



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Rodrigo Guimarães Martins

ANÁLISE DE ESTRUTURAS ENTERRADAS SUJEITAS
À AÇÃO SÍSMICA CONSIDERANDO A INTERAÇÃO
SOLO-ESTRUTURA (ISE)

Dissertação no âmbito do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Lopes Pinto e pelo Professor Doutor Jorge
Nuno Veiga de Almeida e Sousa e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Outubro de 2021

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Rodrigo Guimarães Martins

Análise de estruturas enterradas sujeitas à ação sísmica considerando a Interação Solo-Estrutura (ISE)

Seismic analysis of buried structures with soil-structure interaction (ISS)

Dissertação no âmbito do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, orientada pelo Professor Doutor Paulo Lopes Pinto e pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Coimbra, 31 de outubro de 2021



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à DEUS por permitir que eu tenha saúde e condições para aproveitar o contato com excelentes pessoas do ponto de vista profissional e pessoal em todas as etapas da minha vida.

À minha família que sempre concede o suporte necessário para o desenvolvimento das atividades profissionais e pessoais da melhor forma possível, em especial à minha esposa Aline e aos nossos filhos Daniel, Pedro e Sofia.

Ao Professor Doutor Paulo Lopes Pinto, orientador deste trabalho, por todo o apoio, atenção, paciência e excelentes discussões prestados ao longo do desenvolvimento desta tese.

Ao Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, também orientador deste trabalho pelas contribuições pontuais muito precisas na definição da equipe de orientação na escolha do tema desta dissertação e na discussão dos resultados.

A todos os Professores da Universidade de Coimbra do departamento de Geotecnia, principalmente aos que incansavelmente estavam sempre muito disponíveis para discutir relevantes temas que foram abordados nas aulas durante o curso do MMSEG, Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Aos Professores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que faziam parte do corpo docente do MMSEG, em especial aos professores Pedro Alves Costa e Manuel de Matos Fernandes pelas brilhantes aulas que tivemos ao longo do curso.

Aos colegas do MMSEG, pelo excelente tempo de convívio e pela troca de experiências e de conhecimento, em especial aos colegas Henrique Cabo, David Camacho, Lucas Bottaro e Arthur Podboi.

RESUMO

O presente trabalho centra-se no estudo da análise dinâmica de estruturas de seção retangular enterradas submetidas a ações sísmicas, com especial destaque para a realização de um estudo paramétrico onde algumas das variáveis, principalmente o módulo de deformabilidade do solo (E_s), a espessura do revestimento dos túneis (t_w) e a espessura da camada de solo (H_s) assumem valores distintos para uma mesma análise, de forma a avaliar seus efeitos.

O objetivo deste trabalho é fazer a análise comparativa entre os resultados obtidos nas análises dinâmicas e os obtidos através de metodologias simplificadas para cálculo dos efeitos de “*racking*” em estruturas retangulares enterradas em termos do coeficiente R .

As análises dinâmicas no domínio do tempo foram realizadas através de um software de elementos finitos bidimensionais (RS2®), da empresa Rocscience®. Foram considerados modelos constitutivos elásticos e lineares com amortecimento de Rayleigh para o maciço de solo e para o revestimento dos túneis.

Por fim, algumas conclusões acerca do estudo são apresentadas após a investigação da influência de cada uma das variáveis (E_s , t_w e H_s) no comportamento dinâmico da estrutura e após a comparação entre os resultados da análise dinâmica realizada para 96 casos diferentes com os resultados obtidos a partir das curvas (R vs F_r) da Metodologia Simplificada.

Percebe-se, por exemplo, a influência da geometria da seção transversal da estrutura e ainda, uma possibilidade de sobrestimações e subestimações do coeficiente R ao utilizar as curvas das Metodologias Simplificadas. Algumas recomendações para trabalhos futuros estão colocadas no final desse trabalho.

Palavras-chave:

Campo livre

Interação solo-estrutura

Análise e Dimensionamento sísmico

Modelação numérica

Túneis Cut & Cover

ABSTRACT

The present work focuses on the study of the dynamic analysis of buried rectangular structures subjected to seismic actions, with special emphasis on the performance of a parametric study where some of the variables, namely the soil deformability modulus (E_s), the tunnel lining thickness (t_w) and the height of the soil layer (H_s) assume different values for the same analysis to evaluate their effects.

The objective of this work is to present a comparative analysis between the results obtained in the dynamic analyses and the Simplified Methodologies for calculating the effects of racking in rectangular buried structures in terms of the R coefficient.

The dynamic analysis was carried out in the time domain using RS2® software from Rocscience®. Elastic and linear constitutive models were considered for both soil and lining of the tunnel.

Finally, some conclusions about the study are presented after the investigation of the influence of each variable (E_s, t_w e H_s) on the dynamic behavior of the structure and after the comparison between the results of the dynamic analysis that were carried out for 96 different cases of study and the obtained results using the curves (R vs F_r) of the Simplified Methodologies.

It is noticed, for example, the influence of the structure cross section on the values of R and also a possible overestimation or underestimation of the R coefficient when using the Simplified Method curves. Some recommendations to future works are presented at the end of this work.

Keywords:

Free-field
Soil-Structure interaction
Seismic design and analysis
Numerical methods
Cut & Cover tunnels

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABELAS	x
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento e objetivos	1
1.2 Organização da dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Introdução	4
2.2 Efeitos do sismo em estruturas enterradas.....	6
2.3 Metodologias de análise da ação sísmica em estruturas enterradas	8
2.3.1 Método Pseudo-estático (Mononobe-Okabe).....	9
2.3.2 Método das Deformações em Campo Livre	10
2.3.3 Método Simplificado	11
2.3.4 Método dos Elementos Finitos	19
2.4 Breve Revisão do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010).....	24
3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS SOBRE SISMICIDADE E PROPAGAÇÃO DE ONDAS NOS SOLOS.....	30
3.1 Origem.....	30
3.2 Localização.....	31
3.3 Magnitude e Intensidade de um sismo	31
3.4 Parâmetros do movimento sísmico.....	32
3.4.1 Amplitude	32
3.4.2 Conteúdo de frequências	32
3.4.3 Duração do sismo	33
3.4.4 Registro sísmico e tratamentos do sinal	33
3.4.5 Ondas sísmicas e propagação	35
3.5 Propriedades dinâmicas do solo	38
4 ESTUDO DE CASO	41
4.1 Introdução.....	41
4.2 Metodologia utilizada.....	42

4.2.1	Geração dos acelerogramas artificiais	42
4.2.2	Análise dinâmica via modelos de Elementos Finitos	45
4.2.2.1	Entrada de dados.....	46
4.2.2.2	Definição dos parâmetros utilizados.....	46
4.3	Resultados dos casos de estudo	54
4.3.1	Casos de estudo Modelos 01 - 01A@01L – Hs=18m	55
4.3.1.1	Acelerograma artificial 01	56
4.3.1.2	Acelerograma artificial 02:.....	57
4.3.1.3	Acelerograma artificial 03:.....	58
4.3.1.4	Acelerograma artificial 04:.....	59
4.3.2	Casos de estudo Modelos 02 - 01A@01L – Hs=50m	73
4.3.2.1	Acelerograma artificial 01:.....	75
4.3.2.2	Acelerograma artificial 02:.....	76
4.3.2.3	Acelerograma artificial 03:.....	77
4.3.2.4	Acelerograma artificial 04:.....	78
4.4	Discussão e validação dos resultados obtidos	90
5	CONCLUSÕES	95
5.1	Resumo e conclusões do estudo	95
5.2	Considerações finais e recomendações para trabalhos futuros.....	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Exemplos de deformações de estruturas enterradas sujeitas à propagação de ondas sísmicas (adaptado de Tsidinis (2020)).	7
Figura 2.2 – Deformação transversal de uma seção retangular (adaptado de Wang 1993) ..	7
Figura 2.3 – Perfil de deslocamentos em campo livre e deslocamento transversal em uma estrutura enterrada de seção retangular (adaptado de Wang e Munfaakh, 1993)..	11
Figura 2.4 – Esquema para cálculo da rigidez da estrutura (adaptado de Wood (2004))....	12
Figura 2.5 – Distorção transversal do solo e da estrutura – Métodos Simplificados	14
Figura 2.6 – Seções transversais consideradas no estudo de Wood (2004)	17
Figura 2.7 – Comparação das soluções (adaptado de Wood (2004))	17
Figura 2.8 – Erros na avaliação do “racking” para (a) túneis rígidos $Fr < 1$ e (b) túneis flexíveis $Fr > 1$ e (c) avaliação alternativa do efeito conjunto “racking-rocking” (adaptado de Tsinidis e Pitilakis (2018))	21
Figura 2.9 – (a) Diagrama de blocos para o conjunto estrutura-macizo. (b) esquema de deformação por puro corte para um bloco isolado (adaptado de Gordo-Monsó, <i>et al.</i> (2019)).....	23
Figura 2.10 – Curvas $R \times Fr$ (adaptado de Gordo-Monsó, <i>et al.</i> (2019))	24
Figura 2.11 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1:2010).....	26
Figura 2.12 - Forma do espectro de resposta elástica (adaptado de NP EN 1998-1:2010). 29	
Figura 3.1 – Divisão da crosta terrestre em placas tectônicas principais (Fonte: http://www.greenibis.com/edu/geo/images/tectonic-plates.jpg)	30
Figura 3.2 – Processo de deconvolução.....	34
Figura 3.3 – Esquema para um sistema de 1 grau de liberdade (adaptado do Manual do RS2®)	34
Figura 3.4 – Propagação das ondas sísmicas (adaptado de Kramer (1996)).	35
Figura 3.5 – Movimentos para cada tipo de onda (adaptado de (Teixeira <i>et al.</i> , 2003)).....	37
Figura 3.6 - Exemplo de curva tensão x deformação (“backbone”) para o primeiro ciclo de carregamento	39
Figura 4.1 – Evolução dos modelos físicos (adaptado de Wolf (1994) apud Santos (1999))41	
Figura 4.2 – Dados de entrada - Espectro de resposta elástica horizontal.....	43

Figura 4.3 – Acelerograma artificial 01 (SeismoArtif® 2016)	44
Figura 4.4 – Acelerograma artificial 02 (SeismoArtif® 2016)	44
Figura 4.5 – Acelerograma artificial 01 sobre o espectro de resposta elástica horizontal (SeismoArtif® 2016).....	45
Figura 4.6 – Acelerograma artificial 02 sobre o espectro de resposta elástica horizontal (SeismoArtif® 2016).....	45
Figura 4.7 – Modelo 01 (espessura de camada de maciço 18m).....	48
Figura 4.8 – Modelo 02 (espessura de camada de maciço 50m).....	48
Figura 4.9 – Exemplo de definição dos parâmetros para o amortecimento de Rayleigh. ...	50
Figura 4.10 – Acelerogramas artificiais 01(a) e 02 (b).....	51
Figura 4.11 – Acelerogramas artificiais 03(a) e 04 (b).....	52
Figura 4.12 – Condições de Fronteira típica para análises sísmicas no RS2®(adaptado do manual do RS2®).....	53
Figura 4.13 – Exemplo de aplicação das condições de fronteira no RS2.....	54
Figura 4.14 – Exemplo da definição dos pontos de interesse “time query” no RS2®	55
Figura 4.15 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01.....	56
Figura 4.16 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 02.....	57
Figura 4.17 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 03.....	58
Figura 4.18 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 04.....	59
Figura 4.19 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01.....	61
Figura 4.20 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 02.....	61
Figura 4.21 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 03.....	62
Figura 4.22 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 04.....	62
Figura 4.23 – Padrão de deslocamentos normalizados para frequências naturais fundamentais em maciço de solo homogêneo amortecido sobre base rígida (adaptado de Kramer (1996)).....	63
Figura 4.24 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01H - Acelerograma artificial 01.....	64
Figura 4.25 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01C - Acelerograma artificial 02.....	65

Figura 4.26 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01F - Acelerograma artificial 04.....	66
Figura 4.27 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01.	70
Figura 4.28 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 02.	70
Figura 4.29 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 03.	71
Figura 4.30 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 04.	71
Figura 4.31- Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01 a 04	72
Figura 4.32- Resultados sobrepostos – Wood (2007) e Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerogramas artificiais 01 a 04	73
Figura 4.33 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) - R04 - obtidos no RS2® -Acelerograma artificial 01	75
Figura 4.34 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) - R04- obtidos no RS2® -Acelerograma artificial 02.	76
Figura 4.35 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) - R04- obtidos no RS2® -Acelerograma artificial 03.	77
Figura 4.36 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) - R04- obtidos no RS2® -Acelerograma artificial 04.	78
Figura 4.37 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01.....	79
Figura 4.38 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 02.....	80
Figura 4.39 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 03.....	80
Figura 4.40 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 04.....	81
Figura 4.41 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01H - Acelerograma artificial 01.....	82
Figura 4.42 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01C - Acelerograma artificial 02.....	83
Figura 4.43 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01F - Acelerograma artificial 04.....	84
Figura 4.44 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 01.	87
Figura 4.45 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 02.	87
Figura 4.46 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 03.	88
Figura 4.47 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 04.	88
Figura 4.48- Resultados - Modelo 2s (Hs=50m) - Acelerograma artificial 01 a 04.....	89
Figura 4.49- Resultados sobrepostos - Modelo 02 (Hs=50m) – Acel. artificiais 01 a 04. ..	89

