWICKREMA, A.C., “Application of Conditional Mean Spectrum in Nonlinear Response History Analysis of Tall Buildings on Soft Soil. Engineering Journal, v. 23, n. 1, pp. 135-150, Jan. 2019.
- KUHLEMEYER, R.L. e LYSMER, J., “Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 99, n. 5, pp. 421-427, 1973.
- KUMAR, A.; HARINARAYAN, N.H.; BARO, O., “High Amplification Factor for Low Amplitude Ground Motion: Assessment for Delhi”. Disaster Advances, v. 8, n. 12, pp. 1-11, Dec. 2015.

- LASKE, G.; MASTERS, G.; MA, Z.; PASYANOS, M., “Update on CRUST1.0 – A 1-Degree Global Model of Earth’s Crust”. In: Proceedings of the European Geosciences Union General Assembly, Vienna, Austria, Apr. 7-12, 2013.
- ORDONEZ, I.M., Influence of the Boundary Conditions on the Seismic Response Predictions of a Rockfill Dam by Finite Element Method. Dissertação de M.Sc., Università degli Studi di Pavia, Itália, Apr. 2009. 80p.
- PREISIG, M. e JEREMIĆ, B., Nonlinear Finite Element Analysis of Dynamic Soil-Foundation-Structure Interaction. Davis, University of California, USA, Sep. 2005.
- SCHNABEL, P.B., Effects of Local Geology and Distance from Source on Earthquake Ground Motions. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1973. 280p.
- SEISMOSOFT, SEiSMOAPPS 2018 – Technical Information Sheet. Seismosoft’s Suite of Earthquake Tools. Pavia, Seismosoft Ltd., 2018. 40p.
- STAMBOULI, A.B.; ZENDAGUI, D.; BARD, P.-Y.; DERRAS, B., “Deriving Amplification Factors from Simple Site Parameters using Generalized Regression Neural Networks: Implications for Relevant Site Proxies”. *Earth, Planets and Space*, v. 69, n. 99, Jul. 2017.
- STANKO, D.; MARKUŠIĆ, S.; GAZDEK, M.; SANKOVIĆ, V.; SLUKAN, I.; IVANČIĆ, I., “Assessment of the Seismic Site Amplification in the City of Ivanec (NW Part of Croatia) using the Microtremor HVSR Method and Equivalent-Linear Site Response Analysis”. *Geosciences*, v. 9, n. 7, p. 312, Jul. 2019.
- STEWART, J.P. e LIU, A.H., “Ground Motion Amplification as a Function of Surface Geology”. In: Proceedings of the California Strong Motion Instrumentation Program Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Sacramento, CA, Sep. 14, 2000.
- VUCETIC, M. e DOBRY, R., “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response”. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 117, n. 1, pp. 89-107, Jan. 1991.
- ZHOU, Y.-G.; CHEN, J.; CHEN, Y.-M.; KUTTER, B.L.; ZHENG, B.-L.; WILSON, D.W.; STRINGER, M.E.; CLUKEY, E.C., “Centrifuge Modeling and Numerical Analysis on Seismic Site Response of Deep Offshore Clay Deposits”. *Engineering Geology*, v. 227, pp. 54-68, Sep. 2017.

CAPÍTULO 6. EFEITOS COMBINADOS DA ESTRATIGRAFIA E TOPOGRAFIA NO MOVIMENTO NA SUPERFÍCIE

6.1. INTRODUÇÃO

Este Capítulo busca avaliar a influência de configurações morfológicas reais na resposta sísmica esperada ao nível da superfície do fundo do mar na área de interesse. Para isso, diversos casos foram analisados numericamente a partir dos modelos 3-D de velocidades e densidade gerados para a área. Decidiu-se levar em conta os efeitos das topografias de superfície e do embasamento para o caso de taludes submarinos na presença de camadas de solo/rocha profundas sobrejacentes ao embasamento rochoso.

Os resultados das análises numéricas de elementos finitos pelo método linear-equivalente de perfis topográficos complexos 2-D foram comparados com aqueles de colunas verticais de solo/rocha distribuídas ao longo das seções examinadas, visando uma melhor compreensão dos efeitos combinados da topografia de superfície, geometria do embasamento rochoso e estratigrafia na resposta sísmica. As análises foram usadas para obter históricos de aceleração e seus respectivos espectros de resposta. Fatores de amplificação foram estimados para as componentes horizontal e vertical do movimento do chão na superfície, com referência às acelerações de pico e espectrais para 5% de amortecimento. Adicionalmente, calcularam-se razões adimensionais entre as acelerações espectrais ao nível do fundo do mar das seções transversais e colunas.

6.2. MATERIAIS E MÉTODOS

Em suporte à estas simulações de resposta dinâmica, foram utilizados os mesmos modelos 3-D estratificados de velocidades de onda compressional e cisalhante e de densidade descritos no subitem 5.2.1. Como no Capítulo 5, foram conduzidas análises de elementos finitos no domínio do tempo com o programa *Quake/W*, empregando o modelo linear-equivalente. A acurácia deste *software* foi verificada e validada por inúmeros autores (p.ex., BOUCKOVALAS e PAPADIMITRIOU, 2005; BARARPOUR, 2012).

6.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A estrutura física complexa de subsuperfície foi simplificada por modelos com camadas de solo/rocha estratificados horizontalmente. Foram traçados modelos da região de cânions da área de interesse na escala de vários quilômetros de largura e profundidade.

Este subitem apresenta as configurações geométricas, condições de contorno e de carregamento e dados de entrada para as análises de resposta sísmica.

6.3.1. Modelos computacionais

Para garantir que somente os efeitos topográficos fossem isolados, os modelos para as seções transversais e colunas de solo/rocha traçadas ao longo destas seções têm exatamente as mesmas características e parâmetros de simulação (discretização, espessura e propriedades das camadas, profundidade ao embasamento). Todos os fatores foram mantidos constantes, exceto as topografias do piso marinho e do embasamento.

De fato, os modelos numéricos para as seções transversais foram construídos com a mesma estratigrafia horizontal daqueles para as colunas de solo/rocha, sem considerar as irregularidades geométricas das camadas e suas espessuras variáveis, nem as heterogeneidades geológicas laterais. Abaixo de cada ponto de controle, a estratigrafia e as propriedades dos materiais foram estendidas lateralmente até a ocorrência de alguma irregularidade topográfica significativa no fundo marinho, como, por exemplo, os flancos esquerdo e direito de um cânion submarino, a zona de talvegue do cânion, etc.

Portanto, quaisquer diferenças de resultados nos modelos de seções estarão associadas aos efeitos 2-D das topografias de superfície e do embasamento, que foram definidas de forma realista nas análises, já que estas são as únicas variáveis.

6.3.1.1. Traçado de seções transversais

A partir de um estudo maior conduzido pelo autor, foi selecionado um conjunto de exemplos numéricos composto por oito seções, consideradas representativas para analisar a resposta dinâmica e a amplificação/atenuação sísmica no fundo marinho. Considera-se que estas oito seções sejam suficientes para amostrar a variedade de efeitos

sísmicos locais que possam ser esperados nas proximidades do ponto de interesse identificado na Figura 3.1. A maior parte das seções é caracterizada por um grande vale central e por taludes de paredes íngremes, todas com geometria irregular tanto na superfície quanto no embasamento rochoso.

As camadas de solo/rocha foram traçadas desde o fundo do mar até a profundidade definida para o embasamento rochoso (ver Figura 5.2).

A Figura 6.1 ilustra o traçado das seções sobre o relevo sombreado da área:

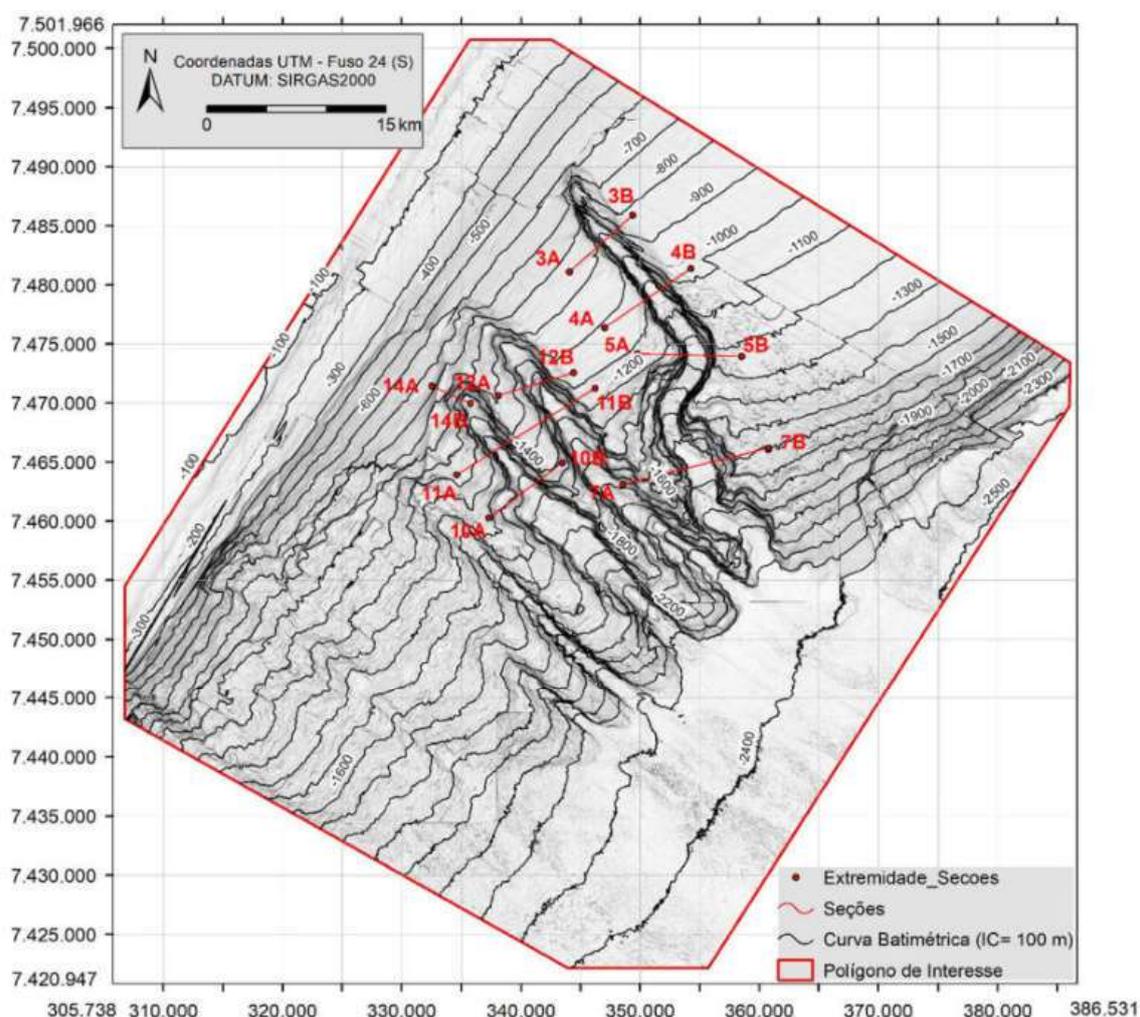


Figura 6.1. Relevo sombreado da área de interesse com a posição de seções.

À título de exemplo, a Figura 6.2 apresenta o modelo numérico com as características morfológicas da seção transversal definida ao longo da linha 3A-3B, sem exagero vertical. As demais seções dadas na Figura 6.1 podem ser vistas no Anexo D.

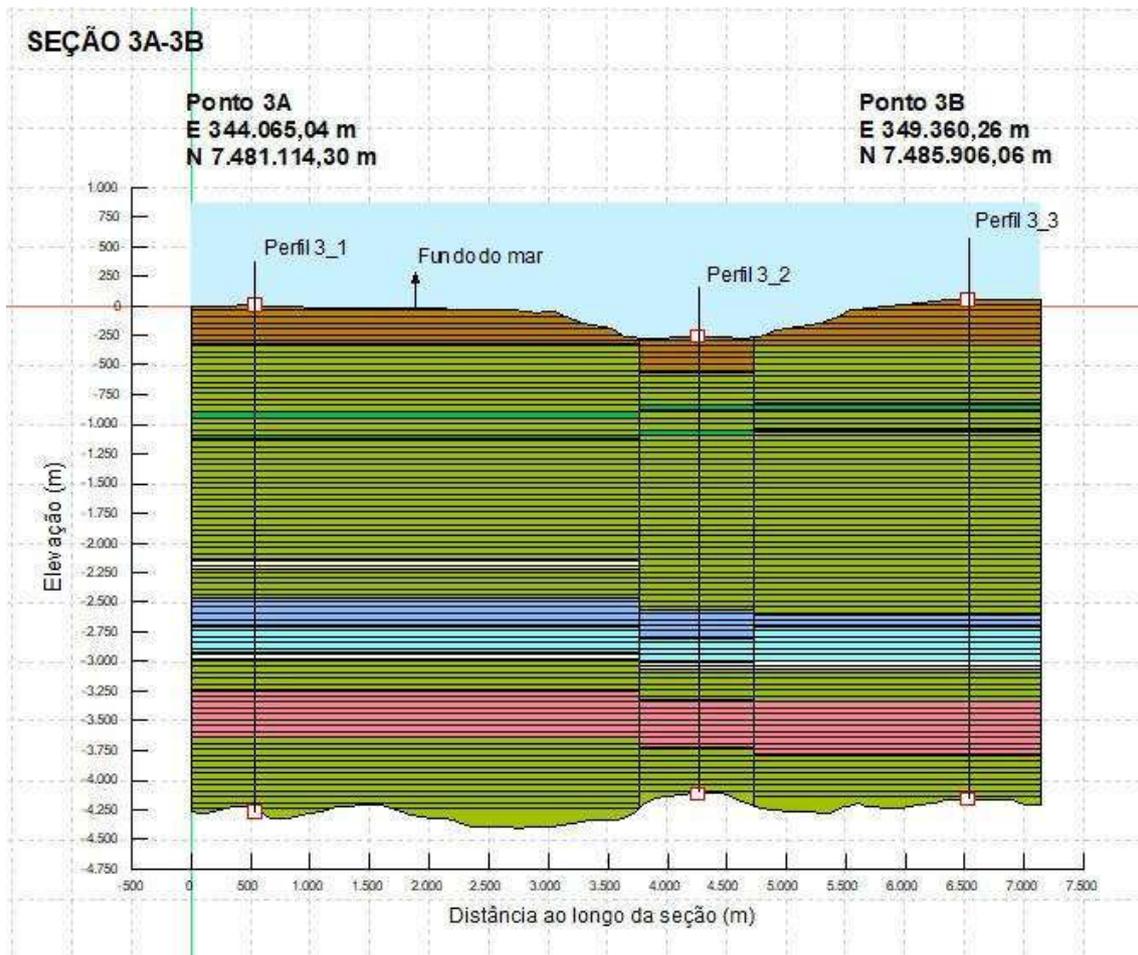


Figura 6.2. Seção transversal 3A-3B.

Na Figura 6.2, a cor de cada camada se refere à uma diferente litologia (ver Tabela D.1 no Anexo D).

6.3.1.2. Traçado de colunas de solo/rocha

Para examinar apenas os efeitos de amplificação do movimento do chão em função da estratigrafia, foram realizadas análises numéricas adicionais em vinte e oito colunas de solo/rocha extraídas de vários cortes verticais das seções transversais, traçadas desde o piso marinho até a profundidade definida para o embasamento. Como no Capítulo 5, estas colunas se caracterizam por topo e base planos, além de camadas horizontais.

A Figura 6.3 ilustra as posições das colunas de solo/rocha na área de interesse:

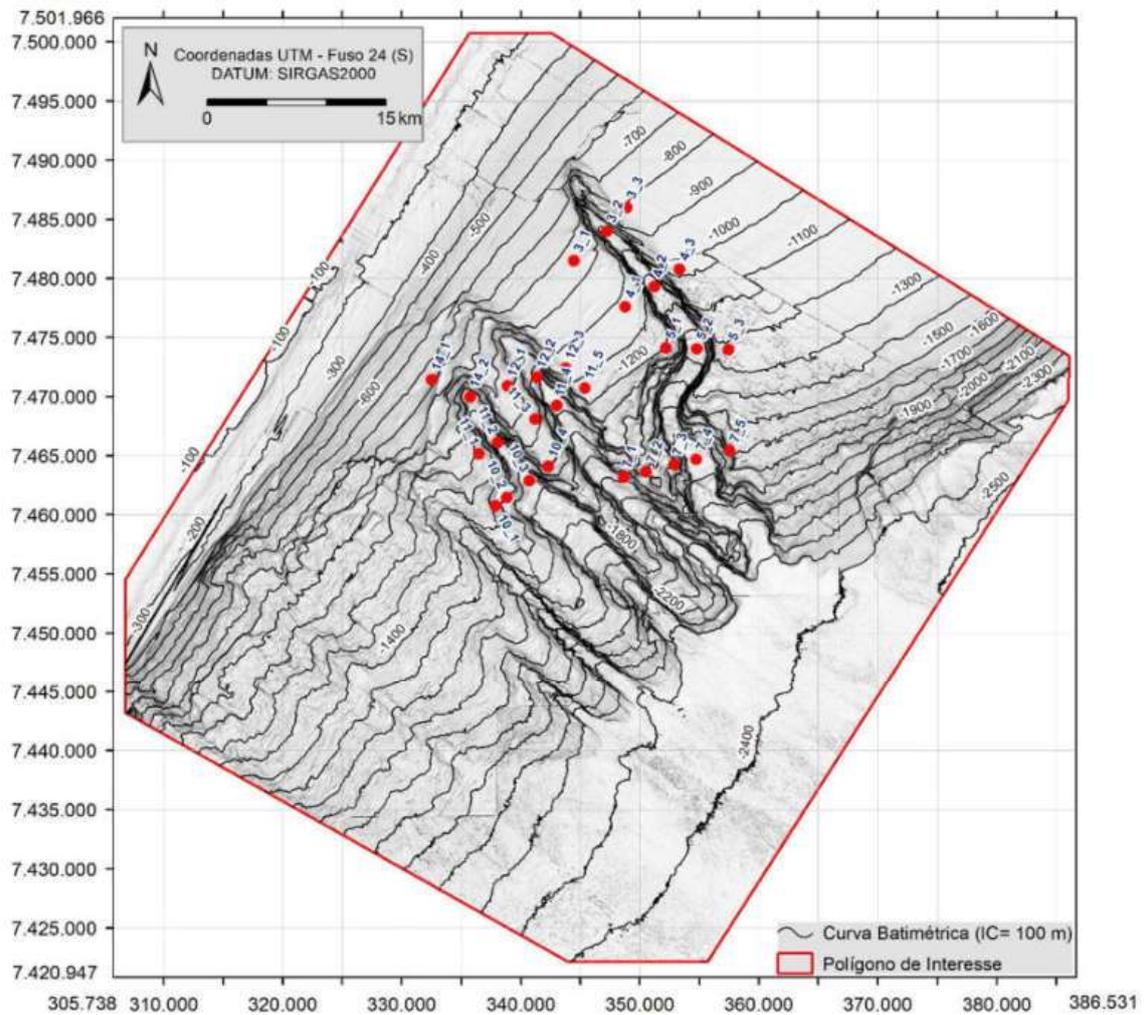


Figura 6.3. Relevo sombreado da área com as posições de colunas adicionais de solo/rocha.

Para ilustrar a estratificação horizontal em uma das localidades de colunas de solo/rocha apresentadas na Figura 6.3, a Figura 6.4 apresenta o modelo numérico construído na posição do Ponto 3_1, com informação sobre a litologia de cada camada:

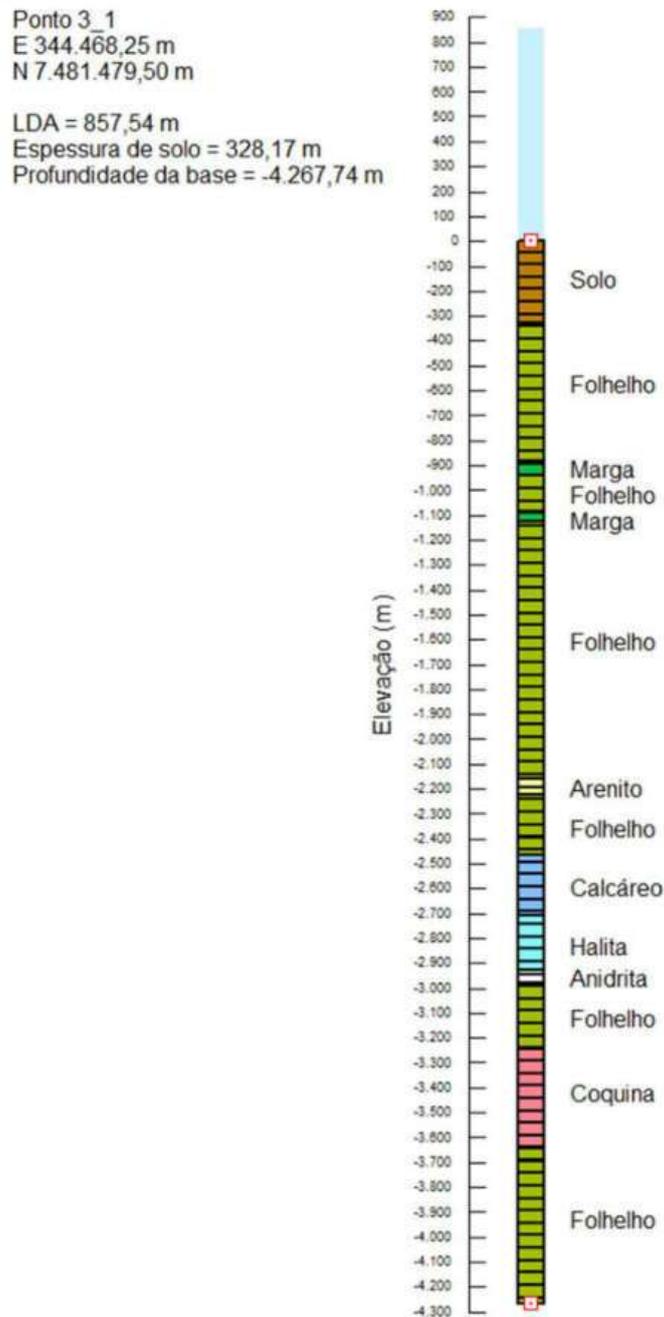


Figura 6.4. Geometria e litologia na localização do Ponto 3_1.

6.3.2. Condições de contorno

As condições de contorno aplicadas *no Quake/W* aos modelos de deformação plana de seções transversais e colunas adicionais de solo/rocha, foram as mesmas que aquelas definidas anteriormente para a obtenção de mapas de amplificação em função da estratigrafia no Capítulo 5. Estas condições de contorno, além dos critérios adotados para

a definição do tamanho dos elementos da malha de elementos finitos e passo de tempo para as análises, foram descritos nos subitens 5.3.1 e 5.3.2, respectivamente.

Foram inseridos pontos de controle no topo e na base de cada posição de coluna ao longo das seções transversais (quadrados de borda vermelha preenchidos na cor branca nas figuras 6.2 e 6.4). O objetivo foi extrair acelerogramas e respectivos espectros de resposta para fins de comparação e cálculo de fatores de amplificação. As colunas têm largura de 100 m, e as larguras das seções podem ser vistas na Figura 6.2 e no Anexo D.

6.3.3. Parâmetros de entrada

Além das configurações geométricas das seções transversais e colunas adicionais de solo/rocha, é necessário informar ao programa as propriedades físicas e mecânicas e o comportamento dinâmico dos materiais. Da mesma maneira que no Capítulo 5, cada camada foi caracterizada pelos seguintes parâmetros: espessura, peso específico total, coeficiente de Poisson, módulo de cisalhamento máximo e propriedades não-lineares (curvas de $G/G_{\text{máx}}$ e de razão de amortecimento em função da deformação cisalhante).

Para as camadas de solo dos modelos, foram adotadas as curvas de redução do módulo normalizado e de razão de amortecimento dependentes da deformação cisalhante de VUCETIC e DOBRY (1991); e as curvas de SCHNABEL (1973) foram usadas para as camadas de rocha (Figura 5.6). Tais referências podem ser consultadas no Capítulo 5.

Os históricos de aceleração adotados como entradas para estas análises correspondem ao terremoto real descrito no subitem 5.3.4.2. Os históricos de aceleração de entrada para as componentes horizontal e vertical foram apresentados nas figuras 5.7 e 5.8, respectivamente. Considera-se que estes movimentos de entrada representem a ameaça sísmica regional para uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos (período de retorno de ~975 anos).

A partir dos modelos 3-D de velocidades de onda compressional e cisalhante, e de densidade (subitem 5.2.1), a Figura 6.5 apresenta as variações em função da profundidade abaixo do fundo marinho de peso específico total, razão de Poisson e módulo de cisalhamento máximo, para cada posição de ponto marcado na Figura 6.3:

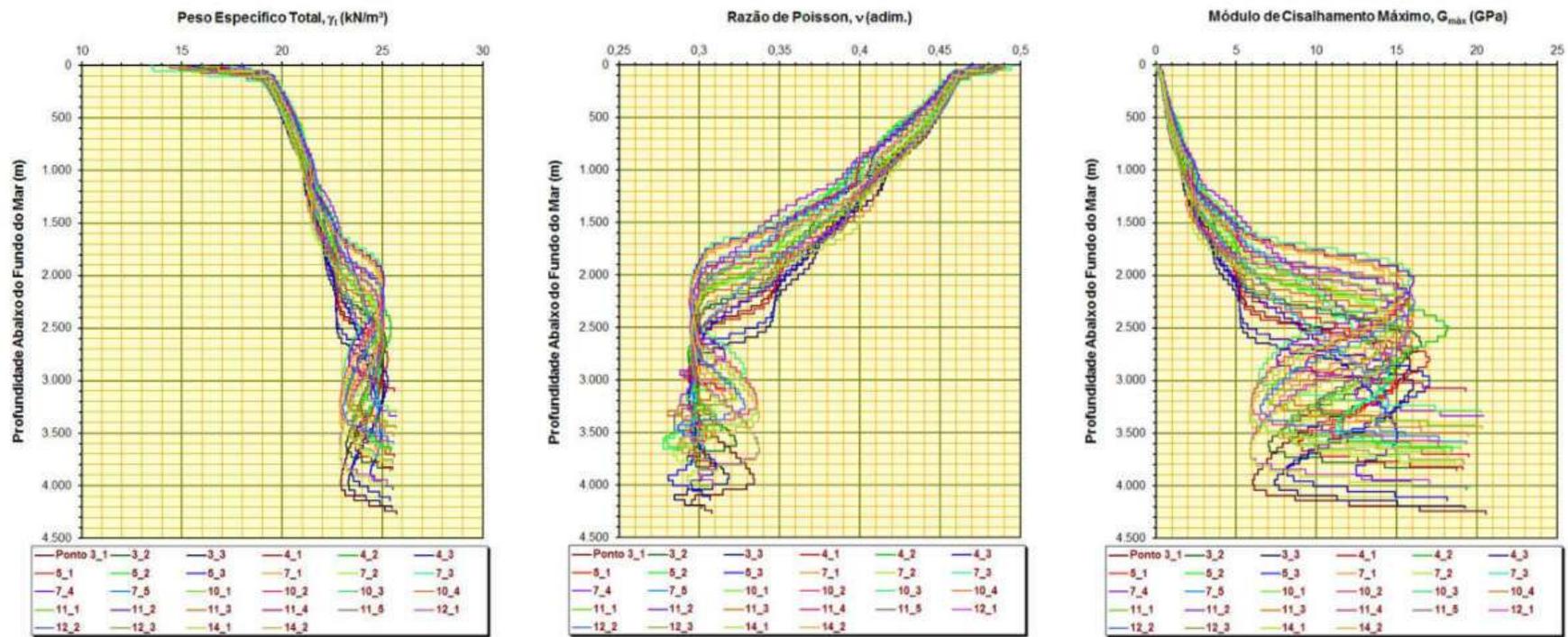


Figura 6.5. Perfis de peso específico total, razão de Poisson e módulo de cisalhamento máximo.

6.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os efeitos topográficos podem ser acessados numericamente ao desacoplá-los dos efeitos das camadas de materiais. Para obter esse desacoplamento, os resultados de análises de resposta sísmica para geometrias de cânions submarinos, considerando tanto a amplificação em função da topografia de superfície, geometria do embasamento, quanto da estratigrafia, são comparados com os resultados para colunas de solo/rocha, que representam a resposta de campo livre e consideram apenas a amplificação das camadas.

6.4.1. Seções transversais

Os resultados das análises foram utilizados para estudar a distribuição de amplitude dos movimentos do chão nas direções horizontal e vertical ao longo da superfície das oito seções transversais traçadas na Figura 6.1. Estes resultados são apresentados nos subitens 6.4.1.1 e 6.4.1.2 em termos de valores de aceleração de pico na superfície, bem como razões de amplificação para as acelerações de pico e espectrais.

6.4.1.1. Acelerações de pico

Um parâmetro de amplitude do movimento do chão que é muito usado na prática de Engenharia Sísmica Geotécnica é a Aceleração de Pico do Piso (PGA). A *PGA* é identificada diretamente em um acelerograma como seu valor máximo absoluto de aceleração. Assim, os valores de *PGA* foram obtidos dos históricos de aceleração calculados ao longo das irregularidades da superfície livre de cada seção. As acelerações de pico horizontal e vertical ao nível do embasamento rochoso correspondem aos movimentos de entrada usados para as análises.

Como exemplo, as figuras 6.6 e 6.7 apresentam uma comparação entre os históricos de aceleração nas direções horizontal e vertical previstos ao nível do fundo do mar para a coluna de solo/rocha e seção transversal no Ponto 3_1, respectivamente. Este ponto de controle se localiza a 544,01 m de distância da origem na seção 3A-3B.

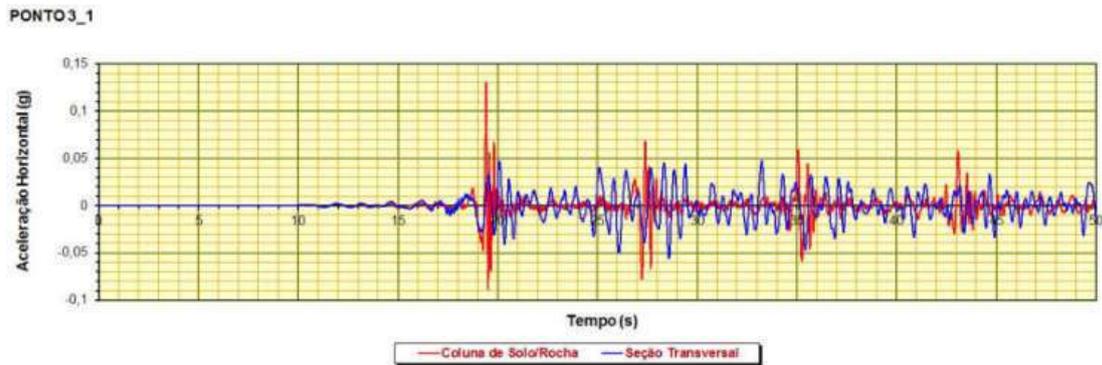


Figura 6.6. Acelerações horizontais na superfície para a coluna e seção no Ponto 3_1.

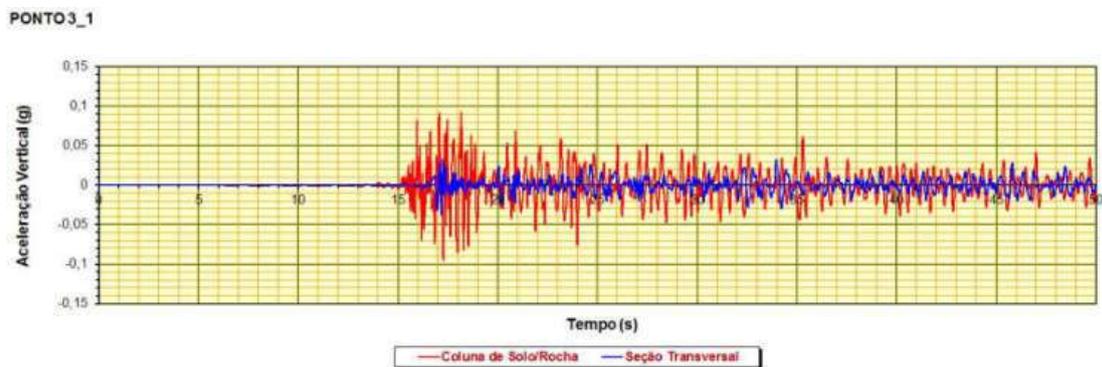


Figura 6.7. Acelerações verticais na superfície para a coluna e seção no Ponto 3_1.

6.4.1.2. Fatores de amplificação em termos de PGA na superfície

A distribuição espacial de fatores de amplificação ao longo do fundo marinho foi calculada em termos de acelerações máximas, similarmente à abordagem adotada por IYISAN e HAŞAL (2011). Os valores máximos de aceleração horizontal e vertical lidos nos históricos registrados na superfície livre do terreno na locação de cada ponto da geometria das seções, foram normalizados pelas acelerações horizontal e vertical de pico dos acelerogramas de referência em rocha muito dura na base de cada modelo, respectivamente, como mostra a Equação 6.1:

$$A_{PGA} = \frac{a_{m\acute{a}x_s}}{a_{m\acute{a}x_r}} \quad (6.1)$$

onde:

A_{PGA} = fator de amplificação de *PGA*, adimensional;

$a_{m\acute{a}x_s}$ = valor de aceleração de pico do movimento na superfície, em unidades g; e

$a_{\text{máx}_r}$ = valor de aceleração de pico do movimento no embasamento, em unidades g.

Valores maiores do que 1 obtidos pela razão dada pela Equação 6.1 indicam amplificação do movimento de entrada, enquanto que valores menores do que 1 denotam atenuação. A Figura 6.8 apresenta os fatores de amplificação para as acelerações de pico horizontal e vertical ao longo da superfície livre da Seção 3A-3B. O Anexo E apresenta os fatores de amplificação para as acelerações de pico horizontal e vertical ao longo da superfície livre das demais seções seleccionadas do contexto geológico da área de estudo.

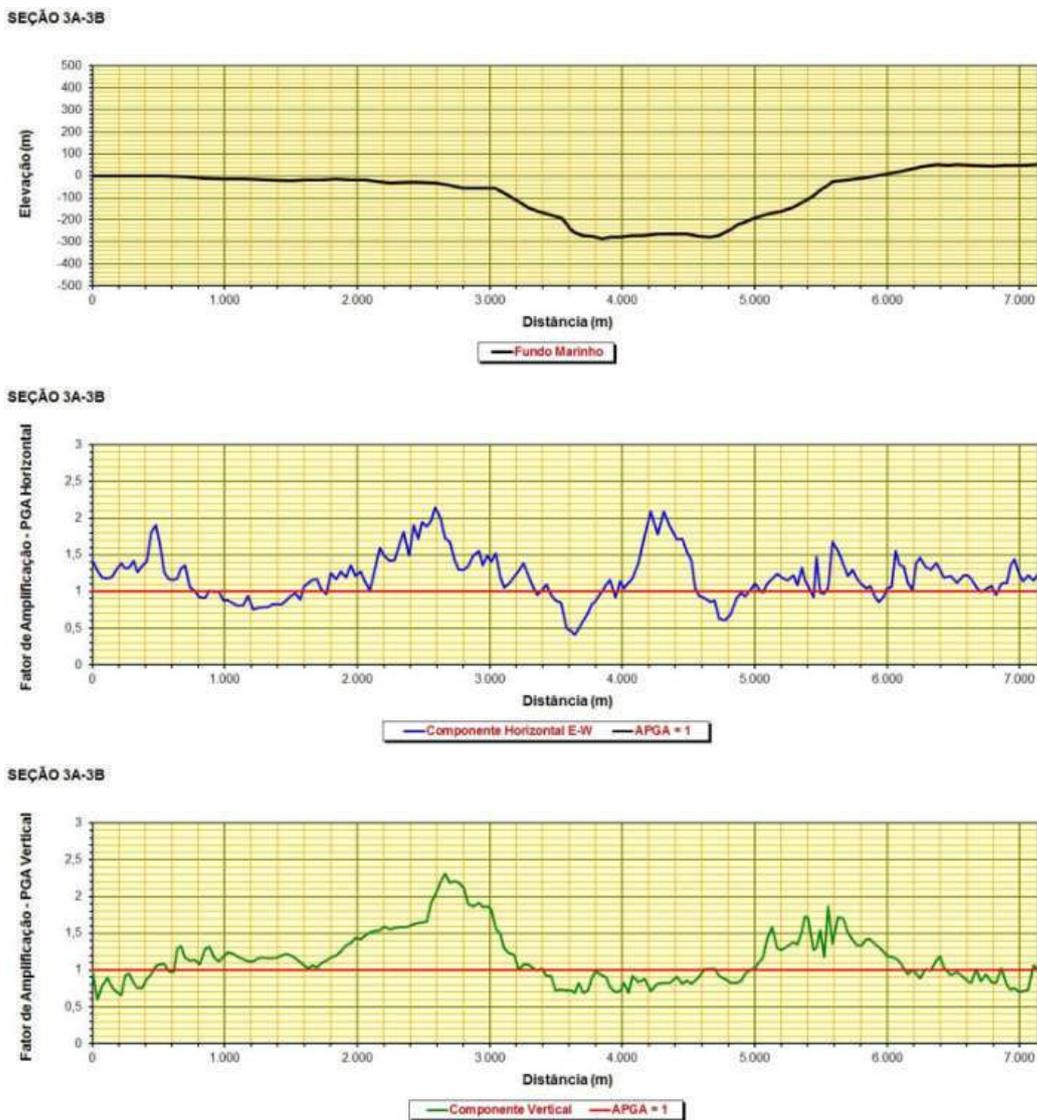


Figura 6.8. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico na Seção 3A-3B.

Analisando os fatores de amplificação calculados, verificou-se que as condições geológicas locais claramente desempenharam um papel importante na modificação do movimento sísmico no piso marinho, com a ocorrência de um padrão complexo e variável de amplificação e atenuação ao longo da superfície livre. As condições geológicas complicadas em diferentes pontos na superfície, com grandes variações no tamanho e na forma dos cânions ao longo das seções, resultaram em amplificação e redução da amplitude do movimento na superfície em relação ao movimento de entrada no embasamento. Por meio da Figura 6.8 e demais figuras no Anexo E, pode-se observar a variação espacial na resposta sísmica ao longo da superfície das seções, com valores de fatores de amplificação de PGA horizontal e vertical diferindo de 1, demonstrando que existe uma interação complexa entre a estratigrafia e as morfologias de topo e base das seções na dispersão e focalização das ondas sísmicas.

Mesmo que pontos próximos sejam caracterizados por materiais de propriedades mecânicas e dinâmicas comuns, a resposta sísmica estimada na superfície diferiu notavelmente. Em vários locais, taludes suaves ou de baixa elevação experimentaram acelerações inesperadamente mais altas, o que sugere que a geometria não é o único critério para a ocorrência de efeitos locais. A resposta de aceleração de pontos na superfície do fundo do mar foi modificada significativamente em relação aos movimentos de entrada aplicados na base dos modelos. Os fatores de amplificação de PGA tanto nas direções horizontal quanto vertical do movimento ao longo da superfície apresentaram uma flutuação intensa com a distância em todas as seções analisadas, com vários picos (interferência construtiva) e vales (interferência destrutiva) de fatores de amplificação mais altos e mais baixos. Esta alternância entre zonas de amplificação ($A_{PGA} > 1$) e atenuação ($A_{PGA} < 1$) em distâncias muito pequenas, também foi notada por ZHANG *et al.* (2018). Os valores de A_{PGA} nas regiões intercânion diferiram significativamente das amplificações nas partes mais baixas, como também nos flancos dos cânions.

Pode-se dizer, então, que a resposta sísmica e o nível de amplificação/atenuação em áreas de cânions submarinos são funções das quebras de relevo (variações locais na inclinação e altura do talude), e dependem da posição do ponto que está sendo investigado na superfície, além da curvatura côncava/convexa da topografia adjacente, ilustrando a influência da topografia. Tal observação está de acordo com o reportado por GELI *et al.* (1988). Em todas as seções, a amplitude dos movimentos de entrada tanto aumentou

quanto diminuiu da base até o fundo do mar. Foram observados padrões específicos de variação dos fatores de amplificação de *PGA*, que dependeram da componente do movimento do chão e da posição na superfície ao longo das seções analisadas, devido à interação complexa entre os efeitos das camadas de solo/rocha e a morfologia dos cânions e do embasamento. A extensão dos trechos de maior amplificação em cada seção foi bastante limitada. Esperava-se que a resposta sísmica na superfície do terreno fosse atenuada ao se afastar das cristas dos taludes de cânion, mas condições de campo-livre não foram obtidas mesmo à grandes distâncias das cristas. Isso difere do que foi verificado por BOUCKOVALAS e PAPADIMITRIOU (2005), onde os efeitos topográficos diminuíram assintoticamente com a distância do talude.

Devido à presença de topografias adjacentes e adicionando a contribuição da estratificação de solo/rocha (que pode trapear a energia incidente, e introduzir mais dispersão), pôde-se observar uma distribuição contraintuitiva de amplitude de aceleração na superfície, onde a amplificação de pico e a atenuação máxima ocorreram ao longo da extensão de cada seção. Em outras palavras, o valor mínimo para o fator de amplificação em cada seção não ocorreu necessariamente próximo ao pé dos taludes de cânion, nem o maior valor ocorreu próximo à crista dos taludes. Tal observação contradiz resultados anteriores reportados na literatura, que previram amplificação máxima da resposta sísmica exatamente na crista e atenuação no pé de taludes (p.ex., BOUCKOVALAS e PAPADIMITRIOU, 2005; TRIPE *et al.*, 2013).

Além da influência do ângulo do talude, é importante mencionar que as diferenças de altura entre os taludes de cânion e as feições vizinhas ao longo de cada seção são significativas, e também podem afetar as curvas de amplificação de aceleração de pico na superfície. A razão entre a altura relativa do talude e o comprimento de onda do movimento de entrada pode afetar não apenas a amplitude de amplificação, mas também a posição onde a maior amplificação é observada. Para ZHANG *et al.* (2018), quando o comprimento de onda for menor do que a altura do talude, o campo de onda pode ser modificado em função da dispersão de onda.

Em função disso, torna-se bastante difícil identificar características comuns no comportamento do movimento do chão, tendo em vista as particularidades geológicas e morfológicas de cada seção. Os fatores de amplificação obtidos nos trechos próximos às cristas dos taludes de cânion podem afetar os fatores de segurança, aumentar a propensão

à ruptura e disparar deslizamentos durante o terremoto. Ainda, tal variação ao longo do fundo marinho pode impactar no projeto sísmo-resistente de estruturas críticas.

Os valores de A_{PGA} horizontal resultaram em geral superiores àqueles para a direção vertical. Foi possível constatar que as irregularidades topográficas geraram valores de coeficiente de amplificação de PGA de até 2,73 em alguns locais específicos na direção horizontal, e de até 2,31 na direção vertical. A maior amplificação horizontal em termos de PGA (fator de 2,73) foi encontrada na Seção 7A-7B; e o fator de amplificação vertical máximo de 2,31 foi obtido na superfície da Seção 3A-3B.

Reduções, embora também presentes, permaneceram entre 0,41 e 1 na direção horizontal, e mais frequentemente mais próximas a 0,86. Já na direção vertical, as atenuações no fator de amplificação de PGA foram de 0,51 a 1, com uma média de 0,86.

6.4.1.3. Variação de A_{PGA} com a profundidade

As figuras 6.9 e 6.10 ilustram, respectivamente, os perfis de variação em função da profundidade abaixo do piso marinho dos fatores de amplificação das acelerações máximas nas direções horizontal e vertical, no topo de cada camada abaixo dos pontos de controle distribuídos ao longo das seções transversais.

Estas figuras mostram que os valores de fatores de amplificação de aceleração de pico aumentaram da base até a superfície do terreno até seus maiores valores serem atingidos. A diminuição dos fatores de amplificação das acelerações de pico do piso em certas profundidades pode ser devida ao amortecimento. A variação dos fatores de amplificação de PGA nas direções horizontal e vertical com a profundidade demonstra a forte influência dos solos depositados nos primeiros ~100 m abaixo do fundo marinho em cada ponto de observação. Isso se deve às menores velocidades de onda cisalhante e impedâncias acústicas das camadas de solo nos 100 m superiores. Tal efeito contribuiu para as amplitudes mais altas e variáveis localmente na superfície durante o movimento do chão.

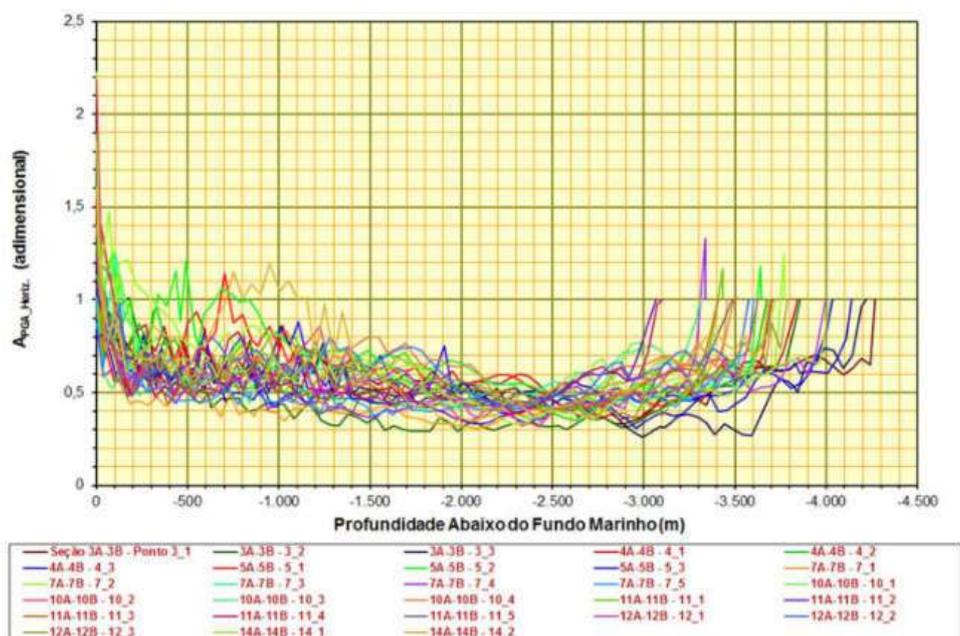


Figura 6.9. Fatores de amplificação de *PGA* horizontal em cada ponto de controle nas seções.

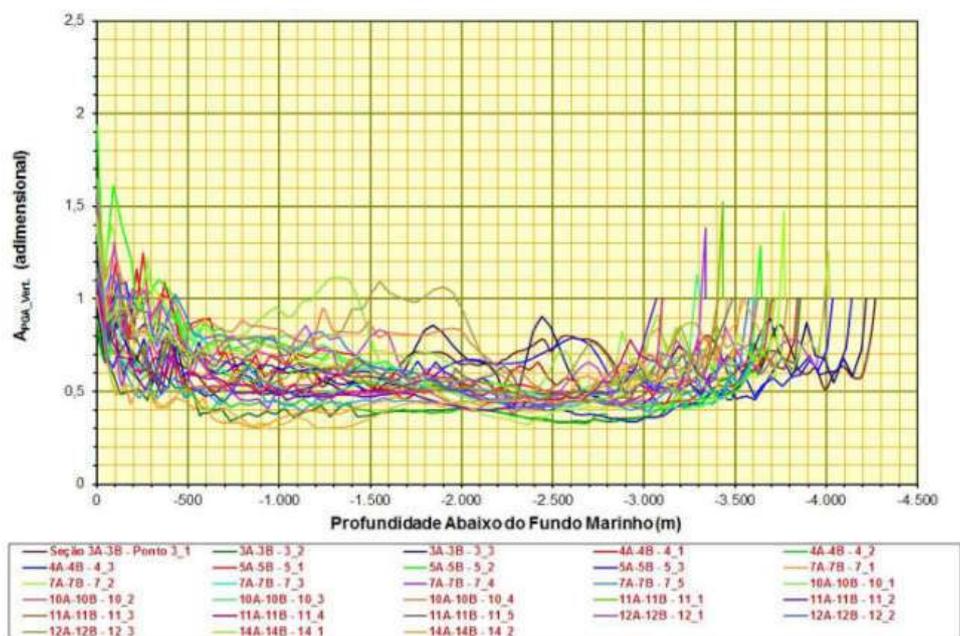


Figura 6.10. Fatores de amplificação de *PGA* vertical em cada ponto de controle nas seções.

6.4.1.4. Fatores de amplificação espectral na superfície

Similarmente a outros estudos sobre resposta local, assumiu-se uma razão de amortecimento de 5% (p.ex., BOUCKOVALAS e PAPADIMITRIOU, 2005; TRIPE *et*

al., 2013; RIZZITANO *et al.*, 2014). Os fatores de amplificação de aceleração espectral foram calculados por meio da Equação 5.11 para a faixa de períodos de *PGA* a 2,0 s.

As figuras 6.11 e 6.12 comparam as variações nos fatores de amplificação de acelerações espectrais horizontais e verticais registradas ao nível do piso marinho, respectivamente, nos pontos de controle ao longo das seções traçadas na Figura 6.1:

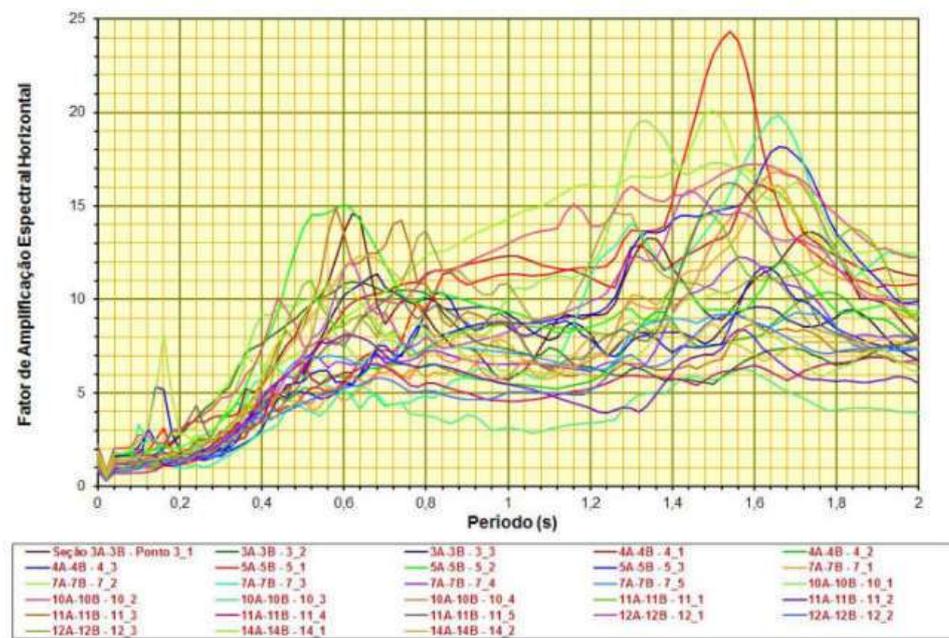


Figura 6.11. Fatores de amplificação espectral horizontal na superfície das seções.

Na direção horizontal, a Aceleração de Pico do Piso nas posições dos pontos de controle definidos no fundo do mar foi maior por um fator de até 2,23 do que o valor de entrada no embasamento rochoso (Figura 6.11). Este fator de amplificação de *PGA* ocorreu no Ponto 7_2, que se localiza à uma distância de 2.092,55 m na seção 7A-7B. A menor razão de amplificação de *PGA* ocorreu no Ponto 11_4 ($A_{PGA} = 0,77$; atenuação), posicionado a 10 km da origem na Seção 11A-11B. Para o período espectral de 0,2 s, os fatores de amplificação variaram de 0,97 (Ponto 7_3) a 3,13 (Ponto 10_2), com média de 1,84 e desvio-padrão de 0,61. Para o período de 1,0 s, a faixa de variação para o fator de amplificação ficou entre 3,18 (Ponto 10_3) e 14,34 (Ponto 7_2), com média de 8,05 e desvio-padrão de 2,68. A amplificação do espectro de resposta foi mais proeminente para períodos acima de 0,5 s. O fator de amplificação espectral máximo na direção horizontal

foi de 24,36 no período T de 1,54 s para o Ponto 5_1, localizado à uma distância de 2.420,15 m da origem na Seção 5A-5B.

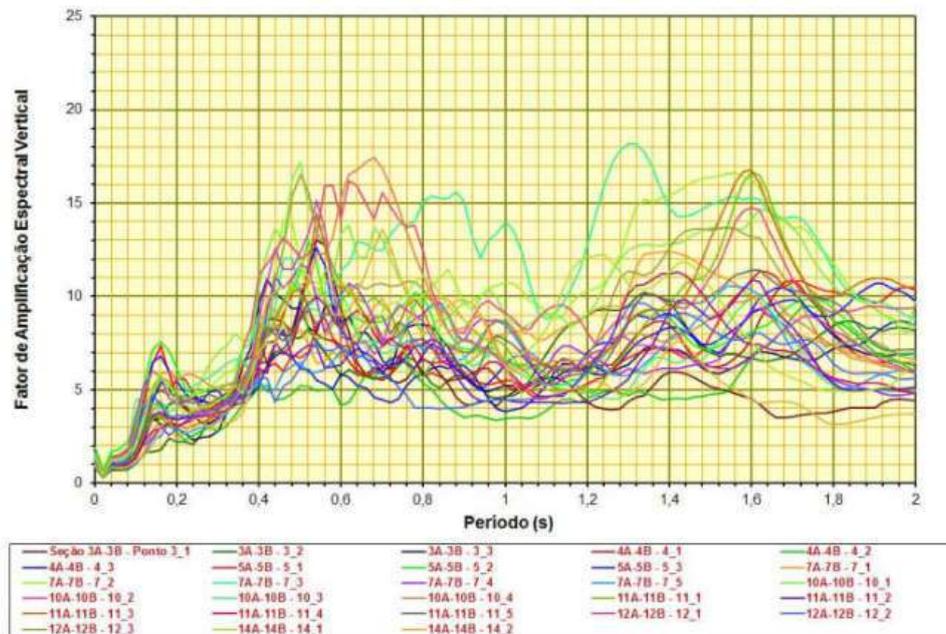


Figura 6.12. Fatores de amplificação espectral vertical na superfície das seções.