Figura 4.50- Resultados sobrepostos – Modelos 01 e 02 – Acel. artificiais 01 a 04.....	90
Figura 4.51 – Modelo 01- Alternativo (espessura de camada do maciço de solo 18m).....	91
Figura 4.52 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“ <i>free-field</i> ”) R04 obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01 – Modelo 1 Alternativo.	92
Figura 4.53 – Resultados - Modelo 01 Alternativo (Hs=18m) - Acelerograma artificial 0193	

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência agR (m/s ²) nas várias zonas sísmicas (NP EN 1998-1:2010).....	27
Tabela 2.2 - Quadro NA.3.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica horizontal Tipo 1 (NP EN 1998-1:2010).....	27
Tabela 2.3 - Quadro NA.3.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica horizontal Tipo 2 (NP EN 1998-1:2010).....	27
Tabela 2.4 - Quadro NA.1 – Classe de importância dos edifícios de acordo com o EC8 (NP EN 1998-1:2010).....	28
Tabela 2.5 - Quadro NA.II – Coeficientes de importância γI (NP EN 1998-1:2010).....	28
Tabela 4.1 – Casos de Estudo – Modelos 01 (A@J) e Modelos 02 (A@J).....	47
Tabela 4.2 – Modelo 01 – Valores das frequências próprias e dos parâmetros do amortecimento de Rayleigh.....	49
Tabela 4.3 – Modelo 02 – Valores das frequências próprias e dos parâmetros do amortecimento de Rayleigh.....	49
Tabela 4.4 – Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01..	68
Tabela 4.5 - Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 02... 68	
Tabela 4.6 - Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 03... 68	
Tabela 4.7 - Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 04... 69	
Tabela 4.8 – Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 01 .. 85	
Tabela 4.9 - Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 02 ... 85	
Tabela 4.10 - Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 03 . 86	
Tabela 4.11 - Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 04 . 86	
Tabela 4.12 - Resultados do RS2® – Modelo 01 Alternativo (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01	93

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e objetivos

Grandes estruturas enterradas, tais como os túneis superficiais de metrô e rodovias, têm grande importância no funcionamento dos grandes centros urbanos por serem responsáveis por transportar milhões de pessoas e, por isso, precisam levar em conta na sua concepção o dimensionamento para resistir não somente às ações gravíticas e sobrecargas acidentais, mas também às ações sísmicas. A depender dos requisitos de operação, do risco e da intensidade sísmicos e da disponibilidade econômica, estas estruturas podem precisar de continuar a funcionar ou, ao menos, serem capazes de resistir a esse acréscimo de esforços provenientes da ação sísmica, minimizando perda de vidas humanas. Essas estruturas podem ser construídas perto da superfície do terreno ou a grandes profundidades, o que contribui diretamente na intensidade desses esforços.

Até os anos 60, acreditava-se que os túneis eram um dos locais mais seguros para se abrigar na ocorrência de sismos, já que até então não se tinha informação sobre acidentes nestas ocasiões (Wang, 1993).

Nos últimos 30 anos, se tem na bibliografia o histórico de algumas destas estruturas terem sofrido danos significativos durante sismos de grande magnitude, como por exemplo nos eventos de 1995 em Kobe, no Japão, de 1999 em Chi-Chi, Taiwan, e de Kocaeli, na Turquia (Hashash, 2001).

O fato de a estrutura estar enterrada e envolvida por uma grande massa de solo ou rocha, pode conferir-lhe um grau de confinamento elevado. Entretanto, como se imagina, a profundidade a que o túnel está assente e as características do solo e da estrutura, podem tornar essas estruturas mais ou menos suscetíveis aos efeitos das ações sísmicas. Dessa forma, é importante fazer uma avaliação do comportamento da estrutura sujeito às ações sísmicas.

Ressalta-se que a determinação das ações sísmicas envolve trabalhar com elevado grau de incertezas, já que sempre existe uma razoável probabilidade de elas serem excedidas. Além

disso, as ações sísmicas provocam deformações cíclicas em uma vasta gama de frequências, o que torna as análises bastante complexas.

Apesar do conhecimento adquirido ao longo das últimas décadas sobre os vários fatores que influenciam o comportamento sísmico das estruturas enterradas, nota-se alguma disparidade de opiniões por parte de investigadores e especialistas deste campo sobre a filosofia de dimensionamento, critérios de carga e métodos de análise, como poderá ser observado ao longo deste trabalho nas referências citadas.

Na tentativa de conseguir uma metodologia consistente, vários estudos recentes, como por exemplo Tsinidis *et al.* (2016), Tsinidis e Ptilakis (2018a, 2018b), Gordo-Monsó *et al.* (2019) e Tsinidis *et al.* (2020) têm sido elaborados nos últimos anos, compilando e cruzando informações de diferentes propostas e abordagens de cálculo de alguns trabalhos de décadas passadas, como por exemplo Wang (1993), Penzien (2000) e Wood (2004), tendo em conta o comportamento de estruturas enterradas, inicialmente dedicadas às estruturas com seção transversal circular e, posteriormente, com o avanço das ferramentas de cálculo, investigando bastante as estruturas com seção transversal retangular.

As estruturas com seção transversal retangular são hoje em dia muito usuais e a sua geometria, por natureza, as deixam mais vulneráveis às ações sísmicas do que as circulares ou em forma de ferradura, já que estas últimas transmitem os esforços internamente de modo mais eficiente.

Em pequenas profundidades, estas estruturas são normalmente executadas através da metodologia chamada “*cut-and-cover*”, que consiste na abertura de uma vala onde a estrutura é construída sendo posteriormente preenchida com aterro. Muitas das vezes esse aterro possui características diferentes do solo “*in-situ*”, o que pode alterar significativamente a resposta dinâmica dessa zona do maciço frente à solicitação sísmica e eventualmente até prejudicar o comportamento da estrutura. Assim, é muito importante que se conheça o comportamento das estruturas enterradas diante da ocorrência de sismos.

O nível de conhecimento que se tem nos dias de hoje, proveniente de diversos estudos anteriores e de observações em obras reais, somados aos avanços das ferramentas de cálculo, culmina na ideia de que não há razão para que este tipo de análise seja negligenciado.

Como já abordado, este é um problema que envolve várias questões complexas (dinâmica de solos, dinâmica de estruturas, interação solo/estrutura etc.) e que, conseqüentemente, necessita da definição de uma série de parâmetros da estrutura e do maciço que nem sempre estão facilmente disponíveis, mas que, com a experiência prévia, é possível estimá-los com razoável confiabilidade e fazer a análise do problema nos softwares de elementos finitos através de análises numéricas no domínio tempo.

Apesar de serem ferramentas de grande interesse e de grande aplicabilidade no meio profissional, estes softwares são, muitas vezes, dispendiosos e inacessíveis a todos os profissionais da área. Além disso, este tipo de análises mais complexas implica em um gasto elevado de tempo. É, portanto, razoável que nos dias de hoje exista uma metodologia simplificada e calibrada para a análise sísmica de estruturas enterradas, de maneira a fornecer, ao menos nas fases iniciais de projeto, resultados com boa confiabilidade.

O presente trabalho tem como objetivo comparar as metodologias simplificadas existentes na literatura e aplicadas no dia a dia de projeto com os resultados da análise dinâmica realizadas através de um software de elementos finitos comercial bastante utilizado em projetos geotécnicos, que neste estudo foi o RS2® da empresa Rocscience®.

A análise dinâmica utilizando os modelos de elementos finitos faz parte de um processo de cálculo semi-analítico, onde a resposta dinâmica do solo é combinada com as metodologias de análise sísmica deste tipo de estruturas, especificamente as baseadas nas deformações em meio contínuo, permitindo, fundamentalmente, a avaliação da deformação da estrutura e dos esforços nela instalados devido à solicitação sísmica, tendo em vista o seu devido dimensionamento.

1.2 Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em 5 capítulos, a saber:

No capítulo 2 faz-se uma breve apresentação dos efeitos dos sismos nas estruturas enterradas e inclui uma revisão bibliográfica dos métodos de análise existentes para avaliação destes efeitos enterradas considerando a evolução destas estruturas no tempo, com foco nas estruturas de seção transversal retangular. Este capítulo apresenta também uma breve revisão do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010) e do Anexo Nacional de Portugal.

O capítulo 3 traz uma breve revisão sobre os conceitos fundamentais de sismicidade e da propagação de ondas nos solos, incluindo algumas definições importantes, tais como as chamadas propriedades dinâmicas dos solos.

Já no capítulo 4 são descritos os casos de estudo realizados, os principais resultados obtidos nas análises dinâmicas e suas comparações com os resultados obtidos através das metodologias simplificadas.

Por fim, o capítulo 5 apresenta as principais conclusões obtidas no estudo feito nesta dissertação, as considerações finais e sugestões de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

A análise dos efeitos dos sismos nas estruturas passou a ser alvo de estudos mais constantes após alguns eventos sísmicos que causaram destruições totais ou parciais nas estruturas que compõem a infraestrutura de tráfego de grandes cidades, tais como pontes, viadutos e túneis, causando grandes prejuízos econômicos diretos e indiretos, além de vidas humanas.

Para o caso dos túneis, que é o alvo desta dissertação, alguns trabalhos datados de antes dos anos 90 já apresentavam algumas conclusões, baseadas em observações de casos reais, sobre os efeitos dos sismos nestas estruturas.

Wang (1993) apresentou em seu excelente trabalho uma revisão bibliográfica de trabalhos anteriores de alguns autores que observaram conclusões importantes após a análise de alguns registros reais de casos de túneis. Nos parágrafos seguintes realçam-se os aspectos mais relevantes.

O trabalho de Dowding e Rozen (1978) *apud* Wang (1993) apresentou as seguintes conclusões para túneis ferroviários e de captação de água localizados em rocha:

- Túneis profundos em rocha são mais seguros do que túneis superficiais;
- Para acelerações na superfície de 0.19g não foram observados danos em túneis superficiais com ou sem revestimento;
- Já para acelerações na superfície entre 0.25g e 0.4g podem ser observados alguns pequenos danos, como, por exemplo, fissuras no revestimento de concreto ou desprendimento de material rochoso.
- Não foi observado colapso de túneis para acelerações na superfície de 0.5g;
- Pode ser observado dano severo / colapso quando o túnel atravessar uma falha.

Já o trabalho de Owen e Scholl (1981) *apud* Wang (1993) apresentou as seguintes conclusões, baseadas em observações para estruturas envolvidas por solos, incluindo poços para ventilação de minas:

- Para túneis revestidos em concreto armado, construídos segundo a metodologia “*cut-and-cover*”, observaram casos de falhas nas juntas de construção longitudinais e fissuras e desprendimento do concreto, além da formação de rótulas plásticas nas partes superior e inferior das paredes (ligação com as lajes);
- Para túneis revestidos com tijolos simples, também construídos segundo a metodologia anterior, observaram destruição total do túnel.
- A duração do sismo aparenta ser um fator muito importante para o dano. Os danos iniciais impostos pelo movimento do terreno na estrutura podem ser amplificados nos casos em que a duração do sismo é grande, pois haverá maior fadiga nas seções já danificadas inicialmente.

Já Wang (1985) *apud* Wang (1993) observou que, durante um sismo de magnitude 7.8, os danos às instalações subterrâneas de túneis diminuíram exponencialmente em profundidades a partir dos 500m. Tal fenômeno foi atribuído por Schmidt e Richardson (1989) *apud* Wang (1993) ao fato do material ficar mais competente com o aumento da profundidade e da intensidade do sismo diminuir com a profundidade.

Sharma e Judd (1991) *apud* Wang (1993) correlacionaram a vulnerabilidade das instalações subterrâneas sob a ação de sismos com seis fatores principais após a análise de 192 registros de estruturas: a profundidade enterrada da estrutura, a qualidade do material envolvente, a aceleração de pico (PGA), a magnitude do sismo, a distância epicentral e o tipo do suporte (revestimento).