De acordo com a Figura 6.12, a amplificação de PGA para a componente vertical nos pontos de monitoramento foi até 1,94 vezes maior em relação àquela de entrada ao nível do embasamento. Este valor máximo para A_{PGA} vertical foi obtido no Ponto 5_2, posicionado a 5.017,40 m da origem na Seção 5A-5B. O valor mínimo para A_{PGA} vertical foi calculado no Ponto 3_2 ($A_{PGA} = 0,82$; atenuação), situado a 4.264,84 m na Seção 3A-3B. Para o período espectral curto de 0,2 s, os fatores de amplificação foram de 2,22 (Ponto 3_2) a 6,13 (Ponto 5_2), com média de 3,98 e desvio-padrão de 1,04. E para o período espectral longo de 1,0 s, a faixa de variação para o fator de amplificação vertical foi de 3,46 (Ponto 4_2) a 13,98 (Ponto 7_3), com média de 6,79 e desvio-padrão igual a 2,26. A amplificação dos espectros de resposta para ambas direções foi mais proeminente para períodos acima de 0,5 s. O fator de amplificação espectral máximo na direção vertical foi calculado no Ponto 7_3, que se situa à uma distância de 4.502,99 m em relação à origem da Seção 7A-7B, atingindo o valor de 18,18 no período de 1,3 s.

Estes valores mais elevados de período espectral onde ocorreu a maior amplificação podem ser explicados pelas profundidades moderadas até o embasamento

rochoso naquelas partes das seções (em torno de 3,7 km), além da influência de menores espessuras de solo em relação aos outros pontos de controle (entre 145 e 178 m) e maiores ângulos de inclinação do fundo marinho nestes pontos (declividades de 4,69° no Ponto 5_1 e de 9,53° no Ponto 7_3).

Pode-se dizer, então, que os efeitos locais são dependentes do período espectral, e podem variar de amplificação à atenuação a depender do local. Estas variações espaciais nas amplificações/atenuações associadas com o relevo complexo da área, representam uma ameaça potencial no que se refere à uma maior propensão à ruptura de taludes submarinos e conseqüente disparo de movimentos de massa. Em função disso, tais resultados têm implicações e devem ser considerados no zoneamento de ameaça de estabilidade de taludes em áreas de cânions submarinos, de modo a balizar o planejamento e o projeto de novos desenvolvimentos da exploração e escoamento de óleo e/ou gás.

6.4.1.5. Comparações com a literatura

A Tabela 6.1 apresenta uma comparação entre os resultados apresentados com aqueles de trabalhos anteriores disponíveis na literatura científica.

De acordo com a Tabela 6.1, notam-se diferenças e similaridades entre os fatores de amplificação de *PGA* horizontal e vertical reportados em diferentes estudos. Tais fatores de amplificação de aceleração horizontal e vertical máxima diferentes são função da geometria do talude, do tipo e amplitude do movimento de entrada, das condições de contorno, do tipo de análise e das propriedades dos materiais constituintes do talude.

Verifica-se que os fatores de amplificação aqui obtidos estão dentro da faixa de variação daqueles publicados por outros autores. No entanto, pode-se dizer que os fatores de amplificação de acelerações máximas calculadas neste estudo se limitam aos casos específicos de taludes de cânions de águas profundas da área de interesse investigada, além de hipóteses e simplificações adotadas em suas modelagens numéricas.

Tabela 6.1. Comparação entre os fatores de amplificação de acelerações máximas horizontal e vertical calculados com a literatura

REFERÊNCIA	θ (°)	H (m)	MOVIMENTOS DE ENTRADA	MÉTODO DE ANÁLISE	APGA	
					HORIZ.	VERT.
GAZETAS <i>et al.</i> (2002)	30	40	Pulsos de onda	Numérico	0,95 – 1,35	
BOUCKOVALAS e PAPANIMITRIOU (2005)	10 – 90	50	Pulsos de onda e registros de terremoto	Numérico	0,75 – 1,55	0,05 – 1,65
DI FIORE (2010)	10 – 41	200	Pulsos de onda	Numérico	0,85 – 3,45	
TRIPE <i>et al.</i> (2013)	10 – 90	50	Pulsos de onda e senoidais	Numérico	0,5 – 2,75	0,2 – 3,7
RIZZITANO <i>et al.</i> (2014)	10 – 90	50	Ondas senoidais	Numérico	0,65 – 1,4	0,07 – 0,47
BARARPOUR <i>et al.</i> (2016)	30 – 90	20 e 50	Registros de terremoto	Numérico	0,5 – 5	
DAFNI (2017)	20 – 30	5,5 e 11	Pulsos de onda, senoidais e registros de terremoto	Experimental e numérico	0,5 – 2	
TSAI e LIN (2018)	30 – 90	50	Pulsos de onda e registros de terremoto	Numérico	0,8 – 1,6	
ZHANG <i>et al.</i> (2018)	10 – 45	20 – 90	Pulsos de onda	Numérico	0,45 – 1,74	
MAYORAL <i>et al.</i> (2019)	60	60	Registros de terremoto	Numérico	1,7	2,0
SHABANI e GHANBARI (2020)	15 – 60	15 – 60	Pulsos de onda	Numérico	0,8 – 3,5	
TARAZONA <i>et al.</i> (2020)	15 – 45	1,6 – 6	Ondas senoidais e registros de terremoto	Experimental	0,7 – 2,2	
HE <i>et al.</i> (2020)	45 e 60	120	Pulsos de onda e registros de terremoto	Numérico	0,8 – 4,4	
Este estudo	$\sigma = 12,05$	$< 356,74$	Registros de terremoto	Numérico	0,41 – 2,73	0,51 – 2,31

6.4.2. Colunas de solo/rocha

Neste subitem, é examinada apenas a amplificação do movimento em função da estratigrafia nas posições de ponto de controle distribuídos ao longo das seções. Vale salientar que nas colunas de solo/rocha, a topografia de superfície, a geometria do embasamento e a presença de heterogeneidades geológicas laterais foram negligenciadas.

6.4.2.1. Resposta espectral no fundo marinho

Os movimentos de baixa amplitude aplicados no embasamento produziram altos fatores de amplificação de acelerações de pico e espectrais. Logicamente, os efeitos de resposta local dependem do período. Para os períodos considerados, os movimentos de entrada foram amplificados na superfície devido à amplificação dos depósitos espessos de solo de menor velocidade de onda cisalhante na seção rasa.

As figuras 6.13 e 6.14 apresentam os fatores de amplificação de acelerações espectrais horizontais e verticais calculados no topo de cada coluna de solo/rocha, respectivamente. Suas posições podem ser vistas na Figura 6.3.

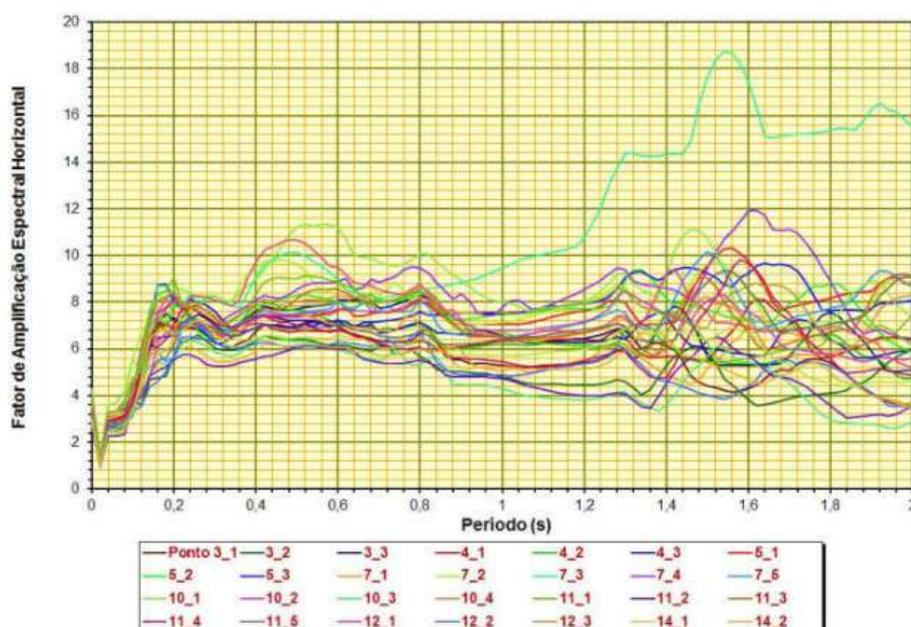


Figura 6.13. Fatores de amplificação espectral horizontal no topo das colunas.

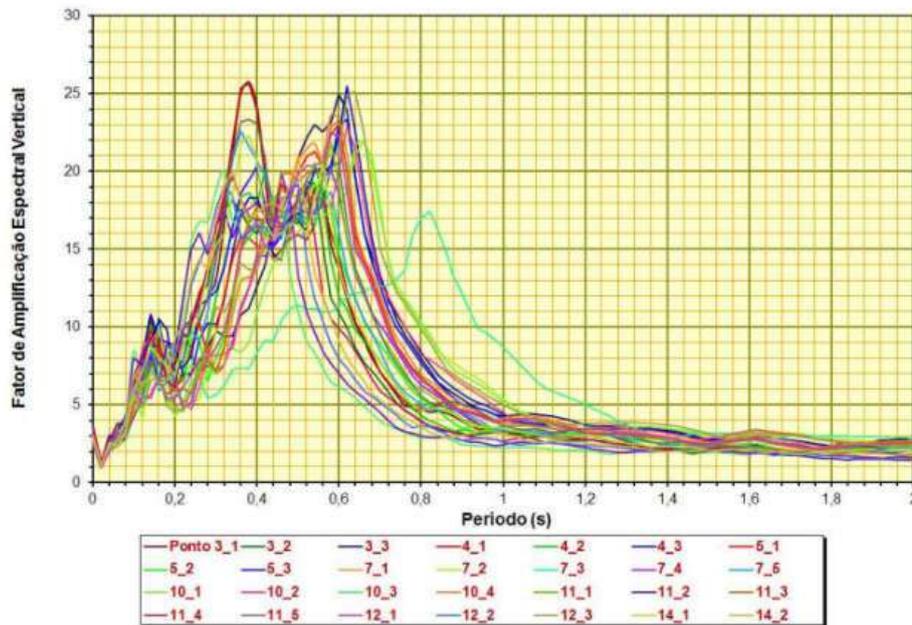


Figura 6.14. Fatores de amplificação espectral vertical no topo das colunas.

Os depósitos de solo profundos nas locações dos pontos de controle apresentaram grandes fatores de amplificação espectral vertical notadamente na faixa de períodos espectrais intermediários no fundo do mar. Nesta faixa de períodos, a amplificação espectral na direção vertical foi significativamente maior do que aquela para a direção horizontal. Maiores amplificações espectrais horizontais ocorreram em períodos mais longos ($T > 1,0$ s). Em períodos espectrais maiores do que 1,0 s, o fator de amplificação espectral horizontal foi considerável e apresentou grande variação em todos os perfis. Já o fator de amplificação espectral vertical assumiu um valor médio de 2,86 para $T > 1,0$ s.

Para o período de 0,2 s, o fator de amplificação espectral horizontal variou de 5,53 na locação do Ponto 11_2, a 9,04 na posição do Ponto 11_1, com um valor médio de 7,07 e desvio-padrão de 1,01. Já o fator de amplificação espectral vertical ficou entre 4,29 (Ponto 7_2) e 9,33 (Ponto 14_2), com média de 6,58 e desvio-padrão igual a 1,32.

E para o período T igual a 1,0 s, o fator de amplificação na direção horizontal variou entre 4,3 (Ponto 10_3) e 9,47 (Ponto 7_3), com média de 6,39 e desvio-padrão de 1,17. Na direção vertical, o fator de amplificação espectral variou de 2,24 (Ponto 10_3) a 8,67 (Ponto 7_3), com média de 3,85 e desvio-padrão de 1,22.

Para a coluna de solo/rocha traçada no Ponto 7_3 houve o maior fator de amplificação espectral na direção horizontal, atingindo o valor de 18,75 no período de

1,54 s. E para a componente vertical, o fator de amplificação espectral máximo foi calculado no Ponto 3_1 no valor de 25,74, correspondendo ao período de 0,38 s. A coluna de solo/rocha no Ponto 3_1 possui uma espessura de solo moderada dentre aquelas analisadas (com camadas de solo acima de 328,17 m de profundidade abaixo do fundo do mar), mas é a mais profunda. Neste ponto, a velocidade de onda cisalhante de 2,74 km/s que define condições de rocha muito dura ocorre a uma profundidade de 4.267,74 m.

As respostas sísmicas obtidas para as seções transversais em termos de Aceleração de Pico do Piso e acelerações de resposta espectral com 5% de amortecimento, são comparadas no subitem 6.4.3 com aquelas dos modelos de colunas de solo/rocha nas posições dos mesmos pontos selecionados na superfície do fundo marinho ao longo da extensão das seções. Isso foi feito de modo a avaliar os efeitos da topografia de superfície e do embasamento em termos de fatores de amplificação de *PGA* e acelerações espectrais.

6.4.3. Razões de aceleração espectral seção/coluna na superfície

Para estimar o efeito combinado da topografia do piso marinho e do embasamento rochoso no domínio do tempo e, assim, explorar a possibilidade de se quantificar a amplificação ou atenuação do abalo do chão em termos de sua amplitude e conteúdo espectral, foram calculadas razões adimensionais de aceleração espectral na superfície.

Valores para esta razão foram calculados ao dividir o espectro de resposta de aceleração para o modelo de seção transversal por aquele previsto pelo modelo de coluna vertical de solo/rocha no mesmo ponto na superfície do fundo do mar, em distâncias variáveis a partir da origem de cada seção. A mudança nesta razão com a distância ao longo das seções é analisada para diferentes períodos espectrais, visando obter um padrão de sua distribuição considerando as excitações de entrada descritas no subitem 5.3.4.2.

As curvas das figuras 6.15 e 6.16 ilustram as variações das razões de aceleração espectral horizontal e vertical para a faixa de períodos de *PGA* a 2,0 s, respectivamente:

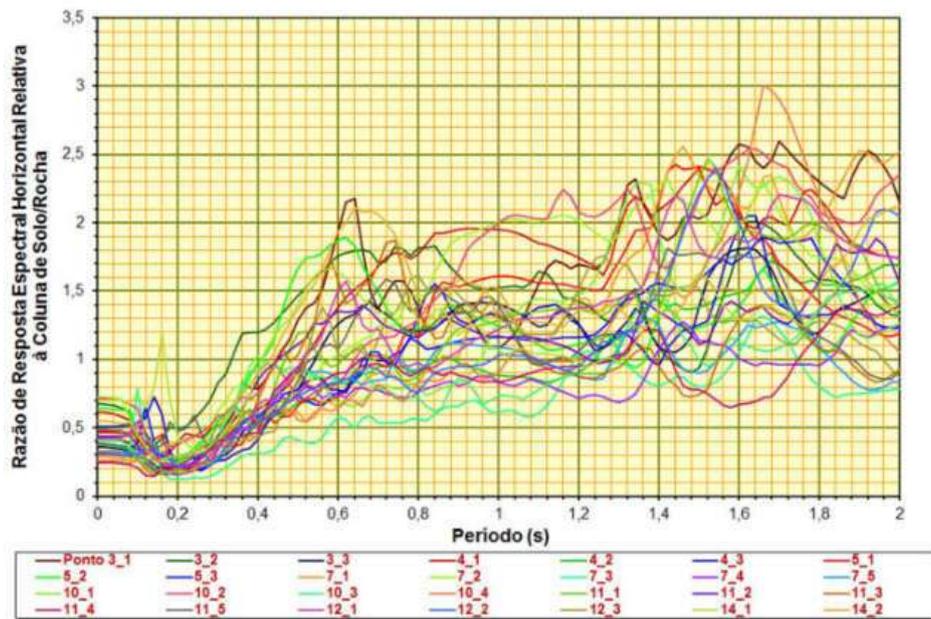


Figura 6.15. Razões de aceleração espectral seção/coluna na direção horizontal.

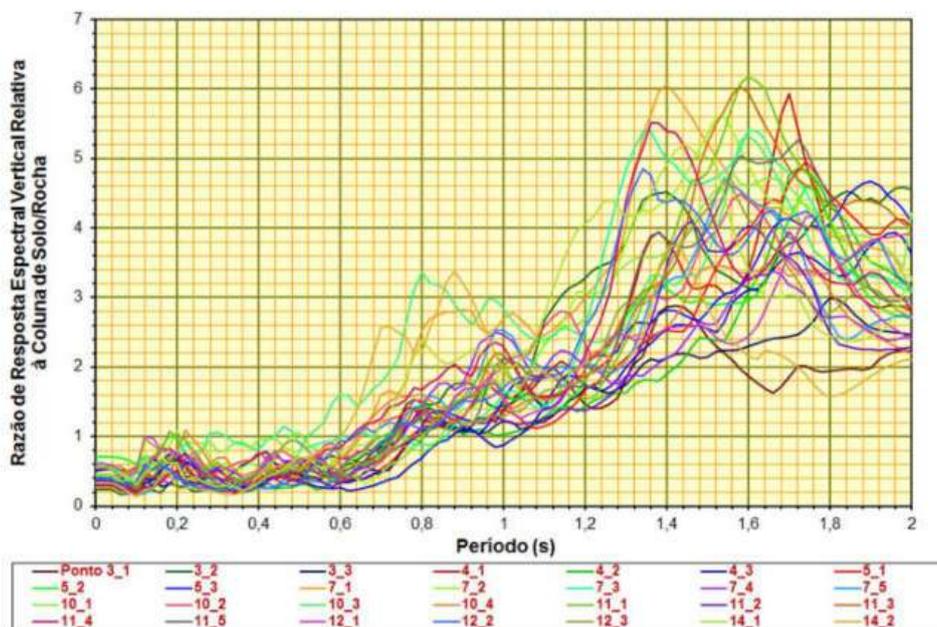


Figura 6.16. Razões de aceleração espectral seção/coluna na direção vertical.

Tendo como base a Figura 6.15, a razão de aceleração espectral seção/coluna na direção horizontal atingiu o valor máximo de 3,01 para o período espectral de 1,66 s na posição do Ponto 10_4, a 6,31 km de distância na Seção 10A-10B. Acima de 0,2 s, a razão de aceleração seção/coluna aumentou progressivamente. Esta razão ficou entre 0,12 e

0,49 para o período de 0,2 s, e entre 0,61 e 2,01 para o período de 1,0 s. Para *PGA*, os valores mínimo e máximo para a razão de resposta espectral horizontal seção/coluna foram de 0,24 e 0,7, respectivamente.

Na direção vertical, a Figura 6.16 mostrou que a maior razão de aceleração seção/coluna foi de 6,18 no período de 1,6 s, na posição do Ponto 11_1, a 2,27 km de distância na Seção 11A-11B. Para períodos maiores do que 0,6 s, esta razão segue uma tendência de aumento significativo. Razões de aceleração espectral acima de 5 foram calculadas para períodos *T* entre 1,32 e 1,76 s. Para *PGA*, a razão de resposta espectral vertical seção/coluna variou de 0,24 a 0,7. Para o período de 0,2 s, a razão de aceleração espectral variou de 0,24 a 1,09, e para o período de 1,0 s, esta razão foi de 0,87 a 2,84.

6.4.3.1. Comentários gerais

Os efeitos locais nos modelos de seções transversais introduziram fenômenos que são fisicamente diferentes daqueles que ocorreram nos modelos de colunas de solo/rocha. Como exemplo, as figuras 6.17 e 6.18 apresentam comparações entre os espectros de resposta de aceleração espectral horizontal e vertical entre a coluna de solo/rocha modelada no Ponto 3_1 e sua projeção na seção transversal 3A-3B, respectivamente.

Será possível notar que os efeitos provocados apenas pelos contrastes de impedância foram maiores na faixa de períodos espectrais mais curtos (picos de resposta espectral em períodos mais curtos). Isso indica que o contraste de impedância contribui significativamente para o movimento do chão na superfície livre na faixa de períodos espectrais curtos, impondo uma amplificação significativa em relação àquela provocada pelas características topográficas locais dos taludes. Mas tais efeitos de amplificação diminuem drasticamente para períodos maiores do que 1,0 s e, para períodos muito longos ($T \sim 2,0$ s), pode-se dizer que a diferença entre as duas curvas é significativamente menor. Novamente, os maiores picos ocorreram em períodos mais curtos nos modelos de colunas de solo/rocha do que nos casos de seções transversais.

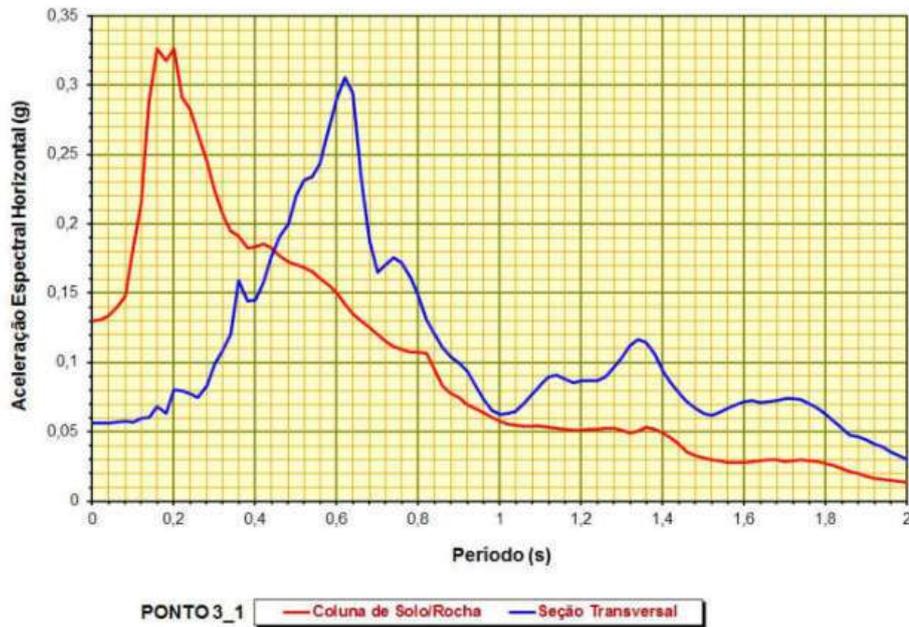


Figura 6.17. Acelerações espectrais horizontais para a coluna de solo/rocha e seção no Ponto 3_1.

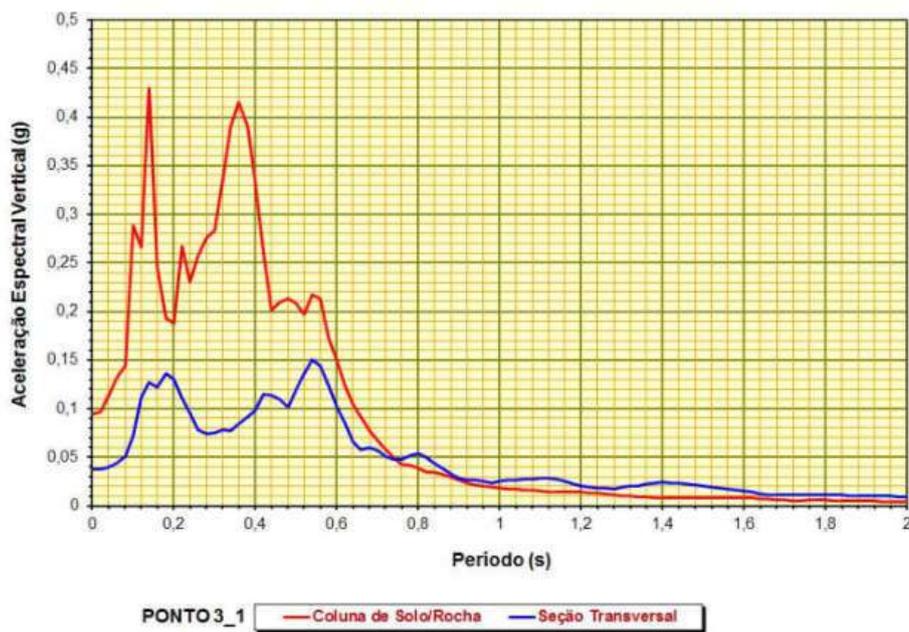


Figura 6.18. Acelerações espectrais verticais para a coluna de solo/rocha e seção no Ponto 3_1.

6.4.3.2. Efeitos locais na propagação de ondas

Um valor de razão de aceleração espectral seção/coluna menor do que 1, significa que a amplificação do movimento do chão na coluna de solo/rocha é maior do que a correspondente na seção transversal.

Ao examinar os espectros de resposta de aceleração na presença de ambos efeitos topográficos (morfologias do fundo marinho e do embasamento) e estratigráficos (contrastes de impedância entre as camadas de solo/rocha), verificou-se que a contribuição dos efeitos estratigráficos foi maior do que a amplificação topográfica (razão $PGA(\text{seção})$ versus $PGA(\text{coluna}) < 1$) em períodos espectrais curtos, o que também foi evidenciado por ASSIMAKI e JEONG (2013) e MOHAMMADI e ASIMAKI (2017). Mas vale destacar que todas as razões de aceleração espectral seção/coluna mostradas nas figuras 6.15 e 6.16 são dependentes da posição do ponto de controle individual em relação à topografia na superfície daquele ponto na seção.

Além disso, como pontuado por MADIAI e SIMONI (2013), os valores para esta razão dependem do movimento sísmico de entrada adotado para as análises. Ainda, as razões de aceleração espectral são dependentes da componente, com valores maiores para a direção vertical do movimento em relação à direção horizontal em períodos intermediários e longos.

Os valores menores do que 1 para esta razão para PGA em períodos espectrais curtos e intermediários, podem ser possivelmente atribuídos ao fato de que nos modelos de coluna de solo/rocha, a energia sísmica incidente é “trapeada” nas camadas de solo mais superiores devido à estrutura local de baixas velocidades de onda cisalhante. Também não são geradas ondas de superfície e nem ocorre reverberação complexa como nas geometrias das seções.

Por outro lado, nos modelos de seções transversais, esta energia sísmica interage com as formas topográficas e as camadas de solo/rocha, e é espalhada para os limites laterais dos modelos, viajando por caminhos mais longos do que as ondas que se propagam verticalmente nos modelos de colunas de solo/rocha e produzindo, então, um movimento do chão complexo. Isso gera ondas de superfície que, devido à não-linearidade do solo (representada aqui por meio da aproximação linear-equivalente), são mais afetadas pela atenuação nas camadas superiores de menores velocidades de onda cisalhante, se comparado às ondas de corpo.

6.4.3.3. Não-linearidade na resposta sísmica

Para demonstrar o impacto da não-linearidade dos depósitos de solo próximos à superfície no nível de amplificação, foram repetidas as análises numéricas das oito seções transversais considerando uma hipótese constitutiva diferente para as camadas de materiais. Foi então adotada uma abordagem de análise linear-elástica, para comparação com os resultados da análise linear-equivalente. Assim, para todas as seções, a Figura 6.19 ilustra a razão de $PGA_{(seção)}$ adotando o comportamento linear-elástico para as camadas de solo/rocha, versus $PGA_{(seção)}$ pelo método linear-equivalente.

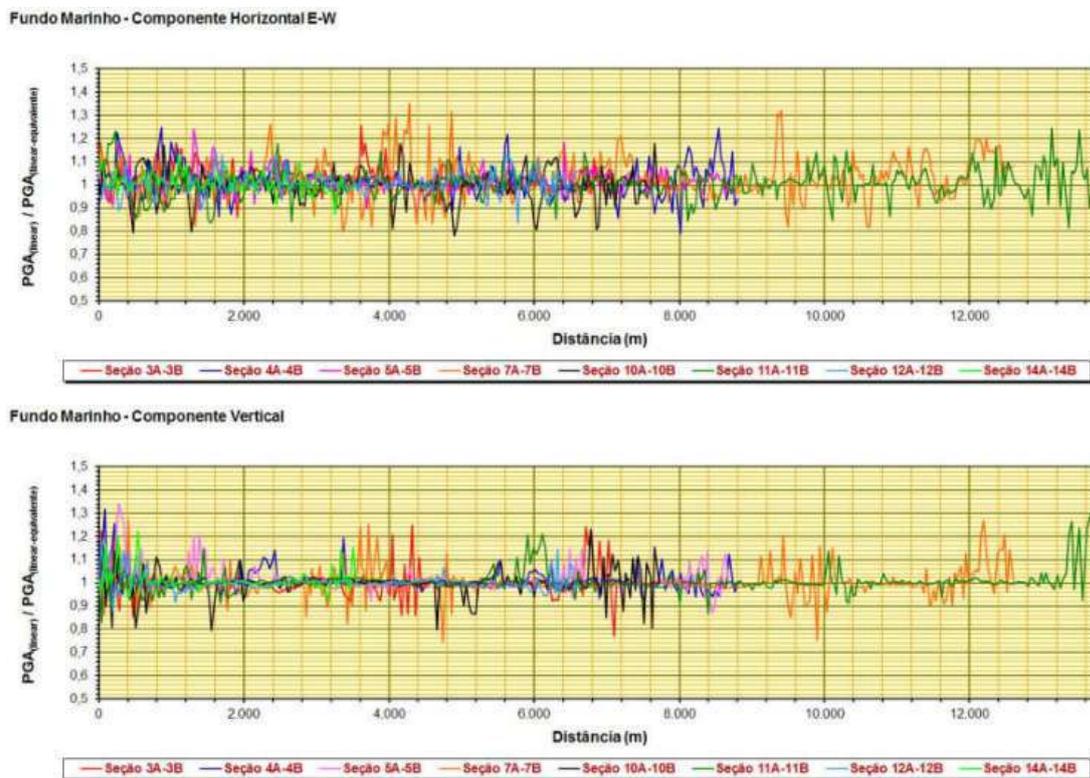


Figura 6.19. Razões de PGA horizontal e vertical na superfície para análises linear e linear-equivalente.

Ao calcular a razão de $PGA_{(seção)}$ adotando o comportamento linear-elástico para os materiais sobre $PGA_{(seção)}$ linear-equivalente, tornou-se evidente o papel da não-linearidade do solo, que afetou em graus variáveis a resposta sísmica ao nível do fundo marinho nas seções, tanto para as direções horizontal quanto vertical do movimento.

Torna-se visível que as hipóteses sobre o comportamento dos materiais influenciam na estimativa dos fatores de amplificação. Na Figura 6.19, valores acima de 1 para a razão $PGA_{(linear)}/PGA_{(linear-equivalente)}$ podem ser atribuídos às limitações e desvantagens da abordagem linear-elástica para simular o comportamento dinâmico dos materiais. A abordagem de análise linear sobrestimou em vários trechos das seções o nível de amplificação na superfície do fundo marinho, implicando que uma abordagem mais apropriada para representar o comportamento não-linear real pode corresponder à uma menor amplificação. Diversos autores verificaram que a não-linearidade resulta em um espectro de resposta menor, desempenhando então um papel positivo em termos de amplitude do movimento do chão (p.ex., ASAKEREH e TAJABADIPOUR, 2018).

Por fim, é válido pontuar novamente que os resultados comentados acima foram obtidos para o caso de movimentos de entrada com acelerações máximas de 0,044 e 0,035 g aplicados simultaneamente nas direções horizontal e vertical na base dos modelos, respectivamente. Mas em consequência do comportamento não-linear do solo (representado aqui pelo método linear-equivalente), resultados diferentes serão possivelmente obtidos para diferentes amplitudes dos movimentos de entrada.

6.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As análises numéricas revelaram que os fatores de amplificação são dependentes do período espectral. Foram observadas variações significativas nos fatores de amplificação das acelerações de pico e espectrais para pontos muito próximos ao longo das seções analisadas, localizados em irregularidades de superfície distintas. Verificou-se a possibilidade de ocorrer atenuação da energia incidente mesmo que à distância de feições geológicas significativas de superfície. Nas seções traçadas, a Aceleração de Pico do Piso foi maior por um fator de até 2,73 do que o valor obtido ao nível do embasamento rochoso na direção horizontal, e um fator de amplificação da aceleração de pico vertical de até 2,31 foi também obtido. A amplificação dos espectros de resposta horizontal e vertical em pontos de controle selecionados na superfície das seções foi mais proeminente para períodos abaixo de 0,6 s. Os altos valores de amplificação para a componente vertical em períodos espectrais curtos reforçam a importância de se considerarem ambas componentes horizontal e vertical do movimento do chão para propósitos de Engenharia.

As razões para $PGA_{(seção)}/PGA_{(coluna)}$ em períodos espectrais curtos e intermediários, para ambas direções horizontal e vertical, resultaram menores do que a unidade em todos os pontos analisados. Isso significa que a amplificação do movimento do chão nas colunas foi maior do que a correspondente nas seções. As diferenças entre os resultados para a razão de aceleração espectral seção/coluna foram significativas, e podem ser atribuídas ao fato de que na abordagem de colunas, a energia sísmica é “trapeada” nas camadas próximas à superfície, enquanto que na abordagem de seções, a energia é propagada em direção às laterais dos modelos, gerando ondas de superfície que, devido ao comportamento não-linear do solo, são mais afetadas pela atenuação anelástica, comparado às ondas de corpo.

O resultado mais importante deste estudo numérico foi a confirmação de que as condições geológicas e topográficas desempenham um papel significativo na resposta sísmica de cânions submarinos. Ressalta-se que os efeitos estratigráficos tiveram uma maior influência na resposta sísmica do que os efeitos topográficos induzidos pelos taludes de cânion na faixa de períodos espectrais curtos. A amplificação não foi causada apenas pela geometria do fundo marinho, mas sim, pelos efeitos combinados das topografias de superfície e do embasamento rochoso e da estratigrafia, alterando substancialmente os movimentos do chão e os níveis de amplificação na superfície em ambas direções horizontal e vertical. Isso ocorreu devido ao trapeamento da energia sísmica incidente nas camadas de solo de baixas velocidades de onda cisalhante próximas à superfície, que foi amplificada ou atenuada em consequência dos contrastes de rigidez entre as camadas, e alterada adicionalmente em função da dispersão causada pela superfície irregular do fundo do mar.

De maneira a melhor modelar e estimar a resposta sísmica de taludes, recomenda-se que estes dois efeitos não sejam considerados separadamente, particularmente quando tais análises venham a guiar tomadas de decisão em projetos de Engenharia Submarina.

REFERÊNCIAS

ASAKEREH, A. e TAJABADIPOUR, M., “Analysis of Local Site Effects on Seismic Ground Response under Various Earthquakes”. Amirkabir University of Technology Journal of Civil Engineering, v. 2, n. 2, pp. 227-240, 2018.

- ASSIMAKI, D. e JEONG, S., “Ground-Motion Observations at Hotel Montana during the M 7.0 2010 Haiti Earthquake: Topography or Soil Amplification?”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 103, n. 5, pp. 2577-2590, Oct. 2013.
- BARARPOUR, M., *Effect of Surface Topography on Seismic Site Response*. M.Sc. Dissertation, Babol Noshirvani University, Iran, 2012.
- BARARPOUR, M.; JANALIZADE, A.; TAVAKOLI, H.R., “The Effect of 2D Slope and Valley on Seismic Site Response”. *Arabian Journal of Geosciences*, v. 9, n. 93, Feb. 2016.
- BOUCKOVALAS, G.D. e PAPANIMITRIOU, A.G., “Numerical Evaluation of Slope Topography Effects on Seismic Ground Motion”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 25, n. 7-10, pp. 547-558, Aug. – Oct. 2005.
- DAFNI, J., *Experimental Investigation of the Topographic Modification of Earthquake Ground Motion*. Ph.D. Thesis, University of Washington, 2017. 422p.
- DI FIORE, V., “Seismic Site Amplification Induced by Topographic Irregularity: Results of a Numerical Analysis on 2D Synthetic Models”. *Engineering Geology*, v. 114, n. 3-4, pp. 109-115, Aug. 2010.
- GAZETAS, G.; KALLOU, P.V.; PSARROUPOULOS, P.N., “Topography and Soil Effects in the Ms 5.9 Parnitha (Athens) Earthquake: The Case of Adámes”. *Natural Hazards*, v. 27, pp. 133-169, Oct. 2002.
- GELI, L.; BARD, P.-Y.; JULLIEN, B., “The Effect of Topography on Earthquake Ground Motion: A Review and New Results”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 78, n. 1, pp. 42-63, Feb. 1988.
- HE, J.; QI, S.; WANG, Y.; SAROGLU, C., “Seismic Response of the Lengzhuguan Slope caused by Topographic and Geological Effects”. *Engineering Geology*, v. 265, n. 105431, Feb. 2020.
- IYISAN, R. e HAŞAL, M.E., “The Basin Edge Effect on Dynamic Response: Dinar Basin Model”. *Digest*, pp. 1499-1518, Dec. 2011.
- MADIAI, C. e SIMONI, G., “Analyses of the Basin Geometry Effects across the Aterno Valley in Petogna (L’Aquila), Italy”. *Rivista Italiana di Geotecnica*, v. 47, n. 4, pp. 24-37, 2013.

- MAYORAL, J.M.; DE LA ROSA, D.; TEPALCAPA, S., “Topographic Effects during the September 19, 2017 Mexico City Earthquake”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 125, n. 105732, Oct. 2019.
- MOHAMMADI, K. e ASIMAKI, D., “Topography Effects Are Not Dominated by Ground Surface Geometry: A Site Effects Paradox”. In: *Proceedings of Geotechnical Frontiers 2017*, Orlando, FL, Mar. 12-15, 2017.
- RIZZITANO, S.; CASCONI, E.; BIONDI, G., “Coupling of Topographic and Stratigraphic Effects on Seismic Response of Slopes through 2D Linear and Equivalent Linear Analyses”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 67, pp. 66-84, Dec. 2014.
- SHABANI, M.J. e GHANBARI, A., “Design Curves for Estimation of Amplification Factor in the Slope Topography Considering Nonlinear Behavior of Soil”. *Indian Geotechnical Journal*, Jun. 2020.
- TARAZONA, S.F.M.; ALMEIDA, M.C.F.; BRETSCHNEIDER, A.; ALMEIDA, M.S.S.; ESCOFFIER, S.; BORGES, R.G., “Evaluation of Seismic Site Response of Submarine Clay Canyons using Centrifuge Modelling”. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, v. 20, n. 4, pp. 224-238, Jul. 2020.
- TRIPE, R.; KONTTOE, S.; WONG, T.K.C., “Slope Topography Effects on Ground Motion in the Presence of Deep Soil Layers”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* v. 50, pp. 72-84, Jul. 2013.
- TSAI, C.-C. e LIN, C.-H., “Prediction of Earthquake-Induced Slope Displacements Considering 2D Topographic Amplification and Flexible Sliding Mass”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 113, pp. 25-34, Oct. 2018.
- ZHANG, Z.; FLEURISSON, J.-A.; PELLET, F., “The Effects of Slope Topography on Acceleration Amplification and Interaction between Slope Topography and Seismic Input Motion”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 113, pp. 420-431, Oct. 2018.

PARTE II – VALIDAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE RESPOSTA SÍSMICA DE TALUDES SUBMERSOS

CAPÍTULO 7. COMPARAÇÃO COM ENSAIOS CENTRÍFUGOS

7.1. INTRODUÇÃO

Este Capítulo apresenta uma comparação de resultados de análises numéricas com ensaios centrífugos dinâmicos quanto aos efeitos do solo e da topografia na resposta sísmica de cânions submarinos. São comparados e discutidos os resultados de modelagens com o programa *Quake/W* de uma série de ensaios em mesa vibratória embarcada na centrífuga de viga do IFSTTAR (Nantes, França). O objetivo aqui é avaliar a correção e a performance do comportamento do solo sendo modelado usando a abordagem linear-equivalente. Isso foi feito pela comparação de históricos de aceleração e respectivos espectros de resposta na posição de acelerômetros instalados no solo. A comparação entre os resultados centrífugos e numéricos foi quantificada em termos de *PGA* horizontal.

7.2. ENSAIOS CENTRÍFUGOS DINÂMICOS

TARAZONA *et al.* (2020) apresentaram os resultados de um estudo experimental de propagação de ondas sísmicas em modelos reduzidos de cânions submersos de solo em mesa vibratória, onde foram aplicados diferentes movimentos na base do container da centrífuga a 40 g. Foram descritos os equipamentos e as instrumentações, as propriedades do solo e os ensaios conduzidos. Foi quantificada a amplificação de cânions em argilas sobreadensadas, e identificados os principais parâmetros que governam suas respostas sísmicas. O Anexo F apresenta este artigo, que foi publicado como parte dessa pesquisa.

Os ensaios sísmicos centrífugos envolveram modelos reduzidos para situações idealizadas de terreno plano e de cânions submersos em formato de “V” com diferentes inclinações de suas paredes e constituídos por caulim *Speswhite*. Estes foram submetidos à uma série de excitações dinâmicas variando em amplitude, duração e conteúdo de frequências.

7.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Este subitem apresenta as geometrias, condições de contorno e carregamento e dados de entrada adotados para a comparação de resultados dos ensaios em centrífuga.

7.3.1. Geometrias e condições de contorno

As geometrias idealizadas de terreno plano e de cânions em “V” para as simulações numéricas, foram construídas levando em conta os ensaios em mesa vibratória. Em 40 g, o bloco de argila foi simulado em escala de protótipo com 32 m de largura por 15,2 m de altura. As análises foram realizadas em escala de protótipo, assumindo modelos 2-D de deformação plana, adequados para analisar as respostas da camada de argila com os abalos sob as condições da caixa laminar.

As condições de contorno foram definidas para serem similares às aquelas dos ensaios dos modelos centrífugos. As restrições nodais nos limites dos modelos, para o cálculo do estado inicial de tensões e para as análises dinâmicas de simulação dos movimentos da caixa laminar, foram as mesmas que às aquelas descritas no subitem 5.3.1. Especificou-se uma elevação de água constante de 2 m em escala de protótipo acima da superfície livre (para simular 0,05 m de água acima da superfície do solo em escala de modelo). Adotou-se para o peso específico da água, γ_w , o valor de 9,789 kN/m³.

7.3.2. Acurácia e estabilidade numérica

Os critérios utilizados para a definição do espaçamento dos nós dos modelos de elementos finitos, e do tamanho do passo de tempo para as análises, foram os mesmos que aqueles descritos no subitem 5.3.2.

7.3.3. Malhas de elementos finitos

Diferentes malhas preliminares foram usadas para comparação com os experimentos. Nas simulações, apenas o solo dentro do domínio do container foi modelado. Os efeitos do container na resposta do solo não foram modelados. As malhas

se constituem em grades desestruturadas de elementos quadrilaterais de quatro nós (com quatro pontos de integração), e triangulares de três nós (com três pontos de integração).

Tomando como exemplo o modelo de cânion em “V” com taludes de 15° de inclinação, a Figura 7.1 apresenta a geometria e respectiva malha de elementos finitos adotada para a simulação em escala de protótipo no *Quake/W*. São mostradas as condições de contorno para a etapa de simulação dinâmica e a posição dos pontos de controle.

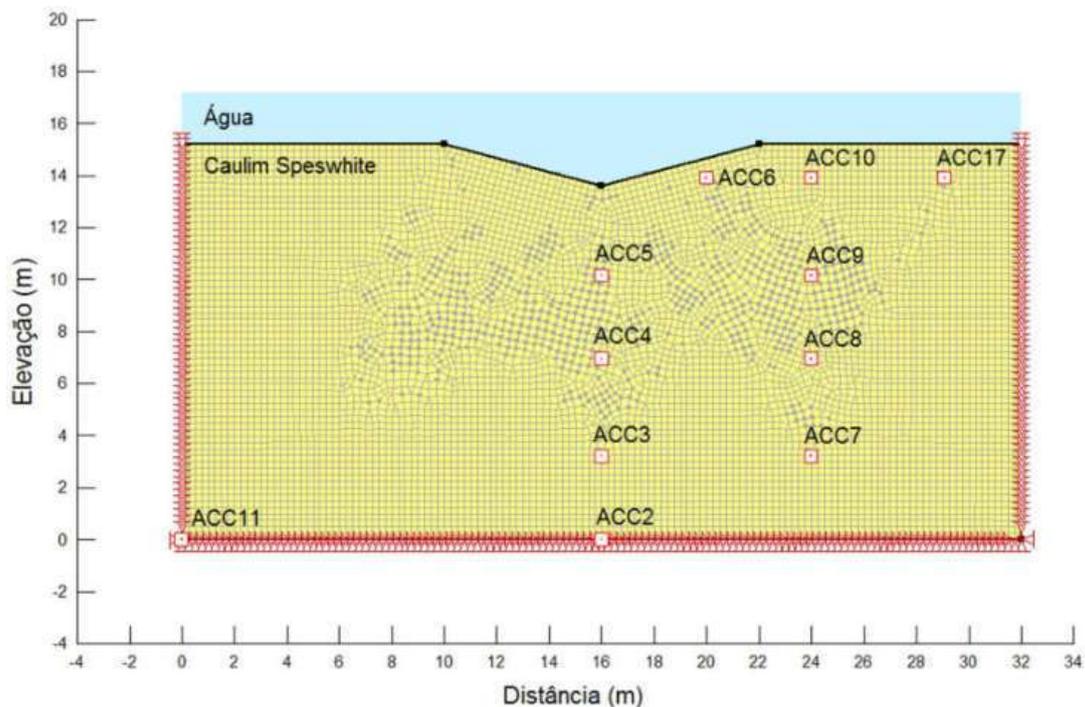


Figura 7.1. Modelo numérico do ensaio centrífugo de cânion com paredes de 15° de inclinação.

7.3.4. Parâmetros de entrada

O peso específico total do solo foi considerado como constante com a profundidade. Para uma primeira série de ensaios centrífugos de terreno plano e de cânions em “V” com taludes em 15 e 30°, o peso específico total adotado para a caulinita *Speswhite* foi o valor médio de 16,74 kN/m³. Para uma segunda série de ensaios, composta por modelos de terreno plano e de cânions em “V” com paredes inclinadas a 30 e 45°, o peso específico total médio foi igual a 17,88 kN/m³.

A razão de Poisson ν foi especificada como sendo igual a 0,49 para as simulações, o que está de acordo com a prática em análises numéricas. Isso representa uma condição k_0 (coeficiente de empuxo em repouso) igual a 0,9608, de acordo com a Equação 7.1:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (7.1)$$

Para as geometrias precursoras de terreno plano, o módulo de cisalhamento máximo foi calculado pela Equação 5.11, a partir do perfil de velocidade de onda cisalhante estimado com a equação proposta por HARDIN e BLACK (1969). E para as geometrias de cânion, adotou-se o perfil de velocidade de onda cisalhante estimado conforme ANDERSON (1974), calculando-se $G_{m\acute{a}x}$ também pela Equação 5.11.

É mais comum e realista definir $G_{m\acute{a}x}$ como uma função do estado de tensões no solo. Geralmente, a rigidez do solo aumenta com o aumento na tensão confinante ou de sobrecarga. Para capturar este comportamento, os valores de $G_{m\acute{a}x}$ no *Quake/W* foram especificados como uma função do estado de tensões.

Ainda, foram informadas ao programa as curvas de redução do módulo de cisalhamento $G/G_{m\acute{a}x}$ e de mudança na razão de amortecimento D com a deformação cisalhante γ_c , adotando as curvas de melhor ajuste obtidas por TARAZONA (2019) seguindo o procedimento proposto por DARENDELI (2001).

7.3.5. Acelerogramas de entrada

Nos ensaios centrífugos, a influência da topografia na resposta sísmica foi investigada para movimentos fracos e fortes. Vale salientar que quando a amplitude do movimento de entrada excede um certo limite, a resposta do solo não segue a lei linear de Hooke, resultando em efeitos não-lineares na amplificação da resposta sísmica. Pesquisas anteriores indicaram que tais efeitos não-lineares tipicamente se manifestam além de um limite de amplitude em torno de 0,1 a 0,2 g (p.ex., CHIN e AKI, 1991; BERESNEV e WEN, 1996). Em função disso, os resultados experimentais foram comparados numericamente apenas para os movimentos de entrada com aceleração de pico de até ~0,2 g, de forma que as análises linear-equivalentes pudessem ser consideradas aceitáveis.

Em análises numéricas preliminares, algumas discrepâncias visíveis entre os resultados experimentais e numéricos foram observadas nos históricos de aceleração de

saída. Isso ocorreu porque a aceleração medida na base do container é uma combinação do movimento de entrada e das ondas sísmicas refletidas e absorvidas na base, e depende das propriedades dinâmicas das diferentes componentes do conjunto formado pelo modelo de solo e sistema de atuação.

Conforme ILANKATHARAN (2008), cada componente do sistema dinâmico mesa vibratória/centrífuga tem sua própria frequência de ressonância, e interage com o modelo de solo no container durante o movimento, seja absorvendo energia ou permitindo modos indesejados que afetam as respostas observadas nos experimentos. E isso pode atenuar ou exagerar as discrepâncias nas respostas dos experimentos e das simulações.

Tendo isso em vista, foi adotado o movimento registrado na base da caixa laminar como uma “excitação dinâmica de entrada verdadeira” nas simulações. Ou seja, foi adotada a média das acelerações em função do tempo confiavelmente medidas pelos acelerômetros instalados na base dos modelos de solo.

Não foram realizadas análises para os movimentos de entrada tidos como fortes ($PGA > \sim 0,2$ g), tendo em vista a não-linearidade do comportamento do solo em grandes deformações, o que pode induzir uma considerável redução do módulo de cisalhamento e aumento da razão de amortecimento, não se esperando que análises linear-equivalentes venham a reproduzir satisfatoriamente a propagação de onda sob tais condições. Nesses casos, apenas análises não-lineares devem ser capazes de melhor reproduzir o fenômeno. Considera-se que o modelo linear-equivalente seja aceitável para movimentos de entrada com $PGA < \sim 0,2$ g, já que o problema não envolve grandes deformações permanentes.

7.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados experimentais e aqueles previstos numericamente em várias profundidades e posições nos modelos esquemáticos de terreno plano e de cânions submarinos em forma de “V” com 15, 30 e 45° de inclinação, foram comparados em termos dos históricos de aceleração de saída e espectros de resposta correspondentes. Os espectros de resposta foram gerados para períodos espectrais variando de PGA (0 s) a 2,0 segundos, com razão de amortecimento de 5%.

Cinco pontos de controle foram selecionados para realizar uma análise comparativa dos registros de saída da centrífuga com os resultados das análises

numéricas. Todos esses cinco pontos coincidem com as posições de acelerômetros miniaturizados que foram colocados antes da centrífuga ser colocada em voo.

Tendo como base a Figura 7.1, foram comparadas as respostas do acelerômetro *ACC11* junto à base da caixa, os acelerômetros *ACC3* e *ACC4* no meio dos modelos de solo, os acelerômetros *ACC9* e *ACC10* inseridos próximos ao meio, e o acelerômetro *ACC6* próximo à crista do talude nos modelos de cânion. Os acelerômetros *ACC6* e *ACC10* foram posicionados próximos à superfície livre.

Infelizmente, as comparações não foram possíveis em todos os pontos de monitoramento na massa de solo. Durante várias excitações dinâmicas ocorreu malfuncionamento de um ou outro acelerômetro, ou foram registradas acelerações pouco confiáveis. A comparação foi feita em todas as profundidades onde os pontos de controle (acelerômetros) registraram respostas confiáveis.

7.4.1. Históricos de aceleração

Os gráficos de aceleração *versus* tempo foram obtidos diretamente dos arranjos verticais de acelerômetros miniaturizados instalados em diversas posições na massa de solo. Estes históricos de aceleração de saída da centrífuga foram tratados e filtrados para eliminar ruídos “pré-evento” e desvios eletrônicos dos registros, considerando as principais características dos sinais de entrada da mesa vibratória.

À título de exemplo, a Figura 7.2 apresenta os históricos de aceleração horizontal registrados e calculados por elementos finitos em diferentes profundidades e posições para o ensaio centrífugo dinâmico de cânion em “V” com taludes inclinados em 15° da primeira série de ensaios, para o movimento de entrada de terremoto real de Emilia de 20 de maio de 2012 ocorrido no Norte da Itália (magnitude de 6,1 M_w). Deve ser notado que os valores de amplitude de aceleração se referem à escala de protótipo e não à de modelo.