Os autores também indicaram que os danos nas estruturas diminuem com o aumento da profundidade enterrada e que estruturas envoltas em solo registraram mais danos do que as envolvidas por rochas competentes. Além disso, concluíram que, quanto mais próximo do epicentro está a estrutura, maior os danos e que as estruturas revestidas por concreto ou concreto armado registraram maior dano do que as que não possuem revestimento. Este último aspecto foi atribuído, pelos autores, ao fato de que as estruturas sem revestimento deveriam estar envolvidas por material mais competente.

Como pode ser observado nos parágrafos anteriores, baseado em registros de casos reais de estruturas sujeitas à ação do sismo, já existiam propostas de diretrizes para o entendimento superficial do comportamento das estruturas enterradas, quer em solo ou em rocha e, principalmente, indicações das principais variáveis que mais afetam as respostas do problema.

Como exemplo, cita-se o trabalho de Kuesel (1969) que foi desenvolvido como resultado da experiência do autor no projeto da “Bay Area rapid transit (BART)” em São Francisco, nos Estados Unidos. O projeto consistia no dimensionamento sísmico de estruturas de túneis e

estações do metrô enterradas em solo mole e aterros. De acordo com o autor, a ação sísmica em uma estrutura enterrada consiste num conjunto de ondas de deformação as quais a estrutura enterrada deverá absorver sem perder a capacidade de suporte das cargas estáticas, ao invés da resistência a forças inerciais, o que até hoje é considerada uma interpretação correta do problema que se enfrenta.

Hashash (2001) cita que durante o conhecido evento sísmico de Loma Prieta em 1989, as instalações projetadas do BART não sofreram danos e, 24 horas depois, já estavam aptas a operar novamente. O autor justifica tal fato com a consideração no projeto das ações sísmicas para o dimensionamento das estruturas as ações sísmicas, inclusive dotando as estruturas com algumas juntas sísmicas.

2.2 Efeitos do sismo em estruturas enterradas

A propagação de ondas ao longo do eixo do túnel poderá causar deformações axiais, de compressão e extensão, e flexão longitudinal do eixo (encurvadura). Já as ondas transversais ao eixo do túnel causarão, no caso de seções transversais circulares, os efeitos de ovalização (“*ovaling*”) e, no caso de seções retangulares, uma combinação de deformação transversal e rotação (“*racking-rocking*”), sendo que o efeito de “*racking*” prevalecerá (Wang, 1993). A Figura 2.1 ilustra esses tipos de deformações.

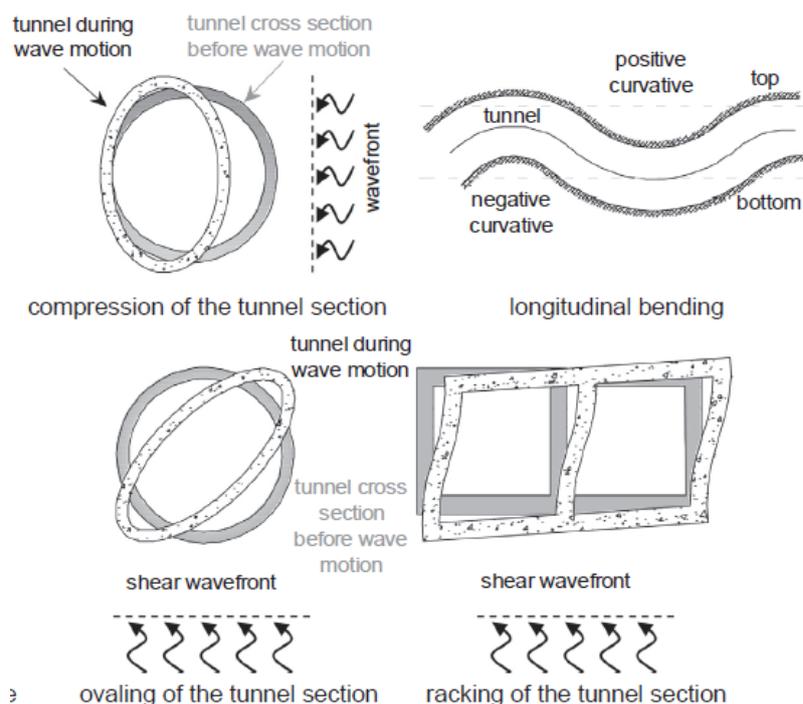


Figura 2.1 – Exemplos de deformações de estruturas enterradas sujeitas à propagação de ondas sísmicas (adaptado de Tsidinis (2020)).

Conforme já descrito anteriormente, as deformações transversais da estrutura, conhecidas como “*racking*”, que são alvo deste trabalho, são geradas a partir da propagação das ondas sísmicas na direção perpendicular ao eixo longitudinal do túnel, resultando em uma distorção de sua seção transversal. Este comportamento pode ser simulado através de uma análise 2D em estado de deformação plana (Wang, 1993), conforme representado na imagem a seguir.

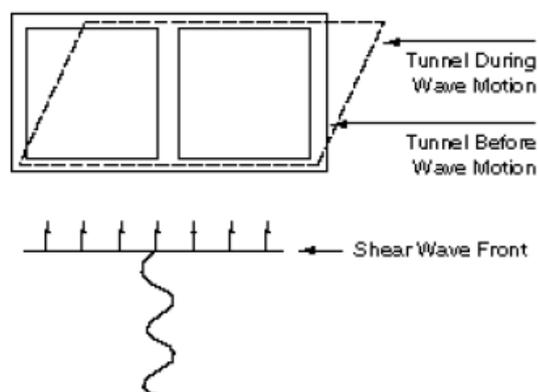


Figura 2.2 – Deformação transversal de uma seção retangular (adaptado de Wang, 1993)

Kawashima (1999) cita que a combinação entre menor efeito de massa e elevado amortecimento radial do maciço envolvente permite que as estruturas enterradas respondam em função do meio

envolvente, descartando os efeitos de ressonância, o que não acontece com as estruturas superficiais.

Dessa forma, é possível afirmar que as estruturas enterradas têm comportamento perante a ação sísmica bastante diferente das estruturas que se apoiam no terreno, tais como as pontes e edifícios. Em outras palavras, estas estruturas enterradas não sofrem diretamente os efeitos da ressonância, como no caso das estruturas superficiais quando a frequência natural da estrutura coincide com a frequência de excitação do sismo.

Portanto, como será visto posteriormente, a metodologia de análise para estruturas enterradas se baseia nas deformações experimentadas pelo maciço envolvente, chamadas de deformações de campo livre (“*free-field*”) e na interação entre a estrutura e o solo. Essa metodologia é completamente diferente da utilizada para o dimensionamento das estruturas superficiais, onde é usado o conceito de forças de inércia geradas pela estrutura, baseadas na aceleração do terreno na superfície livre.

2.3 Metodologias de análise da ação sísmica em estruturas enterradas

Como já apresentado, o comportamento das estruturas enterradas sujeitas à ação sísmica é bastante diferente das estruturas que se apoiam sobre o terreno. Isso significa dizer que, para a maior parte das estruturas enterradas, os deslocamentos devido à parcela inercial da estrutura podem ser desprezados, o que não acontece para as estruturas assentes na superfície do terreno, onde a parcela inercial é responsável por comandar os deslocamentos sofridos.

Alguns dos trabalhos mais citados sobre o comportamento de estruturas enterradas sujeitas à ação sísmica já traziam esse conceito, como por exemplo os trabalhos de Wang (1993), Penzien (2000), Huo *et al.* (2008) e Bobet *et al.* (2008).

Sobre a metodologia de análise dessas estruturas enterradas, ver-se-á mais a frente que existe uma linha de raciocínio sendo empregada por diversos grupos de pesquisa, havendo evolução nesse assunto ao longo dos anos, embora não se tenha ainda uma conclusão unânime sobre o assunto, dada a dificuldade na equalização das hipóteses utilizadas e nos avanços que os softwares comerciais têm conseguido ultimamente.

O objetivo de qualquer tipo de metodologia de análise e dimensionamento sísmico é prover à estrutura a capacidade de resistir às cargas e deformações a ela impostas, seguindo determinados pré-requisitos de operação e manutenção. Contudo, deve-se ter em mente que, quanto mais exigentes forem estes pré-requisitos, maior será o custo com a obra.

A seguir estão descritos de forma sucinta alguns dos métodos existentes utilizados para a análise dos efeitos dos sismos nas estruturas enterradas:

2.3.1 Método Pseudo-estático (Mononobe-Okabe)

Um dos primeiros métodos para cálculo da ação do sismo em solos foi o método de Mononobe-Okabe. Wang (1993) refere que este método surgiu após os estudos de Okabe (1924) e de Mononobe e Matsuo (1929). Este método foi originalmente desenvolvido para o dimensionamento de muros de arrimo, mas, em virtude de sua facilidade de aplicação, ao longo dos anos, foi utilizado em pesquisas com o objetivo de o aplicar em outros tipos de estruturas.

De maneira resumida, é um método pseudo-estático que se baseia no princípio de d'Alembert, onde as forças geradas pela ação sísmica são consideradas na análise através de forças fictícias inerciais, que são somadas às forças estáticas atuantes, devendo o sistema de forças obedecer às equações de equilíbrio estático. No caso do empuxo dinâmico do solo, as forças inerciais adicionais geradas pela ação sísmica são obtidas através da relação entre os coeficientes sísmicos regulamentares.

As seguintes hipóteses devem ser consideradas para a utilização do método de Mononobe-Okabe:

- A estrutura deforma-se o suficiente para que seja mobilizada, no solo envolvente, a totalidade da resistência a corte do solo.
- A superfície potencial de deslizamento é plana e passa pelo pé da estrutura;
- A estrutura é suficientemente extensa para que sejam desprezíveis os efeitos tridimensionais;
- A cunha de solo deslizante comporta-se como um corpo rígido, admitindo-se assim que as acelerações horizontal e vertical são constantes e com intensidades iguais às das bases, sendo, portanto, as forças adicionais de inércia resultantes da ação sísmica aplicadas no centro de gravidade da cunha deslizante.
- O maciço de fundação não experimenta fluidificação sob a ação sísmica.

Wang (1993) complementa ainda que as três primeiras hipóteses são comuns à teoria de Coulomb. A quarta hipótese admite que a cunha de terras se comporta como um corpo rígido e isso permite substituir a ação sísmica pelas forças de inércia aplicadas no seu centro de gravidade. A quinta hipótese alerta para a necessidade de ser estudado o potencial de liquefação do maciço de fundação.

As vantagens para o uso desse método são o comportamento aceitável verificado em estruturas dimensionadas segundo esta metodologia e o reduzido número de parâmetros e esforço

computacional necessários para implementá-lo. Entretanto, a escassez de rigor das suas bases teóricas, o excesso de deformações transversais, por vezes irrealista, em túneis com grande profundidade (deformações transversais da estrutura superiores às deformações do solo) são suas principais limitações.

Ressalta-se que este método ainda é utilizado, porém como uma medida adicional de segurança, já que se imagina ter resultados sempre mais conservadores, o que não é uma verdade absoluta (Wang, 1993).

2.3.2 Método das Deformações em Campo Livre

As metodologias mais modernas, que consideram que as estruturas enterradas envolvidas por solo estão sujeitas a deslocamentos proporcionais aos experimentados pelo terreno, podem ser divididas em três tipos.

A primeira metodologia, chamada de Método das Deformações em Campo Livre, foi desenvolvida para ser uma primeira tentativa do estudo comportamento conjunto do solo e da estrutura enterrada. A primeira etapa desta metodologia passa pela determinação das deformações do solo em campo livre, ou seja, assumindo que não há a presença da estrutura. Essas deformações podem ser obtidas através de ferramentas de cálculo automático, como por exemplo, as ferramentas DEEPSOIL® ou SHAKE®, expressões analíticas ou pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Uma vez determinadas as deformações de campo livre, o passo seguinte é impor esses deslocamentos na estrutura para obter os esforços de dimensionamento utilizando, por exemplo, um programa de análise estrutural, como o SAP2000®.

A figura a seguir (Wang e Munfaakh, 1993) ilustra bem o conceito utilizado por essa metodologia, onde primeiro calcula-se, a partir do perfil de deformações no solo, o deslocamento transversal relativo entre as partes inferior e superior da estrutura e, em seguida, este deslocamento é imposto na estrutura para cálculo dos esforços.

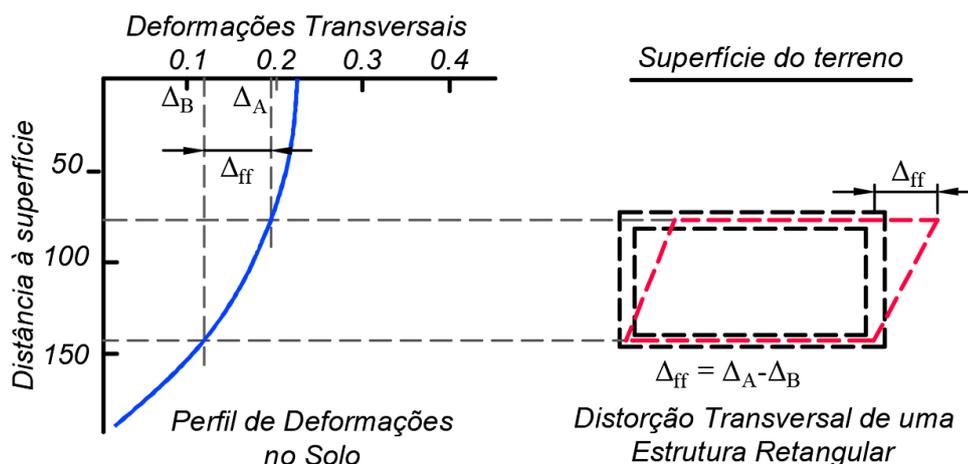


Figura 2.3 – Perfil de deslocamentos em campo livre e deslocamento transversal em uma estrutura enterrada de seção retangular (adaptado de Wang e Munfaakh, 1993)

Wang (1993) chama a atenção que, para o caso de estruturas mais flexíveis do que o meio envolvente, é razoável assumir que a estrutura se deforma de acordo com o meio e utilizar esta metodologia. Já para casos em que a estrutura é mais rígida do que o meio envolvente, esta acaba por resistir à movimentação do solo, ou seja, não se conforma com a deformação experimentada pelo solo, não sendo razoável a aplicação desta metodologia.

Esta metodologia impõe o deslocamento de campo livre na estrutura, não havendo a consideração de nenhum tipo de interação solo-estrutura, isto é, assume que a estrutura e o maciço de solo possuem mesma rigidez/flexibilidade.

2.3.3 Método Simplificado

Hashash *et al.* (2001) apresentam uma revisão bastante interessante e objetiva de trabalhos de diversos autores publicados a partir dos anos 90, com uma abordagem diferente da primeira metodologia. Em comum, está o fato de todas as metodologias seguirem a mesma linha de raciocínio, onde consideram a introdução do coeficiente de “racking”, denominado pela letra R .

A ideia é que este coeficiente R introduziria a influência da interação solo-estrutura e funcionava como um fator multiplicador dos deslocamentos obtidos em campo livre, para que sejam determinados os deslocamentos aos quais as estruturas enterradas estão sujeitas, recorrendo, portanto, a análises pseudo-estáticas para determinação dos deslocamentos de campo livre.

Para cálculo do coeficiente R , foi introduzido também o coeficiente de flexibilidade F_r , que indica a razão de flexibilidade entre estrutura e solo. Ressalta-se, entretanto, que os diferentes

trabalhos existentes resultaram em diferentes expressões para o coeficiente R , uma vez que as hipóteses assumidas por cada um eram também diferentes. A seguir, estão apresentados detalhes de alguns dos principais trabalhos que abordam esta metodologia.

Um dos métodos mais conhecidos e empregados para este tipo de problemas é chamado Método Simplificado, proposto inicialmente por Wang (1993). De acordo com o autor, os efeitos dinâmicos de inércia e a interação solo-estrutura (ISE) fazem com que as deformações transversais que ocorrem no campo livre e na região próxima à estrutura possam ser bastante diferentes. Isso se justifica pelo fato de que a presença da estrutura no interior do maciço de solo causa uma mudança na massa total da região, além da introdução das forças inerciais da estrutura.

Se o túnel não for revestido, as deformações transversais poderão ser muito maiores do que as que ocorrem no campo livre. Entretanto, se tivermos uma estrutura muito mais rígida do que maciço que a envolve, pode-se acabar por ter deformações muito menores.

Este método permite considerar a interação solo-estrutura (ISE) através de curvas que relacionam a razão de flexibilidade (F_r) entre a estrutura e o solo e o coeficiente R , que diz respeito ao “*racking*”. O parâmetro F_r é calculado pela divisão entre a flexibilidade elástica da estrutura (f_{st}) e a flexibilidade transversal do solo (f_s).

Para cálculo da rigidez da estrutura, Ostadan e Penzien (2001) *apud* Wood (2004) indicou poder ser calculada desprezando o solo envolvente, através de uma simples análise estática da estrutura de dimensões $L \times H$, através das rigidezes dos seus elementos estruturais, lajes e paredes, conforme Figura 2.4, apoiada em rótulas nos dois vértices inferiores.

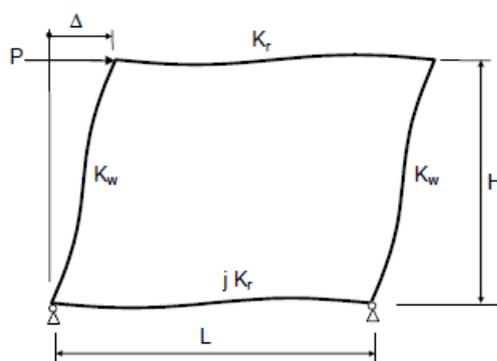


Figura 2.4 – Esquema para cálculo da rigidez da estrutura (adaptado de Wood (2004))

De acordo com Shepherd e Wood (1966) *apud* Wood (2004), para uma estrutura retangular com nós rígidos, como a mostrada na Figura 2.4, a flexibilidade elástica da estrutura (f_{st}) pode

ser calculada através da expressão mostrada a seguir, onde Δ é o deslocamento no topo da estrutura enterrada e P é a carga horizontal que provoca este deslocamento:

$$f_{st} = \frac{\Delta}{P} = \frac{H^2}{24 \cdot K_w} \cdot \frac{1}{\left[1 - \frac{2 + 3 \cdot r + 3 \cdot j \cdot r}{2 + 2 \cdot r \cdot (2 + 2 \cdot j + 3 \cdot j \cdot r)}\right]} \quad (2.1)$$

Sabendo que:

$$K_w = \frac{E \cdot I_w}{H} \quad K_r = \frac{E \cdot I_r}{L} \quad r = \frac{K_r}{K_w} \quad (2.2)$$

sendo E o módulo de elasticidade do material da estrutura, I_w e I_r os momentos de inércia por unidade de comprimento das paredes e da laje superior, respectivamente, e H e L estão definidos na Figura 2.4. Caso as lajes superior e inferior tenham a mesma espessura, a variável j assume valor unitário e a expressão da flexibilidade transversal se torna:

$$f_{st} = \frac{H^2}{24 \cdot K_w} \cdot \left[1 + \frac{1}{r}\right] \quad (2.3)$$

Para casos com paredes internas, Wood (2004) indica que é possível utilizar uma solução aproximada, considerando que cada parede externa possui metade da rigidez das paredes internas. Deve-se ter especial atenção à formação de rótulas plásticas nos elementos quando os deslocamentos transversais forem grandes. A formação das rótulas plásticas nos membros das estruturas dos túneis pode ser melhor investigada através de análises não lineares, do tipo “*Pushover*”, nas estruturas de concreto.

Já para a flexibilidade transversal de um bloco de solo equivalente às dimensões $H \times L$ da estrutura enterrada, Wood (2004) indica a seguinte expressão:

$$f_s = \frac{H}{L \cdot G} \quad K_s = G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.4)$$

onde τ é a tensão de corte no solo, γ é a deformação por corte (distorção) do solo e G o módulo de deformabilidade transversal do solo na profundidade considerada. Por fim, o parâmetro F_r , que é a razão entre as flexibilidades da estrutura do túnel e do bloco de solo equivalente, é calculado por:

$$F_r = \frac{f_{st}}{f_s} \quad (2.5)$$

Da análise deste parâmetro, é possível tirar algumas conclusões, a saber: $F_r = 0$ indica que a estrutura é rígida e as deformações transversais (“racking”) não causarão distorções na estrutura. Caso $F_r = 1$, a estrutura e o bloco de solo possuem a mesma rigidez e, portanto, a deformação transversal no solo e na estrutura seriam iguais. Entretanto, para valores de $F_r < 1$, a estrutura é mais rígida que o meio envolvente e, portanto, estará sujeita a menores deformações do que as sofridas pelo terreno. O contrário ocorre quando $F_r > 1$ onde a estrutura é mais flexível que o meio envolvente e, portanto, estará sujeita a ampliações das deformações sofridas pelo terreno.

O valor de R indica amplificação ou redução dos efeitos da deformação transversal de campo livre na estrutura e é dado pela seguinte expressão:

$$R = \frac{\Delta_{sti}}{\Delta_{ff}} \quad (2.6)$$

onde Δ_{sti} é a deformação transversal (por cisalhamento ou corte) da estrutura enterrada no solo, incluindo os efeitos da interação solo-estrutura, e Δ_{ff} é a deformação transversal em campo livre acima da altura da estrutura, como pode ser observado na Figura 2.5.

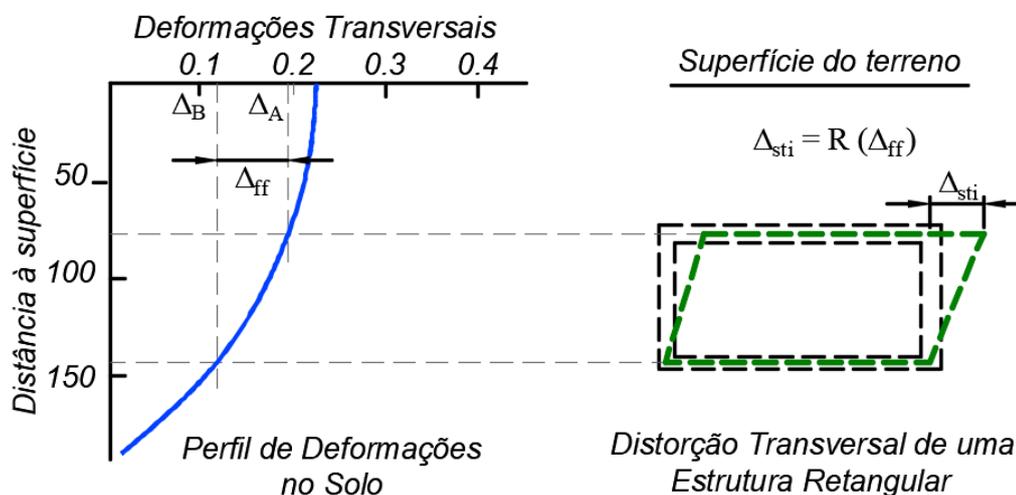


Figura 2.5 – Distorção transversal do solo e da estrutura – Métodos Simplificados

Uma vez determinado o valor de Δ_{ff} , é possível utilizar curvas, como as apresentadas no trabalho de Wood (2004) ou Wang (1993), e achar o valor do coeficiente R , fazendo:

$$\Delta_{sti} = R \cdot \Delta_{ff} \quad (2.7)$$

Na literatura existem alguns trabalhos dedicados a encontrar expressões analíticas para o coeficiente R . De forma resumida, estão apresentadas alguns destes trabalhos, em sequência cronológica:

Wang (1993) realizou 25 análises via elementos finitos de estruturas retangulares enterradas, gerou curvas ($R \times F_r$) e, a partir da formulação analítica para túneis circulares, em que ν_s representa o coeficiente de Poisson, apresentou a seguinte proposta:

$$R = \frac{8 \cdot F_r \cdot (1 - \nu_s)}{2 \cdot F_r + 5 - 6 \cdot \nu_s} \quad (2.8)$$

O conceito da metodologia proposta pelo autor era que quanto mais flexível a estrutura em relação ao bloco de solo equivalente, mais a estrutura deformaria e, portanto, o valor de R seria mais elevado.

Penzien (2000), utilizando a teoria da elasticidade e admitiu válidas as hipóteses do Estado Plano de Deformações (EPD) e, desprezando os efeitos de inércia e as tensões normais nas superfícies da estrutura, apresentou a seguinte expressão analítica para seções retangulares:

$$R = \left[\frac{4 \cdot (1 - \nu_s)}{1 + \alpha_s} \right] \quad (2.9)$$

onde α_s é dado pela expressão a seguir e ν_s é o coeficiente de Poisson do solo:

$$\alpha_s = (3 - 4 \cdot \nu_s) \cdot \frac{f_s}{f_{st}} \quad (2.10)$$

Já Nishioka and Unjoh (2002) e Anderson *et al.* (2008) utilizaram uma aproximação por elementos finitos e apresentaram a seguinte expressão analítica, tendo as mesmas hipóteses que Penzien (2000):

$$R = \frac{2 \cdot F_r}{(F_r + 1)} \quad (2.11)$$

Wood (2004) apresentou uma metodologia para cálculo de R , obtida a partir da análise dinâmica de 200 modelos via elementos finitos, utilizando como base a metodologia proposta no trabalho de Wang (1993) considerando os seguintes passos:

- Avaliação do deslocamento de campo livre na profundidade média da estrutura em um ponto suficientemente longe da estrutura, de modo a não haver perturbação nas

respostas, com o auxílio dos softwares SHAKE® e FLUSH®, que utilizam o conceito de propagação unidimensional de ondas para sistemas lineares equivalentes;

- Avaliação do efeito de “racking” da estrutura a partir das deformações de campo livre obtidas, da rigidez da estrutura e das curvas de interação solo-estrutura apresentadas no trabalho de Wang (1993);
- Avaliação dos esforços nos membros da estrutura, designadamente lajes e paredes.