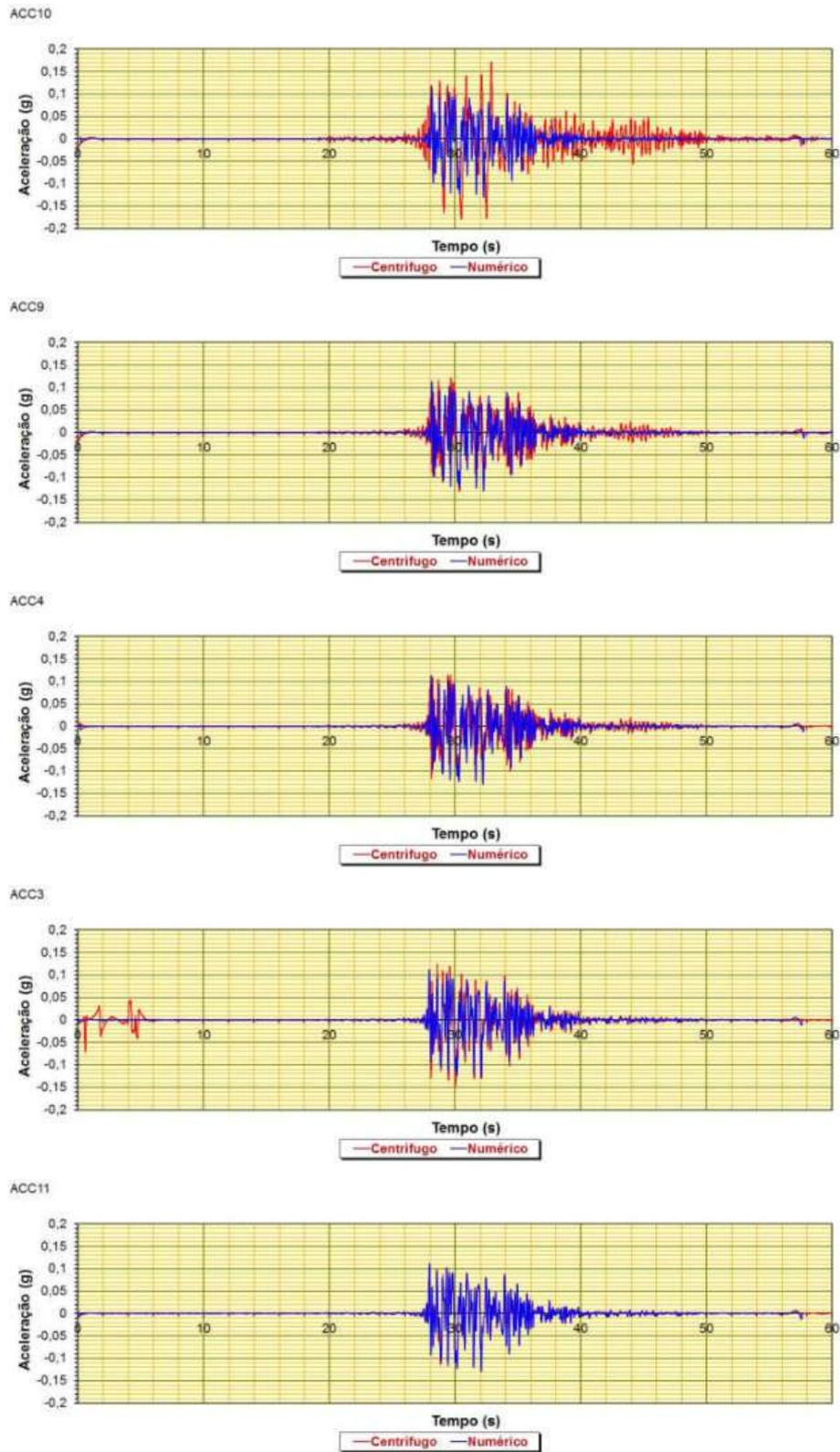


Figura 7.2. Acelerogramas para o modelo de cânion com taludes a 15° da primeira série de ensaios, para o movimento *Emilia* 0,15 g.

7.4.2. Espectros de resposta

A Figura 7.3 apresenta os gráficos de espectros de resposta medidos e estimados em cada posição de acelerômetro do ensaio referido no subitem 7.4.1. Estes espectros correspondem aos acelerogramas da Figura 7.2.

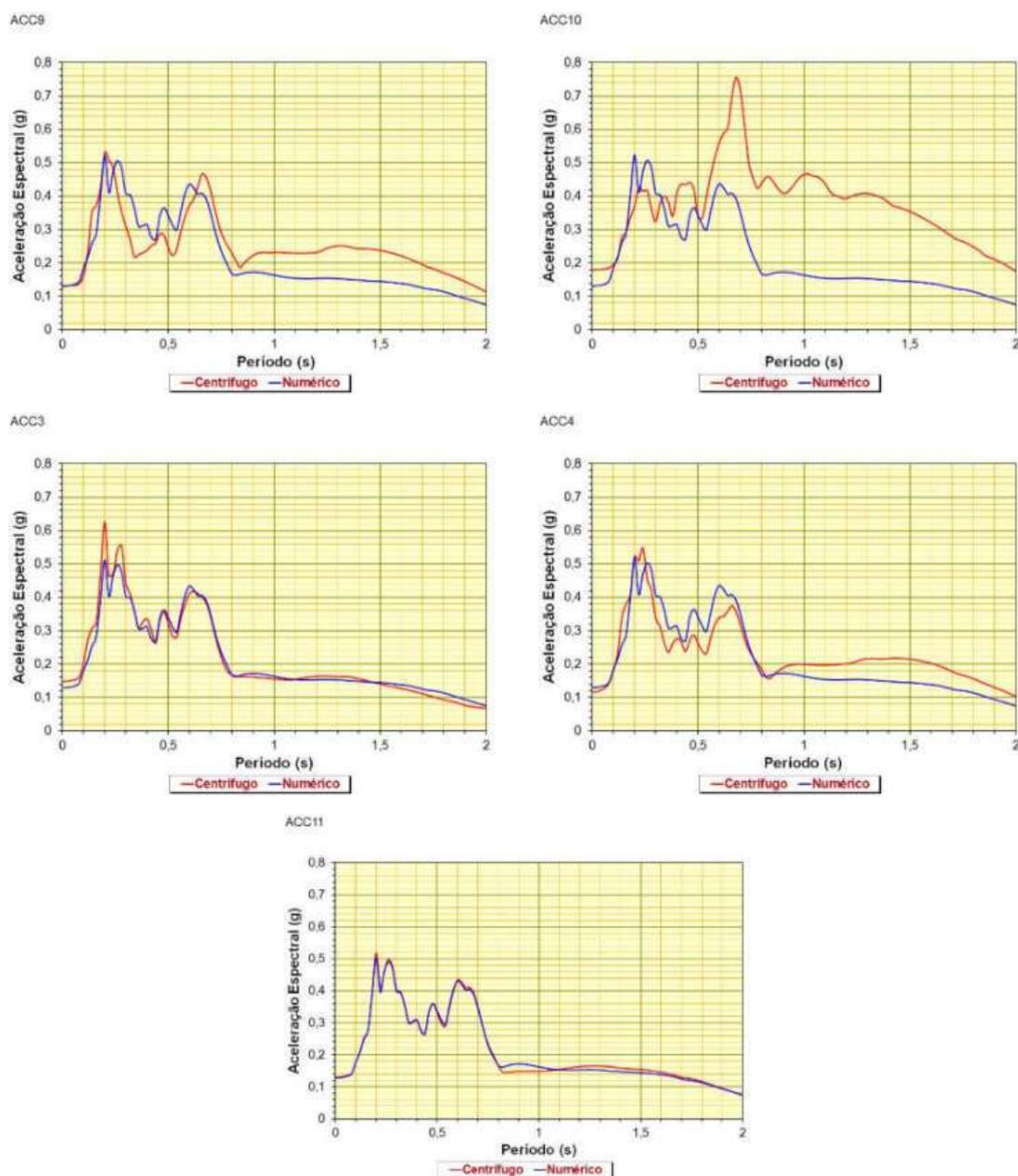


Figura 7.3. Espectros de resposta para o modelo de cânion com taludes a 15° da primeira série de ensaios, para o movimento *Emilia* 0,15 g.

7.4.3. Avaliação comparativa dos resultados das modelagens

Este subitem apresenta uma comparação e quantificação da diferença entre as acelerações registradas e aquelas previstas por elementos finitos para cada conjunto de ensaios centrífugos, tendo a aceleração de pico como parâmetro de resposta de interesse. Para quantificar as diferenças entre os valores de PGA previstos numericamente e aqueles medidos na centrífuga, foi calculado o desvio em cada posição de acelerômetro, como mostra a Equação 7.2:

$$\text{Desvio } PGA = \frac{PGA_{estimado}}{PGA_{medido}} \quad (7.2)$$

Quando assim definido, um desvio maior do que 1 representa uma sobrestimativa do valor medido de PGA , e um valor de desvio menor do que 1 indica uma subestimativa. O valor ótimo para essa razão é 1, indicando nenhuma subestimativa ou sobrestimativa.

Foram também estimados erros relativos percentuais em termos de PGA para quantificar a diferença entre as previsões numéricas e as medidas em centrífuga. Para cada série de ensaios, com seus respectivos movimentos de entrada aplicados na base e posições de acelerômetros, um erro relativo percentual foi calculado pela Equação 7.3:

$$\text{Erro}(\%) = \frac{|PGA_{experimental} - PGA_{numérico}|}{|PGA_{experimental}|} \times 100 \quad (7.3)$$

Geralmente, na prática de Engenharia, um erro relativo menor do que 10% é considerado uma comparação muito boa entre os resultados experimentais e numéricos. De 10 a 15%, a comparação é tida como boa; entre 15 e 20% de erro relativo, a comparação é classificada como satisfatória; entre 20 e 25% como razoável; e um erro relativo maior do que 25% indica uma comparação insatisfatória.

7.4.3.1. Avaliação geral de todas as geometrias

Foi avaliada a performance geral das simulações numéricas em comparar os resultados de todos os ensaios centrífugos, com o desvio calculado para todos os movimentos de entrada e posições de acelerômetros que registraram respostas confiáveis.

Verificou-se uma concordância desde muito boa a razoável e insatisfatória entre os valores de *PGA* previstos pelo *Quake/W* com aqueles medidos nos ensaios centrífugos, ao tentar reproduzir os efeitos de amplificação dos movimentos de entrada para vários históricos de aceleração horizontal de saída em diferentes posições de acelerômetros. De modo geral, o erro relativo médio entre os valores de acelerações de pico numéricos e experimentais foi de 22,21%. Dadas as limitações e incertezas inerentes à cada tipo de modelagem, pode-se dizer que a performance das comparações foi razoável na maioria dos casos estudados, tendo-se observado uma leve sobrestimativa da amplificação “verdadeira” dos diferentes movimentos do chão de entrada (desvio médio de $PGA > 1$).

7.4.3.2. Performance das simulações para os modelos de terreno plano

O desvio médio de *PGA* nesse caso foi de 0,92, o que significa que as simulações subestimaram os resultados centrífugos dos modelos de terreno plano (desvio de $PGA < 1$). A performance geral das simulações numéricas para os modelos de terreno plano das duas séries de ensaios foi satisfatória, com um erro relativo médio entre as abordagens numérica e centrífuga da ordem de 16,55%.

A média dos desvios de *PGA* considerando apenas os resultados da primeira série de ensaios foi de 0,89 (subestimativa) e, para a segunda série, foi de 0,961 (subestimativa). O erro relativo percentual das simulações para a segunda série de ensaios foi um pouco menor do que para a primeira. Para a primeira série de ensaios, o erro relativo médio foi igual a 16,95%, enquanto que para segunda, foi de 16,02%, com ambas comparações resultando satisfatórias.

7.4.3.3. Performance das simulações para os modelos de cânion

O desvio médio de *PGA* calculado para todos os modelos de cânion foi de 1,108, o que significa que, de maneira geral, as simulações sobrestimaram os resultados centrífugos (desvio médio de $PGA > 1$). O erro relativo médio para os casos investigados nos ensaios com cânions foi igual a 24,85%. Geralmente, a partir de um ponto de vista de Engenharia, um erro relativo entre 20 e 25% é tido como uma comparação razoável entre os resultados experimentais e numéricos.

Como exemplo, a Figura 7.4 resume os desvios entre as acelerações máximas medidas e calculadas para o ensaio de cânion em “V” com paredes de 15° de inclinação:

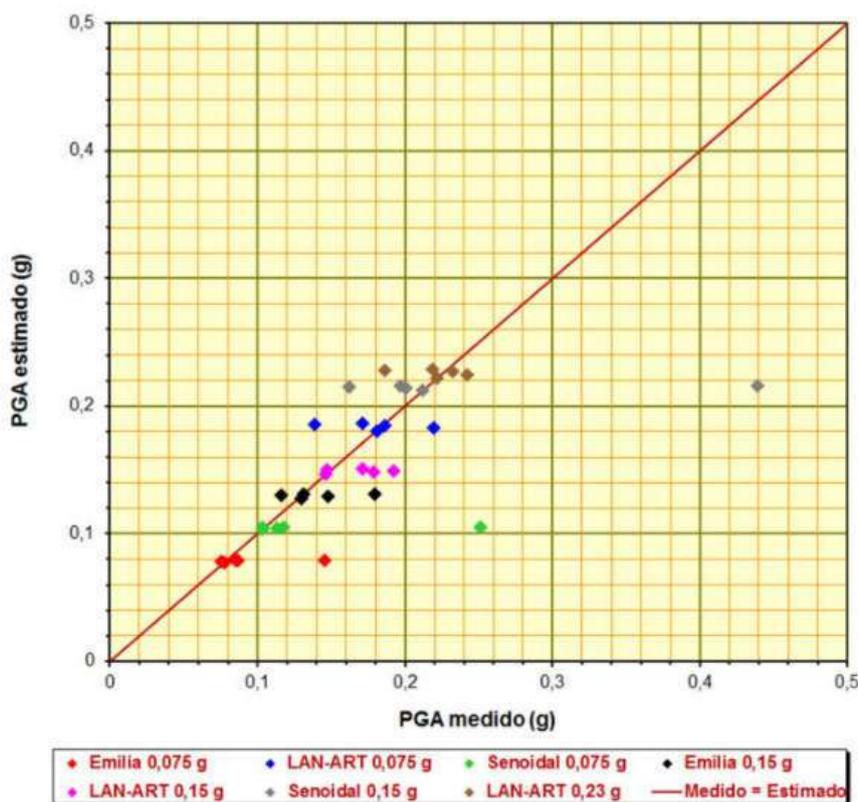


Figura 7.4. Acelerações de pico estimadas e medidas para o ensaio de cânion de 15°.

Para este ensaio de cânion de 15°, a Figura 7.5 apresenta a distribuição dos desvios de *PGA* e fornece a média, o desvio-padrão e o Coeficiente de Variação (CoV). Poderá ser visto que as simulações tenderam a subestimar as acelerações de pico observadas no ensaio de cânion em “V” com taludes de 15°, com um desvio médio de 0,951. O erro relativo médio foi de 12,81%, o que classifica a comparação como boa para este ensaio.

Para a primeira série de ensaios de cânion em “V” com paredes de 30° de inclinação, as simulações sobrestimaram os resultados centrífugos, com um desvio médio de 1,084. O erro relativo médio foi de 21,99%, o que classifica a comparação como razoável. Ao comparar os resultados da segunda série de ensaios de cânion de 30°, foi possível notar que, em geral, as previsões numéricas sobrestimaram os resultados experimentais, com um desvio médio de 1,045. O erro relativo médio foi de 19,64%, classificando a comparação numérica-experimental como satisfatória.

Finalmente, a comparação numérica-experimental em termos de acelerações de pico para o ensaio de cânion em “V” com paredes inclinadas em 45°, resultou em uma média dos desvios de *PGA* de 1,366 (sobrestimativa). Este foi o maior desvio de *PGA* dentre todas as séries de ensaios. E o erro relativo percentual das simulações para esta série específica de ensaios foi de 46,13%, indicando uma comparação insatisfatória.

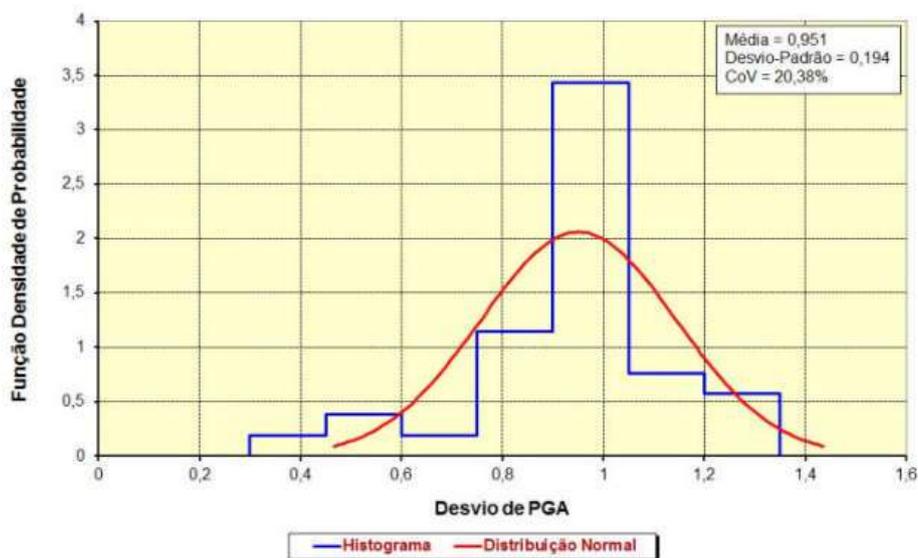


Figura 7.5. Histograma e distribuição normal dos desvios de *PGA* para o ensaio de cânion de 15°.

7.4.3.4. Performance das simulações em função do tipo de movimento

- Movimentos de terremotos reais: Levando em conta apenas os terremotos reais aplicados, o desvio médio das acelerações de pico foi de 1,201, indicando que as análises sobrestimaram os resultados experimentais (desvio médio de *PGA* > 1). O erro relativo percentual médio das simulações para este tipo de movimento foi de 28,16%, o que indica que os modelos numéricos renderam estimativas insatisfatórias das acelerações máximas na maioria dos casos.
- Movimentos de terremotos artificiais: A média dos desvios de *PGA* resultou no valor de 1,097, o que mostra que as acelerações máximas obtidas numericamente sobrestimaram aquelas medidas na centrífuga. O erro relativo médio das simulações para este tipo de movimento foi de 22,53%, ou seja, os modelos numéricos capturaram razoavelmente as acelerações máximas medidas.

- Movimentos de ondas senoidais: O desvio médio de *PGA* foi igual a 0,948, ou seja, as acelerações máximas obtidas pelo *Quake/W* subestimaram aquelas registradas na centrífuga. O erro relativo médio das simulações dos modelos sob carregamento senoidal foi de 19,08%, ou seja, a comparação foi satisfatória.

7.4.3.5. Performance das simulações em função da posição no container

- Posição do acelerômetro *ACC3* (instalado à uma altura de 3,2 m no container – em escala de protótipo): as simulações em média subestimaram as acelerações máximas medidas na centrífuga (desvio médio de *PGA* igual a 0,974). Mas o erro relativo médio entre os valores de *PGA* experimentais e numéricos foi um pouco maior, resultando no valor de 9,02%, indicando comparações muito boas.
- Acelerômetro *ACC4* (instalado na caixa a 6,94 m de altura – em escala de protótipo): as simulações sobestimaram as acelerações de pico registradas na centrífuga (média dos desvios de *PGA* de 1,183). A comparação nessa profundidade foi insatisfatória, com um erro relativo médio de *PGA* de 25,97%.
- Posição do acelerômetro *ACC9* (instalado na massa de solo na altura de 10,14 m – em escala de protótipo): as simulações levemente sobestimaram os valores de *PGA* medidos (desvio médio de *PGA* = 1,001). A comparação nesse caso foi satisfatória, pois o erro relativo médio de *PGA* foi de 17,4%.
- Posição dos acelerômetros próximos à superfície livre do solo (*ACC6* e *ACC10*): Para todos os movimentos de entrada e geometrias, as acelerações máximas registradas e calculadas próximo à superfície apresentaram as maiores diferenças, com a propagação de onda não tendo sido eficientemente capturada com as análises numéricas linear-equivalentes. As simulações em média sobestimaram os valores de *PGA* medidos (desvio médio de *PGA* = 1,045). As comparações entre os resultados das modelagens e os ensaios centrífugos foram insatisfatórias, tendo em vista que o erro relativo percentual médio de *PGA* foi igual a 37,13%.
- Acelerômetros instalados em um alinhamento ao longo do meio do modelo de solo no container (*ACC3* e *ACC4*): os valores de *PGA* estimados numericamente em média sobestimaram aqueles medidos (desvio médio de *PGA* = 1,071). O erro relativo médio de *PGA* foi de 13,7%, indicando que as comparações foram boas.

- Acelerômetro instalado junto à crista do talude nos modelos de cânions submarinos (ACC6): as acelerações de pico estimadas em média sobrestimaram aquelas medidas (desvio médio de $PGA = 1,06$). Nessa posição, o erro relativo médio de PGA foi de 32,17%, indicando comparações insatisfatórias.
- Acelerômetros próximos ao meio dos depósitos de solo, mas afastados da crista do talude nos modelos de cânion (ACC9 e ACC10): os valores de PGA calculados em média sobrestimaram as medições na centrífuga (desvio médio de $PGA = 1,016$). Nesse caso, o erro relativo médio de PGA foi igual a 28,75%, ou seja, as comparações de resultados foram insatisfatórias.

7.4.4. Discussão

As propriedades dinâmicas adotadas para o solo nas simulações numéricas certamente influenciaram nas diferenças observadas com os resultados experimentais em termos de amplificação dos movimentos de entrada, tendo em vista que as acelerações máximas nos movimentos posteriores de amplitudes crescentes foram subestimadas. Não foi possível levar em consideração nas análises o adensamento e o enrijecimento do solo induzidos pela sequência de abalos, já que após cada abalo, as propriedades foram sendo alteradas, com uma redução no módulo de cisalhamento e um aumento correspondente no amortecimento. Isso exigiria que as propriedades do solo nos modelos numéricos fossem atualizadas com o tempo à medida em que os movimentos fossem aplicados.

Os dados de entrada para as simulações foram definidos com base nos ensaios descritos no subitem 7.2, sem que fosse tentado qualquer procedimento de tentativa e erro a partir dos resultados dos ensaios centrífugos. Obviamente, uma calibração dos parâmetros do solo com base em um procedimento de tentativa e erro poderia ter permitido obter uma melhor concordância com os resultados centrífugos.

7.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Uma melhor concordância numérica-experimental foi notada para os acelerômetros instalados em maiores profundidades e no centro dos modelos de solo no container, com as comparações resultando com menor erro percentual médio para ondas

do tipo senoidais. Em termos de acelerações de pico, as simulações de resposta sísmica se compararam melhor aos ensaios centrífugos para os modelos de terreno plano do que para os de cânions. Nos modelos de cânion, as diferenças foram em geral maiores quanto maior a inclinação de suas paredes.

Mas ao comparar as acelerações máximas obtidas numericamente com aquelas registradas na centrífuga, ficou evidente que a abordagem linear-equivalente não foi efetiva em prever as mudanças de forma e as amplificações dos diferentes tipos de movimentos de entrada registrados pela centrífuga nos acelerômetros instalados próximos à superfície dos modelos e mais afastados do centro da caixa, o que não deveria ocorrer tendo em vista o alinhamento vertical dos sensores na caixa. Tanto nos casos de terreno plano quanto de morfologias esquemáticas de cânions em “V”, a modelagem numérica pareceu não ser capaz de estimar satisfatoriamente o nível de resposta real nas posições dos acelerômetros mais rasos, com os níveis de amplificação resultando significativamente menores do que aqueles observados experimentalmente.

A razão para isso pode ser devido à uma provável alteração ou heterogeneidade na rigidez do solo mais superficial, ou perda de rigidez ao longo da profundidade pela aplicação sequencial de movimentos sísmicos de intensidades progressivamente crescentes. Isso também pode ter ocorrido devido à geração de excesso de poro-pressão, que afeta as propriedades do solo, mas não foi levada em conta nas análises em termos de tensões totais com o *Quake/W*. Isso poderia ser considerado por modelos de solo mais avançados em uma abordagem de análise em termos de tensões efetivas.

A qualidade das comparações entre as modelagens física e numérica pode também ter sido afetada pelo modo como as condições de contorno foram levadas em conta nas simulações, e pelas interações dinâmicas entre as várias componentes do sistema centrífuga/mesa vibratória. Ao realizar simulações numéricas de ensaios de mesa vibratória em centrífuga geotécnica, diferenças nas respostas de aceleração podem ser causadas por “detalhes” nos parâmetros de entrada. A interação entre o modelo de solo no container com o sistema de atuação e a centrífuga também pode ter contribuído para as discrepâncias verificadas nas respostas dos experimentos e das simulações numéricas.

Acredita-se que uma melhor comparação de resultados poderá ser obtida com uma representação mais realista das condições de contorno experimentais. Além disso, pode-se tentar modelar as várias componentes do sistema solo/container/mesa

vibratória/centrífuga, para incluir e quantificar os efeitos de interação dinâmica entre o solo e o simulador de terremotos nos resultados das análises. Em simulações adicionais, poder-se-á avaliar a influência de se considerar a massa do container nas forças de inércia.

REFERÊNCIAS

- ANDERSON, D.G., Dynamic Modulus of Cohesive Soils. Ph.D. Thesis, The University of Michigan, May 1974. 339p.
- BERESNEV, I.A. e WEN, K.-L., “Nonlinear Soil Response – A Reality?”. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 86, n. 6, pp. 1964-1978, Dec. 1996.
- CHIN, B.-H. e AKI, K., “Simultaneous Study of the Source, Path, and Site Effects on Strong Ground Motion during the 1989 Loma Prieta Earthquake: A Preliminary Result on Pervasive Nonlinear Site Effects”. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 81, n. 5, pp. 1859-1884, Oct. 1991.
- DARENDELI, M.B., Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves. Ph.D. Thesis, University of Texas at Austin, Aug. 2001. 394p.
- HARDIN, B.O. e BLACK, W.L., “Closure to “Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 95, n. 6, pp. 1531-1537, 1969.
- ILANKATHARAN, M., Centrifuge Modeling for Soil-Pile-Bridge Systems with Numerical Simulations accounting for Soil-Container-Shaker Interaction. Ph.D. Thesis, University of California, Davis, Dec. 2008. 307p.
- TARAZONA, S.F.M., Evaluation of Seismic Site Response of Submarine Clay Canyons: Centrifuge Modeling. D.Sc. Thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Nov. 2019. 224p.
- TARAZONA, S.F.M.; ALMEIDA, M.C.F.; BRETSCHNEIDER, A.; ALMEIDA, M.S.S.; ESCOFFIER, S.; BORGES, R.G., “Evaluation of Seismic Site Response of Submarine Clay Canyons using Centrifuge Modelling”. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, v. 20, n. 4, pp. 224-238, Jul. 2020.

PARTE III – ESTABILIDADE DE TALUDES NA ÁREA SELECIONADA NA MARGEM DO SUDESTE

CAPÍTULO 8. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À RUPTURA DE TALUDES SOB CARGAS GRAVITACIONAL E SÍSMICA

8.1. INTRODUÇÃO

Este Capítulo apresenta a aplicação de um método que permite que uma área de morfologia complexa, mas com um Modelo Digital de Terreno espacialmente bem resolvido, e com controles geológicos espacialmente variáveis (p.ex., resistência ao cisalhamento do solo, peso específico, ângulo de talude), seja incorporada em uma análise de estabilidade de taludes submarinos em um Sistema de Informações Geográficas. Assim, uma análise de estabilidade de taludes foi realizada para a área descrita no Capítulo 3, com base no método de equilíbrio limite e abordagem de talude infinito 1-D.

A análise se baseou na premissa de que sismos são o mecanismo disparador predominante para a instabilidade rasa do fundo do mar, já que é pouco provável que excessos de poro-pressão tenham sido gerados pela baixa taxa de sedimentação na bacia. Foram estimados fatores de segurança sob carregamentos gravitacional e sísmico contra a ruptura planar superficial de taludes. Estes foram mapeados para facilitar a identificação em escala de campo de áreas potenciais à ruptura. O cálculo de fatores de segurança pseudo-estáticos considera os efeitos de amplificação do solo, como visto no Capítulo 5.

8.2. MATERIAIS E MÉTODOS

8.2.1. Campanhas de investigação geológico-geotécnicas

Dados de solo foram adquiridos por toda área de interesse por meio de campanhas de investigação de campo. O objetivo foi fornecer informações suficientes para permitir sua caracterização geológico-geotécnica, além de parâmetros de entrada para avaliações de *Geohazards* e projetos de fundações para início de poço e de ancoragem de plataformas flutuantes de exploração de petróleo.

As campanhas de investigação foram executadas a partir de navios de perfuração geotécnica entre 1992 e 2019. Esta pesquisa fez uso de dados de ensaios de cravação de piezocone e de amostragens com amostrador de grande diâmetro e comprimento executados na área de interesse, em lâminas d'água variando de 117 a 1.996,6 m. A Figura 3.4 apresentou a localização de todos os furos de sondagem existentes.

A caracterização do solo envolveu a realização das seguintes atividades:

- a) Execução de 68 ensaios geotécnicos *in situ* (PCPT's – Piezocone Penetration Tests – com medição de poro-pressão), com penetrações entre 3,1 e 116 m abaixo do piso marinho; e de 59 amostragens geológico-geotécnicas a pistão (JPC – Jumbo Piston Corer), com a recuperação de sedimentos indeformados entre 3,5 e 21,3 m de profundidade abaixo do fundo do mar;
- b) Execução de ensaios geotécnicos de laboratório a bordo da embarcação e em terra, incluindo: caracterização tátil-visual das amostras, granulometria, medições de teor de umidade, peso específico e sensibilidade, além de estimativas de resistência ao cisalhamento não-drenada com Torvane, Vane-Miniatura (em amostras intactas e remoldadas), triaxiais adensados não-drenados (CIU) e não-adensados não-drenados (UU), dentre outros;
- c) Execução de perfilagens com multi-sensor (MSCL – Multi-Sensor Core Logger) de densidade (por atenuação de raio gama), velocidade de onda compressional, resistividade elétrica e susceptibilidade magnética; e
- d) Descrição e datação paleontológica de amostras, sendo que em algumas das locações previstas a amostragem não pôde ser realizada.

8.2.2. Avaliação de estabilidade

Para quantificar a ameaça de deslizamentos em cada talude da área de estudo (Figura 3.2), não seria prática a realização de análises numéricas 2-D baseadas em seções geológicas traçadas ao longo de feições específicas. Uma análise quantitativa de estabilidade do fundo marinho para toda a área mapeada foi então obtida usando uma abordagem de classificação por meio de um Sistema de Informações Geográficas (SIG).

Vários autores descreveram o uso de análise espacial baseada em SIG, com o objetivo de realizar avaliações 1-D de estabilidade determinística de taludes por equilíbrio

limite cobrindo grandes áreas, gerando mapas de fatores de segurança contra a ruptura de talude (p.ex., GRAHAM, 1984; BOOTH *et al.*, 1985; WU e SIDDLE, 1995; DAI e LEE, 2001; JEANJEAN *et al.*, 2005; MACKENZIE *et al.*, 2010).

Apesar dos escorregamentos submarinos acontecerem normalmente em grande escala, mobilizando volumes significativos de sedimentos, a análise de estabilidade do fundo marinho foi realizada em pequena escala, considerando apenas a camada superficial do perfil de solo na área estudada. A análise de estabilidade foi então conduzida a partir da teoria de talude infinito, em metodologia semelhante àquela descrita por MACKENZIE *et al.* (2010) para projetos de desenvolvimento da produção de petróleo em águas profundas com mais de 1.000 km² de área.

O modelo de talude infinito foi considerado apropriado para o cálculo de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos contra a ocorrência de escorregamentos do tipo planares rasos. Para chegar à tal constatação, levou-se em conta a inclinação média do fundo marinho ao longo de toda área de interesse e os dados geofísicos que indicam que instabilidades de menor escala envolveram camadas de sedimentos de pequena espessura e de mergulho que acompanham a superfície do fundo do mar. Além disso, como as paredes dos cânions submarinos possuem mais de uma centena de metros de extensão, e a cobertura sedimentar nestes taludes em geral bastante inclinados é pouco espessa, a aplicação da análise de estabilidade de talude infinito nestas áreas parece ser válida.

8.2.2.1. Definição de províncias de solo

Os fatores condicionantes geológicos e geotécnicos são aqueles parâmetros exigidos para calcular a resistência ao cisalhamento do solo e o carregamento atuante, com o equilíbrio entre eles governando a estabilidade do fundo marinho. Para o cálculo de fatores de segurança para áreas de materiais coesivos e não-coesivos, esses parâmetros incluem a resistência ao cisalhamento não-drenada s_u , os pesos específicos total γ_t e submerso γ' , a coesão efetiva c' e o ângulo de atrito interno efetivo do solo ϕ' .

Na realidade, esses parâmetros variam espacialmente como uma função da profundidade e também de ponto-a-ponto. O modelo do fundo do mar a ser usado pelo SIG para a análise de estabilidade deve buscar refletir isso. Para definir a variabilidade geotécnica por toda área de estudo, foi aplicado o conceito de sistemas de terreno ou

províncias de solo, seguindo o método sugerido por CAMPBELL (1984). O mapa de faciologia da Figura 3.4 foi adotado para a definição de províncias de solo.

Uma província de solo é definida como uma área na qual as condições do solo compartilham uma sequência estratigráfica similar; geralmente, os solos em uma província tiveram histórias geomorfológica e geológica semelhantes. Em geral, há uma correlação visível entre o zoneamento de províncias e a batimetria, já que a batimetria pode revelar muito sobre o processo pelo qual o solo chegou ao seu estado atual.

Assim, as condições de estabilidade foram avaliadas deterministicamente para um cenário de ruptura adotando a ação combinada da carga gravitacional com terremoto para condições de comportamento drenado do solo (áreas de materiais não-coesivos do mapa de faciologia da Figura 3.4), e não-drenado (áreas de materiais coesivos da Figura 3.4). Foram considerados como de materiais não-coesivos as áreas de areia mista. E, como de materiais coesivos, as áreas mapeadas como de lama (argila e silte), lama rija, lama com bioclastos e de cascalhos bioclásticos.

8.2.2.2. Coeficientes sísmicos adotados

Foi adotada a maneira usual de se considerarem acelerações pseudo-estáticas relacionadas à aceleração *PGA* nos cálculos de fatores de segurança, para ambas direções de movimento do chão (coeficientes sísmicos horizontal k_h , e vertical k_v). Foi incorporada nas análises uma força de inércia vertical atuando contrária à direção da gravidade, o que é tipicamente negligenciado na análise corrente de estabilidade de taludes.

8.2.2.3. Amplificação dinâmica do depósito sedimentar local

O carregamento sísmico fornecido para a análise de estabilidade de taludes foi aquele proveniente da Análise Probabilística de Ameaça Sísmica (*PSHA* – Probabilistic Seismic Hazard Analysis), descrita no Capítulo 4. Foram considerados os resultados em termos de Aceleração de Pico do Piso para condições de rocha muito dura para um período de retorno de ~975 anos (5% de probabilidade de excedência em 50 anos).

A partir dos valores de aceleração máxima obtidos para condições de rocha muito dura pela *PSHA*, foram calculados fatores de amplificação sísmica ao nível do fundo

marinho. Os mapas de fatores de amplificação de *PGA* horizontal e vertical na superfície em função da estratigrafia de solo/rocha foram apresentados no subitem 5.4.4.

É necessário também definir a resistência dinâmica do solo a ser utilizada nas análises de estabilidade do fundo marinho. Isso será discutido no subitem 8.2.2.4.

8.2.2.4. Resistência dinâmica e pós-sísmica dos solos

Foram estudados os resultados de ensaios e de estudos de diversas fontes, dentre eles, os de ISHIHARA (1985), NADIM *et al.* (1996) *apud* KVALSTAD *et al.* (2001) e NADIM e KALSNES (1997). Estes obtiveram experimentalmente as variações de resistência ao cisalhamento causadas pelo tipo de carga alternada e repetitiva representativa de sismos típicos utilizados. Com base nestes resultados, várias hipóteses foram examinadas. Aqui são descritas três hipóteses: uma provavelmente conservadora; uma mais provável; e outra mais otimista, mas muito improvável.

A hipótese inicial é a de que a resistência ao cisalhamento do solo durante e após o movimento sísmico permanece constante. Essa hipótese é provavelmente conservadora. Todavia, há casos em que o efeito da poro-pressão dinâmica ou da perda de resistência em argilas sensíveis causa uma significativa perda de resistência. Esses são casos pouco comuns em argilas bem adensadas. Ao que se sabe hoje, não existem casos constatados de argilas sensíveis na Bacia de Campos, dada sua Geologia regional.

A hipótese mais próxima da realidade é a da consideração de um aumento de 50% na resistência. Tal aumento busca levar em conta os efeitos de adensamento do solo nas condições dinâmicas cíclicas, em relação ao valor obtido de ensaios não-drenados convencionais em amostras de solos ou, indiretamente, a partir de ensaios de cravação de piezocone calibrados com dados de laboratório. Isso ocorre devido ao efeito do retrabalho no solo oriundo da deformação cíclica, e se baseia no estudo de ISHIHARA (1985).

Já a hipótese mais otimista considera um aumento de resistência de até 60 a 80% da resistência ao cisalhamento estática. Isso é o máximo que pode ser esperado devido à taxa de carregamento rápido, segundo NADIM *et al.* (1996) *apud* KVALSTAD *et al.* (2001). Tal conclusão foi obtida a partir de ensaios especiais de laboratório realizados em amostras indeformadas de solos de Fensfjord no Oeste da Noruega.

Contrariando esses resultados, NADIM e KALSNES (1997) verificaram a partir de ensaios cíclicos em argilas marinhas moles norueguesas, que deformações de cisalhamento cíclicas induzidas por um sismo tendem a reduzir a resistência ao cisalhamento não-drenada estática quando forem maiores do que 1 a 2%. Se estas forem grandes, o talude poderia sofrer deslocamentos adicionais por fluência após o evento, e experimentar uma significativa redução de sua resistência ao cisalhamento estática.

Apesar da carência de dados de ensaios dinâmicos em amostras de solos que simulem as condições de tensões e deformações produzidas por sismos na Bacia de Campos, foi considerada a segunda hipótese, que é provavelmente a mais realista. Nesta, a resistência ao cisalhamento do solo durante os ciclos de variação das tensões e deformações exibe um aumento temporário, de 50% em relação à resistência original do material, imediatamente antes de ser submetido a cargas sísmicas. Como mencionado, esta hipótese está fundamentada no trabalho de ISHIHARA (1985).

Foi então usado como parâmetro dinâmico de resistência pseudo-estática, o valor de s_u inicial do solo obtido indiretamente dos ensaios de *PCPT* calibrados com base nos ensaios não-drenados convencionais executados em amostras indeformadas de solos no laboratório de bordo, com um ganho de 50% quando submetido a carga cíclica. Assim, os fatores de segurança pseudo-estáticos contra escorregamentos rasos consideram o aumento de resistência causado pelo adensamento resultante da deformação cíclica.

Entretanto, existe uma pequena probabilidade de o solo não apresentar o desempenho dinâmico esperado de ganho de 50% em sua resistência ao cisalhamento, se o material for uma argila de sensibilidade ainda que pequena. Uma sensibilidade maior do que 1,18 já pode ser o suficiente para apresentar riscos com a degradação do material por cargas repetitivas, no caso de solicitação por sismos, o que tornaria o método pseudo-estático contraindicado de acordo com KRAMER (1996) – referência já citada no Capítulo 2.

8.2.2.5. Carga sísmica

Foi definido um coeficiente para o cálculo da aceleração média da massa de solo no volume circunscrito pela superfície potencial de escorregamento. Este coeficiente será

multiplicado pela aceleração de pico na superfície do solo, para obter o coeficiente sísmico médio a ser usado como o dado de entrada para o cálculo de fatores de segurança.

Para a definição da carga dinâmica na análise pseudo-estática, referência é feita ao trabalho de AMBRASEYS (1959). Este desenvolveu uma solução analítica para a velocidade de onda-S para um perfil de variação linear do módulo de rigidez com a profundidade, considerando constante a massa específica ao longo do volume do depósito sedimentar. Os sedimentos se apoiam em uma base rígida, o embasamento rochoso. A solução geral é uma combinação de funções de Bessel, cujo argumento é a raiz quadrada da profundidade multiplicada por um coeficiente, com os parâmetros ajustados de modo que sejam verificadas as condições de contorno no contato com o embasamento e na superfície livre. AMBRASEYS (1959) deduziu soluções analíticas para vários modos naturais de vibração; o primeiro modo natural é o que mais interessa para o cálculo do coeficiente de correção da aceleração para obtenção da aceleração média α .

Adotou-se o primeiro modo natural de vibração da solução de AMBRASEYS (1959). Com isso, foram calculados os valores do coeficiente sísmico considerando o valor máximo da aceleração sísmica ao nível da superfície do terreno para diversos valores do parâmetro de heterogeneidade m , definido pela Equação 8.1:

$$m = \frac{G_b - G_0}{G_0} \quad (8.1)$$

Onde m é um parâmetro adimensional que representa a heterogeneidade da camada de solo, G_0 é o módulo de rigidez na superfície do terreno e G_b o módulo de rigidez na base da camada.

Empregando a solução de AMBRASEYS (1959), o coeficiente α foi calculado para diversos valores de m , variando no intervalo de 0 a 200. Foram também feitas diferentes hipóteses sobre a forma do perfil de aceleração. Notou-se uma grande variação para o fator α . A variação de α referente ao perfil de acelerações ao longo da profundidade foi de mais de 40%. Isto significa que é necessário se conhecer a distribuição do módulo de rigidez em função da profundidade para evitar distorções significativas no fator de segurança, em consequência do impacto do parâmetro m no coeficiente sísmico a ser usado como entrada no cálculo pseudo-estático. Como, na maioria dos casos, tratam-se de camadas superficiais normalmente adensadas, um valor adequado para o coeficiente

de correção α estaria no intervalo entre 0,507 e 0,443 (m entre 10 e 200, respectivamente). Foi então adotado um valor prático e a favor da segurança de $\alpha = 0,5$.

8.2.3. Visão geral da metodologia de mapeamento

Foi seguida uma sequência de passos para aplicação de um método determinístico de estabilidade de taludes cobrindo o fundo marinho da área de interesse em um Sistema de Informações Geográficas. De modo geral, esta pode ser descrita da seguinte forma:

- Caracterização geofísica:
 - Inicialmente, elaborou-se um mapa de batimetria para a área, gerando um mosaico com os Modelos Digitais de Elevação disponíveis, a partir de dados de batimetria de multifeixe e interpretações do fundo marinho de dados de sísmica 3-D e de alta resolução de levantamentos de *AUV* (Autonomous Underwater Vehicle);
 - A partir do mosaico de batimetria, obteve-se o mapa de declividade.
 - Para o mapa de declividades, optou-se pela declividade máxima em cada cela, expressa em graus. Em seguida, foi feita sua categorização, onde os valores maiores ou iguais a 45° foram classificados como 45°, e os valores iguais a 0° transformados para 0,1°. A utilização de valores maiores que 45° e iguais a 0° invalidaria as equações para o cálculo de fatores de segurança.
- Caracterização das condições do solo:
 - Foi elaborado um mapa mostrando os tipos de materiais presentes ao nível do fundo marinho (faciologia);
 - Pesquisou-se em um banco de dados geológico-geotécnicos por todos os resultados de campanhas de investigação de campo, com as interpretações de ensaios *in situ* e de amostragens de sedimentos;
 - Com os dados de solo, foram construídas tabelas e gráficos com os parâmetros geotécnicos medidos e interpretados em cada locação de furo de sondagem:
 - Os dados de resistência ao cisalhamento e densidade/peso específico foram compilados, assumindo perfis e/ou valores

representativos para cada província/subprovíncia de solo delimitada, a depender da complexidade faciológica da área.

- Identificaram-se os mecanismos de disparo relevantes para a ruptura de taludes:
 - Peso próprio devido à ação da gravidade e o carregamento por terremotos.
- Foram avaliadas as condições de poro-pressão atuantes na área;
- Para a etapa de análise pseudo-estática de estabilidade de taludes, foram obtidos os valores dos coeficientes sísmicos nas direções horizontal e vertical ao nível do fundo marinho. Para isso, foi realizado um estudo preliminar de zoneamento de amplificação sísmica em função da estratigrafia. Para isso, quatro passos multidisciplinares principais foram executados:
 - Avaliação de ameaça sísmica;
 - Definição de um período de retorno de ameaça sísmica adequado, e seleção e ajuste de movimentos do chão de entrada de referência ao nível do embasamento rochoso;
 - Construção de um modelo de propriedades de subsuperfície;
 - Análises numéricas de propagação de ondas e de resposta sísmica local;
 - Combinação de resultados com o cálculo de fatores de segurança ponto-a-ponto internamente à um Sistema de Informações Geográficas, gerando mapas georreferenciados contemplando um cenário esperado de poro-pressão e de acelerações sísmicas; e
 - Zoneamento de estabilidade estática e pseudo-estática de taludes.

8.3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

8.3.1. Condições gerais do solo

Em geral, as condições dos solos encontrados na área de interesse são bastante variáveis. Verificou-se um perfil de adensamento normal dos sedimentos na maior parte da área, com exceção das partes mais íngremes com a exposição de estratos antigos e de maior resistência. Nestas, ocorre sobreadensamento do solo já próximo ao fundo do mar.

Os solos consistem de argila de consistência muito mole no fundo do mar ($s_u < 12$ kPa), a média ($25 \leq s_u < 50$ kPa) e muito rija ($100 \leq s_u < 200$ kPa) nas profundidades de término dos ensaios de *PCPT* e amostragens com *Jumbo Piston Corer*. Abaixo das profundidades máximas de recuperação de amostras, a estratigrafia revelada pelos ensaios de cravação de piezocone sugeriu que os perfis consistem principalmente de argila.

Nas partes mais planas do mapa de declividades da Figura 3.8, interpretadas como de lama (argila e silte) no mapa de faciologia da Figura 3.4, as condições são muito uniformes e consistentes em sua maioria, e exibiram parâmetros de resistência aumentando gradualmente com a profundidade em ambos registros de *PCPT* e *JPC*. Em tais áreas, foraminíferos superficiais e alguns pacotes de silte foram observados na maior parte das amostras. Essas são inclusões típicas em perfis de argila praticamente uniforme.

Pode-se dizer que, em todos os furos, os valores de resistência ao cisalhamento não-drenada estimados nos ensaios de laboratório com amostras indeformadas foram comparáveis com aqueles interpretados empiricamente a partir dos ensaios de *PCPT*. Nos pontos onde apenas o ensaio de *PCPT* foi executado, os resultados sugeriram que os perfis consistem principalmente de argila muito mole a rija ($50 \leq s_u < 100$ kPa) e muito rija, com graus variáveis de lentes ou camadas de areia fina siltosa em algumas das localidades.

8.3.2. Estabilidade temporal do fundo marinho

Os cânions sugerem um cenário geral de grandes episódios erosivos ocorrendo no Talude em níveis de mar baixo do último período glacial. À medida em que o nível do mar subiu e a quebra da Plataforma (onde os rios descarregavam sua carga de sedimentos) se tornou um ambiente mais distal, estes cânions se tornaram feições abandonadas.

Em todas as amostras de sedimentos descritas e datadas da área, os depósitos de movimento de massa estão recobertos por lama hemipelágica rica em carbonato, pertencente às biozona Z (com idades entre 0 e 11.000 anos – Holoceno) e Y1A (de 11.000 a 15.000 anos). Esta cobertura evidencia a inatividade dos cânions há pelo menos 11.000 anos. Os movimentos de massa abaixo desta cobertura hemipelágica são constituídos por diamictitos e depósitos de escorregamento, lamosos. Na cabeceira do Cânion Tupinambá (Figura 3.2), esses sedimentos remobilizados pertencem às biozonas Y1A e, possivelmente, Y1B (15.000 – 42.000 anos); no talvegue dos cânions Tupinambá

e Temiminó, pertencem às biozonas Y2 (42.000 – 84.000 anos) e X (84.000 – 127.000 anos). Os diamictitos de idade X possuem maior resistência ao cisalhamento não-drenada.

8.3.3. Perfis de solo representativos

Um perfil de solo representativo foi selecionado para cada província de solo, tendo como base o mapa batimétrico e faciológico apresentado na Figura 3.4. Foram definidas cinco províncias: de lama, lama rija, lama com bioclastos e de cascalhos bioclásticos (áreas de materiais coesivos); e de areia mista (áreas de materiais não-coesivos). Os perfis escolhidos representam as condições do solo previstas em cada província delineada, mas não necessariamente as condições exatas em um ponto específico.

8.3.3.1. Áreas de materiais coesivos

Para obter perfis contínuos de variação da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo com a profundidade abaixo do fundo do mar, a resistência de ponta do cone proveniente do ensaio de *PCPT* foi correlacionada com a resistência não-drenada dos ensaios de laboratório de bordo de Torvane, Vane-Miniatura e triaxiais *UU*.

A resistência ao cisalhamento não-drenada do solo é em geral determinada ao se dividir a resistência do cone líquida, q_{net} , por um fator de cone, N_{kt} , usando a Equação 8.2, onde σ_{ns} é a tensão normal total estática:

$$s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}} = \frac{q_t - \sigma_{ns}}{N_{kt}} \quad (8.2)$$

A resistência total do cone q_t é a resistência medida corrigida para os efeitos de forma e distribuição de poro-pressões ao redor da ponta, como mostra a Equação 8.3:

$$q_t = q_c + u_2(1 - \alpha) \quad (8.3)$$

onde:

q_c = resistência de ponta do cone medida;

u_2 = excesso de poro-pressão em relação à poro-pressão hidrostática calculada em relação ao fundo do mar; e

α = razão entre a área da haste e a área da face do cone (função da geometria do cone).

Tipicamente, o fator de cone empírico N_{kt} varia de 10 a 18, com um valor médio de 14. O fator N_{kt} tende a aumentar com o aumento da plasticidade e diminuir com o aumento da sensibilidade do solo. LUNNE *et al.* (1986; 1997) mostraram que N_{kt} varia com B_q , a razão de poro-pressão, onde N_{kt} diminui à medida que B_q aumenta; quando $B_q \sim 1,0$, N_{kt} pode ser tão baixo quanto 6.

A razão de poro-pressão B_q é a razão entre a poro-pressão medida na posição u_2 e a resistência do cone líquida ou efetiva q_{net} , sendo calculada pela Equação 8.4:

$$B_q = \frac{u_2}{q_{net}} \quad (8.4)$$

O parâmetro N_{kt} foi correlacionado com a razão de poro-pressão B_q , como mostra a Equação 8.5. As constantes da Equação 8.5 foram obtidas pela interpretação dos resultados da campanha de investigação de 1992 nas bacias de Campos e de Santos:

$$N_{kt} = 28,1337 - 18,2228B_q \quad (8.5)$$

A partir da interpretação dos ensaios *in situ*, foram calculados os parâmetros q_t , q_{net} , B_q , σ_{ns} , N_{kt} e s_u . Para valores de B_q situados entre 0,2 e 1, que são característicos de materiais com comportamento não-drenado, foi procedida à análise em termos da resistência ao cisalhamento não-drenada s_u . Para valores de B_q fora desta faixa, considera-se que a Equação 8.5 não pode ser aplicada. Valores baixos de B_q indicam que o material apresenta capacidade de dissipação de poro-pressões, o que é típico de materiais arenosos.

Foram calculados perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo a partir dos ensaios de *PCPT* para todos os furos de sondagem executados nas áreas de materiais coesivos. Julgou-se apropriado adotar um cenário pessimista para os parâmetros do solo, de forma a trabalhar a favor da segurança. Assim, para cada província de material coesivo foi selecionado o perfil com a menor taxa de crescimento da resistência ao cisalhamento não-drenada s_u com a profundidade vertical z abaixo do fundo do mar.

À título de exemplo, a Figura 8.1 a) mostra os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo em função da profundidade abaixo do fundo do mar nas locações dos furos GT/JPC-1821. Esta locação apresentou a menor taxa de crescimento da resistência com a profundidade para as áreas de lama (silte e argila). A Figura 8.1 b) ilustra a variação do peso específico total do solo para o ponto de amostragem JPC-1821.

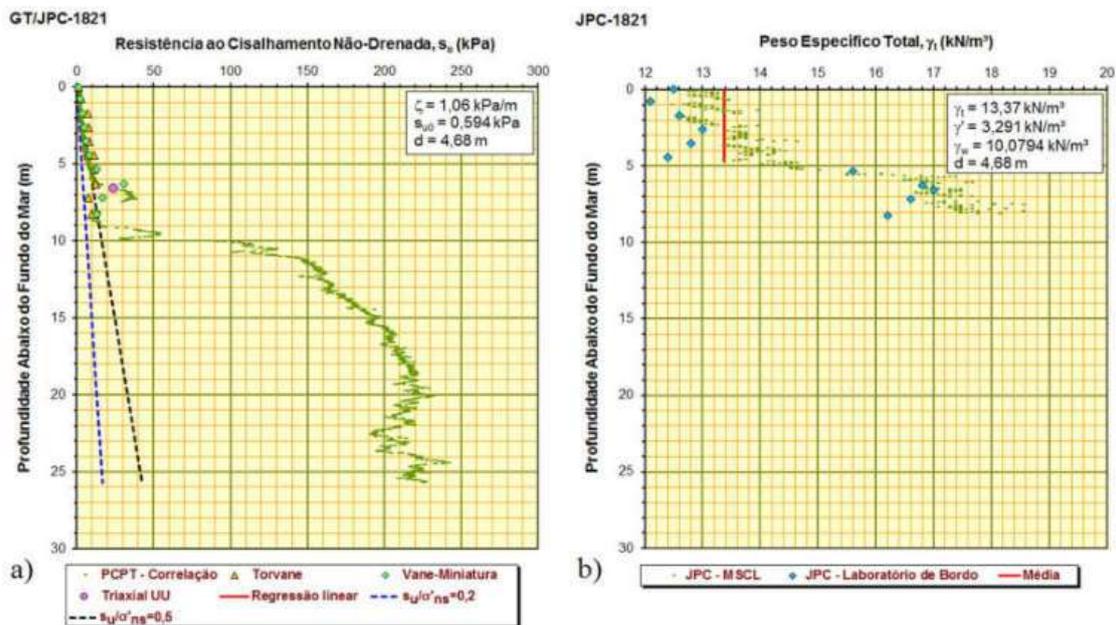


Figura 8.1. Furos GT/JPC-1821: a) Resistência não-drenada; b) Peso específico total.

Na Figura 8.1 a), as linhas tracejadas azul e preta são razões para s_u/σ'_{ns} que mostram tendências para subadensamento, adensamento normal e sobreadensamento do solo ($s_u/\sigma'_{ns} \leq 0,2$, de 0,2 a 0,5 e $\geq 0,5$, respectivamente), típicos para sedimentos marinhos finos (SKEMPTON, 1955 *apud* SKEMPTON, 1969). O ensaio de *PCPT* na localização do furo GT-1821 foi calibrado por ensaios de Torvane, Vane-Miniatura e triaxiais não-adensados não-drenados *UU* executados no laboratório a bordo da embarcação com amostras indeformadas de sedimentos provenientes do furo JPC-1821. E na Figura 8.1 b), a linha sólida vermelha é o valor médio de peso específico total do solo até a profundidade assumida para a superfície potencial de ruptura.

8.3.3.2. Áreas de materiais não-coesivos

Nas áreas classificadas como de areia mista no mapa batimétrico e faciológico da Figura 3.4, com teor de CaCO_3 entre 30 e 70%, ainda não foram executados furos de sondagem geológico-geotécnicos. Em função da ausência de resultados de ensaios de laboratório com amostras provenientes de tais áreas, foram adotados os seguintes valores médios de parâmetros geotécnicos para o cálculo de fatores de segurança: $c' = 0$ kPa; $\phi' = 30^\circ$, $\gamma_t = 17$ kN/m³ ($\gamma' = 6,9206$ kN/m³; $\gamma_w = 10,0794$ kN/m³) e $d = 5$ m.

8.3.4. Cálculo de fatores de segurança

Todos os cálculos e apresentações foram feitos em um Sistema de Informações Geográficas. Para avaliar a estabilidade do fundo marinho na área de estudo, tendo como base os mapas de faciologia (Figura 3.4) e de declividade (Figura 3.8), fez-se uso de parâmetros representativos para cada província de solo (como visto no subitem 8.3.3).

Pela aplicação do método do equilíbrio limite e com a formulação de talude infinito para a condição submersa para o cálculo de fatores de segurança, a resistência ao cisalhamento e o peso específico dos sedimentos foram combinados com a declividade do fundo do mar. Dessa forma, foi calculada uma medida de estabilidade relativa com relação a rupturas planares superficiais. Tais cálculos foram feitos deterministicamente, adotando um único valor para cada parâmetro geotécnico de entrada. Portanto, as incertezas e variações naturais das entradas do modelo não foram levadas em conta.

8.3.4.1. Hipóteses

Esta análise de estabilidade de taludes em caráter regional por meio de um *SIG*, exigiu que fossem feitas algumas hipóteses que limitam a aplicabilidade dos mapas:

- 1) A litologia dos depósitos não muda com a profundidade na seção sedimentar. A metodologia trata o tipo de sedimento como sendo o mesmo em todas as celas da grade em uma província, e como se o fundo do mar naquela província fosse composto por uma única camada de sedimentos com as mesmas características;
- 2) Foram assumidas profundidades rasas para as superfícies de ruptura, buscando avaliar o potencial de ocorrência de escorregamentos planares superficiais. Escorregamentos do tipo rotacionais profundos deverão fazer parte de um estudo específico de estabilidade de taludes com o uso de seções geológicas e programas de modelagem numérica em duas dimensões;
- 3) A inclinação do fundo do mar muda de acordo com o mapa de declividades;
- 4) A instabilidade de taludes causada por excessos de pressão de poros não foi considerada, tendo-se adotado condições hidrostáticas. Em função disso, o parâmetro de razão de excesso de poro-pressão r_u foi igualado à zero.

Com a disponibilidade de dados adicionais, estas hipóteses poderão ser alteradas. Por exemplo, o regime de poro-pressões poderá ser determinado a partir de ensaios de dissipação *in situ* com *PCPT*, ou por monitoramento de longo prazo com piezômetros.

A resistência ao cisalhamento tipicamente apresenta variabilidade espacial na natureza mesmo em uma mesma unidade geológica. Por isso, assumir valores representativos de resistência ao cisalhamento para unidades inteiras engloba incertezas.

O procedimento de modelagem, no entanto, é altamente governando pela declividade. Os efeitos do ângulo de talude nos resultados do modelo superam os efeitos de pequenas diferenças na resistência do material; assim, a caracterização adicional de resistência nas áreas mais planas constituídas por lama normalmente adensada não parece ser essencial. Porém, observaram-se diferenças nos perfis de resistência não-drenada em função da profundidade entre as áreas de lama normalmente adensada e aquelas constituídas por afloramentos de lama sobreadensada, que ocorrem nas porções mais íngremes da área onde há cânions submarinos. Assim, a obtenção de mais dados de solo nestas áreas com grandes variações de resistência será muito importante na diferenciação de unidades e caracterização geotécnica da área.

8.3.4.2. Dedução de equações de fator de segurança

Para considerar o carregamento sísmico na análise de estabilidade, o método mais comum é o pseudo-estático. Nesta abordagem, a aceleração induzida por um terremoto é convertida para cargas horizontal e vertical estáticas equivalentes, que geram tensões cisalhante e normal, respectivamente.

A Figura 8.2 apresenta uma geometria esquemática de talude infinito, com uma superfície de escorregamento paralela ao fundo do mar. São mostradas as forças atuantes em um paralelepípedo cuja seção vertical é o paralelogramo ABCD, e de dimensão unitária na direção ortogonal ao plano do desenho. As componentes da reação da base, N' na direção normal e T' na direção tangencial, são forças efetivas, descontado o empuxo hidrostático.

São consideradas as hipóteses de que o plano de escorregamento é paralelo à superfície livre plana do talude e que, a qualquer profundidade d , o peso específico total

do solo γ é constante ao longo de qualquer plano paralelo à superfície do piso marinho, variando apenas com a profundidade z , do plano paralelo ao leito marinho.

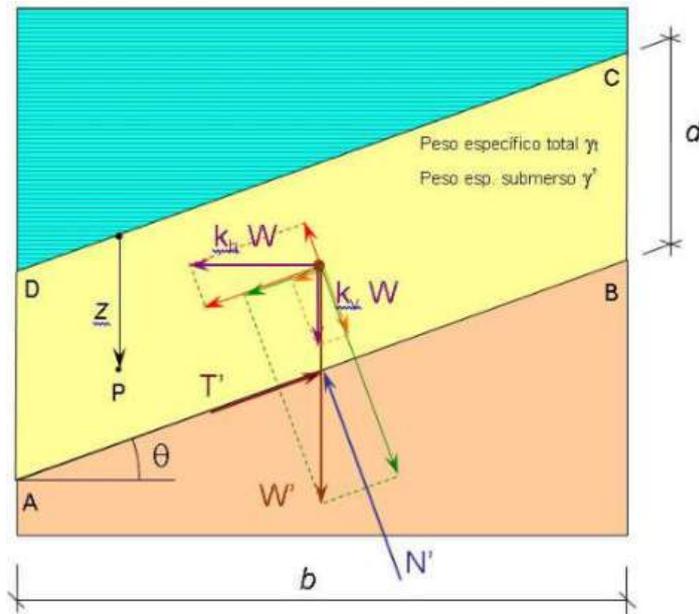


Figura 8.2. Geometria e forças atuantes e resistentes em um talude infinito submerso.

Seja θ o ângulo de inclinação do talude em relação à direção horizontal e b a projeção horizontal do paralelogramo ABCD, cujo lado vertical tem a dimensão d . Seja W o peso total do paralelepípedo de seção vertical ABCD e altura unitária, igual à profundidade medida na direção perpendicular ao plano da seção e seja W' seu peso submerso. Sejam k_h e k_v os coeficientes sísmicos horizontal e vertical, respectivamente, correspondendo às componentes da aceleração sísmica de pico PGA nessas direções cartesianas, em unidades g . Estes coeficientes são, portanto, adimensionais.

Seja o peso específico variável com a profundidade z abaixo do leito marinho, dado pela função $\gamma_t(z)$. O peso do paralelepípedo da Figura 8.2 é dado pela Equação 8.6:

$$W = b \int_0^d \gamma_t(z) dz \quad (8.6)$$

O peso submerso do paralelepípedo é calculado pela Equação 8.7:

$$W' = b \left[\int_0^d \gamma_t(z) dz - \gamma_w d \right] \quad (8.7)$$

O peso específico total médio, $\bar{\gamma}_t$, do volume de material entre o piso marinho e o plano paralelo de ruptura potencial na profundidade d , é dado pela Equação 8.8:

$$\bar{\gamma}_t = \frac{1}{d} \int_0^d \gamma_t(z) dz \quad (8.8)$$

O peso específico submerso médio, $\bar{\gamma}'$, do volume de material entre o piso marinho e o plano paralelo na profundidade d é dado pela Equação 8.9, onde γ_w é o peso específico da água do mar:

$$\bar{\gamma}' = \bar{\gamma}_t - \gamma_w \quad (8.9)$$

Das equações 8.6 e 8.8, pode-se inferir que o peso total do paralelepípedo pode ser calculado pela Equação 8.10:

$$W = \bar{\gamma}_t b d \quad (8.10)$$

De modo semelhante, a partir das equações 8.7 e 8.9, pode-se inferir que o peso submerso do paralelepípedo é dado pela Equação 8.11:

$$W' = \bar{\gamma}' b d \quad (8.11)$$

Considera-se que a condição de equilíbrio de forças na direção tangente ao plano de escorregamento é dada pela Equação 8.12, e que a condição de equilíbrio de forças na direção normal ao plano de escorregamento é dada pela Equação 8.13, onde o parâmetro r_u inclui o coeficiente de poro-pressão dinâmica induzida pela vibração sísmica combinada com a poro-pressão hidrostática. Nas equações 8.12 e 8.13, o parâmetro τ é a tensão tangencial e σ'_n é a tensão normal de sobrecarga efetiva pseudo-estática:

$$W' \text{sen}(\theta) + W [k_h \text{cos}(\theta) + k_v \text{sen}(\theta)] = \frac{\tau b}{\text{cos}(\theta)} \quad (8.12)$$

$$\{(1 - r_u) W' \text{cos}(\theta) - W [k_h \text{sen}(\theta) - k_v \text{cos}(\theta)]\} = \frac{\sigma'_n b}{\text{cos}(\theta)} \quad (8.13)$$

O coeficiente r_u é a razão do excesso de poro-pressão u_e relativa à tensão normal causada pelo peso específico submerso do solo σ'_{ns} , conforme definição dada pela Equação 8.14. A vibração sísmica produz acréscimo de poro-pressão, como reação à compactação de sua estrutura granular, que é dificultada pela viscosidade resistindo à expulsão da água dos poros pela aplicação rápida da carga dinâmica ou a rápida

alternância da carga aplicada devido ao movimento ondulatório, mesmo em solos não-coesivos. O coeficiente de poro-pressão deve ser determinado experimentalmente. Um r_u igual à zero denota uma taxa atual de acúmulo de sedimentos marinhos muito baixa, podendo-se considerar o material 100% adensado, com total dissipação de poro-pressões.

$$r_u = \frac{u_e}{\sigma'_{ns}} = \frac{u_e}{\bar{\gamma}' d \cos^2(\theta)} \quad (8.14)$$

Substituindo nas equações 8.12 e 8.13 as expressões de W e W' dadas respectivamente pelas equações 8.10 e 8.11, e efetuando as simplificações algébricas, resultam as equações 8.15 e 8.16:

$$\tau = \bar{\gamma}' d \cos^2(\theta) \left\{ \tan(\theta) + \frac{\bar{\gamma}_t}{\bar{\gamma}'} [k_h + k_v \tan(\theta)] \right\} \quad (8.15)$$

$$\sigma'_n = \bar{\gamma}' d \cos^2(\theta) \left\{ 1 - r_u - \frac{\bar{\gamma}_t}{\bar{\gamma}'} [k_h \tan(\theta) - k_v] \right\} \quad (8.16)$$

8.3.4.2.1. Fator de segurança para materiais coesivos

No caso de materiais coesivos, em depósitos sedimentares formados gradualmente por taxas de sedimentação constantes e uniformemente distribuídas ao longo de uma grande área, sem eventos singulares como movimentos de massa localizados, a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo s_u varia com a profundidade vertical z abaixo do fundo marinho segundo uma função linear. Nesse caso, a resistência ao cisalhamento não-drenada s_u pode ser calculada pela Equação 8.17:

$$s_u = s_{u0} + \zeta(1 - r_u)z \quad (8.17)$$

onde:

s_{u0} = resistência ao cisalhamento não-drenada do solo no fundo do mar; e

ζ = taxa de crescimento da resistência s_u com a profundidade vertical z .

A análise com a resistência ao cisalhamento não-drenada expressa a margem de segurança de um talude contra a ruptura considerando que um mecanismo de disparo seja rápido o suficiente, de tal forma que os efeitos de drenagem no solo sejam insignificantes.

Conseqüentemente, o fator de segurança FS para materiais coesivos é definido pela Equação 8.18:

$$FS = \frac{s_u}{\tau} = \frac{s_{u0} + \zeta(1-r_u)d}{\bar{\gamma}' d \cos^2(\theta) \left\{ \tan(\theta) + \frac{\bar{\gamma}'_t}{\bar{\gamma}'} [k_h + k_v \tan(\theta)] \right\}} \quad (8.18)$$

Dividindo o numerador e o denominador da fração do segundo membro da Equação 8.18, resulta a Equação 8.19, que pode ser usada para fornecer estimativas de fatores de segurança para áreas de materiais coesivos (sob condições não-drenadas):

$$FS = \frac{\left(\frac{s_{u0}}{d}\right) + \zeta(1-r_u)}{\bar{\gamma}' \cos^2(\theta) \left\{ \tan(\theta) + \frac{\bar{\gamma}'_t}{\bar{\gamma}'} [k_h + k_v \tan(\theta)] \right\}} \quad (8.19)$$

8.3.4.2.2. Fator de segurança para materiais não-coesivos

No caso de materiais não-coesivos, em depósitos sedimentares formados gradualmente por taxas de sedimentação constantes e uniformemente distribuídas ao longo de uma grande área, sem eventos singulares como movimentos de massa localizados, a resistência ao cisalhamento S é dada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, de acordo com a Equação 8.20:

$$S = c' + \sigma'_{ns} \tan(\phi') \quad (8.20)$$

Aplicando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o fator de segurança FS nesse caso é determinado pela Equação 8.21:

$$FS = \frac{S}{\tau} = \frac{c' + \bar{\gamma}' d \cos^2(\theta) \left\{ 1 - r_u - \frac{\bar{\gamma}'_t}{\bar{\gamma}'} [k_h \tan(\theta) - k_v] \right\} \tan(\phi')}{\bar{\gamma}' d \cos^2(\theta) \left\{ \tan(\theta) + \frac{\bar{\gamma}'_t}{\bar{\gamma}'} [k_h + k_v \tan(\theta)] \right\}} \quad (8.21)$$

Efetuada-se as simplificações algébricas na Equação 8.21, esta fica reduzida à Equação 8.22:

$$FS = \frac{\left[\frac{c'}{\bar{\gamma}' d \cos^2(\theta)} \right] + \left\{ 1 - r_u - \frac{\bar{\gamma}'_t}{\bar{\gamma}'} [k_h \tan(\theta) - k_v] \right\} \tan(\phi')}{\tan(\theta) + \frac{\bar{\gamma}'_t}{\bar{\gamma}'} [k_h + k_v \tan(\theta)]} \quad (8.22)$$

Considerando as possíveis combinações de sinal do coeficiente sísmico k_v com o coeficiente k_h positivo, o fator de segurança mínimo pode ocorrer com o sinal positivo ou

negativo do coeficiente vertical. Dados os valores máximos em módulo das componentes do coeficiente sísmico, resta saber qual combinação de sinais é a mais crítica. Por um lado, o k_v positivo contribui para aumentar a componente tangencial da força que empurra a massa de solo talude abaixo e, por outro lado, aumenta a resistência por atrito de Coulomb. Para o coeficiente k_v negativo sucede o contrário, reduzindo a resistência de atrito interno por redução da tensão de contato, porém reduzindo também a componente da força de inércia que move a massa de solo talude abaixo.

Considerando que mais frequentemente o efeito da perda de resistência seja predominante no fator de segurança, será adotado o valor negativo do coeficiente sísmico vertical, e a Equação 8.22 será escrita na forma dada pela Equação 8.23, convencionando a componente vertical da força de inércia positiva no sentido para cima:

$$FS = \frac{\left[\frac{c'}{\gamma' d \cos^2(\theta)} \right] + \left\{ 1 - r_u - \frac{\gamma' \bar{t}}{\gamma'} [k_h \tan(\theta) + k_v] \right\} \tan(\phi')}{\tan(\theta) + \frac{\gamma' \bar{t}}{\gamma'} [k_h - k_v \tan(\theta)]} \quad (8.23)$$

8.3.5. Mapas de fatores de segurança

O módulo *Spatial Analyst* do *software ArcGIS* foi usado para criar mapas temáticos de fatores de segurança para carregamentos estático e pseudo-estático, considerando um regime de poro-pressão hidrostático ($r_u = 0$). Foram combinados os parâmetros geotécnicos de peso específico e de resistência ao cisalhamento utilizando as equações 8.19 e 8.23 para o cálculo de fatores de segurança em áreas de materiais coesivos e não-coesivos, respectivamente, além da declividade do piso marinho.

Todos os conjuntos de dados e equações necessários ao zoneamento regional de ameaça de deslizamentos foram *rasterizados* em uma grade de 12,5 m por 12,5 m. Na análise baseada em *SIG* de dados *raster*, uma grade quadrada (ou uma cela, ou um pixel), representa um elemento de talude 1-D. Portanto, um talude pode ser visto como uma combinação de inúmeras celas, ou *pixels*. A análise de estabilidade de taludes pode então ser efetuada em cada cela. Assim, os fatores de segurança foram calculados por meio de álgebra *raster* baseada em cela, por meio da ferramenta *Raster Calculator*.

As zonas de ameaça de deslizamento foram mapeadas em termos dos fatores de segurança calculados. Para isso, os resultados foram classificados automaticamente em

intervalos previamente definidos, onde os fatores de segurança foram agrupados em classes distintas. Entretanto, não há uma regra sobre como o fator de segurança deva ser classificado, tenha ele sido calculado considerando condições drenadas ou não-drenadas.

A partir de um ponto de vista geotécnico, um fator de segurança abaixo de 1 significa talude instável; entre 1 e 1,5, denota um talude de marginal a moderadamente estável. Um fator de segurança maior ou igual a 1,5 tipicamente indica um talude estável (p.ex., VAN WESTEN e TERLIEN, 1996; LUO *et al.*, 2009).

A classificação de estabilidade dada pela Tabela 8.1 define as áreas potenciais à escorregamentos translacionais rasos considerando tanto o comportamento drenado quanto o não-drenado do solo. Outras classificações poderão ser adotadas em função da matriz de variação de valores de fatores de segurança obtida da modelagem matemática.

Tabela 8.1. Classes de estabilidade do piso marinho com base nos fatores de segurança

COR	CRITÉRIO	POTENCIAL DE DESLIZAMENTO	COMENTÁRIOS
	$FS \leq 1,05$	Muito alto	Carregamentos externos praticamente não são necessários para a instabilidade. Talude na iminência da ruptura.
	$1,05 < FS \leq 1,25$	Alto	Carregamentos externos de pequena magnitude são suficientes para a instabilidade. Estabilidade crítica.
	$1,25 < FS \leq 1,5$	Médio à alto	Carregamentos externos moderados são necessários para promover a instabilidade. Talude quasi-estável.
	$1,5 < FS \leq 1,75$	Baixo à médio	Carregamentos externos significativos são necessários para promover a instabilidade.
	$1,75 < FS \leq 2$	Baixo	
	$2 < FS \leq 3$	Muito baixo	
	$FS > 3$	Ausente	Talude estável.

8.3.5.1. Mapa de fatores de segurança estáticos

A Figura 8.3 ilustra o resultado do cálculo automatizado de fator de segurança obtido com a modelagem matemática em cada cela, para condições de carregamento estático ($k_h = k_v = 0$) e regime hidrostático de poro-pressões ($r_u = 0$):

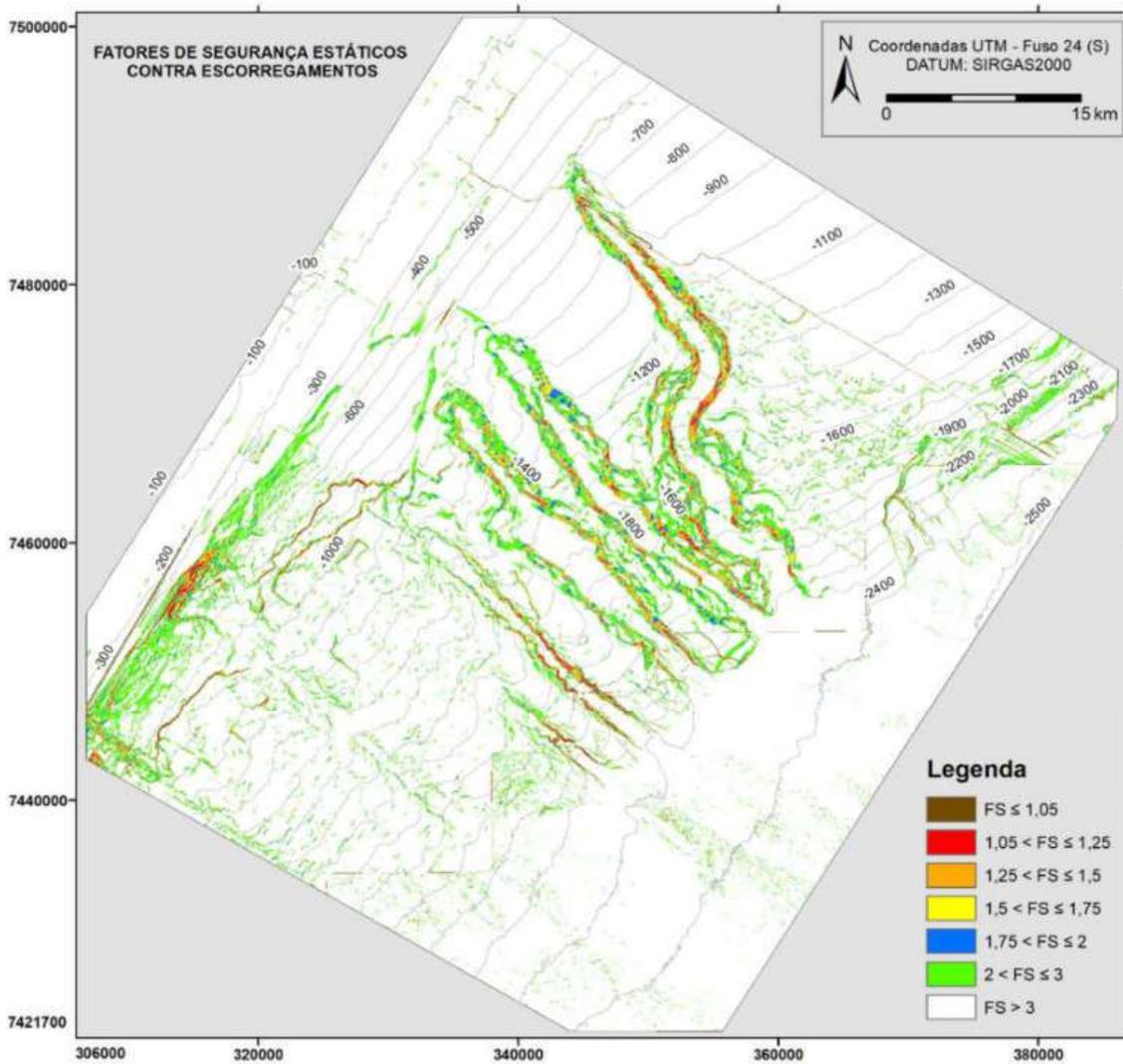


Figura 8.3. Mapa de fatores de segurança estáticos para a área de interesse.

Sob a atuação única da carga gravitacional (peso próprio), a distribuição espacial de áreas identificadas pela Figura 8.3 com um potencial para escorregamentos do tipo translacionais rasos que pode ser classificado como alto e muito alto, corresponde à vários trechos relativamente pequenos de taludes mais inclinados principalmente nas paredes

dos cânions, mas também ao longo das escarpas de falhas e de eventos de deslizamentos passados. Algumas áreas estaticamente instáveis ($FS < 1$) nas áreas de lama pré-adensada dos flancos dos cânions se referem à ângulos de inclinação muito altos. É sugerido que tais áreas de talude são muito inclinadas para permitir a acumulação permanente de sedimentos, e que a remobilização de sedimentos e/ou processos de fluência podem estar agindo continuamente nestes taludes.

No entanto, ainda há carência de informações de solo nas áreas mais inclinadas, já que os ensaios *in situ* e amostragens foram realizados somente em zonas de relativa baixa inclinação, não sendo possível confirmar se os taludes mais íngremes são realmente potencialmente instáveis. Isso se deve às limitações da tecnologia até então utilizada em campanhas geológico-geotécnicas. Tem-se adotado na prática o ângulo de inclinação do piso marinho de 7° como limite para garantir a estabilidade lateral do equipamento de cravação de piezocone.

E nas áreas de baixa inclinação, considerando apenas condições de poro-pressões hidrostáticas atuando nos sedimentos, na ausência de mecanismos de disparo, os fatores de segurança calculados sugerem que o fundo marinho pode ser considerado teoricamente estável sob carregamento estático na situação atual de nível de mar alto, com uma boa margem de segurança contra a ocorrência de rupturas de grande escala ($FS \gg 1$). Nestas áreas, apenas o carregamento gravitacional será insuficiente para provocar rupturas de talude, tendo em vista os valores de propriedades geotécnicas dos sedimentos nessas áreas. Na realidade, há muitos casos de rupturas de taludes observadas no registro geológico. Tais zonas de relevo suave são interpretadas como se tornando instáveis se mecanismos de disparo externos adicionais (p.ex., carregamento de terremotos) ou fatores pré-condicionantes (como tensões efetivas reduzidas pela elevação de poro-pressões), levarem esses taludes à ruptura.

8.3.5.2. Mapa de fatores de segurança pseudo-estáticos

A Figura 8.4 apresenta um mapa com a distribuição espacial de fatores de segurança pseudo-estáticos contra escorregamentos planares superficiais para toda a área de interesse.

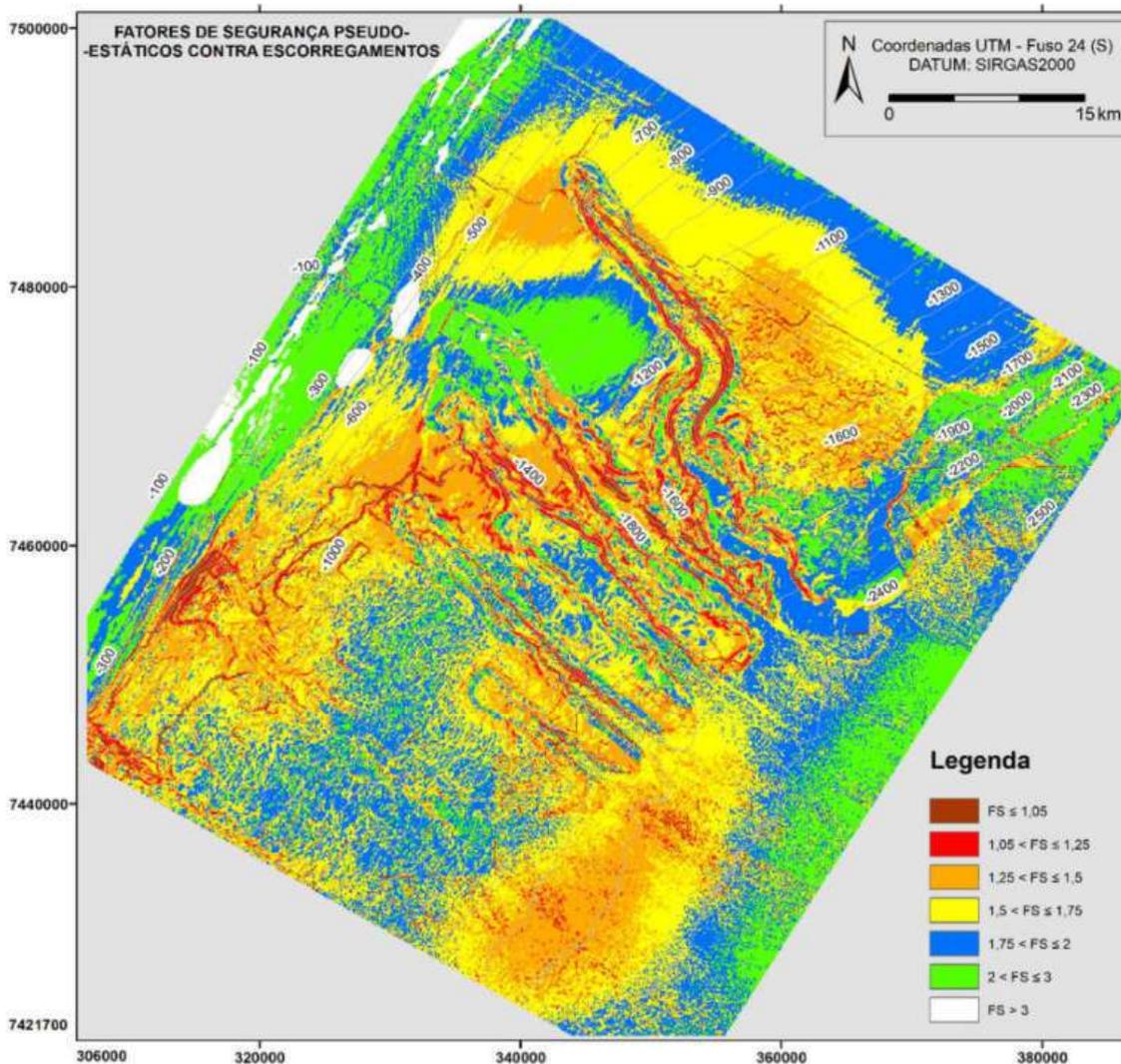


Figura 8.4. Mapa de fatores de segurança pseudo-estáticos para a área de interesse.

Obviamente, a estabilidade do fundo marinho sob condições pseudo-estáticas é menor do que sob carregamento puramente gravitacional. O movimento sísmico será suficiente para a ruptura de taludes com baixa estabilidade sob condições estáticas. Fica evidente que escorregamentos disparados sísmicamente se constituem em um importante fator de risco para a integridade de estruturas e equipamentos submarinos, poços, dutos e ancoragem de plataformas.

Verificou-se que vários trechos apresentaram fatores de segurança pseudo-estáticos contra escorregamentos rasos próximos à unidade ($FS \leq 1,05$), indicando uma condição marginalmente estável, bem como pequenas áreas de fatores de segurança pseudo-estáticos inferiores à unidade ($FS < 1$), significando que o carregamento sísmico

seria superior à resistência ao cisalhamento do solo nestes locais, em função dos seus altos valores de declividade. Parece ser pouco provável a ocorrência de um evento relevante de instabilidade a ser originado na cabeceira dos cânions e percorrendo todo o seu eixo. No entanto, podem ocorrer escorregamentos originados dos flancos dos cânions.

Pela Tabela 8.2, pode-se ver como a estabilidade do piso marinho é reduzida em função da ação sísmica considerando os efeitos do solo, aumentando significativamente a área com potencial para a ruptura de talude. Esta tabela mostra a área correspondente a cada faixa de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos.

Tabela 8.2. Percentual de ocorrência de fatores de segurança por área

CRITÉRIO	ÁREA (m ²)		ÁREA (%)	
	FS _{estático}	FS _{pseudo-estático}	FS _{estático}	FS _{pseudo-estático}
FS ≤ 1,05	14.223.906,25	65.740.000,00	0,37	1,71
1,05 < FS ≤ 1,25	19.698.437,50	169.150.000,00	0,51	4,39
1,25 < FS ≤ 1,5	40.726.875,00	719.160.000,00	1,06	18,66
1,5 < FS ≤ 1,75	51.759.531,25	1.218.310.000,00	1,34	31,60
1,75 < FS ≤ 2	56.409.062,50	1.024.550.000,00	1,46	26,58
2 < FS ≤ 3	259.927.968,75	590.590.000,00	6,74	15,32
FS > 3	3.412.058.750,00	67.304.531,25	88,51	1,75
TOTAL	3.854.804.531,25		100	

Como visto pelos mapas de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos, algumas áreas foram classificadas como de susceptibilidade alta e muito alta à ocorrência de escorregamentos submarinos, notadamente ao longo dos flancos dos cânions. A coleta de camadas superficiais do solo poderia indicar a presença de sedimentos de idade Holocênica, indicando se ocorreram ou não eventos recentes e marcantes de instabilidade, estabelecidos pela datação destes sedimentos.

No Anexo G, são apresentados os mesmos mapas temáticos georreferenciados das figuras 8.3 e 8.4 de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos, respectivamente, mas sobrepostos ao relevo sombreado. Além disso, são ilustrados apenas os resultados para FS ≤ 1,25 e considerando poro-pressões hidrostáticas ($r_u = 0$). Tal condição denota uma propensão de alta a muito alta para a ocorrência de rupturas planares superficiais.

8.4. DISCUSSÃO

Deve ser notado que outros eventos ou processos de disparo de movimentos de massa podem introduzir forças atuantes adicionais, bem como influenciar adversamente na resistência ao cisalhamento do solo (p.ex., excesso de poro-pressão decorrente da presença de gás raso). Tais efeitos podem modificar os fatores de segurança calculados e a localização de áreas críticas quanto à estabilidade do fundo marinho.

Esta é uma abordagem relativamente simples para aplicação em métodos determinísticos, sendo possível cobrir grandes áreas onde há variações nos parâmetros dos materiais. Apesar de ainda existirem incertezas, considera-se que a metodologia desenvolvida e aplicada possa ser usada em avaliações futuras de estabilidade estática e pseudo-estática de taludes similares em materiais coesivos e não-coesivos. Embora a análise tenha se limitado às condições do subfundo marinho raso em função da disponibilidade de amostras e restrições técnicas, ainda assim a abordagem simplificada adotada pode fornecer uma avaliação preliminar em caráter regional de estabilidade.

É importante que a metodologia descrita seja precedida e substanciada por outros métodos de previsão de deslizamentos, com esta abordagem determinística não se constituindo em uma avaliação final da estabilidade de taludes na área de estudo. Em outras palavras, ela não deve ser aplicada sozinha para se obter uma compreensão completa da ameaça de ruptura de taludes para projetos. Em vez disso, ela fornece uma indicação de instabilidade relativa para ser usada na priorização de locais para investigações de campo adicionais e avaliações detalhadas posteriores e análise de todas as condições locais utilizando modelos mais sofisticados.

Esta abordagem de mapeamento de estabilidade de taludes tem a vantagem de fornecer resultados quantitativos, que serão úteis na análise de risco subsequente de projetos submarinos. Além de objetiva e quantificável, a metodologia de modelagem é flexível. Ela prontamente permite a geração de mapas de resultados baseados em *SIG*, cujas escalas são determinadas unicamente pelos dados de entrada.

Estes mapas poderão ser usados para destacar a susceptibilidade relativa atual à ruptura de taludes em escala regional, ou para avaliar especificamente a propensão à instabilidade para rotas de dutos e para a locação de futuras unidades estacionárias de produção de petróleo, permitindo a identificação preliminar da locação e uma estimativa

aproximada do tamanho de potenciais eventos de instabilidade de taludes submarinos. Além de possibilitar uma primeira avaliação quanto à viabilidade de projetos submarinos, esta abordagem foca na identificação de áreas de maior atenção e na aquisição de dados futuros.

Após a identificação das zonas com maior potencial para rupturas de talude, de fundamental importância ao Engenheiro é verificar se essas zonas são coincidentes ou próximas às infraestruturas planejadas para o desenvolvimento e escoamento da produção de um campo. A habilidade para fazer isso em um *SIG* requer apenas uma operação simples de sobreposição de mapas com aqueles de infraestruturas propostas para a área.

Esta abordagem busca assegurar que decisões possam ser tomadas em uma fase inicial do projeto, auxiliando em estudos conceituais e de viabilidade de rotas e locais selecionadas, além de maximizar a eficiência e efetividade de aquisições futuras de dados. Os operadores devem considerar a importância de um estudo integrado como o apresentado aqui para o desenvolvimento seguro de reservas de hidrocarbonetos em águas profundas e ultraprofundas. Eles devem reconhecer seu valor ao meio ambiente, às agências ambiental e reguladora, aos acionistas, ao pessoal cujas vidas são potencialmente colocadas em risco em plataformas e à sociedade de forma geral, para com segurança orientar o posicionamento de suas facilidades.

Assim, para projetos de desenvolvimento da produção em águas profundas, onde a ameaça de deslizamentos seja significativa, faz-se necessária uma avaliação cuidadosa e a priorização de medidas de redução de risco, onde apropriado, particularmente durante os estágios iniciais de planejamento do campo e de projeto conceitual de Engenharia. Tal prática assegura que os desenvolvimentos propostos não sejam expostos a ameaças intoleráveis quanto à ruptura de taludes. No Anexo H, são feitas algumas considerações e recomendações quanto a medidas de mitigação que podem ser adotadas contra o risco de deslizamentos, além de implicações para novos projetos de Engenharia Submarina.

Acredita-se que a realização deste tipo de estudo contribuirá para a garantia de escoamento da produção de campos petrolíferos de águas profundas, mediante a escolha racional das melhores opções e otimização do dimensionamento de linhas de escoamento, bem como de unidades flutuantes e estruturas submarinas que forem instaladas. Dessa maneira, poderão ser minoradas as consequências de eventuais fenômenos da natureza que possam causar instabilidades em taludes de áreas de exploração de petróleo *offshore*.

8.5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

De maneira geral, os resultados da análise de estabilidade de taludes concordaram com a distribuição de deslizamentos passados. Observações feitas durante operações com Veículo Autônomo Submerso nas áreas confirmam essa conclusão. Os fatores de segurança obtidos deverão ser considerados como estimativas preliminares, já que o modelo tem algumas limitações. Por exemplo, o mecanismo de ruptura foi simplificado; em alguns locais de exposição de unidades mais antigas de lama pré-adensada, não há uma consistência das condições observadas no campo com o modelo de talude infinito.

Também, foi assumido um único valor representativo de parâmetro geotécnico para cada província de solo, não se considerando variações espaciais nos parâmetros de resistência em uma mesma província, além de se assumir uma distribuição de poropressões hidrostática. No entanto, para se levar em conta as variações regionais nas condições e propriedades dos sedimentos em uma análise de estabilidade em escala de campo, dados de mais pontos de investigação serão necessários. De qualquer forma, tais limitações foram balanceadas pela habilidade do método em analisar rapidamente grandes extensões do fundo do mar. Isso o torna uma opção de bom custo-benefício para realizar estudos paramétricos, o que indiscutivelmente não seria possível por outros meios.

Foram estimados valores maiores de fatores de segurança estáticos contra escorregamentos rasos em áreas de baixas declividades do fundo marinho atual. Ao contrário, fatores de segurança estáticos mais baixos foram obtidos para as áreas de maior inclinação nos flancos dos cânions, que são constituídas predominantemente por lama sobreadensada com cobertura pouco espessa de lama. Nas áreas de taludes suaves compostas por lama, seriam necessárias a geração de excessos significativos de pressão de poros e a degradação da resistência ao cisalhamento não-drenada dos sedimentos com o carregamento cíclico para o início de instabilidades subsequentes à eventos sísmicos.

Como também indicado pelos resultados das análises pseudo-estáticas, podem ocorrer rupturas em taludes de maior inclinação, principalmente nos flancos dos cânions. Importante ressaltar a carência de dados de solo nas paredes íngremes dos cânions, onde foram identificadas faixas compostas por afloramentos de lama sobreadensada. Segundo os dados geofísicos, materiais antigos e resistentes parecem estar expostos ao longo

dessas faixas devido a efeitos de erosão. Entretanto, há evidências de rupturas de talude nestas zonas no passado. Essas são áreas que se beneficiarão da datação de amostras.

Mas caso a perda aparente de sobrecarga nos flancos íngremes dos cânions não tenha sido devida à erosão, mas apenas causada pela ausência de deposição devido a fortes correntes próximas ao fundo, os solos nestas faixas não serão necessariamente sobreadensados, mas, em vez disso, quase que normalmente adensados. Tal hipótese tem uma consequência importante na distribuição da resistência ao cisalhamento do solo, e levaria a fatores de segurança próximos a 1 em função da elevada inclinação nessas áreas.

REFERÊNCIAS

- AMBRASEYS, N.N., “A Note on the Response of an Elastic Overburden of Varying Rigidity to an Arbitrary Ground Motion”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 49, n. 3, pp. 211-220, Jul. 1959.
- BOOTH, J.S.; SANGREY, D.A.; FUCATE, J.K., “A Nomogram for Interpreting Slope Stability of Fine-Grained Deposits in Modern and Ancient Marine Environments”. *Journal of Sedimentary Research*, v. 55, n. 1, pp. 29-36, Jan. 1985.
- CAMPBELL, K.J., “Predicting Offshore Soil Conditions”. In: *Proceedings of the 16th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, USA, May 7-9, 1984.
- DAI, F.C. e LEE, C.F., “Terrain-based Mapping of Landslide Susceptibility using a Geographical Information System: A Case Study”. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 38, n. 5, pp. 911-923, Oct. 2001.
- GRAHAM, J., *Methods of Slope Stability Analysis*. In: D. Brunsden e D.B. Prior (eds.), *Slope Instability*. Wiley, New York, pp. 171-215, 1984.
- ISHIHARA, K., “Stability of Natural Deposits during Earthquakes”. In: *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, Aug. 12-16, 1985.
- JEANJEAN, P.; LIEDKE, E.; CLUKEY, E.; HAMPSON, K.; EVANTS, T., “An Operator’s Perspective on Offshore Risk Assessment and Geotechnical Design in Geohazard-Prone Areas”. In: S. Gourvenec e M. Cassidy (eds.), *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005*. Taylor & Francis Group, London, pp. 115-143, 2005.

- KVALSTAD, T.J.; ANDERSEN, K.H.; NADIM, F., Ormen Lange – Slope Stability Assessment: Evaluation of Potential Triggering Sources and their Effect on In Situ Stress Conditions. Oslo, Norwegian Geotechnical Institute, Sep. 2001. 79p.
- LUNNE, T.; EIDSMOEN, T.; GILLESPIE, D.; HOWLAND, J.D., “Laboratory and Field Evaluation of Cone Penetrometers”. In: Proceedings of In Situ '86, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, USA, Jun. 23-25, 1986.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWERLL, J.J.M., Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Boca Raton, CRC Press, 1st. edn., 1997.
- LUO, H.Y.; ZHOU, W.; HUANG, S.L., “GIS-Based Approaches to Earthquake-Induced Landslide Hazard Zonation”. In: Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics – SINOROCK 2009, Hong Kong, China, May 19-22, 2009.
- MACKENZIE, B.; HOOPER, J.; RUSHTON, D., “Spatial Analysis of Shallow Slope Instability Incorporating an Engineering Geological Ground Model”. In: D.C. Mosher, R.C. Shipp, L. Moscardelli, J.D. Chaytor, C.D.P. Baxter (eds.), Submarine Mass Movements and their Consequences. Advances in Natural and Technological Hazards Research, vol. 28. Springer, Dordrecht, pp. 365-376, 2010.
- NADIM, F. e KALSNES, B., “Evaluation of Clay Strength for Seismic Slope Stability Analysis”. In: Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, Sep. 6-12, 1997.
- SKEMPTON, A.W., “The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction”. Quarterly Journal of the Geological Society, v. 125, n. 1-4, pp. 373-411, Dec. 1969.
- VAN WESTEN, C.J. e TERLIEN, M.T.J., “An Approach towards Landslide Hazard Analysis in GIS. A Case Study from Manizales (Colombia)”. Earth Surface Processes and Landforms, v. 21, n. 9, pp. 853-868, Sep. 1996.
- WU, W. e SIDDLE, R.C., “A Distributed Slope Stability Model for Steep Forested Basins”. Water Resources Research, v. 31, n. 8, pp. 2097-2110, Aug. 1995.

CAPÍTULO 9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Conclusões parciais foram apresentadas nos capítulos anteriores. Este Capítulo resume as conclusões mais importantes e contribuições originais da pesquisa, e fornece recomendações de tópicos para estudos futuros.

9.1. SÍNTESE DAS DESCOBERTAS

Os resultados da Análise Probabilística de Ameaça Sísmica foram apresentados em termos de curvas de ameaça para um ponto específico localizado no Talude Continental da Bacia de Campos. Estas curvas foram amostradas em várias probabilidades de serem excedidas em um intervalo de tempo de 50 anos de exposição sísmica. A análise para o ponto de interesse forneceu valores médios para a aceleração de pico de 1,24, 2,32, 4,86 e 8,12% g, para as probabilidades de excedência de 10, 5, 2 e 1% em 50 anos, respectivamente. Considerando o período de retorno de ~475 anos, verificou-se que a ameaça sísmica descrita por *PGA* está coerente com as estimativas preliminares de 2010 do Serviço Geológico dos Estados Unidos. Foi também confirmado o que era suposto a partir da experiência atual e histórica, de que pode ser tida como baixa a ameaça sísmica na margem continental da Região Sudeste do Brasil.

Uma parte importante do estudo foi a identificação de zonas na área de interesse nas quais a ameaça sísmica é potencialmente amplificada devido às condições locais do solo. Verificou-se que as condições do solo têm capacidade para amplificar os movimentos sísmicos do chão. A área pode ter amplificação dos movimentos de entrada em ambas direções mesmo devido à um terremoto de magnitude baixa, em função da presença de depósitos espessos de solos com baixa velocidade de onda cisalhante próximo ao fundo do mar. Características importantes de amplificação das acelerações de depósitos de solos muito profundos foram reveladas, que lançam luz sobre a definição de parâmetros para o projeto sísmo-resistente de fundações e estruturas *offshore*.

Os resultados das análises numéricas de resposta sísmica claramente demonstraram a influência dos efeitos combinados relacionados à estratigrafia local e às topografias do fundo marinho e do embasamento rochoso na resposta sísmica dos taludes de cânions submarinos da área. Mediante a aplicação de um terremoto de baixa amplitude

de aceleração, ajustado espectralmente para representar a ameaça sísmica regional, foram evidenciados padrões complicados de amplificação e atenuação do movimento do chão, altamente variáveis em termos de acelerações de pico e espectrais em diferentes posições ao longo da superfície de seções transversais. Ao calcular a razão entre as acelerações de pico na superfície das seções e as correspondentes no topo de colunas de solo/rocha distribuídas ao longo das seções, verificou-se em todos os casos a ocorrência de razões de aceleração de pico menores do que a unidade, o que indica que os efeitos das camadas de solo/rocha foram dominantes em relação aos efeitos topográficos.

Os resultados numéricos foram comparados com os de ensaios centrífugos em termos de acelerações horizontais máximas. Em vários casos houve uma concordância desde muito boa a satisfatória e razoável entre os resultados experimentais e numéricos (erro relativo menor do que 25%), notadamente em maiores profundidades e no centro no container da centrífuga, sendo que por vezes diferentes sensores apresentaram malfuncionamento nos ensaios. No entanto, de modo geral, ocorreram discrepâncias significativas para os acelerômetros posicionados próximos à superfície livre dos modelos reduzidos de cânions submersos em forma de “V”, com as simulações subestimando a resposta sísmica do solo em profundidades mais rasas. Tais diferenças podem ter sido causadas pela interação dinâmica entre o solo, o container e o atuador nos experimentos, além de uma provável alteração ou heterogeneidade na rigidez do solo mais superficial, ou perda de rigidez ao longo da profundidade pela aplicação sequencial de movimentos de entrada com amplitudes progressivamente crescentes, causando mudanças nas condições de contorno iniciais para as análises numéricas.

Um dos mecanismos mais frequentes de disparo de deslizamentos em taludes submarinos estão os efeitos dinâmicos de sismos, que podem perturbar o equilíbrio existente. Dependendo de quão baixos sejam os fatores de segurança contra a ruptura, até mesmo uma pequena atividade sísmica pode ser relevante como ameaça para a segurança dos taludes. Os riscos relacionados a deslizamentos variam desde a destruição de infraestruturas de produção e escoamento de petróleo *offshore*, até o colapso de construções costeiras e a geração de *tsunamis*.

Tendo isso em vista, foi adotada uma metodologia regional de análise de estabilidade de taludes submarinos combinada com o mecanismo de disparo sísmico para identificar áreas susceptíveis à ruptura planar superficial. Esta abordagem fornece uma

maneira consistente e robusta para quantificar o risco que estruturas submarinas estarão sujeitas durante a vida útil prevista para projetos de desenvolvimento da produção e escoamento de óleo e/ou gás em águas profundas. Fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos foram mapeados para facilitar a identificação em escala de campo de áreas susceptíveis à ruptura de talude.

9.2. APLICABILIDADE DOS MAPAS DE ZONEAMENTO

O risco é uma parte inerente em projetos de desenvolvimento de campos *offshore*. Os investimentos para encontrar e desenvolver a produção de tais áreas são muito altos, e isso aumenta grandemente a parcela das consequências econômicas do aspecto do risco vinculado à deslizamentos no ambiente da margem continental. Entretanto, a partir do momento em que se definem áreas com maior ou menor potencial de sofrer a ação de fenômenos de amplificação sísmica e de movimentos de massa, os mapas de estabilidade de taludes gerados poderão servir como instrumentos para a gestão de riscos.

Os mapas resultantes de fatores de segurança têm uma influência direta na fase de projeto conceitual e preliminar do *layout* de projetos de desenvolvimento de campos de petróleo em águas profundas/ultraprofundas. Eles poderão ser aplicados no planejamento e na proposição de distâncias de afastamento seguras para arranjos de unidades flutuantes de produção, armazenamento e transferência de petróleo, no traçado de rotas de dutos de coleta e de exportação, e auxiliar no projeto resistente de estruturas contra o impacto de deslizamentos (p.ex., fundações, poços, manifolds, etc.), caso necessário. O objetivo dos mapas é orientar o planejamento racional de infraestruturas antes da instalação, de modo que os planos de desenvolvimento não sejam expostos a ameaças geológicas desnecessárias e com potencial para serem evitadas. Isso levará à escolha de locações mais seguras para as facilidades.

Em casos onde a ameaça de ruptura de taludes não possa ser evitada devido à outras necessidades do projeto, os mapas regionais de fatores de segurança considerando os efeitos do solo poderão se constituir em um guia para auxiliar na definição de levantamentos sísmicos de alta-resolução, bem como para planejar programas de amostragem de sedimentos em campanhas de investigação geológico-geotécnicas de

campo e em avaliações de estabilidade de taludes em caráter local, fazendo uso de seções geológicas transversais detalhadas.

9.3. RECOMENDAÇÕES

A estabilidade de taludes precisa ser avaliada no momento adequado no ciclo de projeto. Isso permitirá que as equipes de engenheiros de facilidades, perfuração e subsuperfície possam planejar a locação de poços e o arranjo submarino, bem como traçar rotas de dutos, para evitar ou mitigar contra deslizamentos onde necessário.

Apesar de se julgar que os resultados das análises sejam preliminares, recomenda-se que o posicionamento de estruturas em áreas mapeadas como críticas quanto à estabilidade seja verificado pela coleta de dados de campo e análises adicionais. Tais áreas podem servir como um guia para o planejamento de investigações de detalhe.

Ressalta-se, então, a importância de se compreenderem as condições de tensão *in situ*, por meio da medição direta de poro-pressões. Isto é vital para qualquer avaliação de estabilidade de taludes submarinos. Como um parâmetro fundamental em análises geotécnicas, a poro-pressão deve ser medida sempre que possível em vez de se adotarem hipóteses sobre sua distribuição. Particularmente, porque a hipótese de poro-pressão hidrostática é conservadora, caso existam excessos de poro-pressão no local.

No entanto, o monitoramento de longo prazo com piezômetros para medir o regime de poro-pressão ainda é uma tarefa complexa e dispendiosa, com experiência bastante limitada na indústria do petróleo, e que carece de melhorias tanto em termos de equipamento quanto de métodos de instalação. Em função disso, podem-se considerar ensaios de dissipação de piezocone penetrometro para permitir uma avaliação da poro-pressão *in situ* em profundidades críticas selecionadas ao longo de furos de sondagem.

Uma análise realista de estabilidade dinâmica, considerando a sismicidade específica local, requererá dados sismológicos e de comportamento do solo hoje inexistentes. O lançamento de sismômetros de fundo oceânico se constitui em uma das condições necessárias para a condução desse tipo de estudo.

Quanto às propriedades dinâmicas do solo, além de investigações de campo para medição de velocidade de onda cisalhante, ensaios de cisalhamento simples diretos cíclicos com deformação controlada ou triaxiais cíclicos poderão ser executados em

amostras indeformadas de sedimentos provenientes de vários estratos. Ensaios de coluna ressonante auxiliarão na construção de curvas de degradação do módulo de cisalhamento e de razão de amortecimento específicas para o solo local.

Caso se deseje oportunamente complementar este estudo, recomenda-se a obtenção e a integração de novas informações geológicas, sedimentológicas, físicas e geotécnicas de sondagens a serem executadas em campanhas de investigação futuras, bem como valores de resistência dinâmica ao cisalhamento obtidos em laboratório.

Na área de interesse, deslizamentos rotacionais profundos podem ser esperados na zona de quebra da Plataforma Continental, como também em alguns taludes íngremes. Portanto, serão necessárias análises mais sofisticadas de estabilidade de taludes ao longo de perfis geológicos representativos e detalhados para avaliar superfícies de ruptura profundas (rotacionais ou de geometria qualquer), ao longo de taludes críticos que foram identificados pelo mapeamento preliminar.

Finalmente, sugere-se dar atenção especial à extensão espacial de deslizamentos previstos e suas consequências em nível regional. Recomenda-se que a análise das condições de resistência do solo e de estabilidade do fundo marinho não se limite à cenários de ruptura que foquem apenas na área do projeto, mas que também leve em conta o interesse de terceiros em áreas vizinhas e a possibilidade de ocorrência de movimentos de massa ao longo da zona de quebra da Plataforma Continental.

9.4. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

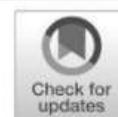
A previsão da influência de topografias reais na resposta sísmica de taludes submarinos depende da resolução da informação batimétrica regional. Pequenas mudanças na representação geométrica do terreno podem levar à grandes oscilações de amplitude de aceleração na superfície. Sabe-se que Modelos Digitais de Elevação (MDE's) de resolução mais grosseira levam, em geral, à uma suavização das feições do terreno e, particularmente, ao nivelamento daquelas mais íngremes. Feições de terreno menores ou iguais à resolução espacial do *MDE* não podem ser diferenciadas e, por isso, a resposta sísmica prevista nestes locais não será realista. Assim, um tópico para pesquisas futuras seria avaliar a resposta sísmica a partir de batimetrias obtidas de levantamentos com diferentes resoluções espaciais. Com isso, poder-se-á quantificar o impacto da fonte

de dados e respectiva resolução do Modelo Digital de Elevação, tanto na modelagem do terreno quanto na amplificação da resposta sísmica prevista na superfície do piso marinho.