Wood (2004) faz referência ao fato das análises realizadas serem simplificadas através de uma análise modal e também da investigação do campo de deformação apenas do primeiro modo de cada uma das camadas investigadas. Ainda de acordo com o autor, foi a primeira vez que uma metodologia confiável para cálculo dos esforços nos elementos estruturais do túnel, levando em conta as tensões normais de interação do solo-estrutura, foi apresentada.

Para a espessura do maciço envolvente foram considerados 2 casos, com valores fixos em cada um (20m ou 50m). Já para o material do maciço, foi considerado coeficiente de Poisson igual a 0,4 em todas as análises e para os módulos de cisalhamento G foram feitas duas considerações: a primeira considerou 40MPa fixo para todas as análises e a segunda considerou valores variáveis na profundidade, com média de 100MPa e 150MPa na base da camada. Para a profundidade enterrada do túnel, foram considerados casos com 5m, 10m, 15m para ambas as profundidades da camada e ainda 20m e 45m adicionais para os maciços com espessura de 50m.

O estudo realizado considerou, para o revestimento do túnel, o módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson com valores fixos de 20.000 MPa e 0,2, respectivamente. As espessuras das lajes e paredes foram consideradas uniformes em cada análise, com valores não fixos, iguais a 200mm, 250mm, 300mm, 350mm, 400mm, 500mm, 600mm, 700mm e 800mm, de modo a considerar diversos valores de flexibilidade estrutural.

Foram estudadas uma seção transversal quadrada de 5mx5m sem parede central e uma seção transversal retangular de 10m x 5m com uma parede no meio, conforme imagens a seguir:

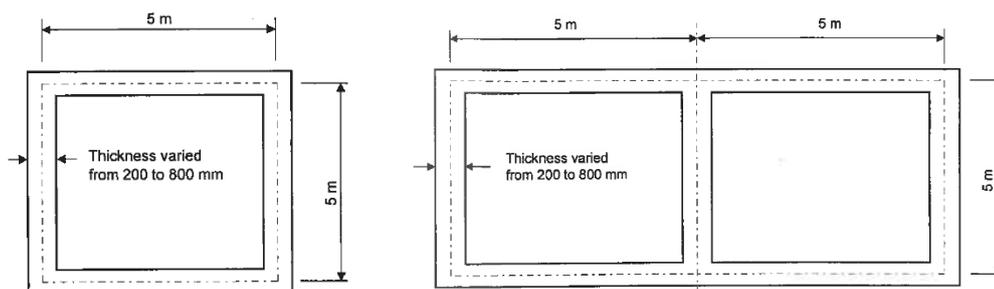


Figura 2.6 – Seções transversais consideradas no estudo de Wood (2004)

As principais hipóteses para o desenvolvimento das análises dinâmicas utilizadas por Wood (2004) foram:

- Estado Plano de Deformação;
- Material do solo envolvente e do revestimento possuem comportamento elástico;
- Resposta dinâmica está associada apenas ao 1º modo de vibração transversal.

A partir dos resultados obtidos, foram geradas curvas $R \times F_r$, que foram comparadas aos resultados obtidos por Wang (1993) e pelas expressões analíticas anteriormente apresentadas.

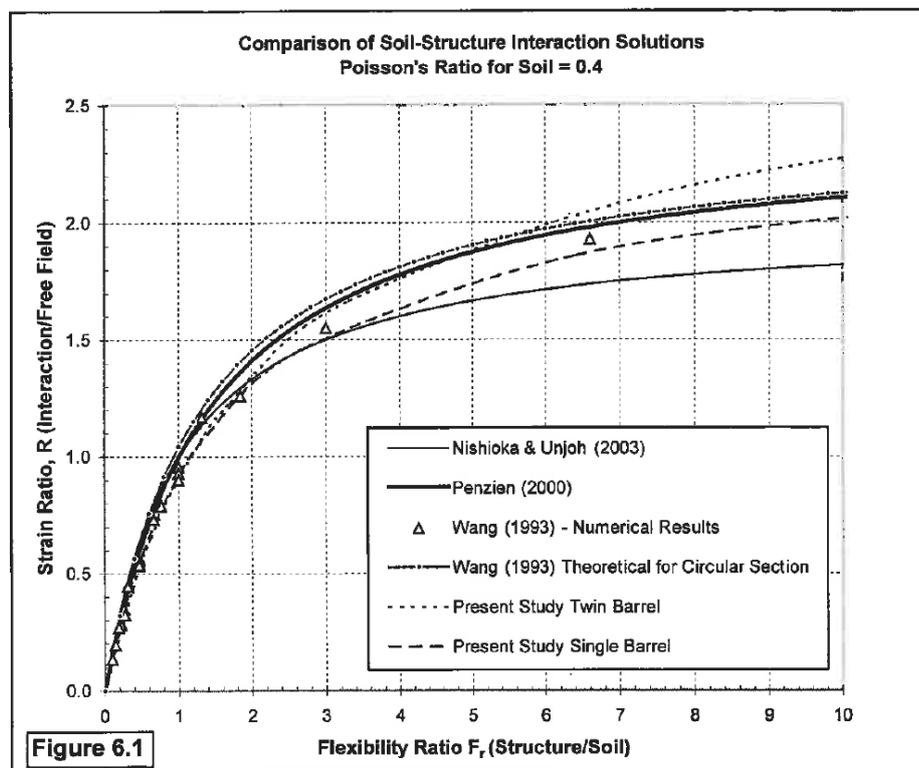


Figura 2.7 – Comparação das soluções (adaptado de Wood (2004))

As conclusões apresentadas por Wood (2004) chamam a atenção de que, aparentemente, os efeitos de interação solo-estrutura modificam significativamente os momentos fletores e esforços cisalhantes nos elementos estruturais para grandes valores de F_r . Indicam ainda que nas estruturas mais profundas, ou seja, mais próximas do solo competente (“bedrock”), os efeitos devido ao “racking” são menos pronunciados do que nas estruturas mais superficiais. Outros aspectos interessantes apresentados foram que os resultados não se alteram significativamente com o crescimento do recobrimento do túnel e que a espessura total da camada de solo possui pouca influência na magnitude dos efeitos, desde que a estrutura esteja distante do “bedrock”.

Além disso, os resultados mostraram que o valor de G tem pouca influência na interação solo-estrutura desde que o recobrimento do túnel seja maior do que a altura do túnel.

Quanto à forma da seção transversal do túnel, se $F_r < 2,00$, existe pouca influência na ISE, mas para valores superiores já existe uma influência moderada nos resultados. Por fim, o coeficiente de Poisson do solo (ν_s) também possui influência moderada nos efeitos de interação solo-estrutura, baseado na observação das curvas obtidas por Penzien (2000), principalmente para valores inferiores a 0,4 para o coeficiente de Poisson.

O trabalho ainda apresenta uma comparação entre os esforços nos elementos estruturais do revestimento do túnel, obtidos através de expressões analíticas que não consideram a ISE e os modelos elementos finitos utilizados. A conclusão foi que a ISE pode modificar significativamente esses esforços para valores de F_r elevados.

Já Huo *et al.* (2008), percebendo que as expressões anteriores foram obtidas apenas para situações que consideravam o Estado Plano de Deformação, ou seja, apenas deslocamento no plano, investigou e propôs expressões do coeficiente de R considerando efeitos fora do plano através de técnicas de mapeamento para túneis com seção circular e retangular.

Hashash *et al.* (2010) apresentou um trabalho contendo as etapas necessárias para a avaliação sísmica de estruturas retangulares enterradas e descrevendo sobre os métodos de análise de interação entre solo e estrutura. Apresentou alguns pontos interessantes, tais como: as limitações das análises pseudo-estáticas para avaliar estruturas enterradas muito próximas da superfície ou em perfis de solo com significativas variações de rigidez. Além disso, o trabalho analisou a influência do escoramento temporário, comparando casos onde este é deixado no local da estrutura. Chegou a conclusão de que esse escoramento temporário altera os resultados obtidos para os efeitos de “racking”, aumentando-os em até 20%.

2.3.4 Método dos Elementos Finitos

A terceira metodologia que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) é a mais detalhada atualmente para o estudo da interação solo-estrutura nos problemas de estruturas enterradas.

De maneira resumida, o MEF se baseia na criação de um modelo matemático que seja capaz de discretizar um meio contínuo através de elementos que simulem as propriedades e o comportamento desse meio. Os elementos são descritos por equações diferenciais que são resolvidas através de modelos matemáticos com o objetivo de encontrar solução que satisfaça as condições de contorno e as hipóteses do problema.

Assim, é possível considerar a interação solo-estrutura, pois se considera tanto a rigidez do meio envolvente quanto a rigidez da estrutura nos modelos. Usualmente, os softwares existentes já possuem em sua biblioteca alguns modelos constitutivos para os solos, inclusive incluindo plasticidade.

O método realiza a análise dinâmica de maneira incremental no domínio do tempo e a equação do movimento é descrita através de:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (2.12)$$

onde $[M]$ é a matriz de massa, $[C]$ a matriz de amortecimento, $[K]$ a matriz de rigidez, $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ e $\{u\}$ são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente, e $\{F\}$ é o vetor de forças aplicadas.

Portanto, permite-se a consideração de diversos efeitos mecânicos do problema, o que intuitivamente faz parecer ser a opção mais realista, completa e precisa. Entretanto, mesmo com o avanço dos computadores modernos, observa-se na prática ser uma análise complexa e custosa computacionalmente.

Devido a isto, esta metodologia é geralmente utilizada nas fases finais dos projetos, onde todas as variáveis já estão bem definidas, ao contrário das etapas iniciais, quando ainda ocorrem muitas modificações e é comum o uso de metodologias mais simplificadas. Além disso, é importante para o engenheiro que está envolvido no projeto ter sensibilidade do problema para poder tomar decisões e analisar se os resultados apresentados pelos modelos de cálculo mais detalhados estão dentro dos que se espera para esse tipo de problema.

Ressalta-se que, além dos motivos acima descritos, quanto mais detalhado for o modelo elaborado, que maior é a quantidade de parâmetros necessários para se obter resultados com

boa confiabilidade, o que muitas das vezes pode também dificultar a utilização ampla deste tipo de metodologia.

Quanto aos métodos de análise de resposta dinâmica do maciço, são utilizados, principalmente o Método Linear Equivalente (MLE) e o Método Não Linear (MNL).

O MLE, criado por Seed e Idriss em 1969, utiliza a rigidez do solo especificada em cada etapa. O processo adota inicialmente um valor para o amortecimento e para o módulo de cisalhamento (G). Este módulo de cisalhamento possui sempre valor constante em cada iteração da análise dinâmica.

A depender dos resultados, na iteração seguinte modificam-se o valor de G , de acordo com uma curva de degradação, e o valor da razão de amortecimento, com base em curvas obtidas em laboratório que relacionam estes dois parâmetros com a amplitude das deformações de cisalhamento cíclicas. Este processo iterativo continua até que se atinja determinada tolerância para o valor de G . Quando se atinge a convergência do processo, assume-se que os valores de G e da razão de amortecimento são compatíveis com as deformações e a análise é representativa do problema real.

Assim como grande parte dos métodos criados para resolver de maneira mais simplificada problemas complexos, o Método Linear Equivalente (MLE), por utilizar sistemas lineares, pode resultar em altos níveis de amplificação do movimento (ressonância), já que a frequência de excitação pode coincidir com uma das frequências naturais do maciço de solo.

Ressalta-se, entretanto, que isso não ocorreria na realidade, pois a rigidez do maciço não é constante durante um evento sísmico, já que há a dissipação de energia durante os ciclos. Além disso, durante o escoamento plástico, o método utiliza a relação linear entre tensões e deformações, o que também não corresponde à realidade. No MLE, a deformação sempre retornará a zero após o término do carregamento sísmico, ou seja, não ocorrem deformações permanentes. Além disso, este método trata apenas das análises em tensões totais, ou seja, não pode ser utilizado com o objetivo de avaliar a geração ou dissipação de poro-pressão durante e após o evento sísmico.

O MLE trata de maneira independente a propagação das ondas de compressão e de cisalhamento, não permitindo interação entre as componentes do movimento. O uso de uma deformação de cisalhamento eficaz pode levar a um sistema superamortecido quando a deformação de pico é muito maior do que o restante das deformações de cisalhamento ou subamortecido quando a amplitude da deformação de cisalhamento é quase uniforme. Para o modelo constitutivo do material, é utilizada uma curva de tensão-deformação elíptica.

No caso do MNL, a análise pode ser feita em apenas 1 etapa, já que pode ser introduzida uma lei tensão-deformação do material que leve em conta a questão da não linearidade e sua variação com o tempo através dos modelos constitutivos disponíveis. Caso o modelo constitutivo escolhido seja hysterético e nenhum amortecimento extra seja especificado, o amortecimento e módulos tangentes utilizados na análise serão apropriados ao nível de excitação em cada ponto no tempo e espaço, já que esses parâmetros estão incorporados no modelo constitutivo.

Uma das diferenças entre o MLE e o MNL é que neste último pode-se fazer a análise em termos das tensões efetivas, sendo mais adequado, por exemplo, mas que envolvem a geração ou dissipação da pressão neutra e as deformações permanentes experienciadas pelo material do maciço durante o evento sísmico.

Atualmente, há na literatura trabalhos de diversos autores que pesquisaram o problema das estruturas enterradas envolvidas por solo e utilizam diferentes abordagens no intuito de obter novas soluções para os coeficientes de “racking”, R , propostos anteriormente. Em comum, todos estes trabalhos foram elaborados utilizando o método dos elementos finitos.

A partir de 2010, alguns autores começaram a investigar a influência do efeito do “rocking” em estruturas enterradas envolvidas por maciço de solo. Verificaram o comportamento estrutural para o efeito conjunto do “racking-rocking”, onde a estrutura, além das deformações transversais, estaria sujeita à rotação da seção transversal. Estes trabalhos visavam ajustar as curvas $R \times F_r$ existentes ou propor novas curvas, levando em conta estes efeitos citados.

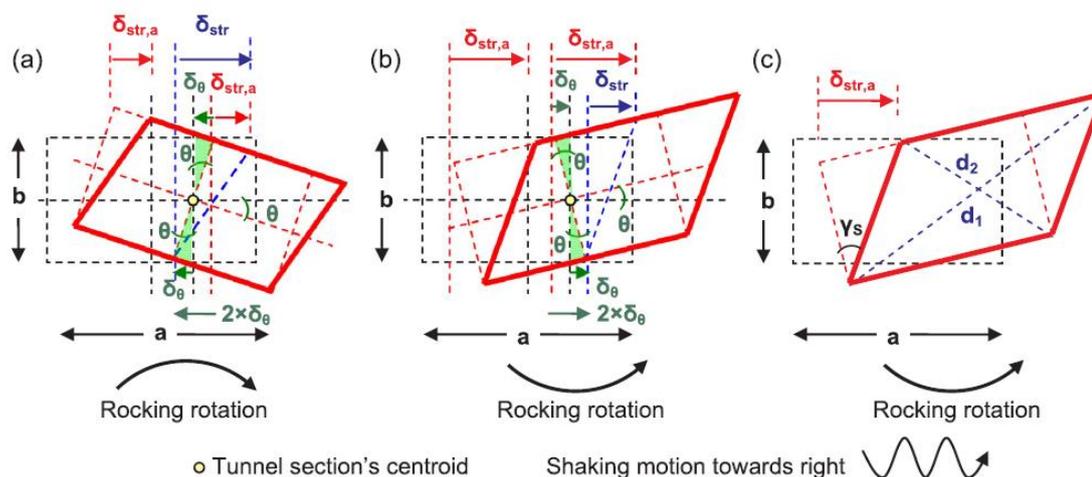


Figura 2.8 – Erros na avaliação do “racking” para (a) túneis rígidos $F_r < 1$ e (b) túneis flexíveis $F_r > 1$ e (c) avaliação alternativa do efeito conjunto “racking-rocking” (adaptado de Tsinidis e Ptilakis (2018))

As conclusões destes trabalhos foram que estruturas rígidas, com $F_r < 1$, tendem a apresentar uma rotação de corpo rígido na mesma direção da distorção por cisalhamento que origina os

efeitos do racking. Já em estruturas flexíveis, onde $F_r > 1$, o contrário acontece, ou seja, a rotação tende a ser na direção contrária da distorção transversal por cisalhamento.

Tsinidis (2017) apresentou, para solos moles, uma proposta do coeficiente para o efeito de “rocking” ser o ângulo θ girado pela laje superior ou inferior e normalizado pelo ângulo da distorção de campo livre, resultando em θ/γ_{ff} .

Os trabalhos apresentados por Tsiniadis e Pitilakis (2018) deram sequência ao trabalho anterior e apresentaram novas curvas $R \times F_r$ para túneis com seção retangulares. A Figura 2.8 mostra de maneira simplificada os efeitos conjuntos do “racking-rocking” para túneis rígidos (a) e flexíveis (b) e o efeito conjunto das distorções do “racking” associadas ao efeito do “rocking” (c). Ressalta-se que as configurações deformadas apresentadas na figura acima consideram o comportamento puramente elástico dos materiais e ligação perfeita na fronteira entre a estrutura e o maciço envolvente.

Segundo os autores, para túneis rígidos ($F_r < 1$), existe uma sobrestimação do valor do $\delta_{str} > \delta_{str,a}$ e, por isso, deveria ser descontado o deslocamento horizontal causado pelo efeito de “rocking”, de modo a obter os valores reais da distorção δ_{str} . O contrário acontece para túneis flexíveis, onde deveriam ser somados ao valor do deslocamento horizontal obtido somente pelo efeito de “racking” os deslocamentos devido ao efeito do “rocking”.

Os autores propõem ainda uma expressão alternativa para obtenção dos valores ajustados de $\delta_{str,a}$:

$$\delta_{str,a} = \tan \gamma_s \times b \sim \frac{(d_1^2 - d_2^2)}{4 \times a \times b} \times b \sim \frac{(d_1^2 - d_2^2)}{4 \times a} \quad (2.13)$$

A definição de cada uma dessas variáveis da expressão acima pode ser vista na Figura 2.8.

Tsinidis e Pitilakis (2018a) concluíram através das análises numéricas que para túneis rígidos, as expressões clássicas apresentadas nos trabalhos de Penzien (2000) e Anderson *et al.* (2008) sobrestimam os valores de R , resultando em revestimentos mais espessos, o que para túneis muito rígidos, com $F_r < 0,5$, pode representar não só uma questão de custo adicional desnecessário, bem como levar ao aumento da rigidez da estrutura e alterar a resposta do túnel de forma prejudicial, gerando por exemplo, concentração de tensões elevadas durante o sismo.

Gordo-Monsó *et al.* (2019) apresentaram uma proposta interessante de nova abordagem para determinação de valores para o coeficiente R para problemas com maciços homogêneos e isotrópicos e materiais do túnel e do maciço com comportamento elástico, estando a estrutura

a uma profundidade tal que se possa garantir que o maciço está sujeito a um estado de cisalhamento puro.

A proposta citada divide a estrutura e o maciço envolvente em blocos elásticos sujeitos à cisalhamento puro, conforme Figura 2.9, e consegue avaliar com precisão os valores de “racking” e “rocking” da estrutura e o perfil de deslocamento transversal do solo tanto próximo à estrutura quanto em campo livre através de simples expressões.

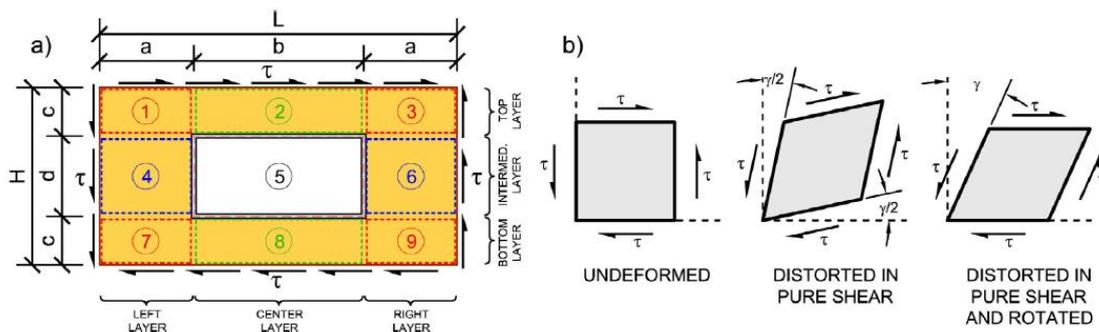


Figura 2.9 – (a) Diagrama de blocos para o conjunto estrutura-macício. (b) esquema de deformação por puro corte para um bloco isolado (adaptado de Gordo-Monsó, *et al.* (2019))

Os autores realizaram um estudo paramétrico desenvolvido para túneis retangulares enterrados em depósito de solo com 40m de altura total sobre uma camada elástica rígida “bedrock”. Em termos de parâmetros para elaboração dos diferentes modelos, foram utilizados no estudo, túneis com largura (a) entre os 2,0m e os 18,0m e altura (b) entre os 2,0m e 10,0m, com relação $\lambda = a/b$ entre 0,33 e 3,00. Para o caso em que $\lambda > 2$, ou seja, túneis com largura muito grande em relação à altura, foram utilizadas paredes centrais. Para o concreto do revestimento, foi utilizado um com classe C30/37, módulo de elasticidade E_c de 32 MPa, coeficiente de Poisson ν_c de 0.20, e densidade ρ_c de 2,5 t/m³.

As espessuras dos revestimentos são sempre uniformes para todos os elementos e estas foram variadas de modo a ter valores de F_r entre 0.1 e 10, o que permite que a análise contemple desde estruturas mais rígidas que o solo à volta até estruturas bem mais flexíveis. Foram utilizados 2 tipos de solos, especificamente solo B e solo C, com diferentes propriedades mecânicas e dinâmicas, segundo classificação do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010).

A análise para cada modelo foi dividida em 2 etapas: na primeira, uma etapa estática, o modelo estava sujeito apenas às cargas gravíticas enquanto na segunda foi introduzido o carregamento dinâmico. Na primeira etapa, a base do modelo foi restringida nas direções horizontal e vertical, enquanto na segunda etapa a base foi liberada e os movimentos sísmicos foram aplicados na base do modelo numérico como ondas de corte que se propagam verticalmente pelos elementos.

Os resultados obtidos pelo trabalho estão mostrados na Figura 2.10. Conforme analisado pelos autores, a expressão proposta por eles tem boa concordância com os resultados analisados nas análises numéricas via elementos finitos por eles realizadas e com as expressões simplificadas propostas nos trabalhos de Anderson *et al.* (2008), Penzien (2000) e Wang (1993).

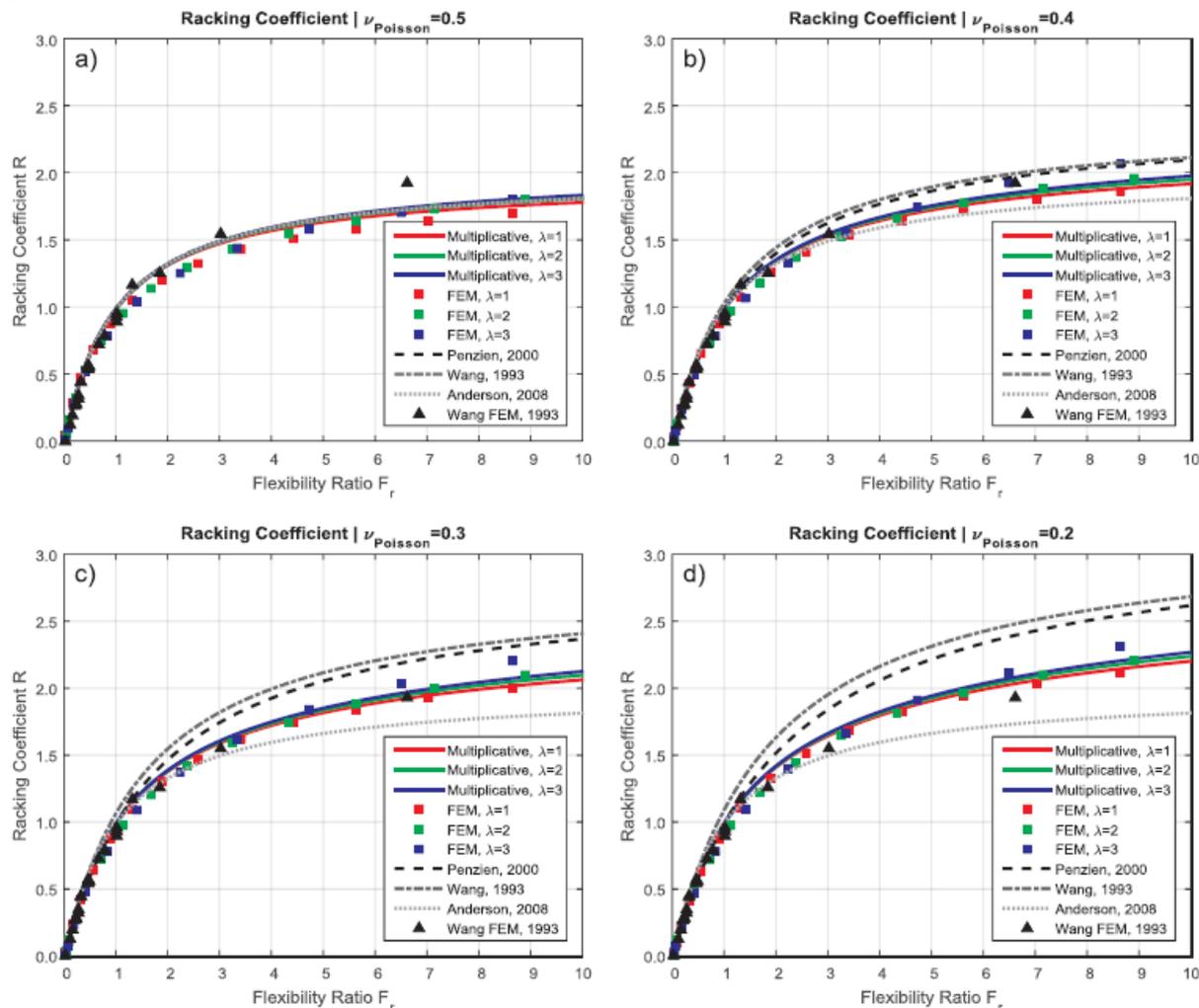


Figura 2.10 – Curvas $R \times F_r$. (adaptado de Gordo-Monsó, *et al.* (2019))