Logicamente, os efeitos das condições geotécnicas, estratigráficas e morfológicas na Aceleração de Pico do Piso e no espectro de resposta, dependem fortemente das características do movimento sísmico de entrada aplicado nas análises. Para verificar a influência da entrada sísmica, poderão ser considerados outros conjuntos de históricos de aceleração, ajustados ao espectro de resposta-alvo proveniente de estudo probabilístico de ameaça sísmica (que define o Espectro de Resposta de Ameaça Uniforme), para diferentes períodos de retorno. E caso seja de interesse a aplicação de excitações sísmicas fortes em investigações futuras, recomenda-se empregar um código comercial de elementos finitos que tenha implementado um modelo constitutivo não-linear para o solo.

É encorajada a adoção de uma esquematização geométrica 3-D ao estudar áreas propensas à ruptura sísmica de taludes, especialmente para o projeto de estruturas críticas. Esta poderá ser mais adequada devido à presença de áreas de talvegue e intercânions. Grandes áreas inevitavelmente exigirão a definição de inúmeras seções transversais, enquanto que um único modelo numérico 3-D, porém significativamente mais complexo, permitirá analisar toda a área. Mas vale destacar que a avaliação de efeitos sísmicos ao longo de topografias reais requer análises que têm inevitavelmente, um custo computacional muito elevado. Mas apesar de sua maior complexidade, recomenda-se a aplicação de uma abordagem 3-D, que também servirá para a comparação de resultados.

Ainda, análises determinísticas de estabilidade de taludes como as aqui realizadas são inevitavelmente influenciadas pelo julgamento do Engenheiro, e não expressam mais que do um só dado (fator de segurança FS). Isso dificulta a análise sobre qual variável pode influenciar mais nas condições de estabilidade. Os métodos probabilísticos de análise de estabilidade de taludes permitem superar os problemas encontrados em métodos determinísticos. Além do valor de FS , a estimativa da probabilidade de ruptura é muito útil. Em função disso, pode-se considerar a implementação de análises mais avançadas de estabilidade de taludes em um Sistema de Informações Geográficas, mediante a aplicação de métodos probabilísticos para permitir uma melhor avaliação quanto à estabilidade do piso marinho.



Seismicity and seismic hazard in the continental margin of southeastern Brazil

Ricardo Garske Borges · Marcelo Sousa de Assumpção · Maria Cascão Ferreira de Almeida · Márcio de Souza Soares de Almeida

Received: 1 February 2019 / Accepted: 30 June 2020 / Published online: 5 July 2020
© Springer Nature B.V. 2020

Abstract Although seismic activity in Brazil is low to moderate, some earthquakes with damage potential occurred in the past. Engineering structures located along the coast and those installed in deep waters need to comply with safety requirements. In addition, there is a need to address the public interest regarding the effects of seismically-induced landslides. Therefore, a probabilistic seismic hazard assessment was carried out for the

offshore south/southeast regions of Brazil, in order to estimate potential levels of ground motion. A historical and recent instrumental seismicity catalog for this region has been compiled. A stochastic attenuation relation with different seismic source models and recurrence parameters was used in a hazard analysis with the CRI-SIS 2012 software. To capture the epistemic and aleatoric uncertainties in the hazard calculations, a logic tree approach was adopted, considering different seismic zone models, seismic activity parameters, and scaling factors in the Ground Motion Prediction Equation. It was verified that the Peak Ground Accelerations are mostly less than 2.0% g in the continental portion of the region (for 10% exceedance probability in 50 years). At a particular point of interest located offshore in the continental slope of the study area, the seismic hazard is also low, with the maximum acceleration for the probability of exceedance of 10% and 2% in 50 years reaching mean values of 3.2% and 19.1% g, respectively, for very hard rock conditions.

Electronic supplementary material The online version of this article (<https://doi.org/10.1007/s10950-020-09941-4>) contains supplementary material, which is available to authorized users.

R. G. Borges
Petrobras Research and Development Center,
Rio de Janeiro, Brazil

R. G. Borges
Leopoldo Américo Miguez de Mello Research and Development Center (Petrobras/CENPES), Cidade Universitária, 950 Horácio Macedo Ave., Rio de Janeiro, Rio de Janeiro 21941-915, Brazil
e-mail: ricardogarskeborges@gmail.com

M. S. de Assumpção
Institute of Astronomy, Geophysics and Atmospheric Sciences,
University of São Paulo, São Paulo, Brazil
e-mail: marcelo@iag.usp.br

M. C. F. de Almeida
Polytechnic School of Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil
e-mail: mariacasciao@poli.ufrj.br

M. d. Almeida
COPPE, Graduate School of Engineering, Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil
e-mail: almeida@coc.ufrj.br

Keywords Brazil · Disaggregation analysis · Hazard analysis · Peak Ground Acceleration · Probabilistic seismic hazard · Seismicity

1 Introduction

Brazil is not a country usually associated with earthquakes in the minds of the general public. Nevertheless, moderate seismicity in the oceanic portion of its Southeast region (magnitude 5 every 10–30 years, and potential

occurrences of magnitude up to ~ 7) constitutes a hazard to the design of sensitive facilities, such as petrochemical and nuclear power plants, offshore hydrocarbon exploitation structures, and LNG terminals. As a result, recent years have seen a major effort by universities and national research institutions to improve the earthquake instrumental monitoring, to research and review the historical seismicity, as well as to update seismic hazard estimates.

The process of predicting ground motions at a given site, called seismic hazard analysis, can be conducted using deterministic and probabilistic approaches. In a Deterministic Seismic Hazard Analysis, the hazard is estimated for a specified earthquake magnitude, assuming that it will occur at a given source-to-site distance (e.g., Reiter 1990; Anderson 1997; Krinitzsky 2002; Hayashi and Yashiro 2019). However, a single earthquake scenario is not able to provide a true picture of the seismic hazard at a site, since various combinations of magnitude and distance contribute most significantly to different frequency bands.

On the other hand, Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) estimates the probabilities of different ground motion levels caused by earthquakes being exceeded at a given site in a given future time period. This type of analysis collectively considers the contribution of all potential sources of earthquakes. The

uncertainties associated with the occurrence and effects of earthquakes with potential damage are taken into account, and the probability of exceedance of specified ground motions is calculated. A detailed review on PSHA is given by Reiter (1990), Kramer (1996), Thenhaus and Campbell (2003), and McGuire (2004).

This paper presents an overview of the seismicity and the results of a probabilistic seismic hazard analysis carried out in the continental margin of the Southeast Region of Brazil, more specifically in the Campos Basin Continental Slope, offshore the State of Rio de Janeiro (Fig. 1). It also presents the calculated probability of exceedance of varying levels of horizontal peak ground and spectral accelerations, in addition to uniform hazard response spectra and a hazard disaggregation analysis. This analysis is necessary for a better estimate of submarine landslide potential in the continental slope, where many important oil industry infrastructures are located.

2 Seismotectonic context

The continental margin of southeastern Brazil is currently subjected to predominantly horizontal compressional stresses (Assumpção 1998a; Cobbold et al.

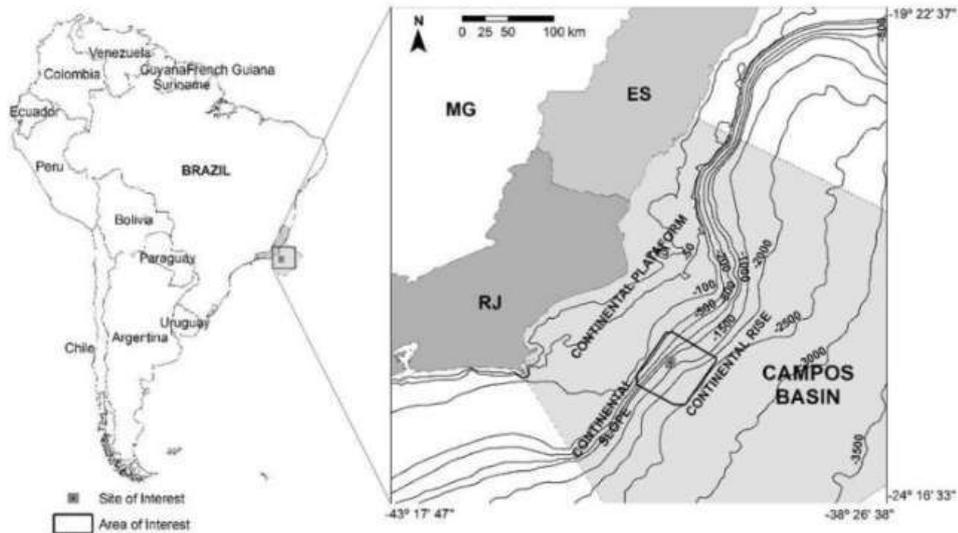


Fig. 1 Location of a site of interest (dark square) at the continental slope of the Campos Basin (shaded area) for seismic hazard analysis

2001). In Brazil, low magnitude crustal earthquakes are scattered over most of the continental areas, with a large concentration in the southeast (Fig. 2). Offshore, earthquakes occur along the continental margin (especially along the continental slope), with a possible concentration near the Cabo Frio transfer zone, perhaps as a result of its reactivation.

Based on focal mechanisms and in situ measurements (breakout data and overcoring), the major horizontal compressional stress presents an average regional east-west trend (Assumpção 1998a, b; Riccomini and Assumpção 1999; Assumpção et al. 2016). Onshore in the Southeast, strike-slip faulting seems to be dominant and thrust faults are secondary (Assumpção 1998b; Assumpção et al. 2016). The focal mechanisms of four events offshore southeastern Brazil indicated oblique thrust or pure thrust (Assumpção 1998a). The hypocenters are at depths of 8 to 18 km in the pre-rift basement, and the main compression occurs approximately in the east-west direction, but the uncertainties in this direction are very large (Assumpção 1998a). According to Assumpção (1998a) and Assumpção et al. (2011), the horizontal compressional stresses could be attributed to a combination of (a) ridge push; (b) lateral density variations between continental and oceanic lithospheres; and (c) flexural forces below the thick sedimentary sequences.

For the Campos Basin sedimentary sequences, additional information comes from leak-off tests. The inferred stress regime varies as a function of the depth below the seafloor: extensional at depths shallower than 1500 m; to transensional, for intermediate depths, between 1500 and 3500 m; and strike-slip, for depths greater than 3500 m (Lima Neto and Beneduzi 1998). The shallow extensional regime is probably due to gravitational sliding above Aptian salt, while deep horizontal compression is probably transmitted upward from the rock basement.

3 Data and data analysis

3.1 Earthquake catalog

Brazilian intraplate crustal seismicity data (historical and recent instrumental seismicity) were compiled through the earthquake catalog provided by the Seismology Center of the Institute of Astronomy,

Geophysics and Atmospheric Sciences of the University of São Paulo (IAG/USP).

The Brazilian earthquake catalog is a compilation of data from various sources. For events from the time of colonization (1560) to 1981, the epicenters are provided by Berrocal et al. (1984), which is a comprehensive compilation of historical and instrumental records based on the bibliography of the time and on research conducted mainly by the University of São Paulo (USP) and University of Brasília (UnB). From 1982 to 1995, the information comes from the annual bulletins published by the Brazilian Journal of Geophysics (v.1 n.2 to v.14 n.1). Since 1995, the catalog is maintained mainly by the University of São Paulo under the same cooperation network, in addition to UNESP (São Paulo State University) and IPT (São Paulo Technological Research Institute). Details on the earthquake catalog can be found in Bianchi et al. (2018).

3.1.1 Epicenters

Figure 2 shows all crustal events in Brazil and neighboring areas with data from the earthquake catalog covering the period from November 1720 to December 2019. This figure does not include events deeper than 50 km in the Brazil-Peru border (such as earthquakes in the Nazca slab related to Andes tectonics), earthquakes in the Mid-Atlantic Ridge, doubtful events (wrong date or non-tectonic earthquakes, such as probable explosions), and those events suspected to be wrong (identified in the catalog with epicentral uncertainty greater than 100 km).

In Southeast Brazil, Fig. 2 shows a clear concentration of epicenters in the Campos, Santos, and Pelotas basins, roughly along the Continental Slope (i.e., the area of the seafloor with the steepest slope, approximately between the water depths of -200 m and -2000 m), where the largest sediment thicknesses are expected.

3.1.2 Homogenization of magnitudes

In the Brazilian catalog, magnitudes are calculated as body wave magnitude for teleseismic distances, m_b , or the equivalent Brazilian regional magnitude, m_R (Assumpção 1983), for distances from 200 to 2000 km. For historical events listed in Berrocal et al. (1984), magnitudes are estimated from macro-seismic data (total felt area or maximum intensity), using the empirical relationship of Assumpção et al. (2014).

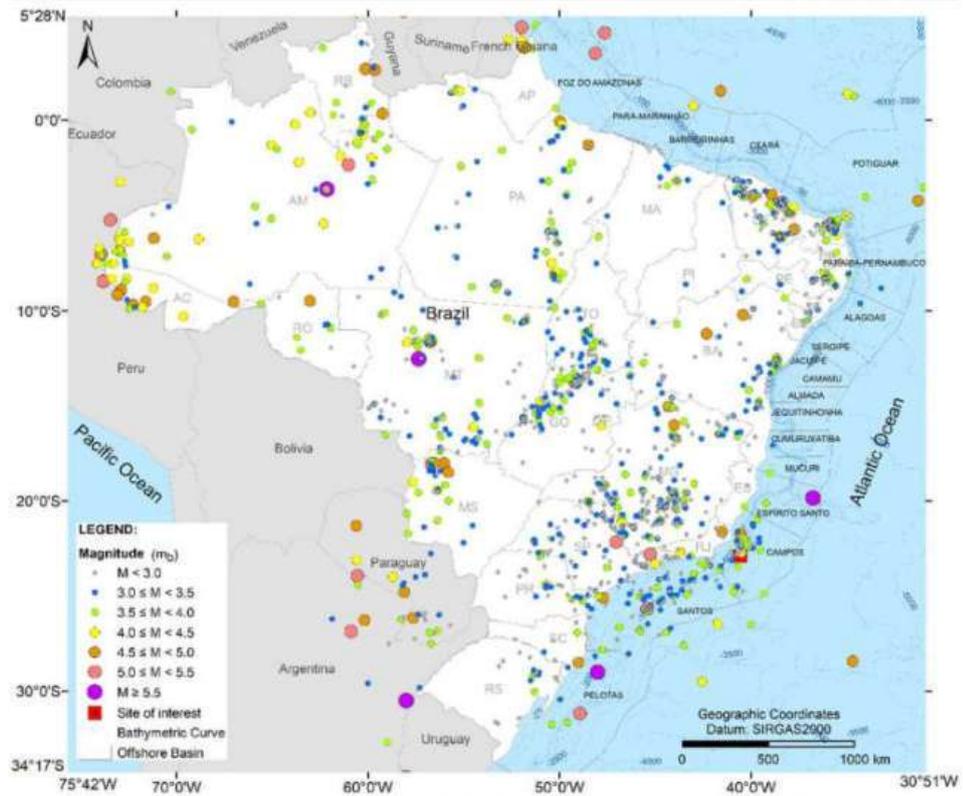


Fig. 2 Historical and instrumental seismic activity from 1720 to 2019 taken from the Brazilian Seismic Bulletin (Bianchi et al. 2018) updated to 2019

For the seismic hazard calculation, all magnitudes have been converted to the moment magnitude M_W (Hanks and Kanamori 1979). Equation 1 shows the conversion of m_b or m_R scales to moment magnitude M_W . For this empirical relationship, M_W values, compiled from the literature, have been calculated by waveform moment-tensor inversions or by low-frequency spectral amplitudes. Ciardelli and Assumpção (2019) show the table of compiled magnitudes.

$$M_W(m) = 1.121m - 0.76 \text{ (standard deviation} = 0.3) \quad (1)$$

where m is m_b or m_R .

Figure 3 illustrates the conversion of m_b and m_R scales to moment magnitude M_W . Given the standard deviation of 0.3 magnitude units, Eq. 1 is roughly

consistent with the previous relation determined by Almeida et al. (2019).

3.1.3 Declustering

Precursors and aftershocks have been removed, so that only the mainshocks are used for the seismic hazard calculation. The catalog was declustered by the most commonly used method (Reasenber 1985), where clusters of events were identified and the foreshocks and aftershocks removed. The Reasenber method sums the energies of clustered events and transforms them into an “equivalent magnitude.” For our study region (SE and Southern Brazil, Fig. 4) the original catalog had 771 events with $m_b \geq 2.5$. The declustering process

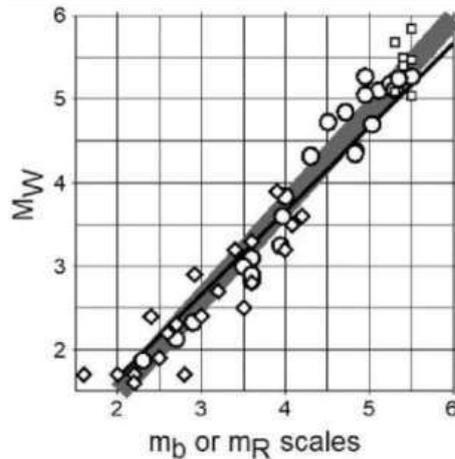


Fig. 3 Relation between moment magnitude M_w and P wave magnitude m_b or m_R . Circles are M_w calculated from moment-tensor inversion; diamonds from low-frequency spectral amplitudes; small squares are intraplate earthquakes from the sub-Andean region. Thick gray line is the best fitting relation (Eq. 1: $M_w = 1.121 \cdot m_b - 0.76$); the thin black line is the relation used by Almeida et al. (2019): $M_w = m_b - 0.34$

removed 97 events from 40 different swarms or sequences. Earthquakes offshore SE Brazil very rarely have any precursors and aftershocks (only six events from five groups were removed from the continental shelf), so that declustering has little effect in the hazard calculation for the continental shelf.

3.2 Seismic source-zones

3.2.1 Source models

Southeastern Brazil is located in a stable intraplate setting characterized by low rates of tectonic deformation, where the seismic activity is spatially diffuse (Berrocal et al. 1993; Almeida et al. 2019). This makes it impossible to identify active faults and other tectonic features as seismogenic sources, even assuming that earthquakes of tectonic origin in this region could be associated with the reactivation of old faults or new emerging faults. In addition, most epicenters determined with the regional seismographic network have relatively large errors (of the order of ~ 10 km or more onshore, and 20–100 km offshore; Assumpção 1998a; Neves et al. 2018), due to the low density of stations

and the lack of appropriate crustal structure models. Consequently, it is not possible to correlate individual epicenters with tectonic features. Then, this diffuse seismicity has been modeled by the classical approach of spatial source-zones (Kramer 1996).

3.2.2 Source-zone geometries

One of the largest uncertainties in the seismic hazard calculation is the definition of the seismic sources, especially in intraplate regions. The usual lack of correlation between epicenters and geological/geophysical features allows different interpretation of seismic zones. For this reason, different models must be considered, as epistemic uncertainties, and included in the logic tree.

Magnitude statistics in the oceanic area (Assumpção et al. 2011) indicated that earthquakes larger than 5.0 m_b occur on average every 20–25 years. The largest earthquake in this zone occurred on March 03, 1955. It had a magnitude of 6.1 M_w with epicenter around 400 km offshore (near the coordinates latitude 19.84° and longitude 36.75°; Fig. 4). It was felt onshore in the city of Vitória with an intensity V MMI, having also been felt in small towns in the State of Espírito Santo.

As stated before, there is reasonable evidence that earthquakes offshore tend to concentrate roughly along the continental slope (Assumpção 1998a; Assumpção et al. 2011). However, the exact limits of this more active area are not well-known. Therefore, three models of seismic zones have been considered (Fig. 4). Model 1 has a wider polygon centered along the continental slope, encompassing most of the known offshore epicenters, as proposed by Assumpção et al. (2011). In model 2, a narrower seismic source-zone was used, concentrating the activity along the continental slope of the Campos, Santos, and Pelotas basins. This model maximizes the hazard in that area. Both models 1 and 2 have a seismic zone in the continent and another oceanic zone further to the east. Model 3 considers the possibility that the earthquakes are randomly distributed all over the SE Region, both onshore and offshore, that is, the epicenter distribution observed in the last few tens of years are no guarantee of the future seismicity pattern. In the logic tree, models 1 and 2 are regarded as more likely, and each one has a weight of 40%. Model 3, considered less likely, is given a lower weight of 20%.

In the continental portion of the Southeast Region, the largest event occurred near the city of Mogi Guaçu in the State of São Paulo, on January 27, 1922 (latitude

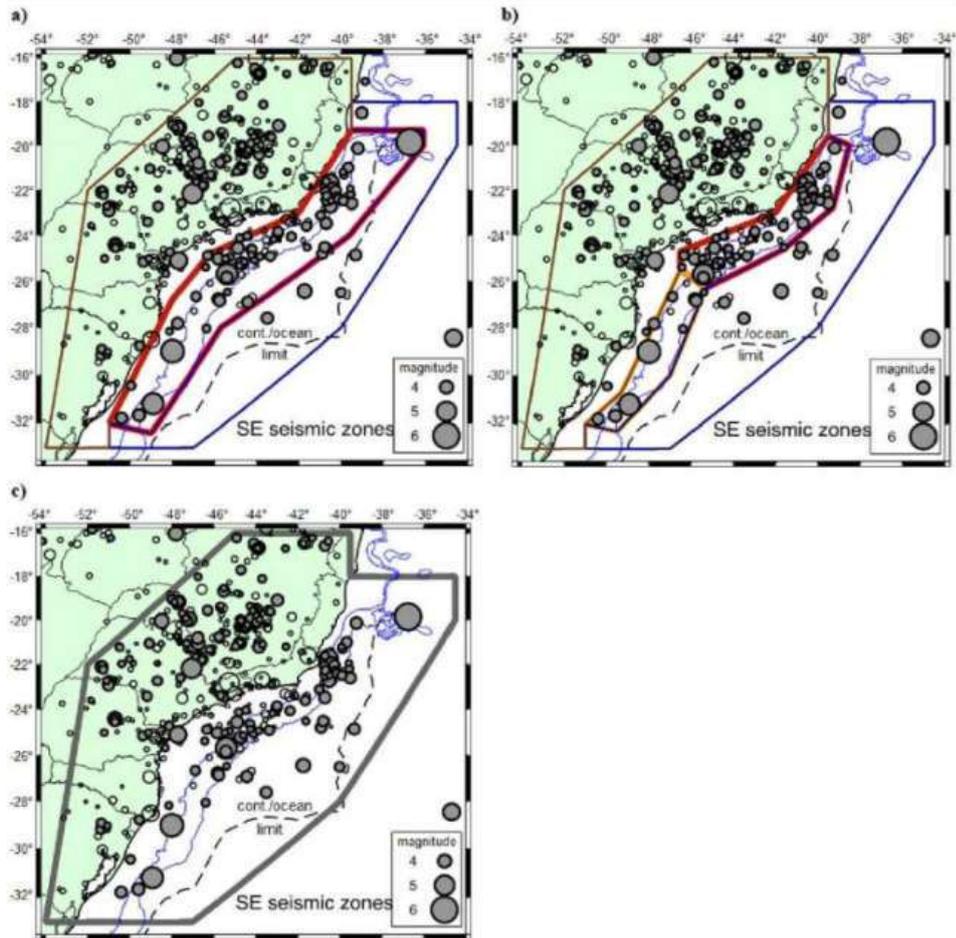


Fig. 4 Three models of seismic zones. Blue solid lines in the ocean are the 200 m and 2000 m bathymetry denoting the continental shelf; black dashed line is the limit between continental/oceanic crust. Circles are epicenters of the Brazilian catalog; gray-shaded circles are the ones that meet the completeness criteria for the continental shelf. Thin lines in the continent are states boundaries. **a** Model 1 using a single seismic zone for the continental shelf (red polygon), following Assumpção et al. (2011). **b** Model 2 concentrates the seismic activity along two narrower zones in the

continental slope, one in Campos and Santos basins (red zone), and another in Pelotas Basin (orange zone). In models 1 and 2, a uniform zone in the continent (brown polygon) is assumed. An oceanic zone further from the coast with low activity (blue polygon) is used to complete the hazard calculation along the continental shelf. **c** Model 3 with uniform activity in the whole region, i.e., assuming the past concentration of activity along the continental shelf may not represent the future trend

22.17° and longitude 47.04°; Fig. 4), with a magnitude of 5.0 M_W , intensity up to VI MMI, and a felt area of $250 \times 10^3 \text{ km}^2$ (Assumpção et al. 1979; Berrocal et al.

1984). Seismicity in the continental area is not uniform (as seen in Fig. 2); seismicity is higher in Southern Minas Gerais State, and lower along the Serra do Mar

coastal ranges (e.g., Almeida et al. 2019). However, the main purpose of this paper is to determine the seismic hazard in the Campos and Santos basins, for which distant seismic zones in the continent have little influence. For this reason, it was considered a single large continental zone in models 1 and 2.

3.2.3 Completeness periods

The completeness of the Brazilian seismicity data has a clear dependence on space and time. Population density, previously concentrated along the coast, has increased in other regions of the country. The number and quality of seismographic stations have increased over time, but the number of temporary stations has oscillated. This has changed recently since Brazil installed its permanent seismographic network (Pirchiner et al. 2011; Bianchi et al. 2018). The number of earthquakes offshore is not large enough for statistically robust results of completeness periods with the method of Stepp (1972). For this reason, the completeness levels of Almeida et al. (2019) for the continental and oceanic source-zones were used.

Almeida et al. (2019) presented a Probabilistic Seismic Hazard Analysis for the site of the Almirante Álvaro Alberto Nuclear Power Plant (CNAAA), formed by the Angra 1, Angra 2, and Angra 3 nuclear power plants (Angra 3 under construction), near the city of Angra dos Reis, on the southern coast of the State of Rio de Janeiro, in the Southeast Region of Brazil.

Completeness ranges for different magnitude levels were estimated by Almeida et al. (2019) for the continental and oceanic areas of the Southeast Region, based on the history of population growth and the installation of seismographic stations, together with plots of cumulative number of events over time. Their results, as presented in Table 1, have been adopted in this work.

Table 1 Magnitude completeness levels estimated by Almeida et al. (2019)

Magnitude		Year	
m_b	M_W	Continental area	Oceanic area
3.0	2.60	1972	1992
3.5	3.16	1962	1980
4.0	3.72	1910	1968
4.5	4.28	1890	1940
5.0	4.84	1860	1900

Figure 5 shows an example of the evolution of earthquake catalog over time and the completeness levels for the offshore continental shelf seismic zone of the model 1.

3.2.4 Magnitude recurrence parameters

To estimate the a and b values of the magnitude-frequency relationship, Weichert's (1980) maximum likelihood method was used, which takes into account completeness threshold magnitudes varying with time (as in Table 1). Figure 5 b shows the result for the continental shelf seismic zone of model 1. The declustered catalog with events from 1860 to 2019 was used. For the maximum magnitude, the same limits as Almeida et al. (2019) were used: $7.5 M_W$ for the oceanic areas, and $7.0 M_W$ for the continent. Large variations in b value can occur due to uncertainties in the completeness levels as well as due to low number of earthquakes preventing robust statistical results. For this reason, in addition to the calculated b value, the scenario with a fixed b value of 1.0 was also considered for all seismic sources. The level of the $b = 1.0$ line was set using the same activity rate (expected number of events above the magnitude threshold) as given by the maximum likelihood method. This fixed b alternative is also shown in Fig. 5b and added in the logic tree.

For the continental source-zone of model 1, Fig. 6a compares the earthquake time evolution and the completeness periods of Almeida et al. (2019). The two estimates of the magnitude-frequency relation Weichert's (1980) maximum likelihood, and fixed b value are shown in Fig. 6b.

For some oceanic seismic zones, where very few earthquakes are known, estimates of the frequency-magnitude relation can be very unstable. For example, in the Pelotas seismic zone (Model 2), the Weichert method gives $b = 0.601 \pm 0.20$, as seen in Fig. 7 and Table 2. In this case, a lower weight (30%) was used for this low b value in the logic tree and a higher weight (70%) for the branch with fixed $b = 1.0$.

Maps and frequency-magnitude plots for all seismic zones for the three models are presented in the [Supplementary Material](#).

Table 2 summarizes the Gutenberg-Richter magnitude-frequency parameters for the continental and oceanic source-zones of the three models, calculated with the maximum likelihood method (Weichert 1980) and the fixed b value. For the hazard

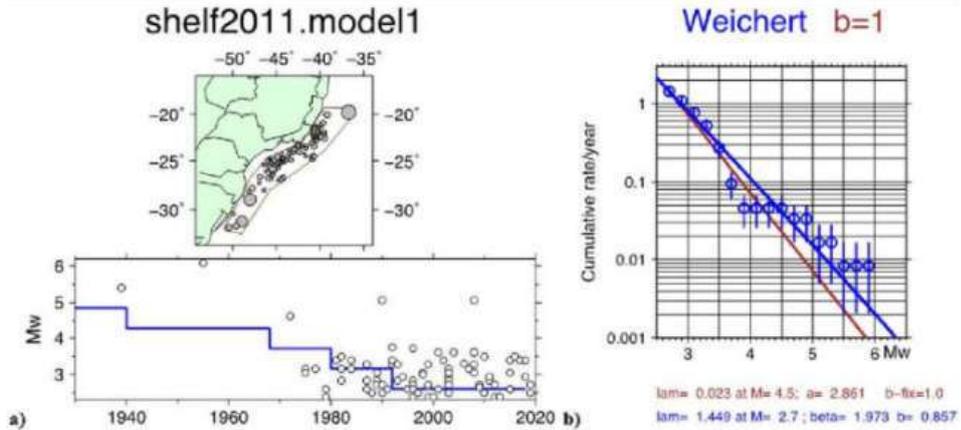


Fig. 5 **a** Evolution of the catalog magnitudes for the continental shelf seismic zone of model 1. The solid blue line indicates the magnitude completeness levels of Table 1. **b** Gutenberg-Richter cumulative magnitude-frequency relation estimated with the

Weichert method (blue line) and a fixed slope $b=1$ (red line). Only the magnitudes above the blue line in **a** are used in the G-R relation in **b**

calculation, the truncated Gutenberg-Richter relation was used with the same maximum magnitudes as Almeida et al. (2019): $7.5 M_W$ for the oceanic zones and $7.0 M_W$ for the continental region, with an uncertainty of ± 0.2 magnitude units. The minimum magnitude used for the G-R relation (column “Mo(GR)”) was chosen based on estimates of completeness levels (Table 1) and, also, on a few trials to improve the fit to the observed cumulative rates.

4 Ground motion prediction equation

One of the main challenges in assessing the seismic hazard in Brazil is the use of a proper ground motion attenuation equation. The absence of ground motion records from large magnitude earthquakes makes it impossible to develop an empirical prediction equation for Brazil. As a result, attenuation relationships developed for other stable continental regions that

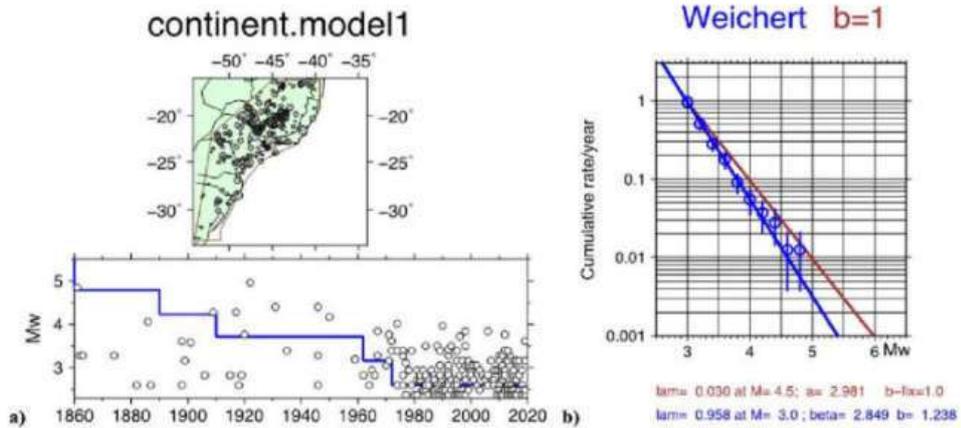


Fig. 6 **a** Evolution of the catalog magnitudes for the continental seismic zone of model 1. **b** G-R relation. Legend as in Fig. 5

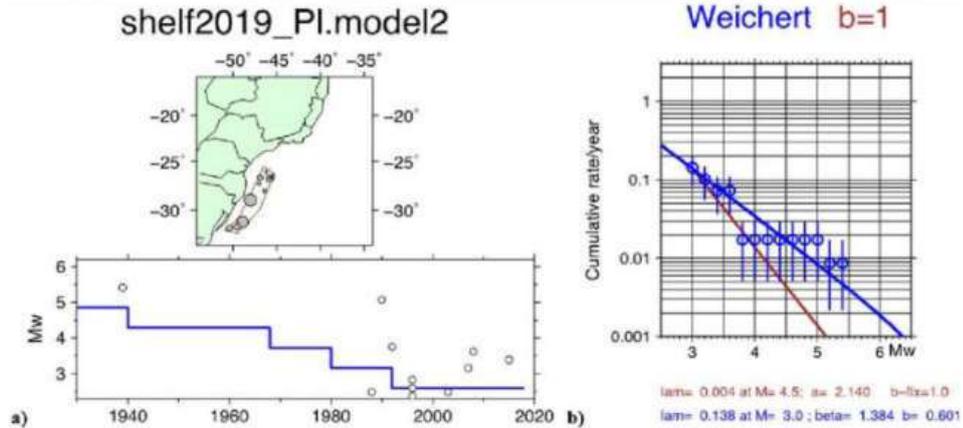


Fig. 7 a Evolution of the catalog magnitudes for the “Pelotas Basin” seismic zone of Model 2. b G-R relation. Legend as in Fig. 5

share the main seismic attenuation characteristics of the Brazilian lithosphere have been used. In previous studies done in the Southeast Region of Brazil, Almeida (1997) compared a number of such attenuation laws and suggested the use of the equation proposed by Toro et al. (1997).

In the present work, the authors chose the widely used Ground Motion Prediction Equation (GMPE) from Toro et al. (1997) and Toro (2002), valid for very hard rock conditions. This GMPE is a stochastic point-source model adjusted for the stable continental region in central and eastern North America. It has been

Table 2 Parameters of the Frequency-Magnitude relations for all seismic zones of the three seismic source models. Column “Mo(GR)” is the minimum magnitude used to derive the G-R relation. Column “λ(Mo)” shows the λ parameter in the fit of the

Weichert’s maximum likelihood method (which is the cumulative number of events above Mo); column “λ(4.5)” is the annual cumulative rate of earthquakes above magnitude 4.5 as used in the hazard calculations. Uncertainties are one standard deviation

	Method	Mo(GR)	λ(Mo)	β	λ(4.5)	a value	b value	
Model 1	Cont-shelf	Weichert	2.7	1.45 ± 0.17	1.97 ± 0.21	0.042 ± 0.016	2.48 ± 0.24	0.86 ± 0.09
		b = 1.0	2.7	1.45 ± 0.17	2.303	0.023 ± 0.003	2.86 ± 0.05	1.00
	Continent	Weichert	3.0	0.96 ± 0.13	2.85 ± 0.30	0.013 ± 0.006	3.69 ± 0.40	1.24 ± 0.13
		b = 1.0	3.0	0.96 ± 0.13	2.303	0.030 ± 0.004	2.98 ± 0.06	1.00
	Ocean-far	Weichert	3.0	0.13 ± 0.16	2.18 ± 0.77	0.005 ± 0.006	1.94 ± 1.00	0.95 ± 0.33
		b = 1.0	3.0	0.13 ± 0.16	2.303	0.004 ± 0.005	2.10 ± 0.55	1.00
Model 2	Campos-Santos	Weichert	2.7	1.21 ± 0.18	2.40 ± 0.30	0.016 ± 0.009	2.90 ± 0.35	1.04 ± 0.13
		b = 1.0	2.7	1.21 ± 0.18	2.303	0.019 ± 0.003	2.78 ± 0.06	1.00
	Pelotas	Weichert	3.0	0.14 ± 0.15	1.38 ± 0.46	0.017 ± 0.019	0.94 ± 0.60	0.60 ± 0.20
		b = 1.0	3.0	0.14 ± 0.15	2.303	0.004 ± 0.005	2.14 ± 0.48	1.00
	Continent	Weichert	3.0	0.96 ± 0.13	2.83 ± 0.30	0.014 ± 0.006	3.67 ± 0.39	1.23 ± 0.13
		b = 1.0	3.0	0.96 ± 0.13	2.303	0.030 ± 0.004	2.98 ± 0.06	1.00
	Ocean-far	Weichert	3.0	0.21 ± 0.15	1.78 ± 0.46	0.015 ± 0.011	1.64 ± 0.61	0.77 ± 0.20
		b = 1.0	3.0	0.21 ± 0.15	2.303	0.007 ± 0.005	2.32 ± 0.32	1.00
Model 3	Continent + ocean	Weichert	3.4	0.64 ± 0.14	2.30 ± 0.33	0.051 ± 0.018	3.21 ± 0.49	1.00 ± 0.14
		b = 1.0	3.4	0.64 ± 0.14	2.303	0.051 ± 0.011	3.20 ± 0.10	1.00

considered to be tectonically appropriate due to the similar characteristics of low attenuation in intraplate settings such as Brazil.

The model is parameterized in terms of moment magnitude and uses the distance criteria from Joyner and Boore (1981). Equation 2 presents the functional form of the predictive equation from Toro et al. (1997),

$$\ln(Y) = C_1 + C_2(M-6) + C_3(M-6)^2 - C_4 \ln(R_M) - (C_5 - C_4) \max \left[\ln \left(\frac{R_M}{100} \right), 0 \right] - C_6 R_M + \varepsilon_e + \varepsilon_a \quad (2)$$

where

$$R_M = \sqrt{R_{jb}^2 + C_7^2} \quad (3)$$

In Eq. 2, Y is the spectral acceleration or Peak Ground Acceleration in g units, where the valid spectral period range is up to 2 s. M can be either the Lg wave magnitude (M_{Lg}), which is compatible with m_b and m_R magnitude scales, or the moment magnitude M_W . ε_e is the epistemic uncertainty, and ε_a is the aleatory variability. In Eq. 3, the R_{jb} parameter is the closest horizontal distance in kilometers of the station to the vertical projection of the fault rupture area at the Earth's surface (or Joyner-Boore distance). In Toro et al. (1997), one can find the values for the coefficients C_1 to C_7 for the North America's Midcontinent region and moment magnitude, for horizontal Peak Ground Acceleration and different spectral periods, for very hard rock conditions. Figure 8 shows some curves for PGA and S_a calculated according to Eqs. 2 and 3 from Toro et al. (1997) and Toro (2002).

5 Hazard calculation

5.1 Magnitude limits and focal depth

For the hazard calculation, a minimum magnitude of 4.5 M_W was chosen, similar to the value used by Almeida et al. (2019) for Angra dos Reis nuclear power plant. For the maximum magnitude, the same values as Almeida et al. (2019) were used: 7.0 M_W for continental areas, and 7.5 M_W for the continental shelf. The largest known continental earthquake in Brazil was 6.2 M_W , and the limit of 7.0 M_W is commonly used for stable continental regions worldwide (except for very special areas, such as New Madrid). The continental shelves, on the other hand, being regions of extended crust, are the places

where the largest intraplate earthquakes occur in the world (Johnston 1989), such as the November 18, 1929, earthquake in Grand Banks, on the Atlantic margin of Canada, with a magnitude of 7.2 M_W (Fine et al. 2005). A limit of 7.5 M_W is also common for the continental shelf or regions of extended, rifted crust.

Focal depth is another key-parameter that can influence the results of a seismic hazard analysis. The lack of information about the depths of events in the earthquake catalog is due to insufficient data to determine them in Brazil. For the few events accurately located in the Brazilian Earthquake Catalog, the focal depth was estimated at less than about 15 km. Although the values may be somewhat uncertain, the following ones were adopted:

- Oceanic source-zone: source depth equal to 10 km, consistent with the average focal depth from Assumpção (1998a);
- Continental source-zone: focal depth of 5 km, consistent with the average depth for continental events (Assumpção et al. 2016).

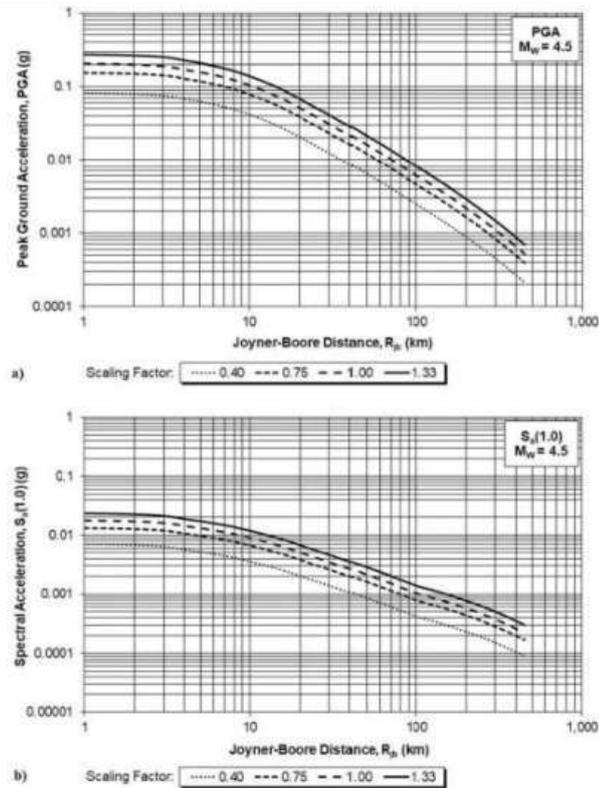
In this study, the maximum integration distance has been set to 450 km, which means that for each node within the grid, only sources (or parts of them) located within that distance were considered for the seismic hazard calculation.

5.2 Treatment of uncertainties

There are two types of uncertainty in the input models or parameters in a seismic hazard calculation. The aleatory uncertainty is due to the inherent randomness of nature and can be taken into account through standard deviations of the parameters (such as in the Ground Motion Prediction Equation), or through numerical simulations. The epistemic uncertainty (i.e., ε_e in Eq. 2) is that related to the lack of complete knowledge for the definition of the parameter and, in theory, can be reduced to zero by the collection of additional information (Toro et al. 1997; Al Atik et al. 2010).

It has been common practice to capture the epistemic uncertainty in *PSHA* through the use of multiple input options in a logic tree approach (Bommer et al. 2005; Abrahamson and Bommer 2005; Bommer and Scherbaum 2008). In this analysis, a weight was assumed for each branch of the logic tree to reflect the degree of relative confidence in the three different seismotectonic

Fig. 8 Scaling of accelerations with distance at $4.5 M_w$. **a** PGA. **b** $S_d(1.0)$. Based on the Toro's (2002) *GMPE*.



models, the two possible recurrence parameters and the four levels of the *GMPE*. Such weights combine to a final sum equal to 1. Thus, a mean hazard can be estimated (considering the epistemic and aleatoric uncertainties), as well as the median and any other fractile.

5.2.1 Uncertainties in the ground motion

As the model proposed by Toro et al. (1997) and Toro (2002) was derived from a dataset of a different region (central and eastern parts of the USA), there is epistemic uncertainty about its applicability to Southeast Brazil. In this work, the authors modeled this uncertainty in the seismic hazard calculations using four separate equations and their associated weights, following the recommendations of Atkinson et al. (2014).

The authors adopted the procedure of Almeida et al. (2019) by using four scaling factors for the *GMPE* from Toro et al. (1997) and Toro (2002) to cover the probable range of possible seismic attenuation in Brazil. The justification for each scaling factor and its associated weight is as follows. The actual Toro *GMPE* was given a weight of 50%. Two other scaling factors, 33% higher and 25% lower (multiplying factors of 1.33 and 0.75), were given 20% weight each. A final scaling factor of 0.4 was given a 10% weight only. These four branches have a mean value slightly lower than the *GMPE* of Toro et al. (1997), which is justified by the fact that they were derived for central and eastern North America assuming very high stress drops (120 MPa). Earthquakes in Brazil tend to have lower stress drops (Ciardelli and Assumpção 2019), which tends to

generate weaker ground motions. More details can be found in Almeida et al. (2019).

To illustrate the application of the *GMPE* from Toro et al. (1997), Fig. 8 a and b show the ground motions for a magnitude of 4.5 M_W , with scaling factors *sf* of 0.4, 0.75, 1, and 1.33, for *PGA* and spectral acceleration S_a at 1.0 s, respectively.

5.2.2 Logic tree

Figure 9 shows the complete logic tree used for the hazard calculations and the weights associated with the different branches, which are identified by the letter *w*.

6 Results

6.1 Hazard curves

Figure 10 presents the hazard curves (probability of exceedance in 50 years of exposure versus Peak Ground Acceleration (*PGA*) and spectral acceleration S_a at 1.0 s ($S_a(1.0)$), obtained from the logic tree combinations through the software CRISIS 2012 (Ordaz et al. 2013) for the site of interest in Campos Basin (Fig. 1). The hazard was calculated at the confidence levels of 5%, 16%, 50%, 84%, and 95% percentiles. These are required for probabilistic risk analyses and to provide a measure of the total uncertainty in the seismic hazard assessment. The probability of exceedance *PE* of some level of ground motion during a time interval *t* was calculated by Eq. 4.

$$PE(\%) = (1 - \exp^{-\text{annual frequency} \times t}) \times 100 \quad (4)$$

The curves from Fig. 10 were sampled at multiple reference hazard levels in a 50-year time interval. Table 3 presents the calculated values for *PGA* for very hard rock conditions for various exceedance probabilities.

6.2 PGA map

To map the seismic hazard in the source-zones, it was calculated the Peak Ground Acceleration that has a certain probability of exceedance over a given period of time in a set of points evenly distributed in a two-dimensional grid, encompassing the entire geographic

region of interest. For each grid point, a hazard curve was generated by weighing the various scenarios using the weights defined in the logic tree from Fig. 9. Figure 11 shows the mean *PGA* spatial distribution for the probability of exceedance of 10% in 50 years (return period of 475 years). In the continental slope of Campos and Santos basins, *PGA* reaches values of 3.4% *g*. In the Pelotas Basin, *PGA* up to 2.9% *g* was found.

6.3 Uniform hazard response spectra

The Uniform Hazard Response Spectrum (UHRS) is a response spectrum in which the probability of exceeding the spectral acceleration in each spectral period is uniform (or constant) at a particular location. It does not represent the effect of only one earthquake, but instead is the result of many possible earthquakes of different magnitudes occurring at different locations. Usually, the short period portion of the *UHRS* is governed by the contribution of small to moderate earthquakes from nearby sources (especially in regions of low seismic activity), while larger earthquakes from distant sources affect the long period of the spectrum (range 0.5 to 2 s). Figure 12 shows the Uniform Hazard Response Spectra with 5% damping ratio for the point of interest in 11 vibration periods, with probabilities of exceedance of 1%, 2%, 5%, and 10% in 50 years of seismic exposure.

6.4 Disaggregation analysis

A disaggregation analysis was carried out to decompose the hazard at the site of interest, into the relative contributions of earthquake sources, magnitude intervals, and distance ranges (Kramer 1996; Bazzurro and Cornell 1999; Abrahamson 2000). The relative contribution of different seismic scenarios and the most important events for the hazard can be determined. Figure 13 shows the magnitude-distance disaggregation graph for the site of interest, showing the contributions to mean *PGA* and mean $S_a(1.0)$ with a probability of exceedance of 10% in 50 years. For mean *PGA*, the most important contribution comes from magnitudes 4.5 to 5.1 at distances between 40 and 100 km. For longer periods, such as 1.0 s spectral acceleration, besides the large contribution from near earthquakes, one can also see a contribution from large earthquakes (magnitudes up to 5.7) at distances up to 200 km. Even for long periods, the main contribution to the hazard comes from the small magnitudes at

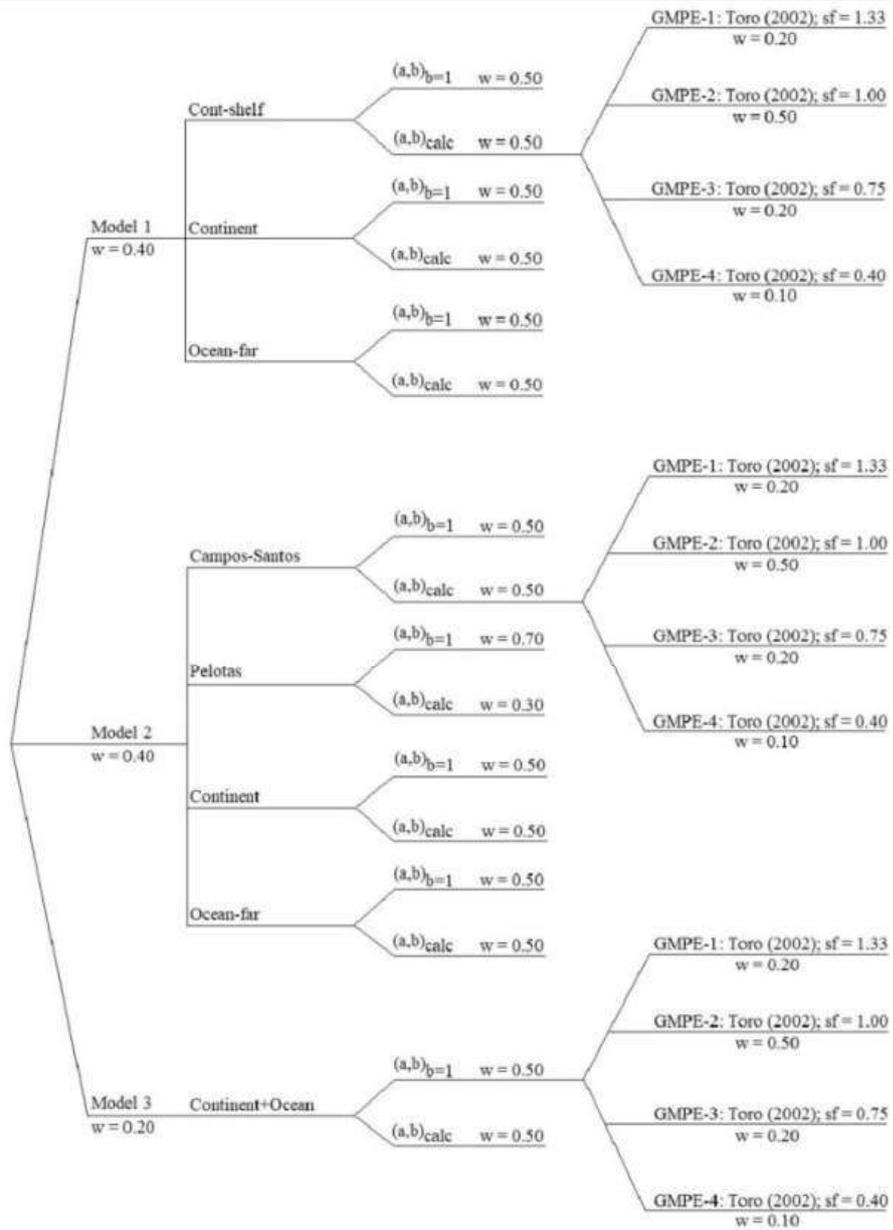
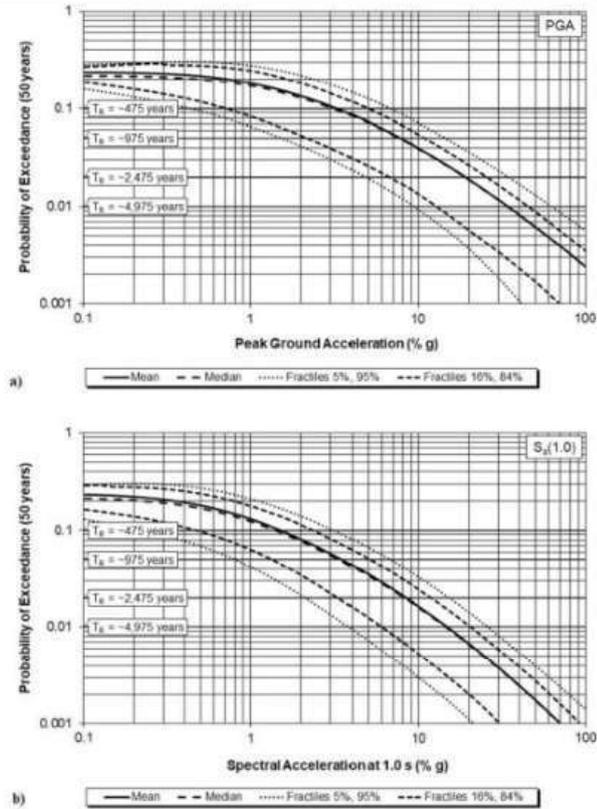


Fig. 9 Structure of the logic tree adopted for the hazard calculation

Fig. 10 Seismic hazard curves (mean, median, and fractiles at 5%, 16%, 84%, and 95%) in terms of the probability of exceedance in 50 years as a function of **a** Peak Ground Acceleration and **b** spectral acceleration at 1.0 s



close distances. This is probably a result of the very low seismicity rate outside the linear-shaped continental slope seismic zone, both at “far-ocean” areas as well as in the continental region.