2.4 Breve Revisão do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010)

O Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010), denominado no texto daqui para frente como EC8, define que as estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma que sejam satisfeitos os requisitos indicados a seguir, cada um com um grau adequado de confiabilidade, através da multiplicação dos coeficientes de importância (γ_I) definidos para cada estrutura pela ação sísmica de referência ou, no caso de análise linear, pelos esforços correspondentes:

- Requisitos de não ocorrência de danos:

- A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso global ou local, mantendo sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o sismo;
- O período de retorno do sismo de projeto é de 475 anos, ou seja, 10% de probabilidade da intensidade do sismo de projeto ser excedida no período de 50 anos, sendo que este período de retorno é maior para estruturas de importância superior.
- Requisitos de limitação de danos:
 - A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam demasiadamente elevados em comparação com os da própria estrutura;
 - O período de retorno do sismo frequente é de 95 anos, ou seja, 10% de probabilidade de a intensidade do sismo de projeto ser excedida no período de 10 anos.

De forma a satisfazer os requisitos estabelecidos no EC8, devem ser verificados os seguintes Estados Limites:

- Estados Limites Últimos – associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas
 - Estrutura deve ter resistência e capacidade de dissipação energética, sendo que dependendo do nível de comportamento não-linear pretendido, o que é caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento e pelas classes de ductilidade;
 - Estrutura se mantém estável globalmente em relação ao derrubamento ou deslizamento;
 - Elementos de fundação e o terreno de fundação são capazes de resistir aos esforços resultantes da resposta da superestrutura, sem a ocorrência de deformações permanentes substanciais;
 - Deve-se ter em conta na análise a influência dos efeitos de segunda ordem (P- Δ) nos valores dos esforços;
 - Comportamento dos elementos não estruturais não apresentam risco para pessoas e nem um efeito desfavorável na resposta dos elementos estruturais na ocorrência do sismo.
- Estados de Limitação de Danos – associados a danos além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

- Garantia de adequado grau de confiabilidade em relação a danos aceitáveis, respeitando os limites de deformação ou outros limites aplicáveis;
- Para estruturas importantes, deve-se garantir que a estrutura possui resistência e rigidez suficientes para manter em funcionamento os serviços vitais nela instalados no caso da ocorrência de um sismo associado a um período de retorno adequado.

Em Portugal, deve-se considerar o Anexo Nacional, denominado a partir daqui como N.A., sempre que houver uma especificidade local diferente do texto principal do EC8.

O N.A. estabelece que devam ser consideradas dois tipos de ação sísmica: ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, que representam uma ação sísmica afastada e uma próxima, respectivamente. O espectro de resposta elástico horizontal é definido em função do zoneamento sísmico utilizado, do tipo de terreno e das classes de importância de cada uma das estruturas.

Ainda de acordo com o N.A., os valores da aceleração máxima de referência ou aceleração de pico na superfície do solo (a_{gR}) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar é dado em função da localização da obra, segundo a definição por zonas para cada tipo de ação sísmica, conforme imagem a seguir:

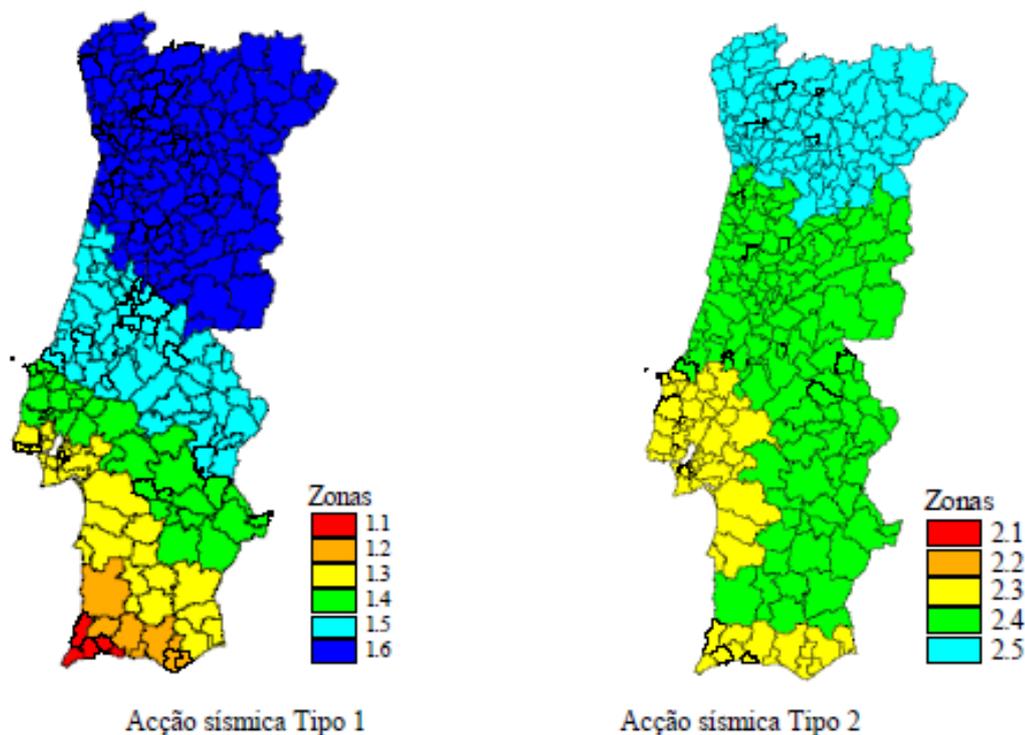


Figura 2.11 - Zoneamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1:2010)

A Tabela 2.1 apresentada abaixo mostra o quadro NA.I com os valores de (a_{gR}) a serem utilizados de acordo com o tipo de ação sísmica e a zona sísmica de análise.

Tabela 2.1 - Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas (NP EN 1998-1:2010)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Já a Tabela 2.2 e a Tabela 2.3 mostram os quadros NA-3.2 e 3.3 que contém os valores dos parâmetros a serem utilizados para a elaboração do espectro elástico de resposta horizontal para a ação sísmica Tipo I e Tipo II, respectivamente:

Tabela 2.2 - Quadro NA.3.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica horizontal Tipo 1 (NP EN 1998-1:2010)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 2.3 - Quadro NA.3.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica horizontal Tipo 2 (NP EN 1998-1:2010)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

São também definidas no N.A. 4 classes de importância (I a IV) e, para cada uma dessas classes, é estabelecido um valor para o coeficiente γ_I , conforme mostrado na Tabela 2.4 e na Tabela

2.5. Estes coeficientes são utilizados para amplificar ou atenuar a aceleração sísmica de referência (a_{gR}), o que na prática altera o período de retorno da ação sísmica a ser considerada.

Tabela 2.4 - Quadro NA.1 – Classe de importância dos edifícios de acordo com o EC8 (NP EN 1998-1:2010)

<i>Classe de Importância</i>	<i>Edifícios</i>
I	Edifício de importância menor para a segurança pública.
II	Edifícios correntes, não pertencentes a outras categorias.
III	Edifício cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso.
IV	Edifício cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil.

Tabela 2.5 - Quadro NA.II – Coeficientes de importância γ_I (NP EN 1998-1:2010)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

O N.A. indica que a ação sísmica num dado ponto da superfície do terreno pode ser representada por um espectro de resposta elástica da aceleração na superfície do terreno e pode ser representada por duas componentes horizontais ortogonais independentes, representadas pelo mesmo espectro, além da componente vertical, representada pelo espectro de resposta elástica vertical.

Na Figura 2.12, está mostrada a forma geral do espectro de resposta elástica horizontal assumida pela norma de referência. Registra-se que o EC8, devido à capacidade dos sistemas estruturais de resistir às ações provenientes dos sismos no domínio não linear, permite que as estruturas sejam dimensionadas para esforços menores do que os obtidos na análise elástico linear utilizando este espectro de resposta linear. Portanto, pode-se considerar a análise elástico linear com um espectro de resposta reduzido, obtido pela divisão do espectro elástico pelo coeficiente de comportamento q . Este assunto não será tratado nesta tese e para informações mais detalhadas, sugere-se ver o EC8.

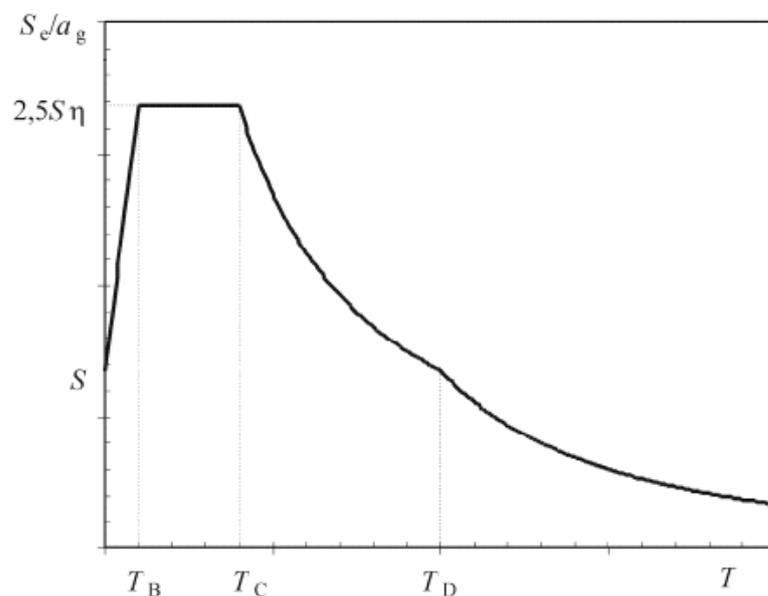


Figura 2.12 - Forma do espectro de resposta elástica (adaptado de NP EN 1998-1:2010)

Os valores dos parâmetros mostrados na Figura 2.12 são obtidos nos quadros NA 3.2 e NA 3.3 do Anexo Nacional, apresentados na Tabela 2.2 e na Tabela 2.3. Tais valores permitem definir cada um dos diferentes trechos do espectro de resposta horizontal ou vertical, através de expressões que podem ser vistas no documento de referência. Ressalta-se ainda que o parâmetro η é o coeficiente de correção do amortecimento de referência, assumindo valor $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

O EC8, na cláusula 3.2.3.1 - *Representação temporal* - indica que o movimento sísmico pode ser também representado em termos da variação da aceleração a superfície do terreno em função do tempo e das grandezas associadas, o que pode ser feito através dos acelerogramas artificiais. A cláusula 3.2.3.1.2 - *Acelerogramas artificiais* - estabelece como os acelerogramas artificiais devem ser elaborados de modo a corresponderem aos espectros de resposta elástica com $\xi = 5\%$ (amortecimento viscoso).