7 Discussion

The map of peak accelerations (Fig. 11) shows that the highest hazard is along the continental slope (the area

Table 3 Results of the hazard analysis in terms of horizontal PGA in a 50-year time. T_R = return period

PE (%)	Annual frequency	T_R (years)	PGA (% g)					
			Mean	Median	Fractile (%)			
					5	16	84	95
10	2.11×10^{-3}	475	3.24	3.08	0.43	0.70	4.97	6.78
5	1.03×10^{-3}	975	7.78	7.63	1.54	2.20	10.92	14.62
2	4.04×10^{-4}	2475	19.13	19.03	4.87	6.71	25.88	34.61
1	2.01×10^{-4}	4975	34.32	34.26	9.49	12.94	37.51	62.62

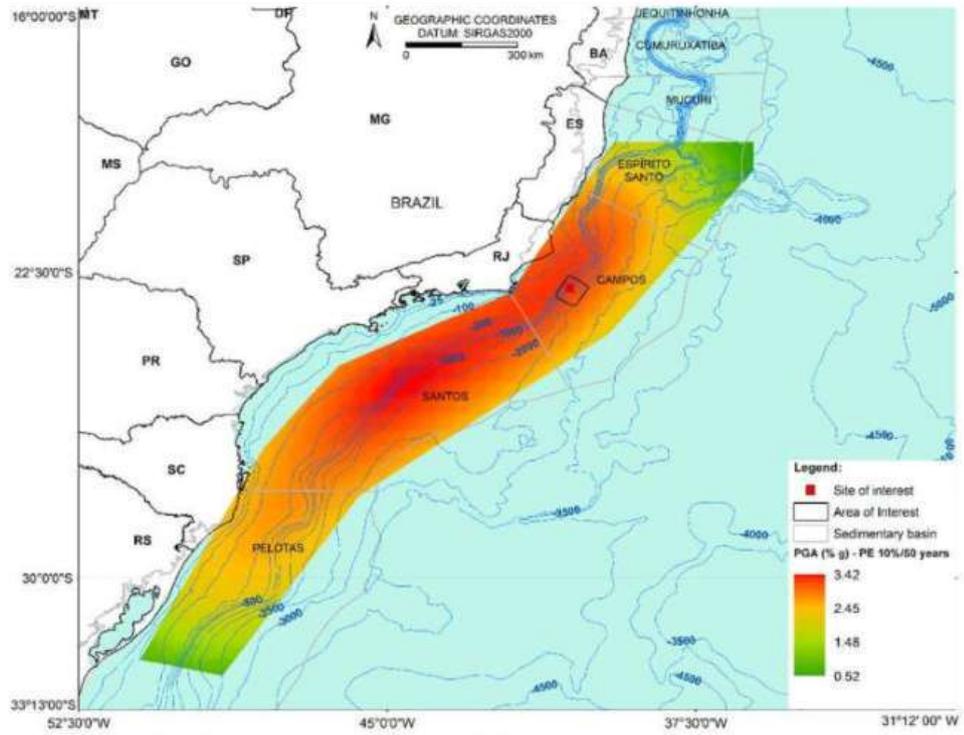


Fig. 11 Peak Ground Acceleration (% g) in rock for a return period of 475 years

with the largest concentration of observed seismic activity), reaching mean values of 3.4% g for the Campos Basin and 2.9% g for the Pelotas Basin (for 10%

probability of exceedance in 50 years). Interestingly, the seismic hazard in the Campos Basin is higher than the Pelotas Basin. The two magnitude 5+ earthquakes

Fig. 12 Mean Uniform Hazard Response Spectra for the site of interest at the continental slope of the Campos Basin for various return periods

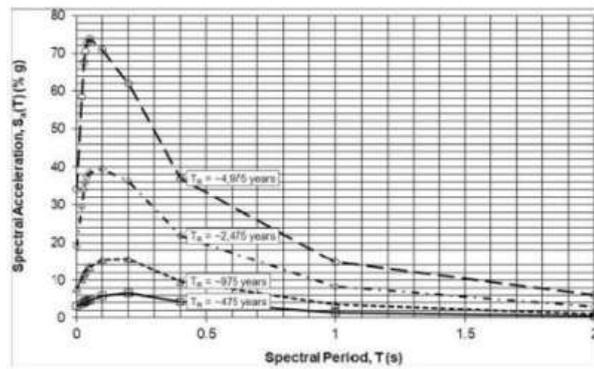
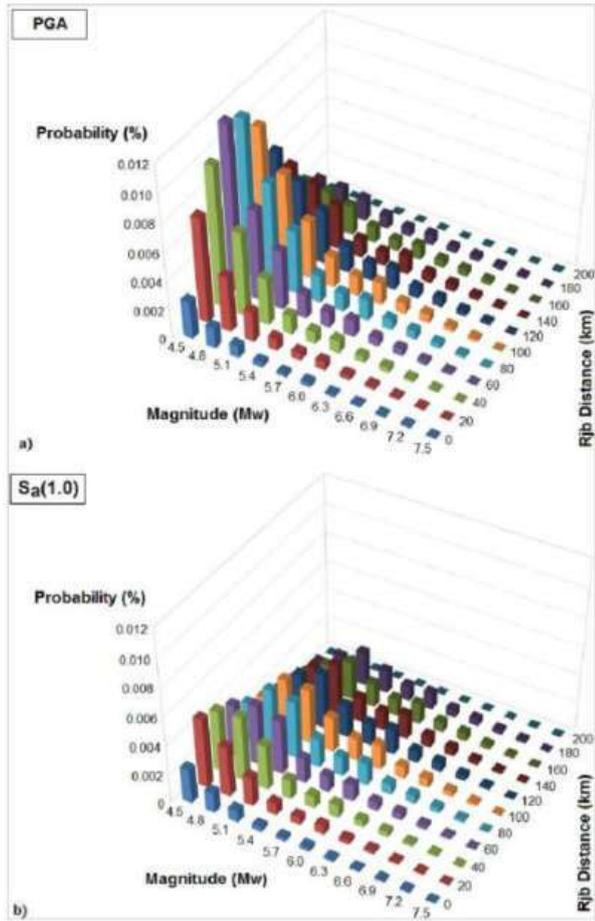


Fig. 13 Disaggregation of the seismic hazard for a return period of 475 years, showing the contributions at the site of interest, **a** mean PGA, **b** mean $S_a(1.0)$



(Santa Catarina State 1939, and Rio Grande do Sul State 1990) in the Pelotas Basin were not sufficient to raise the hazard in that area (see Fig. 7), compared with the Campos Basin. However, the lower hazard in Pelotas is also due to the lower weight given in the logic tree to the very low observed b value (0.6).

These results are now compared with previous estimates from continental studies. The global project GSHAP—Global Seismic Hazard Assessment Program (Giardini 1999)—estimated very low PGA (less than 2% g for most of Brazil, for 10% probability of

exceedance in 50 years), but no calculation was carried out offshore, so that a direct comparison with the present results is not possible. Almeida (1997), for the same conditions, obtained for the Southeast Brazil, including both onshore and offshore areas, PGA values of 4% g . The preliminary 2010 USGS hazard map (Petersen et al. 2010) had two peaks of 40% g in Santos and Pelotas basins (based on one epicenter each: the 2008 5.2 m_b São Vicente, and the 1939 5.5 m_b Santa Catarina earthquakes, respectively) for 2% probability of exceedance in 50 years, and less than 5% g in the Campos Basin. In

our present case, for the same return period, a value of 17% *g* has been obtained along the Pelotas Basin and about 19% *g* for the Campos Basin. This is a reasonable agreement, considering that the USGS map was based mainly on two earthquakes with magnitudes larger than 5 and did not take into account the whole Brazilian catalog as done here. Unfortunately, the 2018 USGS maps for South America (Petersen et al. 2018) only covered the onshore region.

The 2016 preliminary hazard map for Brazil (Assumpção et al. 2016), for 10% probability of exceedance in 50 years, showed *PGA* values in the range of 6 to 13% *g* in the Campos Basin, and 2 to 4% *g* in the Pelotas Basin. These values are higher than our present estimates for the Campos Basin (3.2 to 3.4% *g*) and similar in the Pelotas continental slope (2.6 to 2.9% *g*). For 2% probability of exceedance in 50 years, the 2016 preliminary map had 17 to 34% *g* in Campos, and 7 to 12% *g* in Pelotas, whereas our present results show 19% and 17% *g* for Campos and Pelotas basins, respectively. Dourado et al. (2019) also noticed that the preliminary hazard estimates of Assumpção et al. (2016) on coastal sites near São Paulo and Rio de Janeiro states are about four times higher than other more detailed local studies.

This study, together with those of Almeida et al. (2019) and Dourado et al. (2019), probably indicates that the preliminary maps of Assumpção et al. (2016), in general, overestimated the hazard in this region of low seismicity, which may have resulted from two factors: (a) overweighting of smoothed seismicity models and unstable estimates of *b* values from point-source windows with few events (*b* values as low as 0.5 were not uncommon), and (b) integration of the hazard starting at $M_{\min}=3.0$. Almeida (1997) pointed out the important influence of the choice of the seismic source-zones on seismic hazard evaluation and suggested caution, especially for the analysis of relevant civil engineering projects, since the available data appear to be numerically and qualitatively insufficient for detailed zoning.

The results calculated here agree with those obtained by Almeida et al. (2019) for the nuclear power plant site of Angra dos Reis, located on the coast of the State of Rio de Janeiro. The mean *PGA* values calculated in our study at Angra dos Reis for the probabilities of exceedance of 10% and 2% in 50 years were 2.5% *g* and 10.1% *g*, respectively. For the same probabilities of exceedance of 10% and 2% in 50 years, Almeida

et al. (2019) calculated peak accelerations of 2.8% *g* and 7.8% *g*, respectively.

The disaggregation analysis shows that the seismic hazard is dominated by nearby earthquakes of moderate magnitude. The earthquake scenario that most contributes to Peak Ground Acceleration at the site of interest, for a return period of 475 years, refers to events with magnitudes in the range of 4.5 to 5.1 M_W at distances between 40 and 100 km. For longer periods (Fig. 13b), contributions to the hazard from large and rare earthquakes (up to 5.7 M_W) for distances up to 200 km can be seen. Even for the spectral period of 1.0 s (Fig. 13b), moderate magnitudes at short distances still contribute more than large, distant earthquakes. This probably results from the long (line-shaped) high seismicity zones along the continental slope, with much lower seismicity in the neighboring seismic zones on either side.

8 Conclusions

This work presented a probabilistic seismic hazard assessment for the south/southeast offshore region of Brazil, using different models for the seismic source-zones, as well as different methods to estimate magnitude-frequency relations. Hazard curves were presented for a site of interest in the continental slope of the Campos Basin, together with the uniform hazard response spectra and a disaggregation analysis. A map of Peak Ground Acceleration covering the continental slope, showed maximum *PGA* of 3.4% *g* and 2.9% *g* (return period of 475 years) for Campos and Pelotas basins, respectively, roughly consistent with the 2010 USGS preliminary estimates.

The analysis for the site of interest yielded mean values for Peak Ground Acceleration (*PGA*) of 3.2%, 7.8%, 19.1%, and 34.3% *g*, for probabilities of exceedance of 10%, 5%, 2%, and 1% over a 50-year period, respectively. Considering the probability of exceedance of 10% for a 50-year exposure time (i.e., return period of 475 years), the seismic hazard described by *PGA* can be classified as “low,” according to the seismic hazard classification given by Giardini et al. (1999) under the GSHAP project.

The peak and spectral accelerations calculated here correspond to a very hard rock site condition, and do not incorporate the site effects resulting from

the presence of low shear wave velocity sedimentary layers overlying the basement. When sufficient soil data from Campos Basin is available, it is recommended that site seismic response analyses be performed in order to obtain the accelerations at the seafloor and at various depth levels in the study area, which are important to evaluate the impact in the oil and gas infrastructures.

9 Data and resources

The Brazilian intraplate crustal seismicity data (historical and recent instrumental seismicity until December 2019) used in this study were collected from the database of the Seismology Center of the Institute of Astronomy, Geophysics and Atmospheric Sciences of the University of São Paulo (IAG/USP), at <http://moho.iag.usp.br/rq/event> (last accessed March 2020).

The seismic hazard calculations were performed using the version 1.0 of the CRISIS 2012 code from the CAPRA Platform—Comprehensive Approach to Probabilistic Risk Assessment. CRISIS 2012 was developed by Ordaz et al. (2013) at the Engineering Institute of the National University of Mexico (UNAM). Its latest version can be downloaded at <http://www.r-crisis.com/download/binaries/> (last accessed April 2020).

Acknowledgments The authors would like to thank Stéphane Drouet (Geoter/Fugro Group) for providing valuable guidelines, discussions, and useful comments during the development of the study. This work was a collaborative and cooperative effort combining the seismic hazard experience available at the National Observatory (ON) and IAG/USP, and involved a transparent exchange of knowledge, information, and specialized judgment criteria. The authors would also like to thank the Associate Editor and an anonymous reviewer for the valuable suggestions that helped them to improve the work.

Funding information Marcelo Assumpção and Márcio Almeida received grants from the Brazilian National Council for Scientific and Technological Development (CNPq) (grant numbers 30.1284/2017-2 and 30.3836/2016-4, respectively). The funder had no role in study design, data collection and analysis, decision to publish, or preparation of the manuscript.

Compliance with ethical standards

Conflict of interest The authors declare that they have no conflict of interest.

 Springer

References

- Abrahamson NA (2000) State of the practice of seismic hazard evaluation. In: Paper presented at the International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering Symposium, Melbourne, Australia, November 19–24
- Abrahamson NA, Bommer JJ (2005) Probability and uncertainty in seismic hazard analysis. *Earthquake Spectra* 21(2):603–607. <https://doi.org/10.1193/1.1899158>
- Al Atik L, Abrahamson N, Bommer JJ, Scherbaum F, Cotton F, Kuehn N (2010) The variability of ground-motion prediction models and its components. *Seismol Res Lett* 81(5):794–801. <https://doi.org/10.1785/gssrl81.5.794>
- Almeida MCF (1997) Seismic analysis in Southeast Brazil: application to pipelines of the oil industry. Thesis, Federal University of Rio de Janeiro, In Portuguese
- Almeida AAD, Assumpção M, Bommer JJ, Drouet S, Riccomini C, Prates CLM (2019) Probabilistic seismic hazard analysis for a nuclear power plant site in southeast Brazil. *J Seismol* 23:1–23. <https://doi.org/10.1007/s10950-018-9755-8>
- Anderson JG (1997) Benefits of scenario ground motion maps. *Eng Geol* 48(1–2):43–57. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(97\)81913-8](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(97)81913-8)
- Assumpção M (1983) A regional magnitude scale for Brazil. *Bull Seismol Soc Am* 73(1):237–246
- Assumpção M (1998a) Seismicity and stresses in the Brazilian passive margin. *Bull Seismol Soc Am* 88(1):160–169
- Assumpção M (1998b) Focal mechanisms of small earthquakes in the south Brazilian shield: a test of stress models of the South American plate. *Geophys J Int* 133(2):490–498. <https://doi.org/10.1046/j.1365-246X.1998.00532.x>
- Assumpção M, Dias Neto, CM, Ortega R, França H (1979) The São Paulo earthquake of 1922. In: Paper presented at the 2nd Geology Regional Symposium, Rio Claro, São Paulo, November 15–18. In Portuguese
- Assumpção M, Dourado JC, Ribotta LC, Mohriak WU, Dias FL, Barbosa JR (2011) The São Vicente earthquake of 2008 April and seismicity in the continental shelf off SE Brazil: further evidence for flexural stresses. *Geophys J Int* 187(3):1076–1088. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2011.05198.x>
- Assumpção M, Ferreira J, Barros L, Bezerra H, França GS, Barbosa JR, Menezes E, Ribotta LC, Pirchiner M, Nascimento A, Dourado JC (2014) Intraplate seismicity in Brazil. In: Talwani P (ed) *Intraplate earthquakes*. Cambridge University Press, Cambridge, pp 50–71. <https://doi.org/10.1017/CBO9781139628921.004>
- Assumpção M, Pirchiner M, Dourado JC, Barros LV (2016) Earthquakes in Brazil: preparing for rare events. *Bull Braz Soc Geophys* 96:25–29 In Portuguese
- Atkinson GM, Bommer JJ, Abrahamson NA (2014) Alternative approaches to modeling epistemic uncertainty in ground motions in probabilistic seismic-hazard analysis. *Seismol Res Lett* 85(6):1141–1144. <https://doi.org/10.1785/0220140120>
- Bazzurro P, Cornell CA (1999) Disaggregation of seismic hazard. *Bull Seismol Soc Am* 89(2):501–520

- Berocal J, Assumpção M, Antezana R, Dias Neto CM, Ortega R, França H, Veloso JAV (1984) Seismicity of Brazil. *Astronomical and Geophysical Institute of the University of São Paulo and Nuclear Energy National Committee, São Paulo* In Portuguese
- Berocal J, Fernandes C, Bueno A, Seixas N, Bassini A (1993) Seismic activity in Monsuaba (state of Rio de Janeiro), Brazil, between 1988 December and 1989 February. *Geophysical J Int* 113(1):73–82. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.1993.tb02529.x>
- Bianchi MB, Assumpção M, Rocha MP, Carvalho JM, Azevedo PA, Fontes SL, Dias FL, Ferreira JM, Nascimento AF, Ferreira MV, Costa ISL (2018) The Brazilian seismographic network (RSBR): improving seismic monitoring in Brazil. *Seismol Res Lett* 89(2A):452–457. <https://doi.org/10.1785/0220170227>
- Bommer JJ, Scherbaum F (2008) The use and misuse of logic trees in probabilistic seismic hazard analysis. *Earthquake Spectra* 24(4):997–1009. <https://doi.org/10.1193/1.2977755>
- Bommer JJ, Scherbaum F, Bungum H, Cotton F, Sabetta F, Abrahamson NA (2005) On the use of logic trees for ground-motion prediction equations in seismic-hazard analysis. *Bull Seismol Soc Am* 95(2):377–389. <https://doi.org/10.1785/0120040073>
- Ciardelli C, Assumpção M (2019) Rupture lengths of intraplate earthquakes in Brazil determined by relative location of aftershocks: evidence for depth dependence of stress drops. *J S Am Earth Sci* 89:246–258. <https://doi.org/10.1016/j.jsames.2018.11.017>
- Cobbold PR, Meisling KE, Mount VS (2001) Reactivation of an obliquely rifted margin, Campos and Santos basins, southeastern Brazil. *Am Assoc Pet Geol Bull* 85(11):1925–1944
- Dourado JC, Assumpção M, Nery M (2019) Seismic hazard evaluation for a site near Cubatão, Serra Do Mar, SE Brazil: comparison with the preliminary PSHA map for Brazil. In: Paper presented at the 3rd Brazilian Seismology Symposium, Vinhedo, São Paulo, Brazil, April 15–17, Abstract
- Fine IV, Rabinovich AB, Bornhold BD, Thomson RE, Kulikov EA (2005) The Grand Banks landslide-generated tsunami of November 18, 1929: preliminary analysis and numerical modeling. *Mar Geol* 215(1–2):45–57. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2004.11.007>
- Giardini D (1999) The global seismic hazard assessment program (GSHAP) – 1992/1999. *Ann Geophys* 42(6):957–974. <https://doi.org/10.4401/ag-3780>
- Giantini D, Grünthal G, Shedlock KM, Zhang P (1999) The GSHAP global seismic hazard map. *Ann Geophys-Italy* 42(6):1225–1230. <https://doi.org/10.4401/ag-3784>
- Hanks TC, Kanamori H (1979) A moment magnitude scale. *J Geophys Res Solid Earth* 84(B5):2348–2350. <https://doi.org/10.1029/JB084iB05p02348>
- Hayashi T, Yashiro H (2019) Proposal of probabilistic seismic hazard analysis for disaster prevention of the local area. In: Silvestri F, Monaci N (eds) *Earthquake geotechnical engineering for protection and development of environment and constructions*. Associazione Geotecnica Italiana, Rome, pp 2827–2834
- Johnston AC (1989) The seismicity of 'stable continental interiors'. In: Gregersen S, Basham PW (eds) *Earthquakes at North-Atlantic passive margins: neotectonics and postglacial rebound*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp 299–327
- Joyner WB, Boore DM (1981) Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake. *Bull Seismol Soc Am* 71(6):2011–2038
- Kramer SL (1996) *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, New Jersey
- Krinitzky EL (2002) How to obtain earthquake ground motions for engineering design. *Eng Geol* 65(1):1–16. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(01\)00098-9](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00098-9)
- Lima Neto FF, Beneduzi C (1998). Using leakoff tests and acoustic logging to estimate in-situ stresses at deep waters – Campos Basin. In: Paper presented at The American Association of Petroleum Geologists International Conference and Exhibition, Rio de Janeiro, Brazil, November 8–11
- McGuire RK (2004) *Seismic hazard and risk analysis*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland
- Neves FA, Assumpção M, Dourado JC, Le Diagon F, Ortolan A (2018) Improved epicentral relocation in the offshore Campos Basin, SE Brazil, with the RSTT 3D model. *J S Am Earth Sci* 85:121–125. <https://doi.org/10.1016/j.jsames.2018.05.002>
- Ordaz M, Martinelli F, Meletti C, D'Amico V (2013) CRISIS2012: an updated tool to compute seismic hazard. In: Paper presented at the Spring Meeting 2013 of the American Geophysical Union, San Francisco, California, December 9–13
- Petersen M, Harmsen S, Haller K, Mueller C, Luco N, Hayes G, Dewey J, Rukstales K (2010) Preliminary seismic hazard model for South America. In: Huaco D (ed) *La Sismología en Sudamérica y los mecanismos de prevención y mitigación del peligro sísmico*. Lima, Peru
- Petersen MD, Harmsen SC, Jaiswal KS, Rukstales KS, Luco N, Haller KM, Mueller CS, Shumway AM (2018) Seismic hazard, risk and design for South America. *Bull Seismol Soc Am* 108(2):781–800. <https://doi.org/10.1785/0120170002>
- Pirchiner M, Collaço B, Calhau J, Assumpção M, Dourado JC (2011) The Brazilian Seismographic Integrated Systems (BRASIS): infrastructure and data management. *Ann Geophys* 54(1):17–22. <https://doi.org/10.4401/ag-4865>
- Reasenber P (1985) Second-order moment of central California seismicity, 1969–1982. *J Geophys Res* 90(B7):5479–5495. <https://doi.org/10.1029/JB090iB07p05479>
- Reiter L (1990) *Earthquake hazard analysis: issues and insights*. Columbia University Press, New York
- Riccomini C, Assumpção MS (1999) Quaternary tectonics in Brazil. *Episodes* 22(3):221–225
- Stapp JC (1972) Analysis of completeness of the earthquake sample in the Puget Sound area and its effects on statistical estimates of earthquake hazard. In: Paper presented at the international conference on microzonation for safer construction research and application, University of Seattle, WA, USA, October 30–November 3

- Thenhaus PC, Campbell KW (2003) Seismic hazard analysis. In: Scawthorn C, Chen W-F (eds) Earthquake engineering handbook, 1st edn. CRC Press, Boca Raton chapter 8
- Toro GR (2002) Modification of the Toro et al. (1997) attenuation equations for large magnitudes and short distances. Risk Engineering, Inc.
- Toro GR, Abrahamson NA, Schneider JF (1997) Model of strong ground motions from earthquakes in central and eastern North America: best estimates and uncertainties.

Seismol Res Lett 68(1):41–57. <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.41>

- Weichert DH (1980) Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes. Bull Seismol Soc Am 70(4):1337–1346

Publisher's note Springer Nature remains neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations.

ANEXO B. MAPAS E GRÁFICOS DE MAGNITUDE-FREQUÊNCIA

Para cada zona sísmica nos três modelos de fonte, este Anexo apresenta a evolução do catálogo de terremotos ao longo do tempo, os níveis de completude de magnitude e os gráficos de magnitude-frequência.

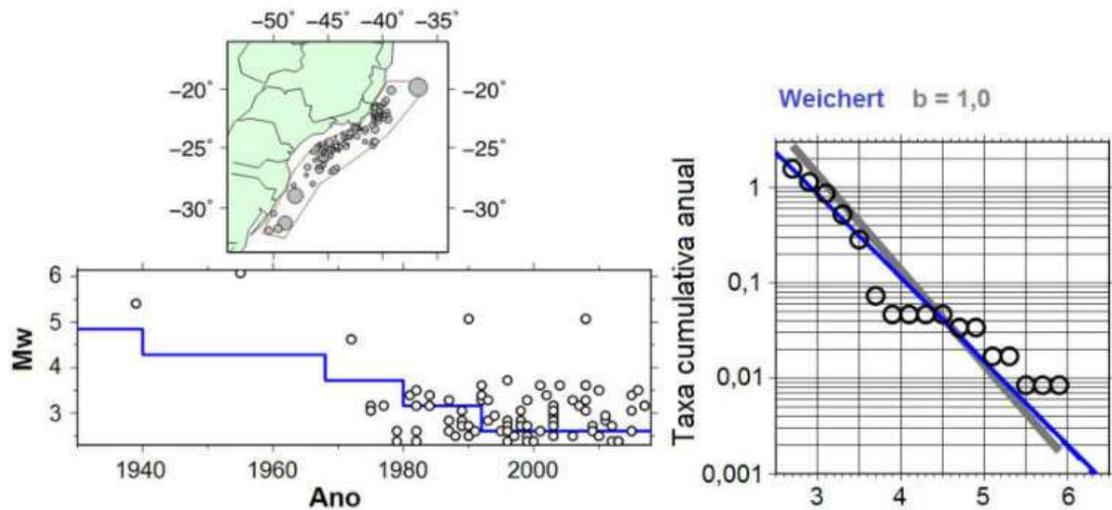


Figura B.1. A) Zona sísmica “margem continental” do Modelo 1. Mapa superior: epicentros e polígono da zona-fonte. Gráfico inferior: magnitude *versus* ano de ocorrência, com a linha azul indicando os limites de magnitude da Tabela 4.1. B) Relação magnitude-frequência cumulativa de Gutenberg-Richter estimada com o método de WEICHERT (1980) (linha azul) e valor- b fixo igual a 1 (linha cinza).

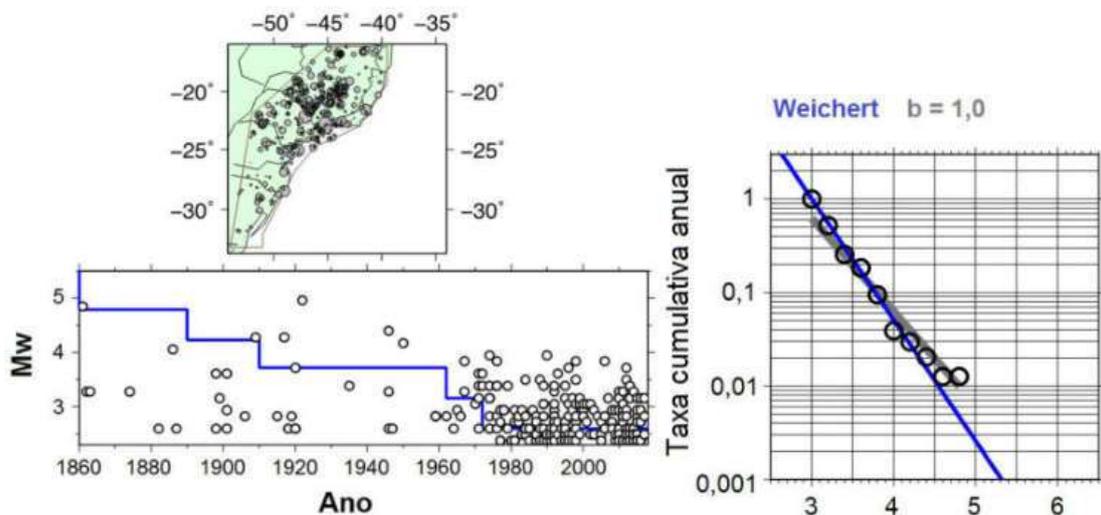


Figura B.2. Zona-fonte sísmica “continente” do Modelo 1. Legenda como na Figura B.1.

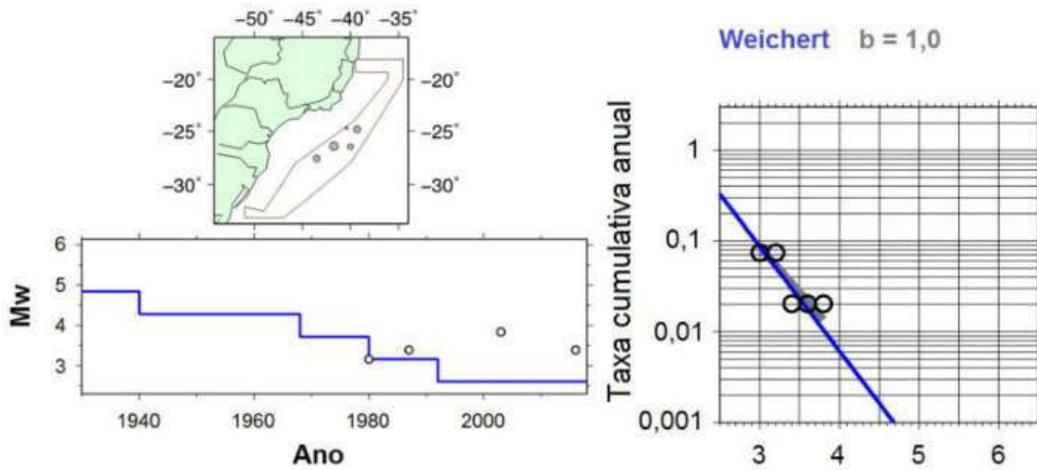


Figura B.3. Zona-fonte sísmica “ocean distante” do Modelo 1. Legenda como na Figura B.1.

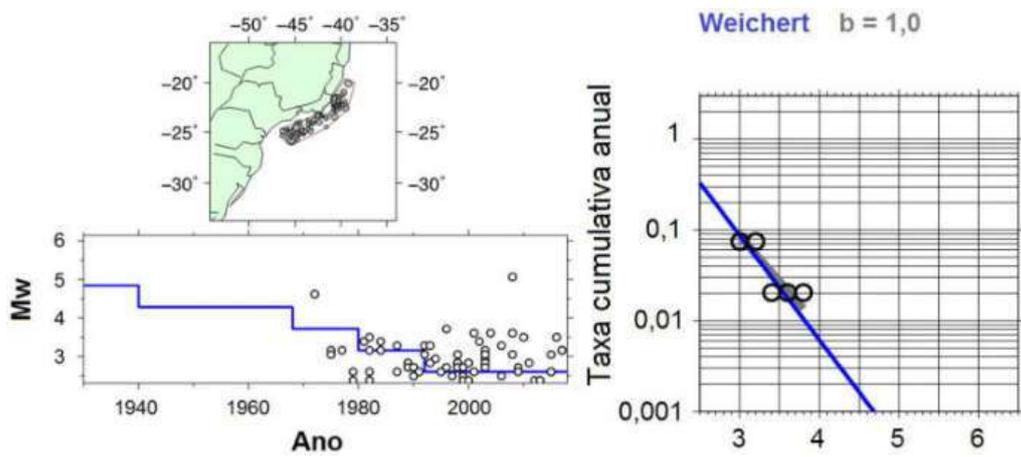


Figura B.4. Zona-fonte sísmica “Talude Continental das bacias de Campos e Santos” do Modelo 2. Legenda como na Figura B.1.

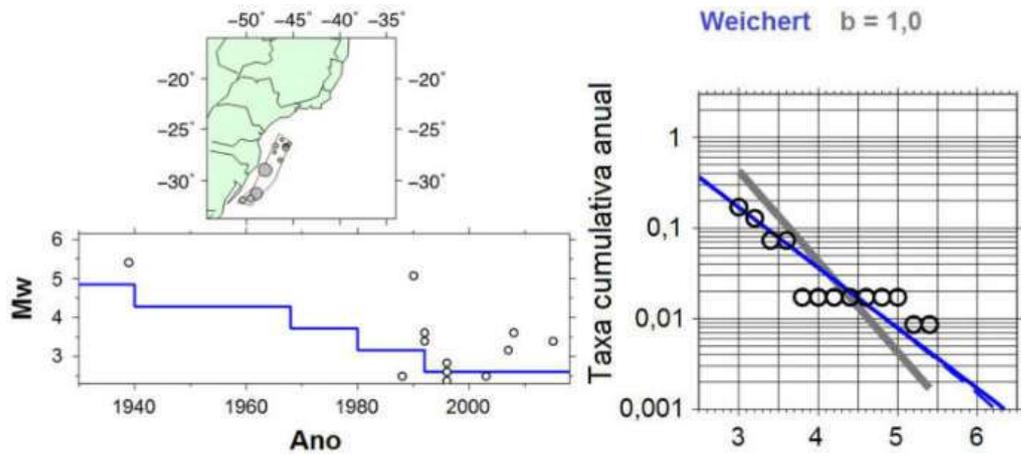


Figura B.5. Zona-fonte sísmica “Talude Continental da Bacia de Pelotas” do Modelo 2. Legenda como na Figura B.1.

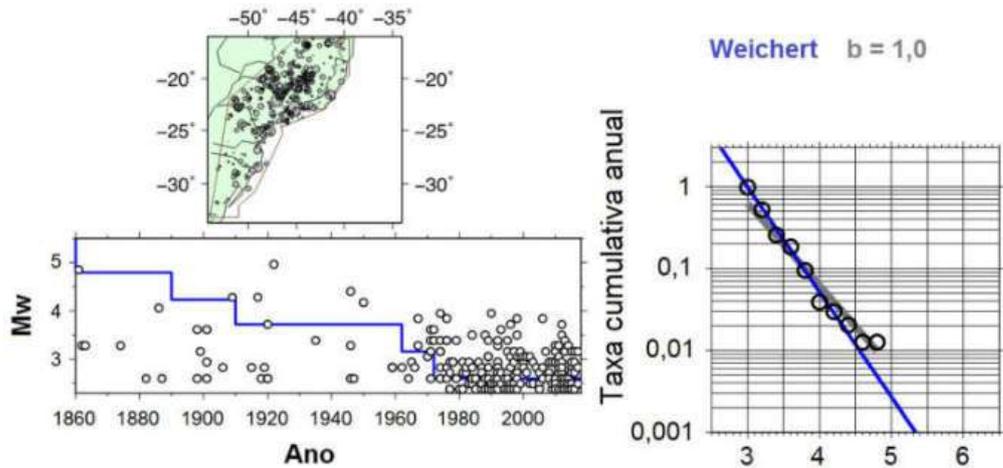


Figura B.6. Zona-fonte sísmica “continente” do Modelo 2. Legenda como na Figura B.1.

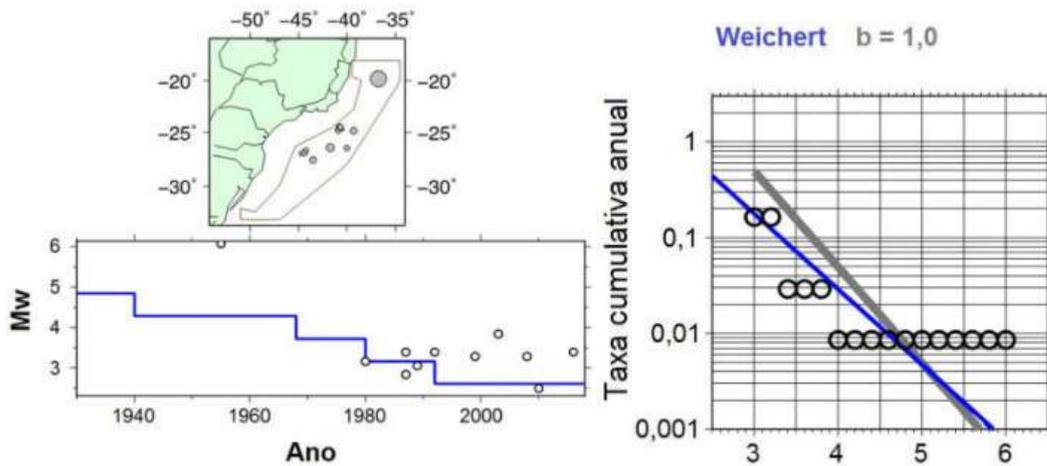


Figura B.7. Zona-fonte sísmica “ocean distante” do Modelo 2. Legenda como na Figura B.1.

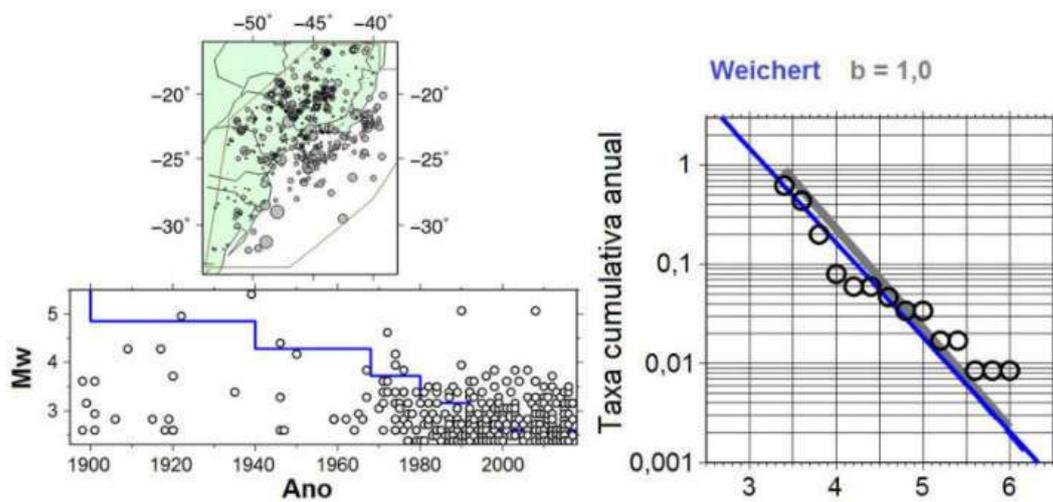


Figura B.8. Zona-fonte sísmica “continente e oceano” do Modelo 3. Legenda como na Figura B.1.

ANEXO C. MAPAS DE FATORES DE AMPLIFICAÇÃO DE ACELERAÇÃO ESPECTRAL

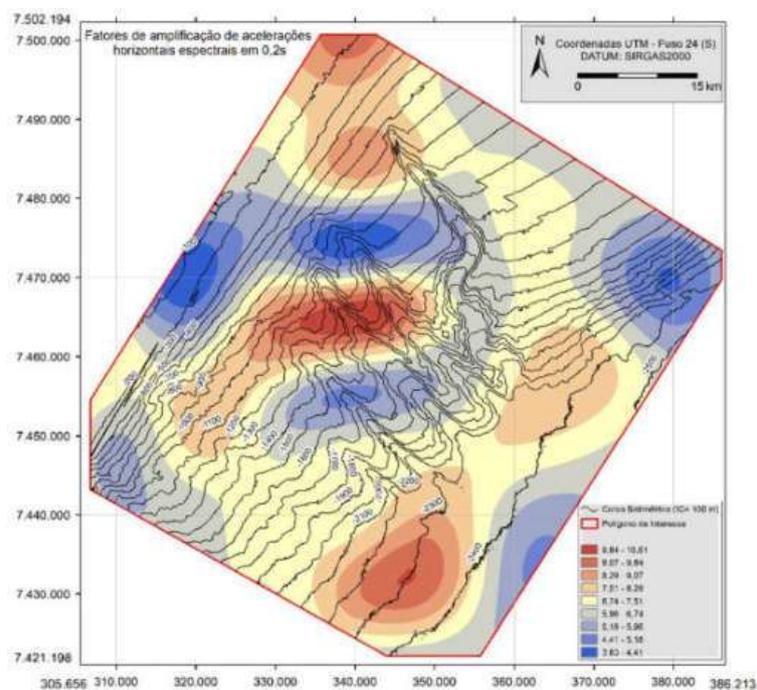


Figura C.1. Mapa de fatores de amplificação de acelerações horizontais espectrais em 0,2 s.

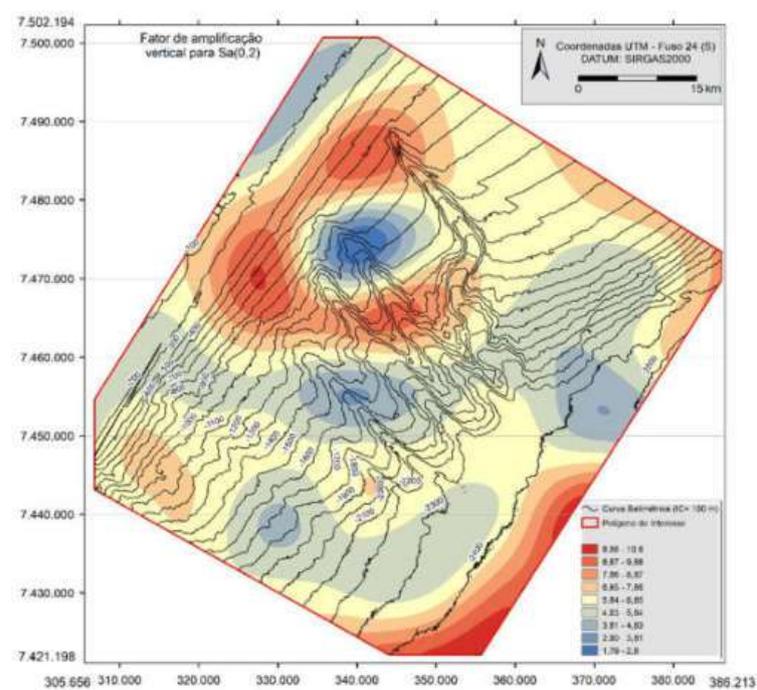


Figura C.2. Fatores de amplificação de acelerações verticais para o período espectral de 0,2 s.

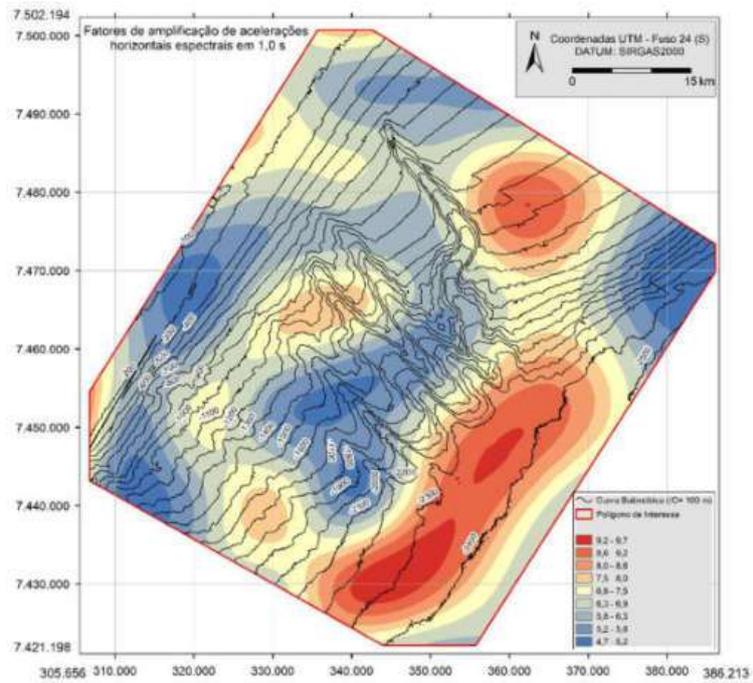


Figura C.3. Fatores de amplificação de acelerações horizontais para o período espectral de 1,0 s.

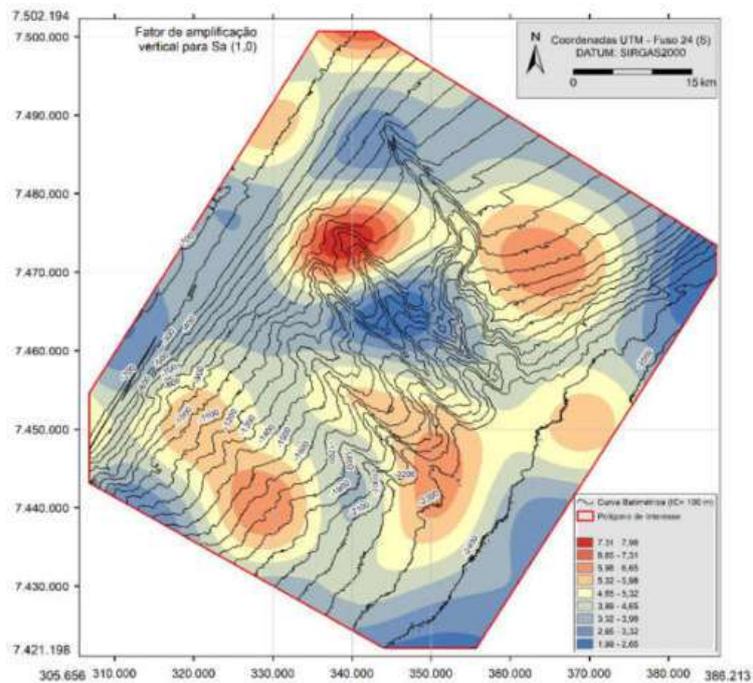


Figura C.4. Fatores de amplificação de acelerações verticais para o período espectral de 1,0 s.

ANEXO D. GEOMETRIAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

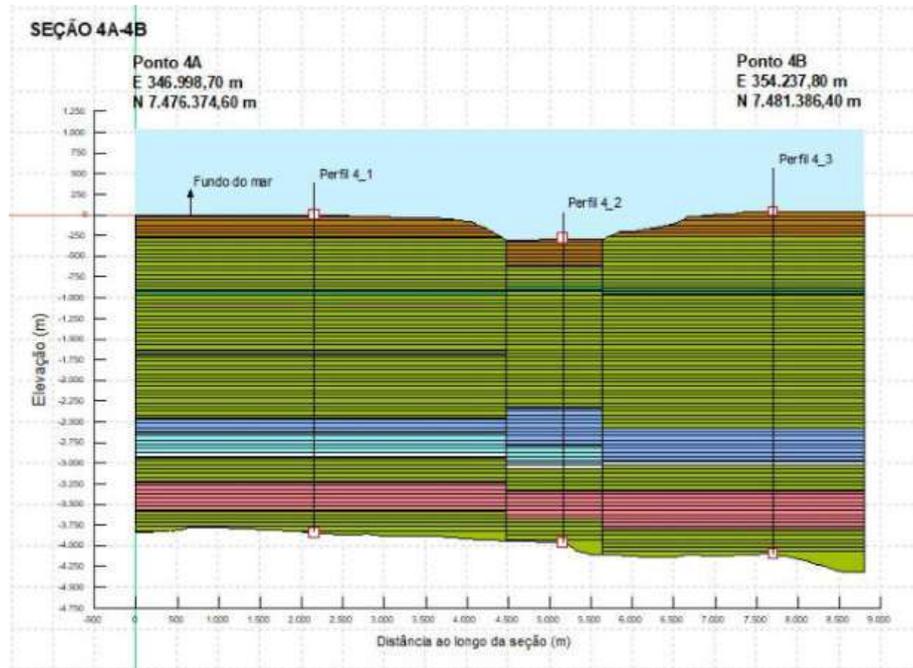


Figura D.1. Seção transversal 4A-4B.

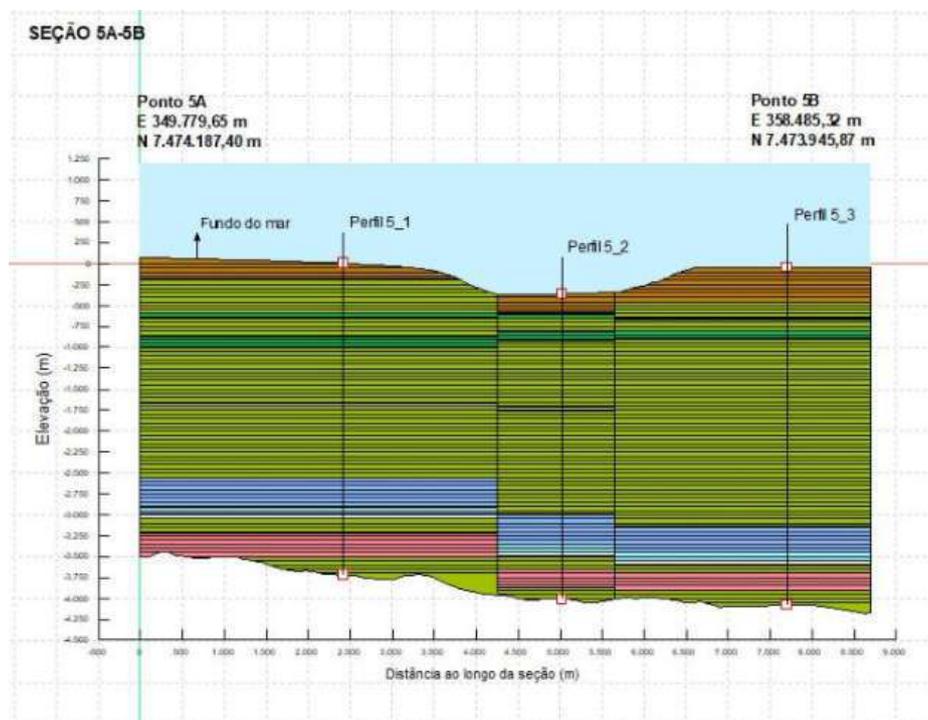


Figura D.2. Seção transversal 5A-5B.

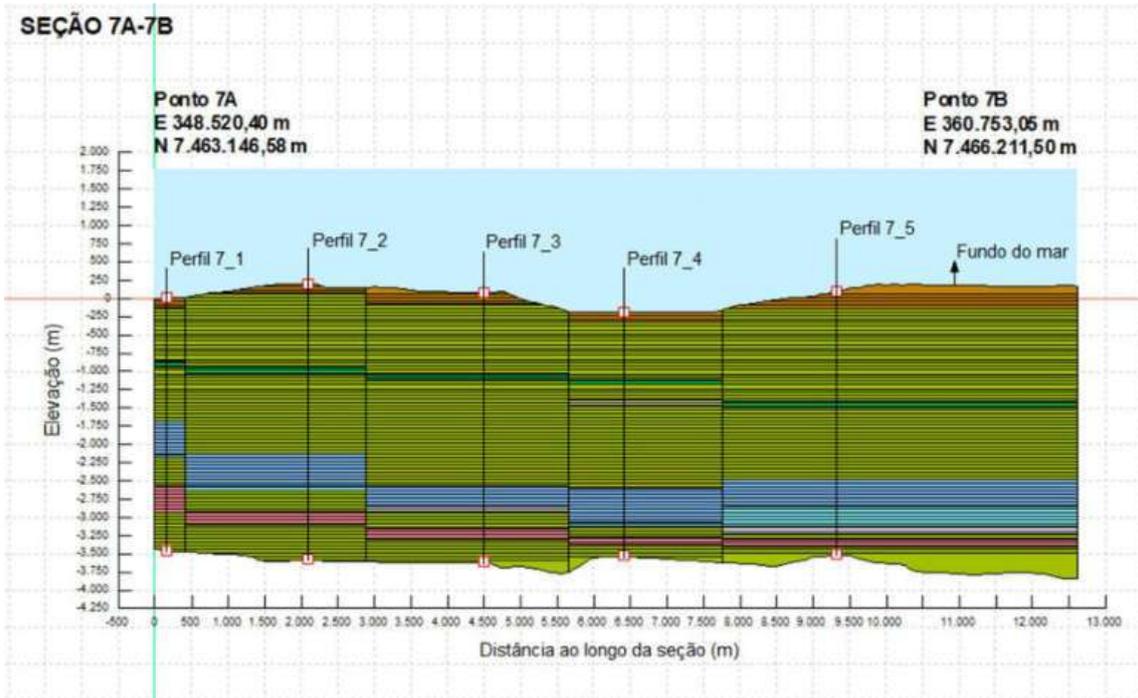


Figura D.3. Seção transversal 7A-7B.

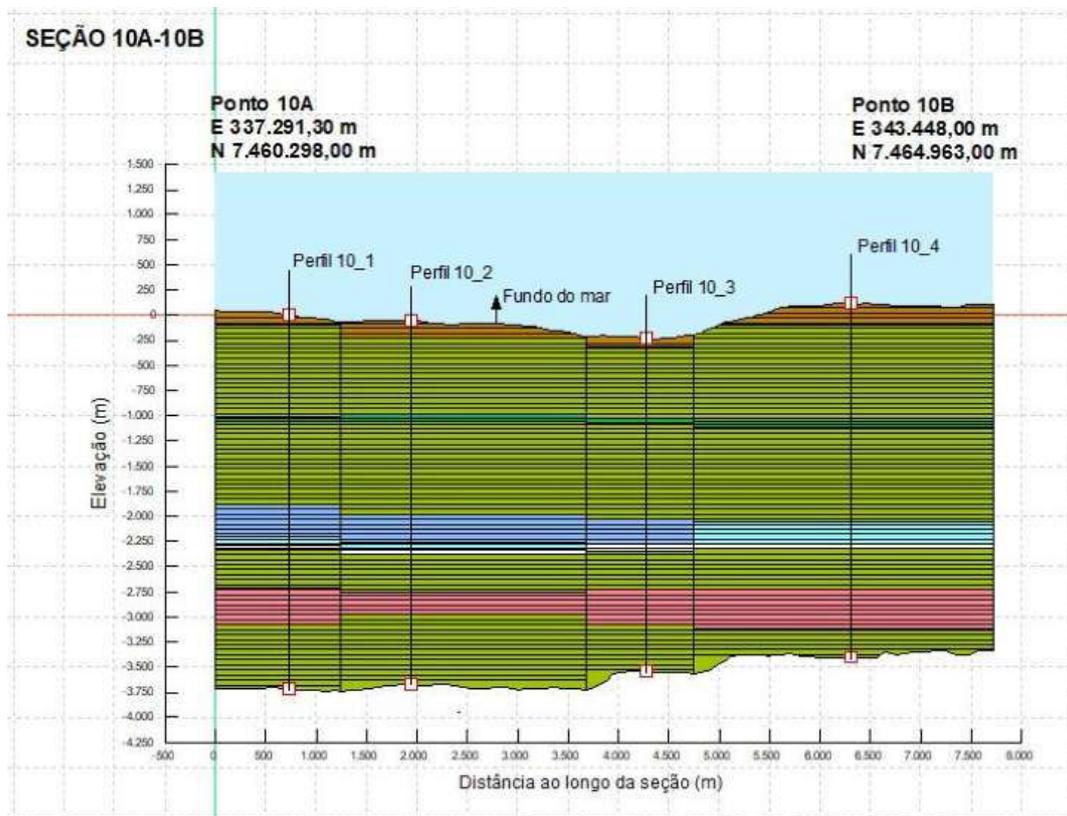


Figura D.4. Seção transversal 10A-10B.

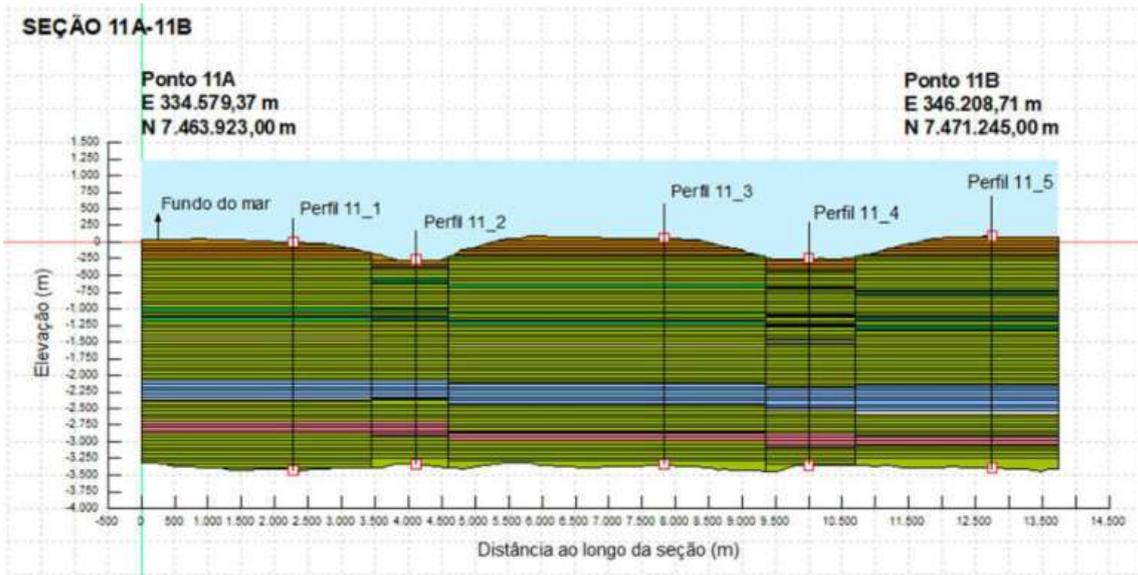


Figura D.5. Seção transversal 11A-11B.

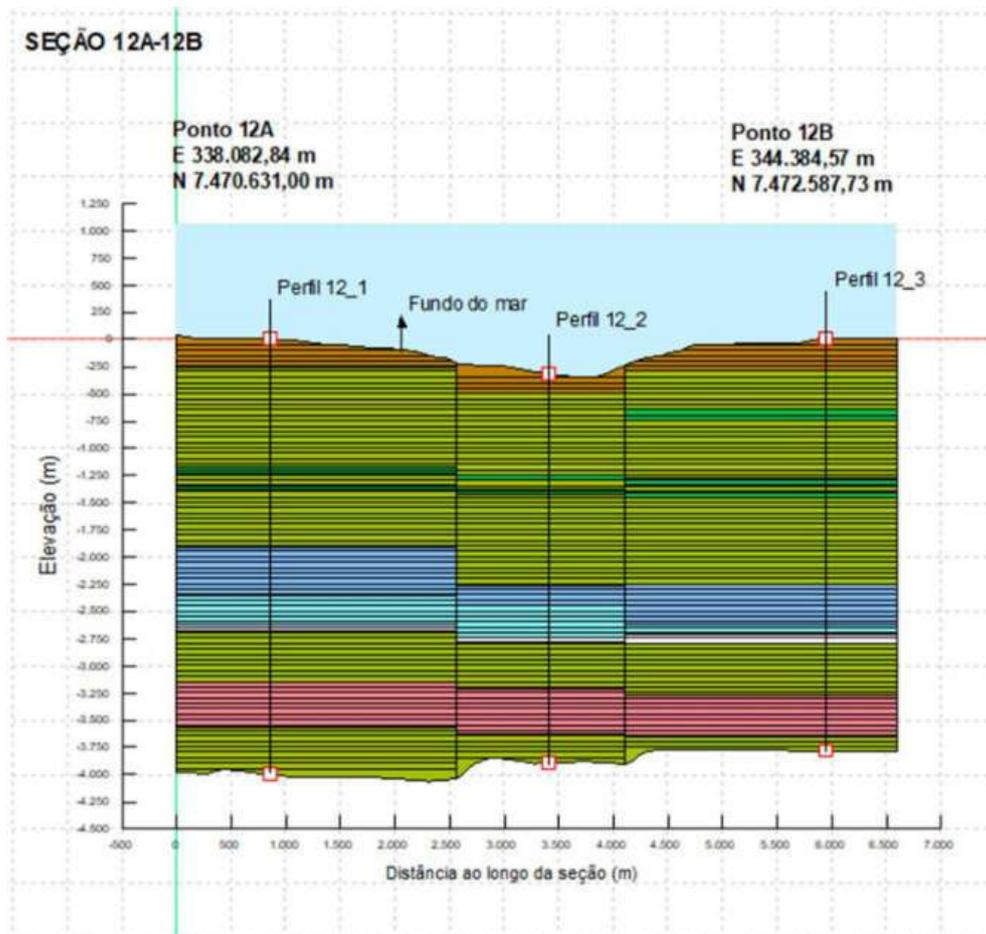


Figura D.6. Seção transversal 12A-12B.

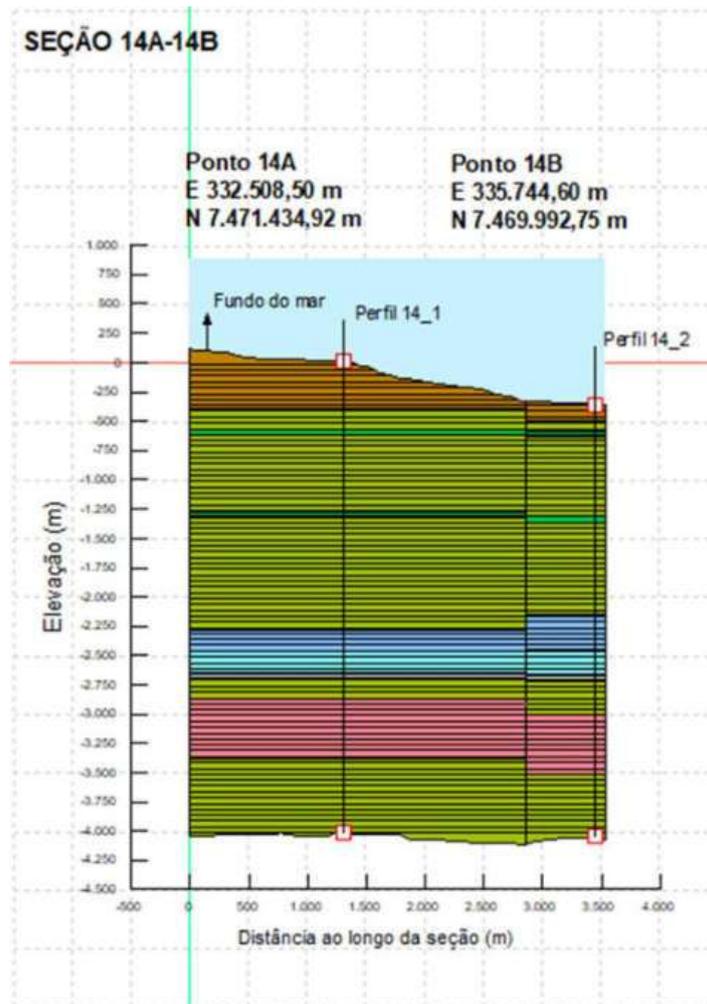


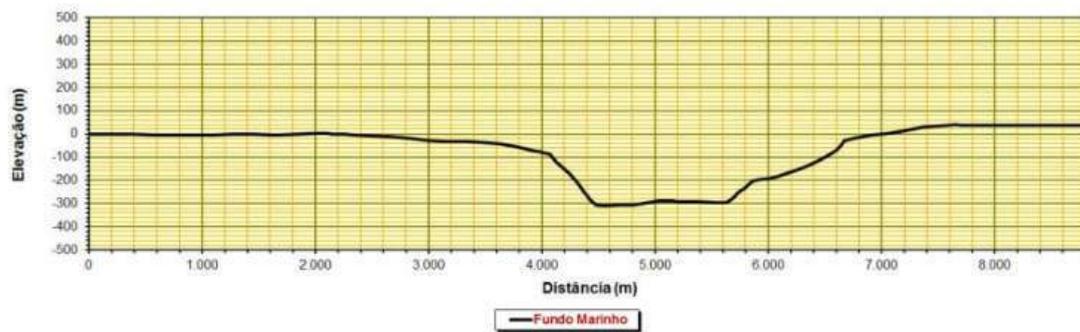
Figura D.7. Seção transversal 14A-14B.

Tabela D.1. Representação das litologias nas seções transversais

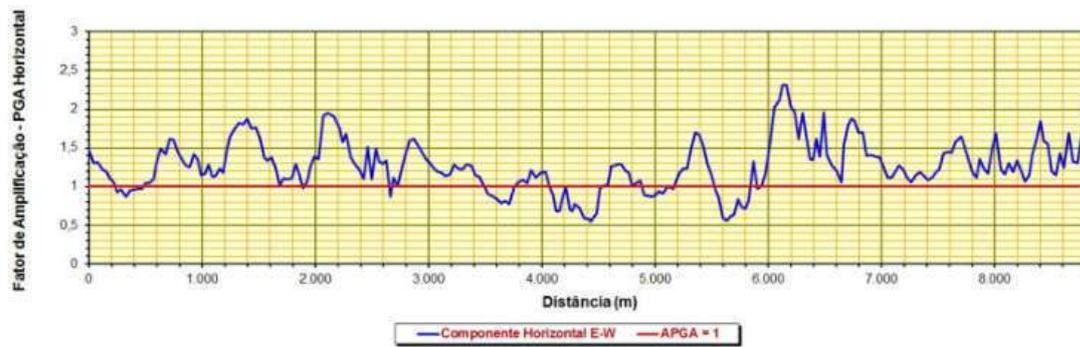
COR	MATERIAL
	Solo
	Folhelho
	Marga
	Arenito
	Calcáreo
	Halita
	Anidrita
	Coquina

ANEXO E. AMPLIFICAÇÃO DE PGA NA SUPERFÍCIE DAS SEÇÕES

SEÇÃO 4A-4B



SEÇÃO 4A-4B



SEÇÃO 4A-4B

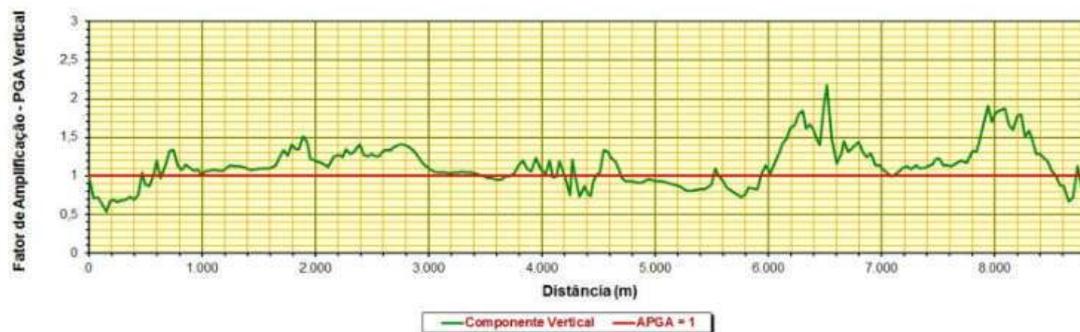
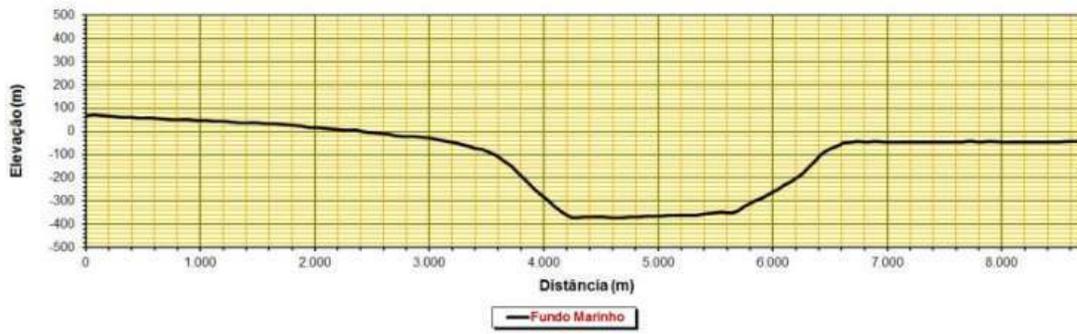
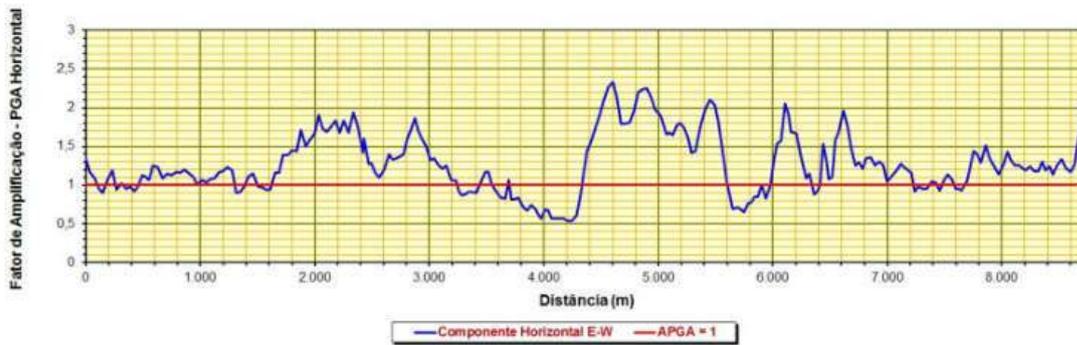


Figura E.1. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 4A-4B.

SEÇÃO 5A-5B



SEÇÃO 5A-5B

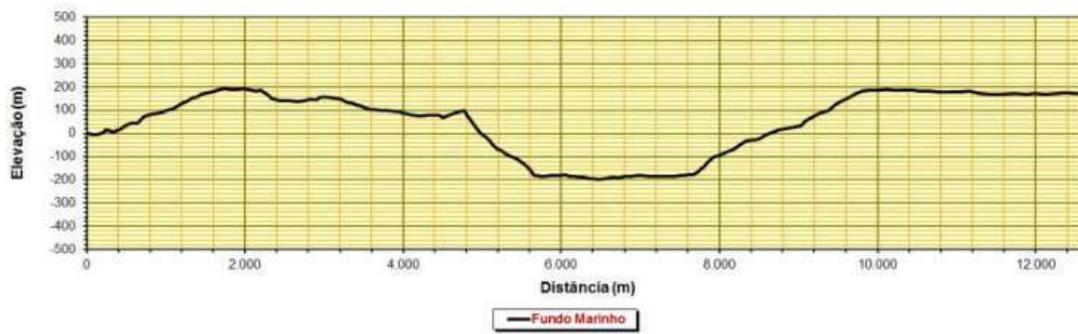


SEÇÃO 5A-5B

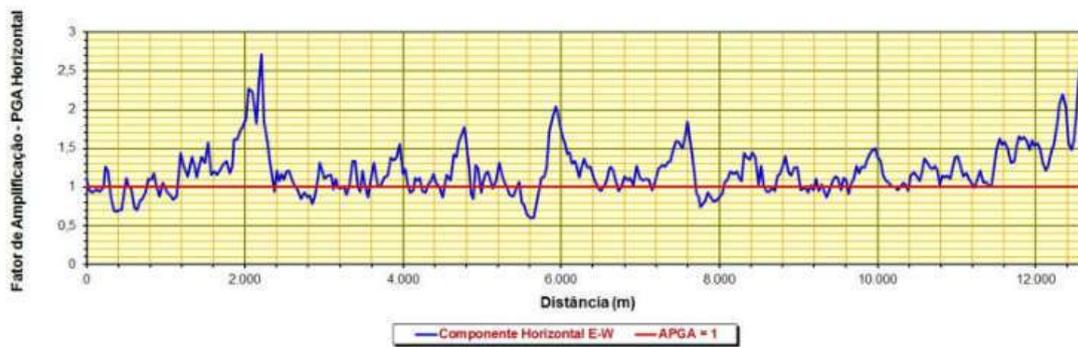


Figura E.2. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 5A-5B.

SEÇÃO 7A-7B



SEÇÃO 7A-7B



SEÇÃO 7A-7B

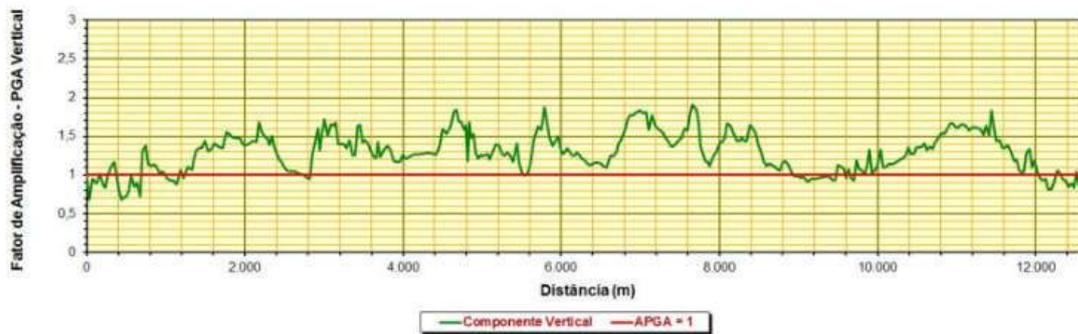
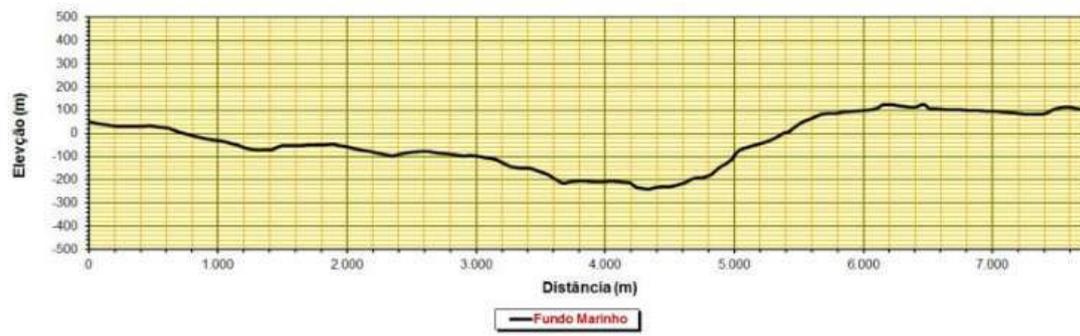
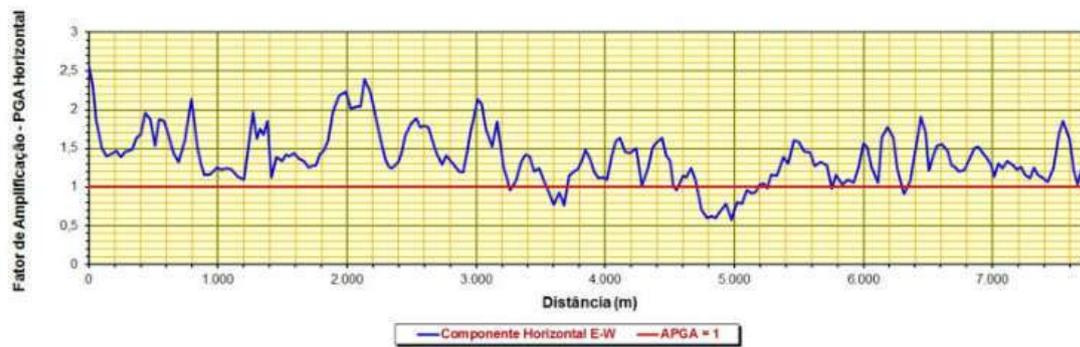


Figura E.3. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 7A-7B.

SEÇÃO 10A-10B



SEÇÃO 10A-10B



SEÇÃO 10A-10B

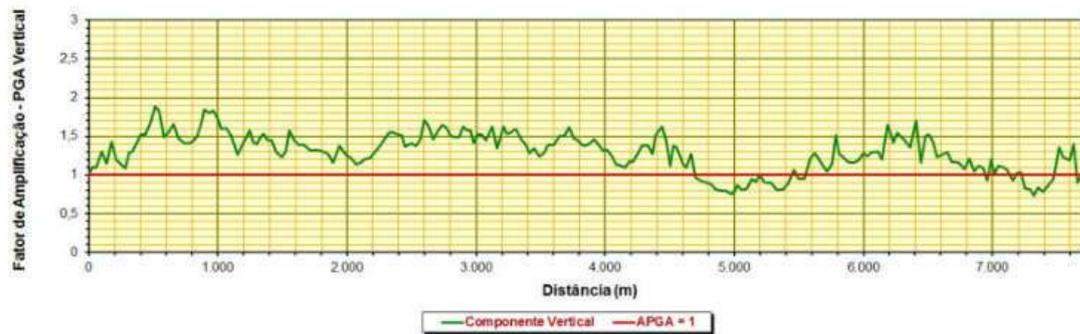
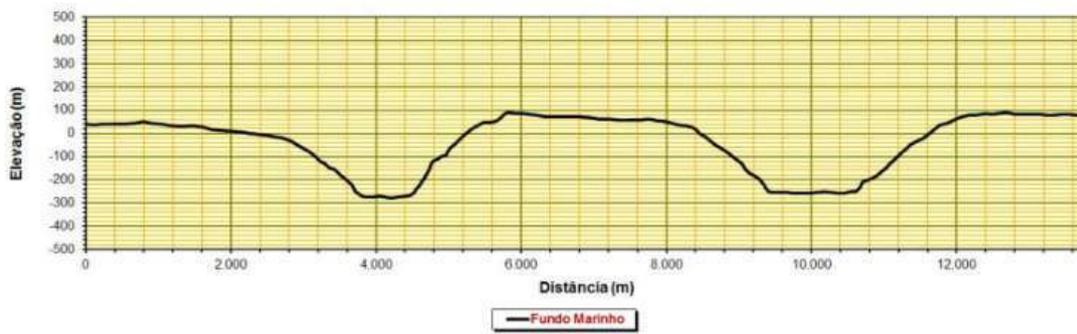
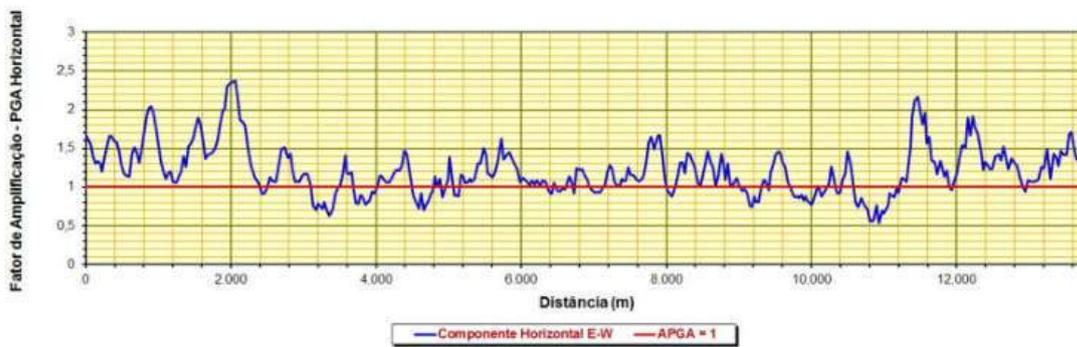


Figura E.4. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 10A-10B.

SEÇÃO 11A-11B



SEÇÃO 11A-11B



SEÇÃO 11A-11B

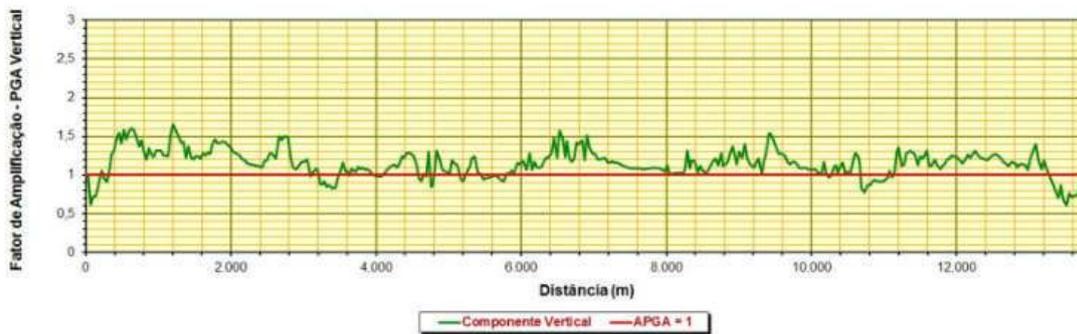
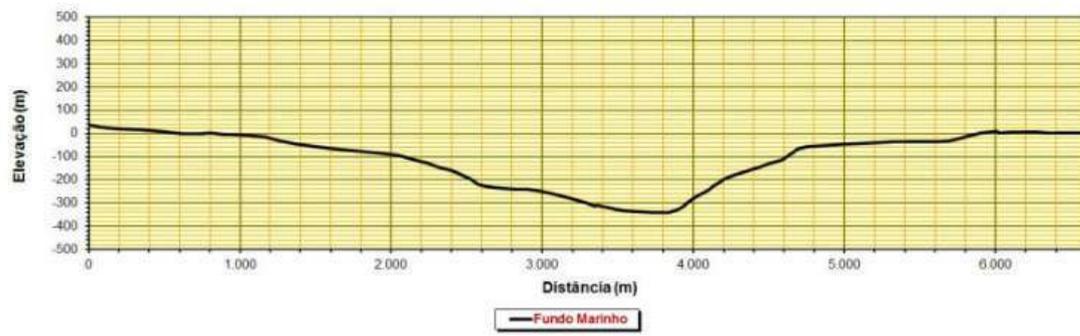
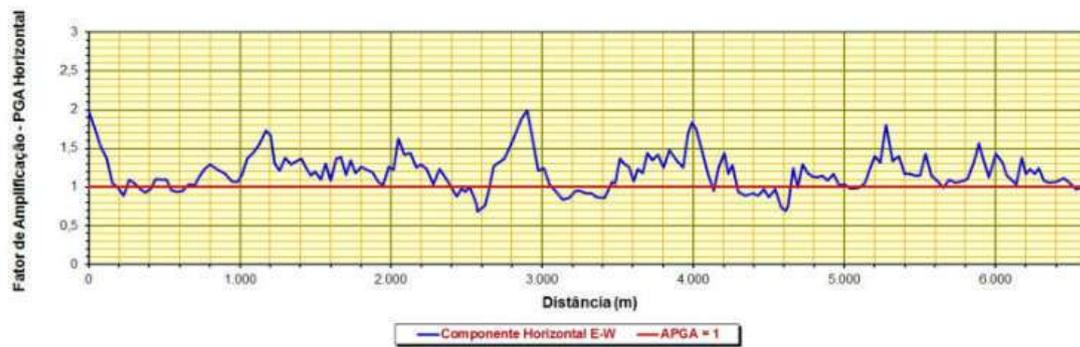


Figura E.5. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 11A-11B.

SEÇÃO 12A-12B



SEÇÃO 12A-12B



SEÇÃO 12A-12B

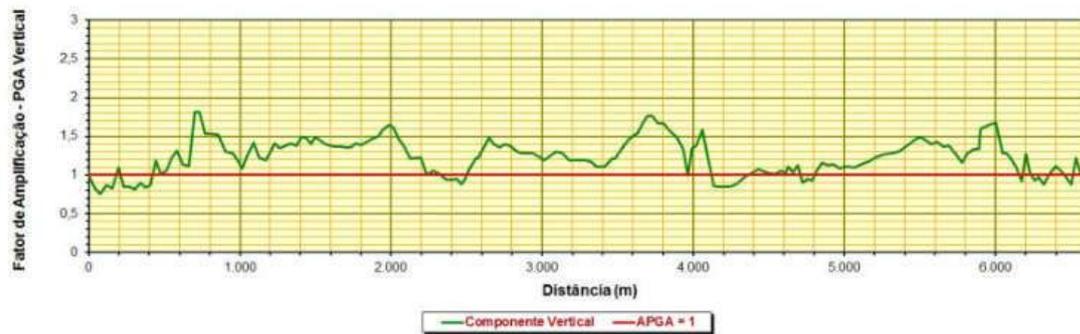
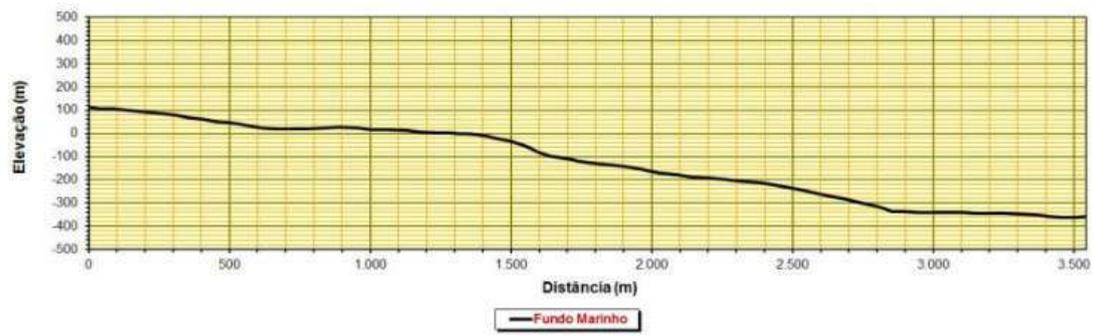
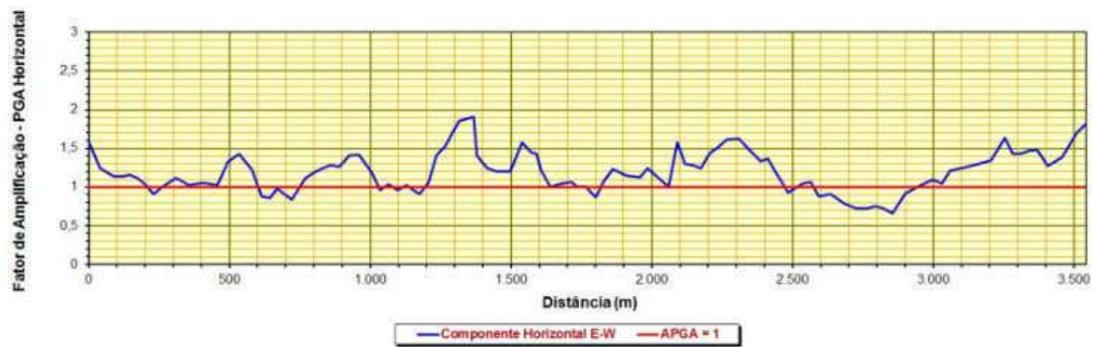


Figura E.6. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 12A-12B.

SEÇÃO 14A-14B



SEÇÃO 14A-14B



SEÇÃO 14A-14B

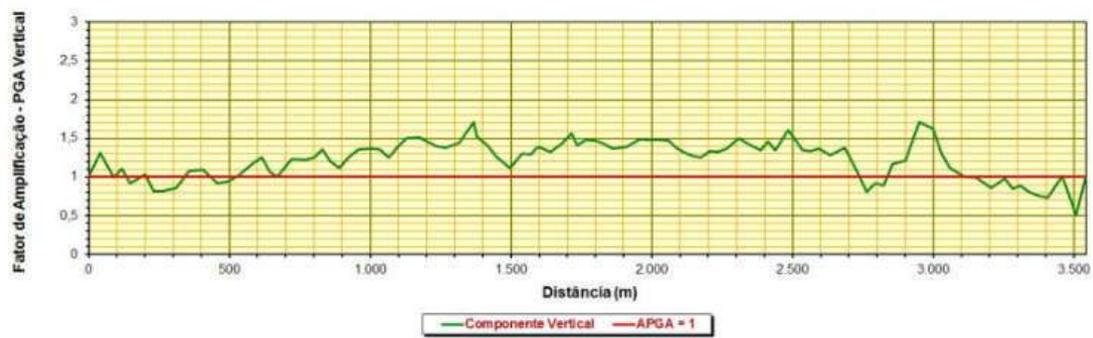


Figura E.7. Perfis topográfico e de acelerações horizontais e verticais de pico ao longo da Seção 14A-14B.

ANEXO F. ARTIGO PUBLICADO INT J PHYS MODEL GEO

Cite this article

Tarazona SFM, Almeida MCF, Bretschneider A et al. (2020) Evaluation of seismic site response of submarine clay canyons using centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 20(4): 224–238. <https://doi.org/10.1680/jphmg.18.00084>

Research Article

Paper 1800084
Received 01/11/2018;
Accepted 24/05/2019;
Published online 10/07/2019

Keywords: centrifuge modelling
seismic engineering/slopes.

ICE Publishing: All rights reserved

International Journal of Physical Modelling in Geotechnics

ice Publishing

Evaluation of seismic site response of submarine clay canyons using centrifuge modelling

Samuel Felipe Mollepaza Tarazona MSc
Doctoral student, Graduate School of Engineering, COPPE,
Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (corresponding
author: samuelfelipe@coc.ufrj.br) (Orcid:0000-0001-5268-6487)

Maria Cascão Ferreira de Almeida PhD
Associate Professor, Polytechnic School of Engineering, Poli, Federal University
of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (Orcid:0000-0002-3133-6098)

Alberto Bretschneider PhD
Senior Researcher, IFSTTAR, GERS, SV, Bouguenais, France

Marcio de Souza Soares de Almeida PhD
Professor, Graduate School of Engineering, COPPE, Federal University of
Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (Orcid:0000-0003-2230-397X)

Sandra Escoffier PhD
Senior Researcher, IFSTTAR, GERS, SV, Bouguenais, France

Ricardo Garske Borges MSc
Research Engineer, CENPES – Petrobras Research and Development Center,
Rio de Janeiro, Brazil (Orcid:0000-0001-7623-0337)

The morphological features of submarine canyons significantly modify the amplitude, duration and frequency content of free-field seismic ground motions. This paper examines the influence of these morphological features through a series of seismic centrifuge tests on kaolin clay models with canyon sloping angles of 15, 30 and 45°. These tests were performed using the IFSTTAR (the French Institute of Science and Technology for Transport, Development and Networks) geotechnical centrifuge at an acceleration of 40g by applying a set of dynamic excitations, varying in amplitude and frequency content. The response of the clay canyon models was monitored by means of accelerometers and pore-pressure transducers. In-flight characterisation was performed on each clay model with bender element and T-bar tests prior to the application of seismic excitations. The study shows that the topographic shape of the canyon can substantially affect peak values and the frequency content of the free-field motions along the slope surface. Low-intensity seismic excitations and frequency contents along with the dominant frequency of the soil deposit were found to cause substantial amplification. In addition, the reduction of the shear modulus and the corresponding increase in damping tend to increase the fundamental site period.

Notation

A	accelerometer (dimensionless)
A_{linmax}	topographic amplification factor (dimensionless)
A_{lin}	normalised acceleration (dimensionless)
A_{LOOP}	area of a loop (m ²)
$A_{\Delta ABC}$	area of the triangle ABC (m ²)
c_v	coefficient of consolidation (m ² /s)
D	damping (%)
DT	linear potentiometer (dimensionless)
D_ϕ	diameter of the T-bar (mm)
e	void ratio (dimensionless)
G	shear modulus (MPa)
G_{max}	maximum shear modulus (MPa)
G_{sec}	secant shear modulus (MPa)
H	slope height (m)
H/λ	normalised frequency (dimensionless)
i	slope angle (degrees)
K	function of the plasticity index (dimensionless)
M_W	earthquake magnitude (dimensionless)
m	power of shear of the undrained shear strength equation (dimensionless)
P	pore-pressure transducer (dimensionless)
S	normalised undrained strength parameter (dimensionless)

S_u	undrained shear strength (kPa)
T_p	natural period (s)
V	normalised velocity (dimensionless)
V_s	shear wave velocity (m/s)
V_{s15}	shear wave velocity over the top 15 m (m/s)
v	penetration rate (mm/s)
Z	total layer thickness (m)
γ	shear strain (%)
λ	shear-wave length (m)
ρ	soil density (kg/m ³)
σ'_v	vertical effective stress (kPa)
σ'_0	confining pressure (kPa)
τ	shear stress (kPa)

1. Introduction

The geomorphological nature of the sea floor, with steep slopes, canyons and associated drainage features, plays an important role in the seismic response of the continental margins worldwide. These characteristics influence the amplitude and frequency content of the seismic waves, and therefore become an important factor in evaluating the seismic hazard. The safe development of offshore activities, even in low-seismic-hazard

regions, demands seismic-resistant structural design (Randolph *et al.*, 2011).

Most topographic amplification studies available in the literature (e.g. Abraham *et al.*, 2015; Pelekis *et al.*, 2017; Stamatopoulos *et al.*, 2007) involve granular soils and very little attention is given to the soft clay sediments present in deep waters. Evidence of ground motion amplification at the top of onshore hills and ridges has been documented by several researchers (e.g. Assimaki and Gazetas, 2004; Athanasopoulos *et al.*, 1999; Idriss and Seed, 1967), but there is a scarcity of data for offshore dynamic response and amplification. The primary limitation of these studies is the impossibility of identifying and separating the local morphological contribution from other soil-inherent conditions such as stratigraphy and heterogeneous geology. Moreover, recent studies have employed numerical analysis to investigate the effect of the topographic amplification by varying different parameters, such as frequency and loading type, angle of incidence and layer thickness (Rizzitano *et al.*, 2014; Tripe *et al.*, 2013). However, excessively simplified numerical models can result in underestimations of the topographic amplification (Barani *et al.*, 2014; Massa *et al.*, 2014).

To overcome the above limitations, centrifuge modelling can be used efficiently to evaluate the seismic site response characteristics of clayey soils, to understand the influence of different parameters such as the thickness of the strata, soil properties, frequency contents and amplitudes of the seismic loading (e.g. Afacan *et al.*, 2013; Brennan *et al.*, 2005; Zhou *et al.*, 2017). In this work, the seismic response of submarine canyons is discussed, and the effect of the input motion amplitude is additionally considered. Various advantages and disadvantages of dynamic centrifuge modelling are discussed in research studies published by Schofield (1980, 1981), Kutter (1992), Taylor (1995) and Steedman (1999).

This study investigates the effects of topographic conditions on the seismic response of clayey submarine canyons with different inclinations using geotechnical centrifuge modelling. The canyon models analysed are representative of the submarine geomorphology of the deep-water area of south-eastern Brazil (Viana *et al.*, 1998, 1999). The responses for different types of sinusoidal seismic loading and real earthquake loading with different frequency contents and amplitudes are presented and analysed here. The study aims to improve the understanding of these conditions in order to mitigate the seismic risks to submarine structures built on or near significant surface geological features.

2. Dynamic centrifuge modelling

A series of centrifuge shaking table tests was performed using the IFSTTAR (the French Institute of Science and Technology

for Transport, Development and Networks) beam centrifuge (Corté and Garnier, 1986) in order to understand the seismic behaviour of submarine canyons in overconsolidated clays and to identify the main parameters that influence their seismic response. The model behaviour was monitored using accelerometers and pore-pressure transducers during the test. In-flight geotechnical characterisation of the clay was performed with bender element (BE) and T-bar tests in each model, prior to the seismic excitations.

Several comprehensive and comparative studies have been performed to show the capabilities and limitations of dynamic centrifuge modelling (e.g. Byrne *et al.*, 2004; Jeong *et al.*, 2019; Madabhushi, 2014). Specifically, this research identifies constraints related to the physical limits of the earthquake simulator to reproduce a few of the frequencies of interest in the geometries studied. However, it provides considerable insight into the mechanics of the topographic amplification and on how slope angle and excitation intensities influence its response.

2.1 Clay properties and model configuration

In the framework of this study, characterisation tests were performed on the Speswhite kaolin clay, yielding a 62% liquidity limit, a 23% plastic limit, a specific gravity of 2.62 and a coefficient of consolidation of $c_v = 3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ($\sigma'_v = 115 \text{ kPa}$). These values are consistent with values reported in the literature (e.g. Hodder and Cassidy, 2010; Zhang *et al.*, 2011).

Three centrifuge tests were performed on each of the two centrifuge clay models (S01 and S02) under a centrifugal acceleration of 40g to evaluate the topographic effects on submarine canyons (Table 1). In each clay model (Figure 1), the propagation of seismic waves was analysed under three geometric conditions. First, flat surfaces (without canyon) were studied to evaluate the one-dimensional soil response. Then, two canyon geometries were successively analysed in each clay model, 15 and 30° for S01, and 30 and 45° for S02, respectively, as shown in Figure 1. Once the flat configuration had been subjected to a sequence of base shakings the centrifuge was spun down and the first canyon geometry was carefully trimmed at 1g, for the required geometrical shape using ad hoc moulds, while the excess clay was removed with trowels. Then the centrifuge was spun up and after a stabilisation period the model was subjected to a sequence of base shakings. Finally, the same procedure was followed for the third configuration.

The present centrifuge tests were performed using an equivalent shear beam (ESB) box as shown in Figure 1 (Escoffier, 2008, 2013), in order to reproduce free-field boundary conditions. In general, slope stability centrifuge tests are

Table 1. Centrifuge tests and input motions.

Clay models		Input motion	Input motion sequence	Shake sequence and amplitude: g				
				1st	2nd	3rd	4th	5th
Flat (S01-0°)	Flat (S02-0°)	Sine	1st	0.075	0.10	0.15	0.20	0.23
15° slope (S01-15°) and 30° slope (S01-30°)	30° slope (S02-30°) and 45° slope (S02-45°)	Emilia	1st	0.075	0.15	0.23	0.29	–
		LAN-Art	2nd	0.075	0.15	0.23	0.29	–
		Sine	3rd	0.075	0.15	0.23	0.29	–

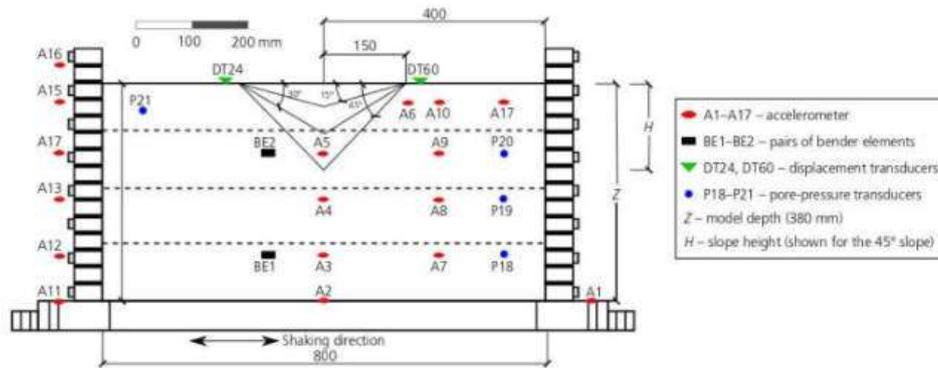


Figure 1. Model container used in centrifuge tests with internal dimensions and instrumentation

performed in rigid boxes due to the asymmetrical configuration of the model. However, the symmetrical geometry of the canyon models analysed here allowed for the use of the ESB box. The symmetry of the models helps the dynamic shaker actuator reproduce the command inputs in the shaking direction with a good level of precision, minimising any possible coupled rocking motion.

Figure 1 also shows the instrumentation used during the experiment. The clay models were instrumented with 17 accelerometers (A), ten in the soil layer and seven on the ESB box, four pore-pressure transducers (P), two linear potentiometers for surface settlement measurements (DT) and two horizontal pairs of BEs to measure the shear-wave velocity.

2.2 Model preparation and testing programme

Figure 2 shows details of the clay bed prepared for the centrifuge tests. The clay models were prepared using a two-step consolidation procedure. The first step is the 1g consolidation from slurry state, with a water content equal to 1.37 times the liquid limit. The slurry was consolidated directly in the ESB box.

The total thickness of the model after consolidation was 380 mm and it was prepared in four layers, indicated by the dashed lines in Figure 1. The consolidation was achieved using a special consolidometer composed of a rectangular loading plate with the same area as the ESB box. The vertical stress was applied with incremental loading, up to 300 kPa. The second step of consolidation was carried out in-flight at 40g resulting in a clay layer, in which the overconsolidation ratio (OCR) decreases with depth as shown in Figure 2(a).

After settlement and pore-pressure stabilisation in-flight, T-bar tests (Gaudin *et al.*, 2008) were performed to determine the undrained shear strength profile (S_u) of the models with the purpose of assessing model repeatability and overall consistency.

Figure 2(b) shows the measured profiles of the undrained shear strength S_u for the two clay models, along with the theoretical S_u profile calculated using the well-known stress history equation (Wroth, 1984)

$$1. \quad S_u = S_{u'}(OCR)^m$$

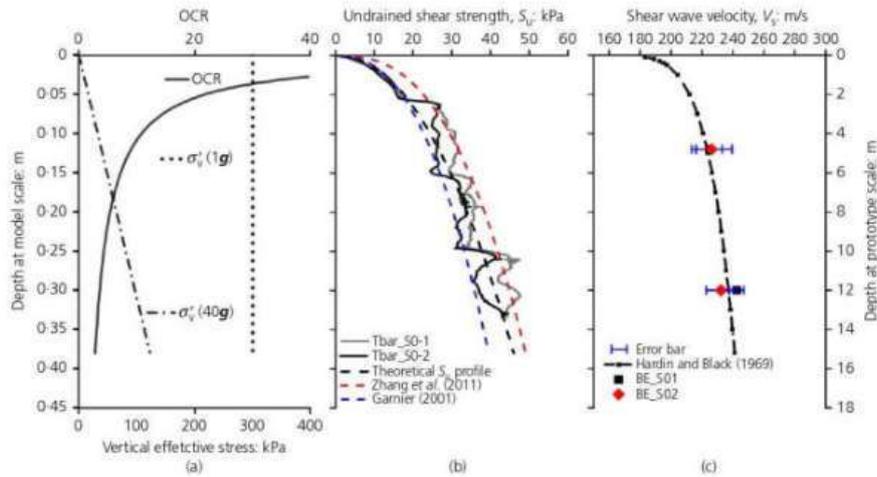


Figure 2. Clay model properties: (a) stress history; (b) undrained shear strength profiles; (c) shear-wave velocity profiles

where S is the normalised strength parameter, σ'_v is the vertical effective stress, OCR is the overconsolidation ratio and m is a power constant in the equation. Theoretical curves proposed by Garnier (2001) ($S=0.19$; $m=0.59$) and by Zhang *et al.* (2011) ($S=0.23$; $m=0.62$), also presented in Figure 2(b), represent the upper and lower boundary profiles for S_u with respect to values measured here. A good match can be seen between the calculated and measured S_u profiles, using $S=0.23$ and $m=0.53$ obtained from a series of consolidated anisotropically undrained (CAU) triaxial tests that were conducted in the present study.

The shear-wave velocity V_s was measured using the two horizontal pairs of BEs shown in Figure 1. The wave travel times detected by the receiver BEs were determined according to the methodology proposed by Viana da Fonseca *et al.* (2009), in order to obtain the range and average values of V_s , as shown in Figure 2(c). Good agreement is shown between the measured data and the shear-wave velocity profile estimated using the Hardin and Black (1969) equation

$$2. \quad V_s = (103.6 - 34.93e) \text{OCR}^{(K/2)} \sigma'_0^{0.25}$$

where V_s is the shear wave velocity (m/s), e is the void ratio, $K=0.29$ is a function of plasticity index and σ'_0 is the confining pressure (kPa).

Initially, the flat models were submitted to sine inputs with successive values of peak horizontal acceleration (PHA) of 0.075, 0.10, 0.15, 0.20 and 0.23g, as shown in Table 1. Then, each canyon model was submitted to 12 consecutive seismic inputs encompassing three different acceleration–time histories, Emilia, LAN-Art and Sine (Table 1), with reference values of PHA of 0.075, 0.15, 0.23 and 0.29g. The shakes applied at the base of the canyon models corresponded, respectively, to a magnitude $M_w=5.9$ from the Emilia 2012 earthquake (Northern Italy); an artificially generated acceleration–time history representative of the seismic activity in Brazil, to a magnitude $M_w=5.8$ LAN-Art (Almeida and Ebecken, 2004); and a 1.25 Hz sinusoidal loading. The input sequence was applied with progressive amplitude increases. This research analysed results from the sine and Emilia earthquake–time histories. Figure 3 shows the acceleration–time history and the frequency spectrum of the Emilia 2012 earthquake recorded at the box base. LAN-Art acceleration–time histories are outside the scope of this paper.

2.3 Equipment and test sequence

The IFSTTAR geotechnical centrifuge is a 200g-t beam centrifuge with an effective radius of 5.5 m. In its dynamic configuration the centrifuge is equipped with a one-dimensional shaking table (Chazelas *et al.*, 2008) capable of producing horizontal sine-wave inputs and full earthquake seismic signals.

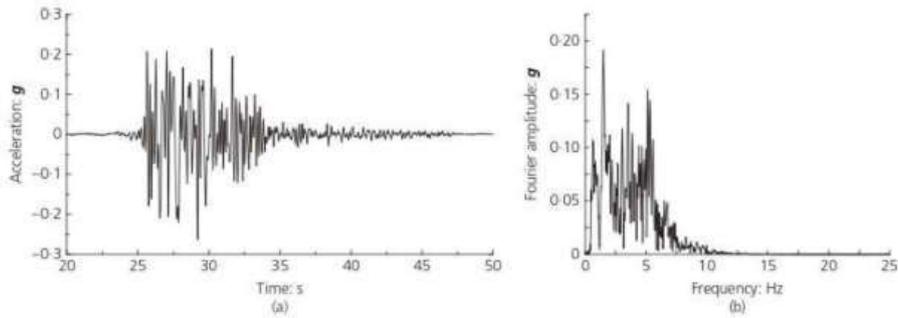


Figure 3. Recorded base motions for Emilia 2012 earthquake for $PHA_{top} = 0.29g$: (a) acceleration–time histories; (b) Fourier spectra

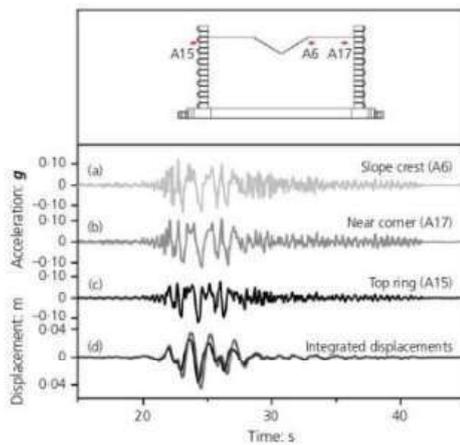


Figure 4. Accelerations at the same level of: (a) the soil model at the crest, (b) the corner, (c) the wall and (d) corresponding displacements

The ESB box used in this study was initially designed for testing dry sand columns. However, to verify the behaviour of the container regarding the clay-column response, boundary effects were evaluated by comparing the accelerations and displacement responses between the clay model surface and the end wall. Figure 4 shows the measured acceleration–time histories, and their corresponding displacements, at both the soil surface and the top of the container wall in model S02-30°, for the

intermediate amplitude input motion (0.15g) from the Emilia earthquake. Accelerations at the slope crest and far from the slope crest (A6 and A17), and at the wall (A15), all at the same level, have similar waveforms (Figures 4(a)–4(c)). In Figure 4(d) the similarity between the corresponding displacements are evident. Results from several shaking events on each clay model showed similar trends, which confirmed that the container walls and the soil were moving together.

To investigate the main parameters that affect the seismic response of submarine slopes, the results of accelerations from a single-frequency input motion (sinusoidal) and multi-frequency input motion (Emilia earthquake) were analysed. All the values for the sections that follow are presented in prototype scale unless otherwise specified. A typical example of the pore pressure and settlement data (see position of sensors P20, DT24 and DT60 in Figure 1) registered during the sequence of shakes is shown in Figure 5 for test S02-30°. The trend in the figure is similar for the other test arrangements. The excess pore pressure developed in the soil layer was small, and sufficient time was allowed between each sequential earthquake to ensure that this small excess pore pressure was dissipated. The final settlement value, due to the seismic input sequence, was approximately 0.25 m.

Previous laboratory studies (Anderson and Richart, 1976) indicate that repetitions of high-amplitude strain alter the post-cyclic characteristics of the soil leading to a temporary decrease in G_{max} . If the G_{max} value is not 100% recovered at the start of the next test, a deviation is introduced in the next calculated G/G_{max} ratio. To overcome this limitation, a ' G_{max} ' measurement should be made immediately before each base shaking, in order to obtain an unaffected G/G_{max} ratio (Anderson and Richart, 1976).

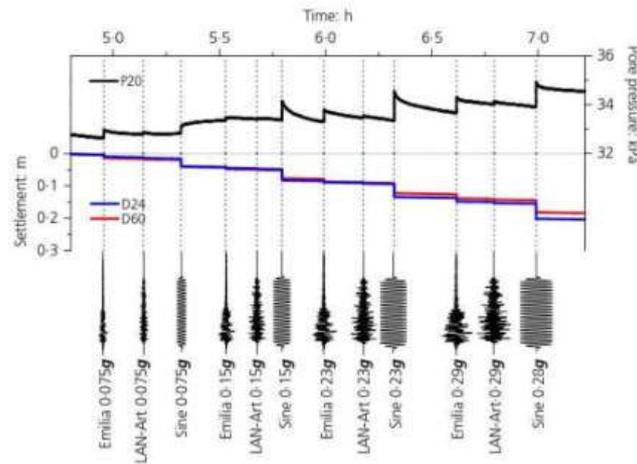


Figure 5. Selected acceleration–time histories and associated pore pressure and settlement data – test S02-30°

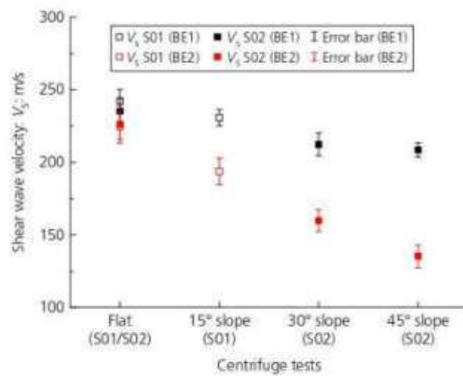


Figure 6. Variation of V_s during centrifuge tests for S01 and S02 models

In this study, according to this concept, measurements of V_s before the shaking sequence in each canyon model provided a ' G_{max} ' reference value for obtaining the G/G_{max} ratio. Since each shake was preceded by a period of time, to allow excess pore-pressure dissipation, the errors have been minimised. The shear-wave velocity (V_s) degradation for BE1 and BE2 for all

centrifuge tests is presented in Figure 6. The decline in V_s is mainly attributable to the shaking effect, because the G values for clays are less affected by the confining stresses (octahedral confining stress) than for sands (e.g. Ishibashi, 1992). Figure 6 also shows that amplification of the movements near the surface region (BE2) produces greater degradation of the soil stiffness and consequently lower values of V_s .

3. Site response and amplification

In this study, all acceleration test data were processed and filtered to remove 'pre-event' noise and electronic drifts from the records. The selection of low- and high-pass filter values was based on the controllable range of the shaker (20–250 Hz at model scale). Figure 7 presents the filtered acceleration records from canyon model S02-30°, for the Emilia earthquake input sequence with a PHA of the base plate (PHA_{bp}) of 0.075 and 0.29g. The position along the lateral soil column, corresponding to accelerometers A2, A8, A9, A6 and A10, can be seen in Figure 1. The soil response accelerations for the low-amplitude input, PHA_{bp} of 0.075g (Figure 7(a)), exhibit similar waveforms, consistent with the linear soil response in which the damping is small and there is little or no soil stiffness degradation at small strains. In contrast, for the stronger base motion, PHA_{bp} of 0.29g (Figure 7(b)), a change in the frequency content and in the shape of the accelerations along the soil column shows evidence of the non-linear soil behaviour.

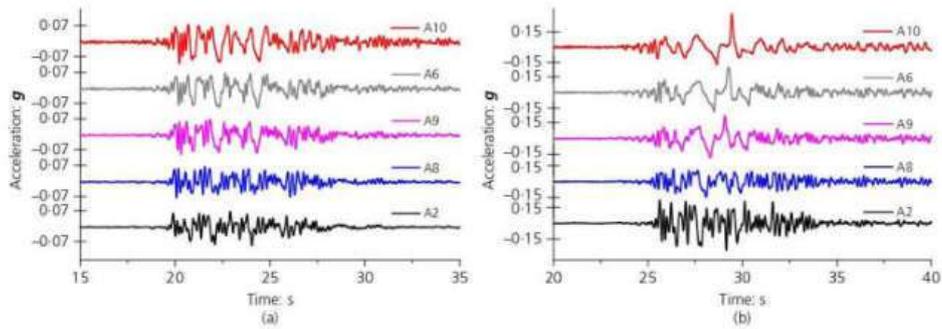


Figure 7. Acceleration–time histories for canyon model S02-30° and the Emilia earthquake for (a) $PHA_{bp} = 0.075g$; (b) $PHA_{bp} = 0.29g$

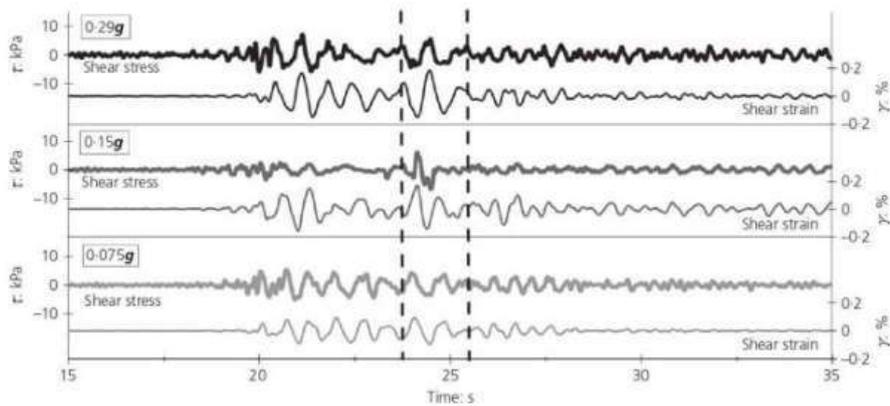


Figure 8. Shear stresses and shear strains evaluated at 3.5 m depth (A9), S02-30° canyon model and Emilia earthquake for $PHA_{bp} = 0.075, 0.15$ and $0.29g$

3.1 Shear modulus reduction and damping ratio behaviour

The canyon model responses were evaluated by calculating the values of the shear modulus (G) and soil damping (D) against shear strains following the methodology proposed by Zeghal *et al.* (1995), further adjusted with centrifuge test results reported by Brennan *et al.* (2005). The shear stresses were calculated using filtered acceleration records. The shear–strain–time histories were calculated by cumulative trapezoidal integration of the acceleration records. A finite impulse response (FIR) digital filter of order 512 using a Hamming window

taper function was used to eliminate high-frequency noise and drift errors during integration.

An example of shear stress (thicker lines) and shear strain (thinner lines) histories at a depth of 3.50 m (A9) in model S02-30° is shown in Figure 8, for the Emilia earthquake and for PHA_{bp} of 0.075, 0.15 and 0.29g. The 30° slope is presented here since it is the intermediate slope angle that was analysed. The chosen accelerations were used to analyse the contrast among the results for the range of amplitude values. The increase in excitation intensities leads to higher peak values of

shear strain, resulting in a significant reduction in the associated shear modulus (Figure 8).

Having obtained the shear stress and shear strain histories, a cross-plot combining stress against strain allowed the evaluation of the shear modulus (G) and the damping ratio (D). These plots are shown in Figure 9, which combines the results of shear stresses and shear strains shown in Figure 8. The hysteresis loops obtained from the Emilia earthquake are presented in Figure 9(a) for $PHA_{top} = 0.075, 0.15$ and $0.29g$. In addition, Figure 9(b) shows examples of complete stress–strain loops selected from the time range of 23.74–25.33 s (indicated by the vertical dashed lines in Figure 8). As the intensity of the earthquakes increases, the shear strain also increases, resulting in a decrease in the values of the shear modulus, as illustrated by $G1, G2$ and $G3$ in Figure 9(c). The corresponding secant modulus and damping ratio are calculated by using the equations shown in the figure.

Figure 10 shows the normalised shear modulus and damping ratio values calculated from second-order estimates using accelerometers A10, A9 and A8 from the Emilia earthquake data (PHA_{top} of 0.075, 0.15, 0.23 and 0.29g). The obtained values of the secant shear modulus (Figure 9(c)) were normalised with maximum shear modulus for small deformations G_{max} calculated using $G_{max} = \rho V_s^2$, where V_s is presented in Figure 6 (BE1) and $\rho = 1.82 \text{ g/cm}^3$ is the average measured soil density. The experimental values of G/G_{max} are compared in

Figure 10(a) with the empirical curve proposed by Darendeli (2001). In general, the Darendeli formulation provides a better fit for the smaller shear strain range (0.01–0.1%). Due to the time-dependent behaviour of the laboratory test results, the shape of the G/G_{max} reduction curve cannot be unique and varies with time (Anderson and Stokoe, 1978).

Damping values back-calculated from the centrifuge test data (Figure 10(b)) exhibit a considerable scatter. Similar characteristics were also reported by other authors (e.g. Afacan *et al.*, 2013; Brennan *et al.*, 2005; Zhou *et al.*, 2017). Such scatter is expected, considering the complexity for modelling the actual dissipation mechanisms of damping behaviour. It is worth noting that the damping in centrifuge clay models is quite complex in contrast to a real situation in which the material and the radiation damping occur simultaneously. Indeed, the radiation damping is due to the loss of the wave energy in the semi-infinite half-space, while the volume of the scale model represents a small soil portion whose boundaries cannot simulate a semi-infinite half-space, as they do not permit wave absorption.

3.2 Normalised horizontal acceleration

Topographic effects are usually quantified as the ratio of the peak ground horizontal acceleration (PGHA) at the slope crest to the one experienced at the soil surface far from the crest. The above approach was used in the present study

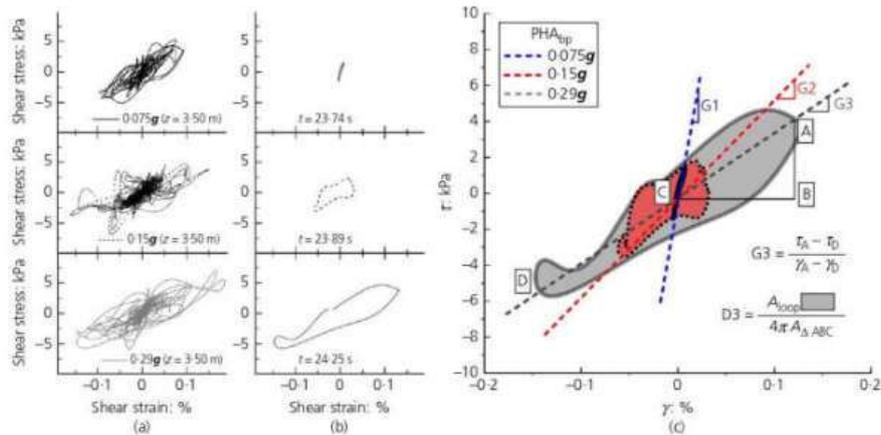


Figure 9. Stress–strain responses: (a) accumulated histories; (b) selected hysteresis loops and (c) variation of shear modulus G_{sec} and hysteretic damping D with increasing PHA_{top} .

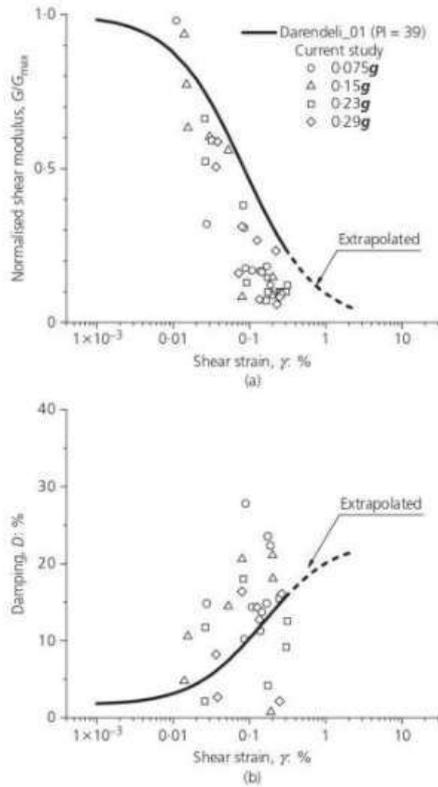


Figure 10. Normalised shear modulus and damping ratio plotted against shear strain for $S_{0.2-30^\circ}$ and theoretical curves proposed by Darendeli (2001)

for better comparison with the published results. The flat model response was used here as representative of the free-field ground motion instead of the flat surface behind the crest, in order to avoid signals, which may be affected by diffraction/reflection of surface waves or even by interference due to boundary effects.

The responses experienced at the soil surface of the slope crests were exposed to both topographic and soil layer amplifications. Consequently, the effects of the soil layer amplification must be decoupled by normalising the PGHA of the slope model ($PGHA_{sm}$) with the PGHA of the flat model ($PGHA_{fm}$) at the

same locations. These normalised acceleration values are referred to as topographic amplification factors (A_{hmax}).

To evaluate the combined effects of topographic and soil layer amplification, the ratio of the PHA values at the slope crest to the PHAs at the base plate were calculated. These normalised acceleration values are referred to as A_{he} .

3.2.1 Normalised horizontal acceleration at the slope crest

Figure 11 shows the variation of A_{hmax} against normalised frequency H/λ (H = slope height and λ =input motion wavelength) against slope angle (i) for sinusoidal loading considering three PHA_{top} intensities (0.075, 0.15 and 0.23g) for A6 accelerometer located at the slope crest. The normalised accelerations corresponding to the combined effect of soil and topographic effects (A_{he}) are also shown in Figure 11.

The following distinct trends for topographic and soil layer amplifications were identified from Figure 11.

- Regardless of the variation of i values and of the input amplitude, peak horizontal amplifications due to soil layer were found to dominate the response compared to the topographic effects.
- The amplification due to soil layer effect attenuates with increasing slope angle and amplitude input motion.
- Regarding the topographic amplification, it can be observed that the weaker input intensity amplifies to the highest i value, while the stronger input intensity amplifies to the lowest i values. For higher values of normalised frequency H/λ , higher amplitude of the input motion leads to an attenuation of the topographic ground motion.

To clarify these trends, the effects of soil non-linearity in light of two major mechanisms should be identified: (1) as the acceleration increases, the damping also increases, resulting in an attenuation of the peak ground acceleration (PGA); (2) as the induced shear deformations lead to further reduction of the shear modulus, changes of the natural frequencies of the system may amplify or attenuate the motion due to resonance effects. Table 2 presents a summary of the shear wave velocities (V_s) measured at the soil models and their corresponding natural frequencies (Kramer, 1996) along with the topographic frequencies (Ashford et al., 1997).

The topographic effect, for the 0.075g intensity motion (filled markers), shows negligible amplification in excess of the free-field response for $i < 30^\circ$, and it became evident for $i > 30^\circ$ (Figure 11). Looking at the A_{he} values (hollow markers), corresponding to the combined effect of soil and topographic effects, a marked amplification of these values can be observed

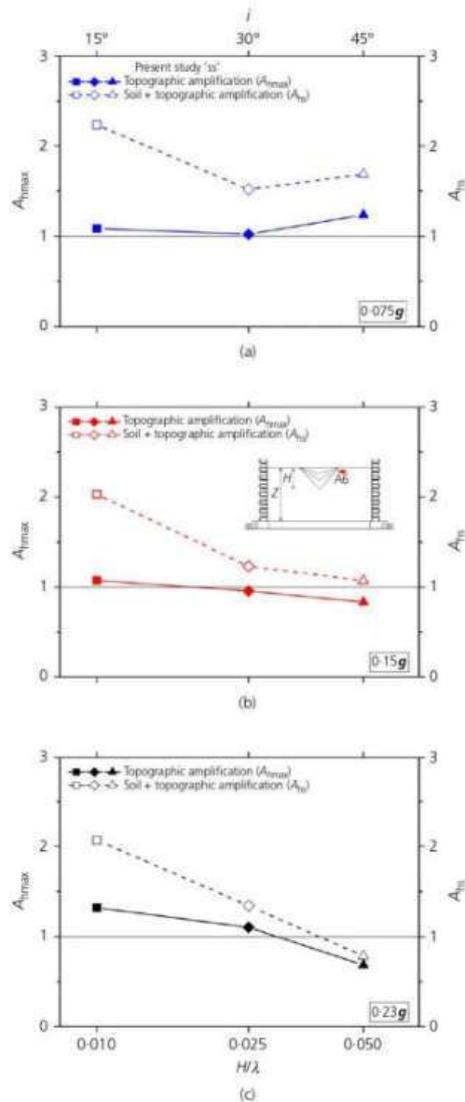


Figure 11. Normalised horizontal acceleration (A_{hmax}) at the slope crest for the sinusoidal input motion: (a) 0.075g, (b) 0.15g and (c) 0.23g

Table 2. Soil and topographic frequencies during the tests

Model geometry	V_s (m/s)	Natural frequency (Hz) $V_s/4Z$	Topographic frequency (Hz) $V_s/5H$
Flat $Z=15.2$ m	230	3.78	–
15° $H=1.60$ m	205	3.37	25.6
30° $H=3.50$ m	175	2.88	10.0
45° $H=6.00$ m	155	2.54	5.2

in relation to those of the topographic effects only, evidencing the larger influence of the soil related to the topography. This is in agreement with previous findings obtained by Ashford *et al.* (1997). It is also interesting to realise that the peak topographic amplification and the peak due to soil effect amplification at slope crest occurs at the same normalised frequency of the input motion, which means that topographic frequency approaches one of the fundamental frequencies of the excitation, and concurrently the frequency of the soil (Table 2).

In Figure 11(b), a light attenuation of the topographic amplifications at the slope crest is clearly seen. As the topographic frequency is far from the natural frequency of the soil, no amplification was observed for the intermediate intensity (Table 2). Concomitantly, as the i slope angle increases, the shear strength reduction due to previous test sequence also increases, which, combined with increased damping effects, results in sharp reduction of soil layer amplification.

Finally, the impact of non-linear soil behaviour on both topographic and soil layer amplifications is expected to be more pronounced for the higher excitation amplitude. However, as can be seen in Figure 11(c), the highest topographic amplification value relative to the 15° model was obtained for this excitation amplitude. This might be due to an attenuation and simultaneous changes of soil and topographic frequency characteristics to lower values due to non-linearity. As they shift, waves at frequencies just above the resonant frequency can be amplified when the non-linearity is strong.

3.2.2 Normalised horizontal acceleration behind the slope crest

Topographic amplification affects structures located at the surface of the slope crest (Brennan and Madabhushi, 2009). To evaluate the spatial variation of topographic amplification along the slope crest surface, the values of normalised horizontal amplification factors (A_{hmax}) near (A10) and far from (A17) the slope crest were determined during the propagation of shear wave (Figure 12). Values of A_{hmax} near the slope

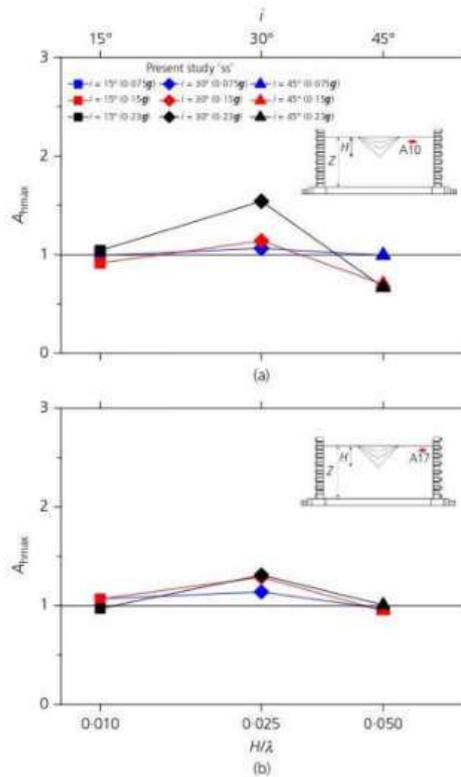


Figure 12. Normalised horizontal acceleration (A_{hmax}) for the sinusoidal input motion: (a) near the slope crest; (b) far from the slope crest

crest (A10) (Figure 12(a)) show that for the weakest intensity motion ($PHA_{bp} = 0.075g$) similar responses, with no amplification, were observed for all i values. For the intermediate amplitude ($PHA_{bp} = 0.15g$), alternation between slight amplification and attenuation was observed. In the case of the strongest intensity motion ($PHA_{bp} = 0.23g$), the highest amplification value was observed in the 30° model, while the highest attenuation was produced for the 45° slope model. With increasing amplitudes, alternation between amplification and attenuation zones can be observed behind the slope crest. This pattern of fluctuation has also been reported in previous studies (e.g. Brennan and Madabhushi, 2009; Rizzitano *et al.*,

2014) showing a dependency with the loading frequency. Furthermore, the largest difference in amplification values between points near the slope crest (A10) and at the slope crest (A6) occurs for the strongest intensity motion ($PHA_{bp} = 0.23g$) for the 30° model. This difference may be due to the fact that the points are close. Therefore, as reported in previous studies (e.g. Rizzitano *et al.*, 2014; Tripe *et al.*, 2013), maximum peak values may occur near the slope crest.

Values of A_{hmax} far from the slope crest (A17) (Figure 12(b)) show a similar but less accentuated pattern in comparison with those located near the slope crest (A10), although topographic effects remain. Values found behind the slope crest in the present study are similar to those found by Brennan and Madabhushi (2009).

3.3 Spectral analysis

Spectral analysis is used extensively to describe the potential effect of strong ground motion, enabling the characterisation of the influence of frequency content on structures. In this study the overall soil response, with the presence of topographic features, is evaluated by means of the ratio of the 5% damped pseudo-spectral acceleration (PSA) for the recorded ground surface (PSA_{gs}) to the container base plate motions (PSA_{bp}), referred to here as the spectral amplification factor (SAF).

The response spectra at the base (A11) and at the slope crest (A6) were obtained as exemplified for the S01- 15° model in Figures 13(a)–13(c) for PHA_{bp} of 0.075, 0.15 and 0.29g, respectively. The same procedure was adopted for the S02- 30° and S02- 45° models and the SAFs at the slope crest (A6) for three different PGHAs (0.075, 0.15 and 0.23g) are shown in Figures 13(d), 14(a) and 14(b) for slope angles of 15, 30 and 45° , respectively.

Figure 13(d) shows amplification greater than 3 for the 15° slope and the weakest motion. Nevertheless, for amplitudes of 0.15 and 0.29g, attenuation was observed for the same period. This is a direct evidence of the reduced stiffness of the soil layer along with the increased damping effects. In this figure, it is interesting to note that, for similar period ranges, the highest amplifications occurred near the elastic-site period (~ 0.26 s), obtained from Table 2, for an amplitude of 0.075g, while for higher amplitudes the greatest attenuations happened. For higher amplitudes of input motion, 0.15 and 0.29g, the spectral peaks shifted to 1 and 2 s, respectively.

Similar trends can be observed in Figure 14(a) for the 30° slope where the lengthening of the period (to ~ 1 s) produced an enlargement of the spectral peak for the amplitude of

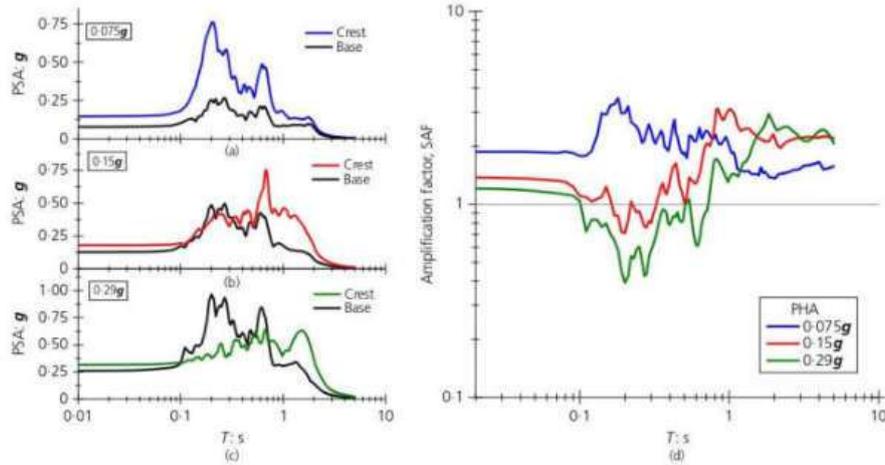


Figure 13. Acceleration response spectra for base and top of S01-15° model for Emilia ground motion intensities of: (a) $PHA_{top}=0.075g$, (b) $PHA_{top}=0.15g$ and (c) $PHA_{top}=0.29g$; (d) SAFs

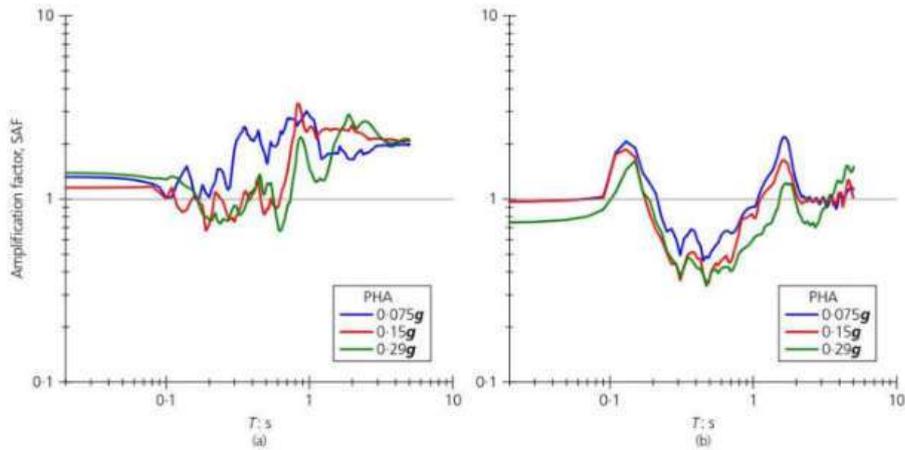


Figure 14. SAFs for Emilia ground motion intensities of 0.075, 0.15 and 0.29g for models: (a) S02-30°; (b) S02-45°

0.075g. However, for amplitudes of 0.15 and 0.29g, SAFs greater than 2 with relatively narrow band were produced. As depicted in Figures 9(a) and 10, the results of the 30° canyon

model test showed a non-linear behaviour, with shear strains in the range 0.15–0.3% at input motion intensities of 0.15 and 0.29g, respectively. However, once these shear strains were

reached, the shear modulus degradation rate and the damping ratio increased significantly. Therefore, after an average shear strain of about 0.23%, the G/G_{max} ratio is about 0.1 and the damping ratio is about 0.125 (measured values).

In Figure 14(b), it can be observed that the highest spectral amplification values for all levels of input motion are at 0.19 and 1.63 s (5.26 and 0.61 Hz). The first is consistent with Ashford *et al.* (1997) topographic frequency, while the second has no clear explanation. However, the second peak suggests an influence of container effects as it approaches the range of resonance frequency of the container (0.85 and 0.93 Hz).

The amplification spectra in Figures 13(d) and 14 illustrate further details of the impact of non-linear soil behaviour on amplification patterns. Figures 13(d) and 14(a) show that the peaks in the spectrum shift to higher periods as the excitation amplitude increases. The spectral amplitudes at periods higher than ~1 s are essentially unaffected by non-linearity and show a constant amplification by a factor of about 2. Thus, the shifts in the period of the spectral peaks are preceded by an attenuation at ~0.2 s followed by a gradual increase in ground motion amplification until about 2 s. In general, a transition from attenuation to amplification can be observed between 0.2 and 2 s. This apparent reversal of non-linear effects in which amplification may increase with shaking intensity may be due to sudden variations in soil stiffness as high-frequency components are introduced into the system. Higher frequency generation is typical of wave propagation in non-linear media (McCall, 1994).

4. Conclusions

Dynamic centrifuge tests were performed with clay models to examine the influence of surface topography and input motion amplitude on the amplification of the seismic response of submarine canyon slopes.

Dynamic soil properties obtained from back-analysis of three accelerometers located at the crest for the intermediate canyon slope model were in reasonable agreement with Darendeli's empirical trends. In addition, the shear modulus reduction curve using the tracking $G_{max}(V_s)$ value demonstrated slightly better agreement than results found in the literature. This clearly emphasises that the degradation of V_s must be considered when evaluating the shear modulus reduction curve in sequenced tests.

From the overall behaviour of the incoming shear waves, topographic effects were assessed and, based on the geometries analysed in this study, the following conclusions were drawn.

The slope crest for $i=45^\circ$ produces a significant amplification effect for the lowest-amplitude input motion, whereas stronger amplitudes tend to attenuate the motions. This suggests a dependence of topographic amplification factors on the input motion amplitude and on the normalised frequency (H/λ), which can produce amplification even for low H/λ values combined with higher amplitude of input motion.

The topographic amplification factors were found to be affected due to the non-linear soil behaviour; however, further testing is necessary for better understanding of this in submarine canyon slopes.

For the region behind the slope crest, spatial variation of the ground motion was observed, with zones of alternating amplification and attenuation of the free-field motion across the model surface evidenced by amplification factors on the order of 1.5.

From the spectral analysis of the geometries investigated, it was possible to observe the effects of non-linear soil behaviour and its interaction with topography and stratigraphy. Clear trends of amplification and attenuation could be inferred for all geometries at different periods. Higher-intensity motions tend to increase the fundamental site period, due to the reduction of the shear modulus and the increase in the damping ratio caused by increasing shaking intensities.

Acknowledgements

The authors thank the staff of IFSTTAR for carrying out the testing programme presented here. The work described in this paper is part of a Cooperation Agreement signed between PETROBRAS and Federal University of Rio de Janeiro, to develop the research project titled 'Seismic Centrifuge Modelling of Submarine Slopes' (Contractual Instrument 0050-0094059-14-9). This study was partially funded by the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel – Brazil (CAPES) – Finance Code 001.

REFERENCES

- Abraham J, Lai C and Papageorgiou A (2015) Basin-effects observed during the 2012 Emilia earthquake sequence in Northern Italy. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **78**: 230–242.
- Afacan KB, Brandenburg SJ and Stewart PJ (2013) Centrifuge modeling studies of site response in soft clay over wide strain range. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **140**(2): 04013003.
- Almeida MC and Ebecken NFF (2004) Geração de acelenogramas para análises sísmicas realistas no Brasil. *Proceedings of the XXXI Jornadas Sul-Americanas de Ingeniería Estructural, Mendoza, Argentina*, pp. 1091–1096 (in Portuguese).
- Anderson DG and Richart FE Jr. (1976) Effects of straining on shear modulus of clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **102**(9): 975–987.

- Anderson DG and Stokoe KH (1978) ASTM STP 654: Shear modulus: a time-dependent soil property. In *Dynamic Geotechnical Testing* (Silver ML and Tiedemann D (eds)). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA, pp. 66–90, <https://doi.org/10.1520/STP35672S>.
- Ashford SA, Sitar N, Lysmer J and Deng N (1997) Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America* **87**(3): 701–709.
- Assimaki D and Gazetas G (2004) Soil and topographic amplification on canyon banks and the 1999 Athens earthquake. *Journal of Earthquake Engineering* **8**(1): 1–43.
- Athanasopoulos G, Pelekis P and Leonidou E (1999) Effects of surface topography on seismic ground response in the Egeion (Greece) 15 June 1995 earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **18**(2): 135–149.
- Barani S, Massa M, Lovati S and Spallarossa D (2014) Effects of surface topography on ground shaking prediction: implications for seismic hazard analysis and recommendations for seismic design. *Geophysical Journal International* **197**(3): 1551–1565.
- Brennan AJ and Madabhushi S (2009) Amplification of seismic accelerations at slope crests. *Canadian Geotechnical Journal* **46**(5): 585–594.
- Brennan AJ, Thuyanthan N and Madabhushi SPG (2005) Evaluation of shear modulus and damping in dynamic centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(12): 1488–1497.
- Byrne PM, Park SS, Beatty M et al. (2004) Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal* **41**(2): 193–211.
- Chazelas JL, Escoffier S, Garnier J, Thorel L and Rault G (2008) Original technologies for proven performances for the new LCPCE earthquake simulator. *Bulletin of Earthquake Engineering* **6**(4): 723–728.
- Corté J and Garnier J (1986) Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* **146**: 5–28 (in French).
- Darendeli MB (2001) *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. PhD thesis, University of Texas, Austin, TX, USA.
- Escoffier S (2008) *ESB Container*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, France, Internal Report No. 2007-1-13-1/1-a, p. 106.
- Escoffier S (2013) Centrifuge modeling of foundations subjected to earthquake loadings. In *ALERT Doctoral School 2013 – Soil-Structure Interaction* (Kotrois P et al. (eds)). Aussois, France, pp. 77–108.
- Garnier J (2001) Modèles physiques en géotechnique I – evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. *Revue Française de Géotechnique* **97**: 3–29 (in French).
- Gaudin C, Thorel L, Rault G, Garnier J and Chenaf M (2008) An overview of the centrifuge T-bar. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JINGG08)* (Thorel L, Soubra AH, Dano C, Hicher PY, Garnier J and Riou Y (eds)). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp. 515–522.
- Hardin BO and Black WL (1969) Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* **95**(6): 1531–1537.
- Hodder MS and Cassidy MJ (2010) A plasticity model for predicting the vertical and lateral behaviour of pipelines in clay soils. *Géotechnique* **60**(4): 247–263, <https://doi.org/10.1680/geot.8.P055>.
- Idrisi IM and Seed HB (1967) Response of earthbanks during earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **93**(3): 61–82.
- Ishibashi I (1992) Discussion of effect of soil plasticity on cyclic response by M. Vucetic and R. Dobry. *Journal of Geotechnical Engineering* **118**(5): 830–832.
- Jeong S, Asimaki D, Dafni J and Wartman J (2019) How topography-dependent are topographic effects? Complementary numerical modeling of centrifuge experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **116**: 654–667.
- Kramer SL (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- Kutter BL (1992) Dynamic centrifuge modeling of geotechnical structures. *Transportation Research Record* **1336**: 24–30.
- Madabhushi G (2014) *Centrifuge Modelling for Civil Engineers*. CRC Press, Boca Raton, FL, USA.
- Massa M, Barani S and Lovati S (2014) Overview of topographic effects based on experimental observations: meaning, causes and possible interpretations. *Geophysical Journal International* **197**(3): 1537–1550, <https://doi.org/10.1093/gji/ggt341>.
- McCall KR (1994) Theoretical study of nonlinear elastic wave propagation. *Journal of Geophysical Research* **99**(B2): 2591–2600.
- Pelekis P, Batilas A, Pefani E, Vlachakis V and Athanasopoulos G (2017) Surface topography and site stratigraphy effects on the seismic response of a slope in the Achaia-Ilia (Greece) 2008 Mw6.4 earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **100**: 538–554.
- Randolph MF, Gaudin C, Gourvenec SM et al. (2011) Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments. *Ocean Engineering* **38**(7): 818–834.
- Rizzitano S, Cascone E and Biondi G (2014) Coupling of topographic and stratigraphic effects on seismic response of slopes through 2D linear and equivalent linear analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **67**: 66–84.
- Schofield AN (1980) Cambridge geotechnical centrifuge operations. *Géotechnique* **30**(3): 227–268, <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.3.227>.
- Schofield AN (1981) Dynamic and earthquake geotechnical centrifuge modeling. In *Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Missouri University of Science and Technology, Rolla, MO, USA, vol. 2, pp. 1080–1100.
- Stamatopoulos C, Bassanou M, Brennan A and Madabhushi G (2007) Mitigation of the seismic motion near the edge of cliff-type topographies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **27**(12): 1082–1100.
- Steedman RS (1999) Developments in centrifuge modelling for earthquake geotechnical engineering. In *Earthquake Geotechnical Engineering* (Séco e Pinto P (ed.)). Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 21–27.
- Taylor RN (1995) *Geotechnical Centrifuge Technology*. Blackie Academic and Professional, London, UK.
- Tripe R, Kontoe S and Wong T (2013) Slope topography effects on ground motion in the presence of deep soil layers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **50**: 72–84.
- Viana AR, Faugères JC, Kowsmann RO et al. (1998) Hydrology, morphology and sedimentology of the Campos continental margin, offshore Brazil. *Sedimentary Geology* **115**(1–4): 133–157, [https://doi.org/10.1016/S0037-0738\(97\)00090-0](https://doi.org/10.1016/S0037-0738(97)00090-0).
- Viana AR, Almeida W and Machado LC (1999) Different styles of canyon infill related to gravity and bottom current processes: examples from the upper slope of the SE Brazilian margin. *Proceedings of*

-
- the 6th International Congress of the Brazilian Geophysical Society, Rio de Janeiro, Brazil*, pp. 15–19.
- Viana da Fonseca A, Ferreira C and Fahey M (2009) A framework interpreting bender element test, combining time-domain and frequency-domain methods. *Geotechnical Testing Journal* **32**(2): 91–107.
- Wroth CP (1984) The interpretation of in situ soil tests. *Géotechnique* **34**(4): 449–489. <https://doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.449>.
- Zeghal M, Elgamal A-W, Tang HT and Stepp JC (1995) Lotung downhole array. II: Evaluation of Soil Nonlinear properties. *Journal of Geotechnical Engineering* **121**(4): 363–378.
- Zhang C, White D and Randolph M (2011) Centrifuge modeling of the cyclic lateral response of a rigid pile in soft clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **137**(7): 717–729.
- Zhou Y, Chen J, Chen Y et al. (2017) Centrifuge modeling and numerical analysis on seismic site response of deep offshore clay deposits. *Engineering Geology* **227**: 54–68.

How can you contribute?

To discuss this paper, please email up to 500 words to the editor at journals@ice.org.uk. Your contribution will be forwarded to the author(s) for a reply and, if considered appropriate by the editorial board, it will be published as discussion in a future issue of the journal.

International Journal of Physical Modelling in Geotechnics relies entirely on contributions from the civil engineering profession (and allied disciplines). Information about how to submit your paper online is available at www.icevirtuallibrary.com/page/authors, where you will also find detailed author guidelines.

ANEXO G. SOBREPOSIÇÃO DE FATORES DE SEGURANÇA AO RELEVO SOMBREADO

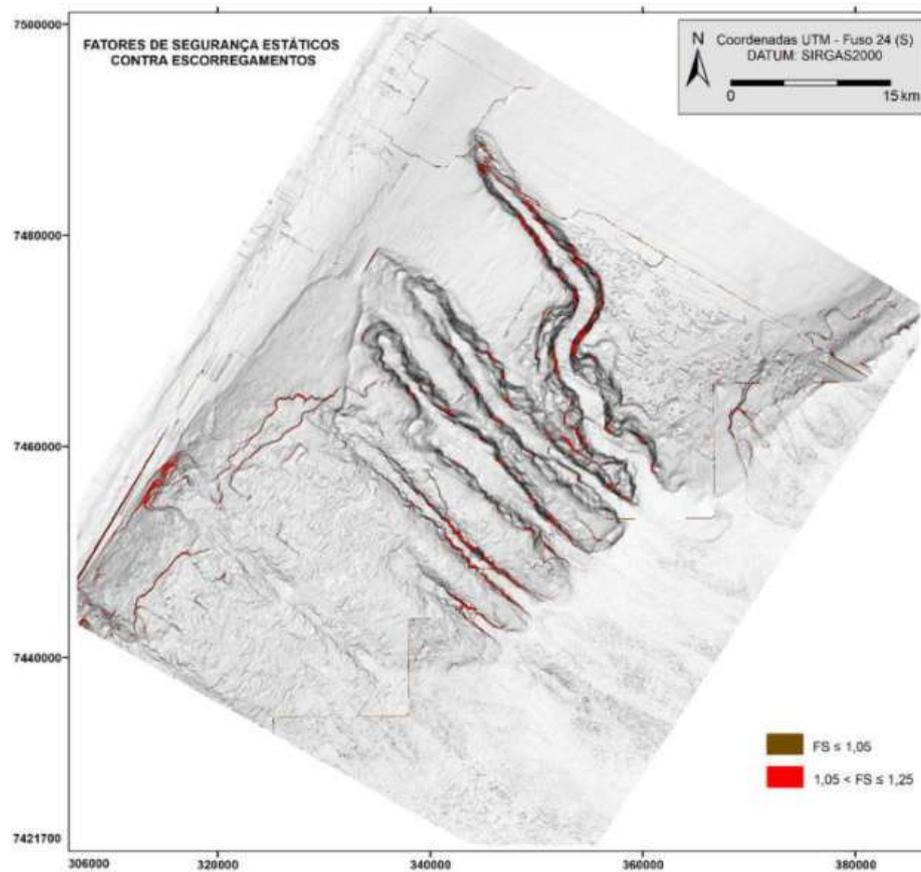


Figura G.1. Relevo sombreado da área de interesse mostrando apenas $FS_{\text{estático}} \leq 1,25$ ($r_u = 0$).

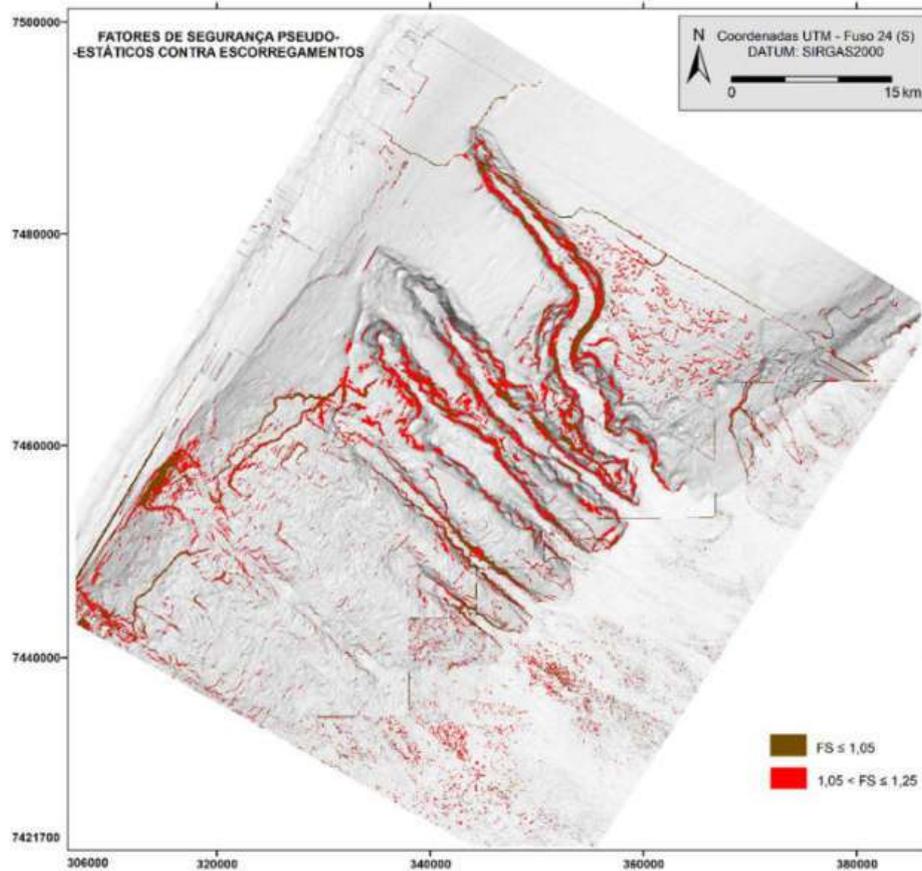


Figura G.2. Relevo sombreado da área de interesse apenas com $FS_{\text{pseudo-estático}} \leq 1,25$ ($r_u = 0$).

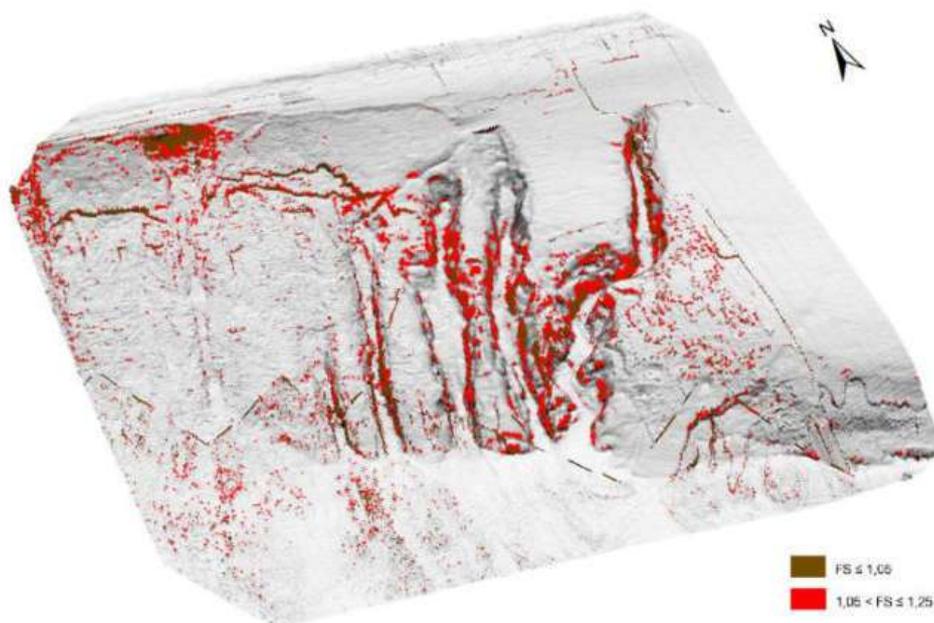


Figura G.3. Perspectiva com o relevo sombreado da área apenas com $FS_{\text{pseudo-estático}} \leq 1,25$ ($r_u = 0$).

ANEXO H. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

Para novos projetos em águas profundas/ultraprofundas, faz-se necessária uma avaliação cuidadosa e a priorização de medidas de redução do risco de deslizamentos, onde apropriado, particularmente durante os estágios iniciais de planejamento do campo e de projeto conceitual de Engenharia. Tal prática assegura que os desenvolvimentos propostos não sejam expostos à níveis de risco intoleráveis quanto à ruptura de taludes. Assim, este Anexo discute abordagens à mitigação da ameaça de deslizamentos, bem como possíveis medidas que poderão ser adotadas em novos projetos.

H.1. ABORDAGENS PARA A MITIGAÇÃO DA AMEAÇA DE DESLIZAMENTOS

A mitigação é o processo de selecionar e implementar medidas para gerenciar as ameaças que foram identificadas. Mas cada área possui seu próprio conjunto, às vezes único, de características e processos geológicos. Ou seja, apesar de que uma abordagem de mitigação geral possa ser aplicável, podem haver grandes diferenças na viabilidade de diferentes locações com respeito às ameaças impostas por deslizamentos submarinos.

Riscos que foram classificados como aceitáveis podem não exigir nenhuma outra consideração além do monitoramento e revisão periódica. Já outros exigirão também a identificação e a avaliação de opções de tratamento e a implementação de medidas de mitigação. Além disso, a sinergia entre as medidas mitigadoras deve ser considerada: geralmente uma única medida pode mitigar vários riscos geológicos. As opções para a mitigação devem ser consideradas junto com seus benefícios (em termos de redução do risco e do risco residual), além de seus custos, tempo para adoção e eventuais contratempos. O esforço a ser colocado na identificação de opções de mitigação deve ser proporcional com aquele despendido na etapa de identificação de riscos.

Em geral, o posicionamento de estruturas fora da trajetória de deslizamentos previstos é a solução de projeto preferida. Mas em algumas áreas pode não ser possível simplesmente evitar todas as zonas de maior risco. Pode ser que aquelas áreas identificadas como mais propensas à escorregamentos durante a vida útil do campo sejam as mais desejadas para o traçado de rotas de dutos ou para o posicionamento de estruturas.

Em situações em que não seja possível a evitação, a aquisição de dados adicionais será necessária para uma análise detalhada, buscando avaliar se a opção desejada é viável.

Se um critério de aceitação ao risco de deslizamentos for definido, pode-se determinar se o risco relacionado a um determinado arranjo submarino é aceitável. Caso o risco seja significativo e não possa ser aceito, medidas de mitigação deverão ser buscadas. No entanto, altos níveis de ameaça estimados podem ser devido à grandes incertezas associadas aos dados de resistência do solo e poro-pressão, e podem indicar a necessidade de realização de investigações mais abrangentes.

O subitem H.2 apresenta algumas diretrizes para o projeto de novos sistemas submarinos de produção de petróleo, visando ao aumento da confiabilidade e à garantia da integridade no que diz respeito à avaliação de deslizamentos submarinos.

H.2. DIRETRIZES PARA NOVOS PROJETOS DE ENGENHARIA SUBMARINA

Aqui são feitas algumas considerações sobre risco e vulnerabilidade, as quais podem fornecer um guia para a elaboração de estratégias para a mitigação do risco de deslizamentos submarinos. As diretrizes apresentadas se justificam pela dificuldade de intervenções em ambientes de águas profundas/ultraprofundas para trabalhos de remediação no caso de eventos de deslizamento que venham a atingir e danificar estruturas e dutos. Isso exige uma base de projeto que englobe, desde os estágios iniciais, a identificação de mecanismos de disparo relevantes e o mapeamento de áreas propensas à ruptura, de modo a atender às exigências de projeto para garantir a integridade e a confiabilidade estrutural por toda a vida útil de operação.

Para a tomada de decisão quanto ao posicionamento e projeto seguro e econômico de estruturas de Engenharia em tais regiões, verificou-se que é necessário determinar e quantificar as restrições potenciais impostas pelas condições e processos geológicos do fundo marinho. Isso se deve porque a instabilidade de taludes pode não apenas afetar localmente o projeto de desenvolvimento de um campo, mas também ter um impacto potencial em projetos em campos vizinhos, envolvendo uma área bem mais ampla.

Uma grande fração de deslizamentos submarinos por todo mundo parece ter se desenvolvido de forma retrogradante. Deslizamentos retrogressivos são aqueles que

ocorrem serialmente como inúmeras rupturas adjacentes que progridem talude acima atrás da crista. Os mecanismos de tais rupturas ainda não são completamente compreendidos, e análises sobre esse fenômeno são escassas. Então, ambas distâncias de corrida e de retrogressão definirão a área associada ao deslizamento e, portanto, a área em que medidas mitigadoras de realocação ou alteração de rota deverão ser empregadas. Assim, para novos sistemas submarinos de produção e escoamento, a intenção maior dessas diretrizes é que zonas de deslizamento sejam evitadas se possível, constituindo-se em restrições para a instalação de estruturas e dutos.

Onde o fundo marinho tenha sofrido rupturas recentes de taludes, ou rupturas sucessivas no passado geológico, há uma probabilidade relativamente alta de ruptura desses locais no futuro devido à presença de solos de menor resistência e condições promotoras de instabilidade. Em situações onde o fundo do mar não mostre sinais de rupturas anteriores, ou evidências de instabilidades recentes, tais áreas são prováveis de ter uma baixa probabilidade de ruptura sob as condições naturais atuais.

No polígono de interesse, foram identificadas as zonas de maior e menor influência do fenômeno de amplificação sísmica em função do solo. Foram também identificadas as áreas de maior e menor potencial para rupturas de talude e iniciação de deslizamentos. A otimização do *layout* submarino e de linhas de dutos possibilitarão a evitação de áreas mais propensas à ruptura, que é a estratégia mais eficiente em termos de custos para minimizar o risco de deslizamentos. Estas áreas de maior propensão à ocorrência de escorregamentos poderão ser transformadas em “zonas de evitação”.

Fora dos locais a serem evitados, nenhuma consideração adicional será necessária além da prática normal para projetos de Engenharia e atividades de construção no campo. Limitar-se-á ao fornecimento de dados para auxiliar no projeto de fundações e início de perfuração de poços, e também para outras facilidades de produção e escoamento.

Nos casos onde deslizamentos não possam ser evitados por realocação ou mudança de traçado, dever-se-á trabalhar com as equipes de projeto desde o estágio inicial para quantificar a ameaça, otimizar levantamentos geofísicos e investigações geológico-geotécnicas para a coleta de dados de campo adicionais para identificar condições específicas locais, ou a realização de análises detalhadas dos dados existentes.

Mas se tal estratégia de mitigação não for possível, por exemplo, por causa do custo ou espaço inadequado para o reposicionamento da facilidade dentro dessas zonas,

poderá ser necessário avaliar a existência de oportunidades para mitigação do risco de maior amplificação do movimento sísmico e potencial para rupturas de taludes, mas isso restringirá a configuração de desenvolvimento e modificará as atividades de produção do campo. Isso possibilitará a elaboração de planos de mitigação cobrindo toda a vida do empreendimento para permitir que as operações de campo sejam tolerantes ao risco. Isso também pode requerer Engenharia resistente à deslizamentos para garantir a integridade de equipamentos e sistemas no longo prazo. Mas pode não ser prático tentar investigar inúmeras áreas de deslizamentos em um prazo razoável no cronograma de projeto.

Diferentes critérios poderão ser adotados para a proposição de distâncias razoáveis de afastamento ou exclusão. Por exemplo, pode-se estipular na parte alta dos taludes uma zona de segurança ou de evitação/exclusão de pelo menos 250 m a partir da linha de borda dos cânions, visto não ser possível inferir a respeito do comportamento de retrogressão de deslizamentos que porventura ocorram em suas paredes. Mas também se pode recomendar uma distância de afastamento entre a estrutura/corredor de duto e a zona de fator de segurança de 1,5. Tendo em vista o aumento do fator de segurança com o afastamento a partir da crista de taludes e borda de cânions, uma estrutura poderá ser movida na direção talude acima sem nenhum problema quanto à sua segurança. Investigações específicas poderão reduzir tal distância de afastamento segura, além de quantificar o potencial para novos deslizamentos, e a reativação daqueles existentes.

Cada componente de um sistema submarino tem um perfil único de vulnerabilidade e risco, e requer uma abordagem específica para a mitigação do risco. Cabos de comunicação/control e dutos de exportação estão entre os componentes mais críticos de um projeto de desenvolvimento em águas profundas, já que a perda ou dano resulta na interrupção da produção. Lembrando que tais estruturas são as mais expostas e vulneráveis à danos por impacto direto de fluxos de sedimentos. Quanto maior a extensão do segmento de duto que estiver na área propensa à ruptura, mais provável será que um deslizamento ocorrerá em algum ponto ao longo de sua rota, mesmo a distâncias significativas da ruptura inicial.

Para o caso de dutos, o alinhamento da rota e sua capacidade de resistência são os principais fatores que permitem que ele sobreviva à eventos severos de impacto de fluxos de detritos. O impacto transversal de um movimento de massa em uma estrutura ou duto é normalmente o mais crítico. A localização de poços e equipamentos submarinos, e a

orientação de linhas de escoamento internas e de exportação na parte baixa do talude, devem ser definidas de modo a reduzir qualquer interferência potencial com movimentos de massa, minimizando também o impacto lateral de eventos de deslizamento a um mínimo aceitável, já que podem romper estruturas expostas no fundo do mar. Preferivelmente, o posicionamento de estruturas e o alinhamento ótimo de uma rota deverão estar de acordo com o maior ângulo de inclinação local/global do talude, permitindo apenas interação estrutura/deslizamento na direção longitudinal (componentes laterais menores), que geram efeitos de carga que podem ser resistidos com menos danos à uma estrutura ou duto parcialmente enterrado nos sedimentos superficiais.

Os efeitos de amplificação em função das condições geológicas locais também apresentam implicações importantes para novos projetos de fundações. Em áreas com a presença de depósitos de solo relativamente espessos, movimentos do chão variáveis com a profundidade são mais representativos das condições de campo, visto que eles mudam de amplitude e conteúdo espectral ao se propagar ascendentemente desde o embasamento rochoso até chegar ao fundo do mar. Tomando como exemplo o caso de unidades flutuantes ancoradas por estacas, a resposta local é afetada pelo comportamento do solo às excitações sísmicas. Caso um histórico de aceleração em rocha seja usado como movimento de entrada para o projeto de fundações, este deverá ser modificado para considerar as condições locais do solo e, assim, obter a aceleração ao nível do fundo marinho. Tal fenômeno destaca a importância de se mudar a prática da indústria ao conduzir análises dinâmicas para o projeto de fundações profundas de estruturas *offshore*, de uma abordagem em que se consideram movimentos do chão uniformes para uma onde se usem movimentos do chão variando com a profundidade.