De maneira resumida, a duração dos acelerogramas deve ser compatível com as magnitudes e com outras características do evento sísmico relevantes para obter (a_g) . O Anexo Nacional estabelece que para sismos tipo 1 e tipo 2 devam ser usados valores de (T_s) , que é o período estacionário, iguais a 30s e 10s, respectivamente. Este item estabelece ainda que devem ser usados no mínimo 3 acelerogramas e a média dos valores da resposta espectral da vibração com período nulo.

3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS SOBRE SISMICIDADE E PROPAGAÇÃO DE ONDAS NOS SOLOS

3.1 Origem

Segundo a teoria tectônica das placas, a crosta terrestre está dividida em 17 partes principais que se movimentam umas em relação às outras, devido às correntes de convecção térmica existentes no manto terrestre, o que gera a conhecida atividade sísmica do planeta. Os sismos gerados podem ser divididos entre sismos de subducção e intraplaca.

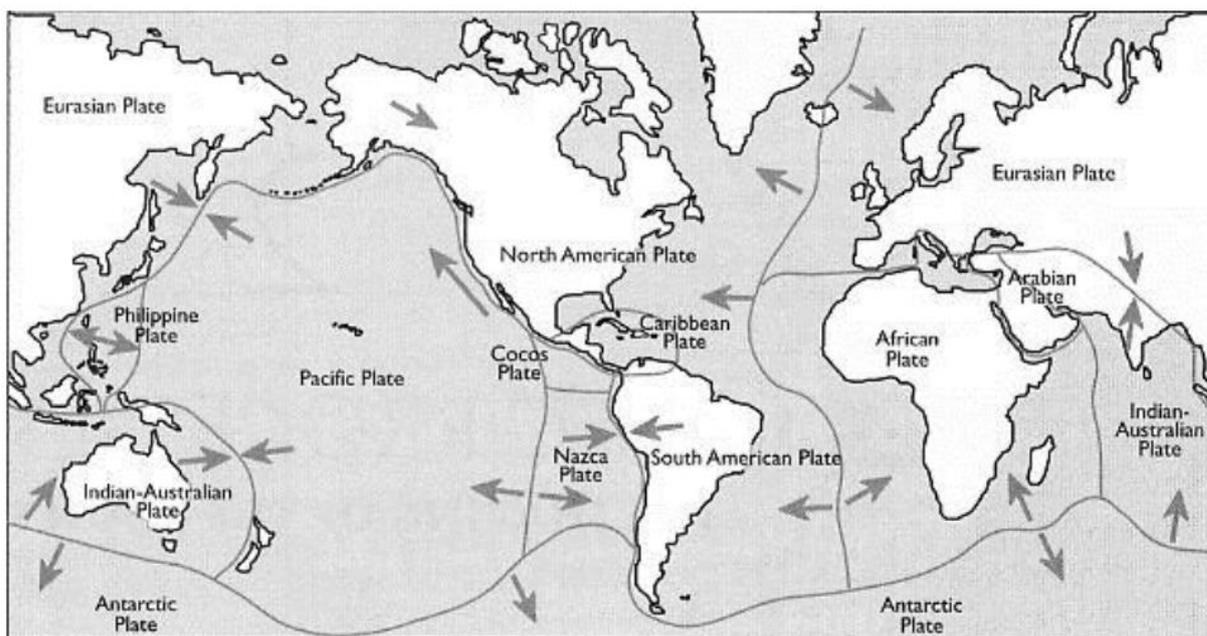


Figura 3.1 – Divisão da crosta terrestre em placas tectônicas principais (Fonte: <http://www.greenibis.com/edu/geo/images/tectonic-plates.jpg>)

Os sismos intraplaca ocorrem entre 5 km e 20 km de profundidade, justamente onde estão as rochas mais duras e com maior capacidade de armazenamento de energia de deformação. Este tipo de sismo representa cerca de 25% dos ocorridos a nível mundial. Como são sismos gerados a pouca profundidade, eles produzem maiores danos nas regiões mais próximas ao seu epicentro. Já os sismos de subducção são gerados pelos movimentos que liberam grande

quantidade de energia que se propaga causando os sismos. Os movimentos se caracterizam pelo movimento intra-placas entre as placas, podendo ser de afastamento ou colisão entre elas.

3.2 Localização

Um sismo é localizado através de seu hipocentro ou foco e sua projeção na superfície da Terra, o chamado epicentro. A distância epicentral é dada pela distância entre o epicentro e um determinado observador. É possível estimar a distância epicentral (d_e) através da diferença dos tempos de chegada das ondas primárias (P) e secundárias (S) a uma estação sismográfica, a partir da expressão a seguir, onde Δt_{P-S} é a diferença de tempo de chegada entre as ondas P e S e V_P e V_S são as velocidades das ondas primárias e secundárias, respectivamente.

$$d_e = \frac{\Delta t_{P-S}}{1/V_P - 1/V_S} \quad (3.1)$$

Conhecendo as distâncias em pelo menos três estações diferentes, determina-se a localização do epicentro do terremoto.

3.3 Magnitude e Intensidade de um sismo

Um sismo pode ser quantificado pela sua magnitude, que é a quantidade de energia liberada, ou pela intensidade, que é a medida dos efeitos causados na superfície da terra. No caso da magnitude, esta é comumente medida através da escala Richter, também conhecida como magnitude local (M_l). Esta medida relaciona a máxima amplitude do movimento sísmico registrado no evento com a distância do ponto de observação. A escala utilizada para esta medição é a logarítmica e, para cada número inteiro da escala, o movimento é 10 vezes superior ao número inteiro anterior.

Existem ainda algumas outras propostas de escalas de magnitude na literatura como, por exemplo, as estabelecidas por Clough e Penzien em 1995, que relaciona a magnitude do sismo com a energia liberada no evento através de uma equação logarítmica, a chamada de magnitude do momento (M_w).

Todas estas escalas foram criadas para estabelecer valores aproximadamente iguais para o mesmo sismo, o que nem sempre ocorre, uma vez que cada evento sísmico gera ondas P e superficiais em proporções diferentes, pois dependem do tipo de falha, da profundidade focal e das tensões liberadas pela ruptura.

A intensidade de um sismo é medida de forma qualitativa e subjetiva e busca classificar o sismo (movimento do solo), tendo como base os efeitos percebidos pelas pessoas ou observados em objetos, estruturas e natureza. A escala mais utilizada para medir a intensidade é a de Mercalli modificada, que está subdividida em 12 graus de intensidade, desde o nível I - imperceptível até o XII – danos quase totais.

3.4 Parâmetros do movimento sísmico

3.4.1 Amplitude

O movimento sísmico pode ser descrito através dos registros de aceleração, velocidade ou deslocamento no tempo. Ao medir um destes registros, os demais são obtidos através de integrações ou diferenciações.

Uma das formas mais utilizadas para medir a amplitude do movimento é através da aceleração horizontal de pico (PHA, “*Peak Horizontal Acceleration*”). A PHA corresponde ao maior valor absoluto de aceleração horizontal de um acelerograma.

Ressalta-se, entretanto, que a PHA não fornece informações sobre o conteúdo de frequências e a duração do evento, sendo necessário ter outros dados para caracterizar o sismo. Além do PHA, outro parâmetro também utilizado, mas em menor frequência, é a velocidade horizontal de pico (PHV, “*Peak Horizontal Velocity*”). Este parâmetro, embora tenha menor sensibilidade às altas frequências, possui maior capacidade de estimar com maior precisão o potencial de dano do movimento.

3.4.2 Conteúdo de frequências

O conteúdo de frequências traduz a maneira como a amplitude do movimento sísmico se distribui ao longo das diferentes frequências do evento, representando forte influência nos efeitos do sismo.

O espectro de amplitudes de Fourier é utilizado para representar essa distribuição da amplitude de movimento em relação às frequências. É utilizada uma função $G(\omega)$, chamada de função densidade de espectro de potência, para estimar as propriedades estatísticas do movimento sísmico e calcular uma resposta estocástica através das técnicas de vibração aleatória, conforme a expressão a seguir, onde T_d é a duração do sismo e c_n é a amplitude do n ésimo harmônico da série de Fourier:

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi \cdot T_d} \cdot c_n^2 \quad (3.2)$$

O espectro de resposta representa a máxima resposta de um sistema com um grau de liberdade (1 GL) para um movimento particular, em função da frequência natural do sistema (ω) e a razão do amortecimento do sistema 1 GL. Apesar de ser uma aproximação, ele fornece boa informação sobre o conteúdo de frequências. O período predominante é o período de vibração correspondente ao valor máximo do espectro da amplitude de Fourier.

3.4.3 Duração do sismo

A duração do sismo está diretamente relacionada ao tempo de liberação da energia de deformação acumulada na falha geológica. Alguns tipos de estruturas são mais ou menos suscetíveis aos ciclos de carregamento e descarregamento que acontecem durante um evento sísmico. A depender das características das estruturas, um movimento de amplitude moderada e de longa duração pode causar mais dano do que um movimento de grande amplitude e curta duração.

3.4.4 Registro sísmico e tratamentos do sinal

O registro de acelerações, também chamado de acelerograma ou histórico de aceleração no tempo, é utilizado para obtenção das características do movimento sísmico. Esses registros são medidos nas estações sísmicas, normalmente sobre afloramentos rochosos, denominados por (“*outcropping rock*”).

Entretanto, nos modelos numéricos, como no caso dos modelos via elementos finitos, o carregamento sísmico deve ser aplicado na base do modelo e não na superfície do terreno, onde o sinal é medido nas estações. Logo, há a necessidade de se transportar o sinal para a base, o que é feito através de um processo chamado deconvolução (“*deconvolution*”). Este processo se baseia na propagação de ondas verticais SV através de um maciço de solo visco-elástico estratificado horizontalmente, que pode ser feito, por exemplo, através de softwares como o SHAKE® (Schnabel *et al.*, 1972), SHAKE2000® (Ordoñez, 2011) ou DEEPSOIL (Hashash *et al.* 2020).

No processo de deconvolução, é importante estar atento à consideração da base (“*bedrock*”) como rígida ou amortecida. No caso desta ser considerada como amortecida (“*compliant base*”) no modelo de elementos finitos, a fronteira considerará que não há reflexão das ondas, ou seja, as ondas descendentes serão absorvidas pela condição de fronteira utilizada, o que não acontece no caso de se considerar a base como rígida (“*rigid base*”). Para mais informações sobre o processo de deconvolução e base rígida ou amortecida, indica-se o trabalho de Mejia e Dawson,

(2006), onde estes assuntos são abordados de maneira bastante completa e com linguagem simples.

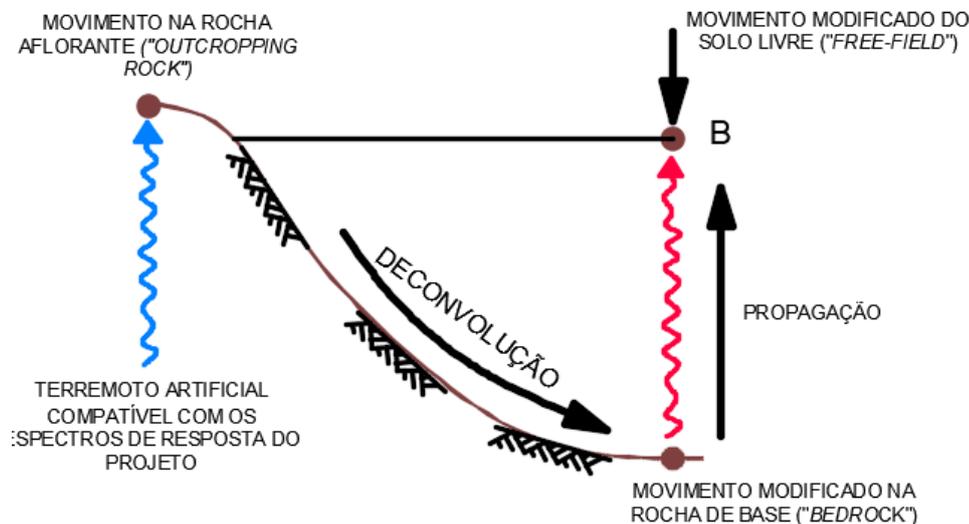


Figura 3.2 – Processo de deconvolução

É comum que o registro de acelerações possa conter deslocamentos ou distorções em relação a linha zero da aceleração. Como as velocidades e deslocamentos são obtidos através destes registros de acelerações pela integração no tempo e, em geral, esse histórico de acelerações resultantes não possui a mesma área na parte de cima e de baixo do gráfico, obtém-se em uma velocidade residual diferente de zero, o que gera na integração um histórico de deslocamento crescente ao longo do tempo, conforme Figura 3.3.

Portanto, há a necessidade de se fazer ajustes na linha de base. Esse ajuste, também chamado de correção da linha de base ("*baseline correction*"), é feito através de curvas polinomiais ou senoidais. Sugere-se ver o manual do RS2® para maiores informações.

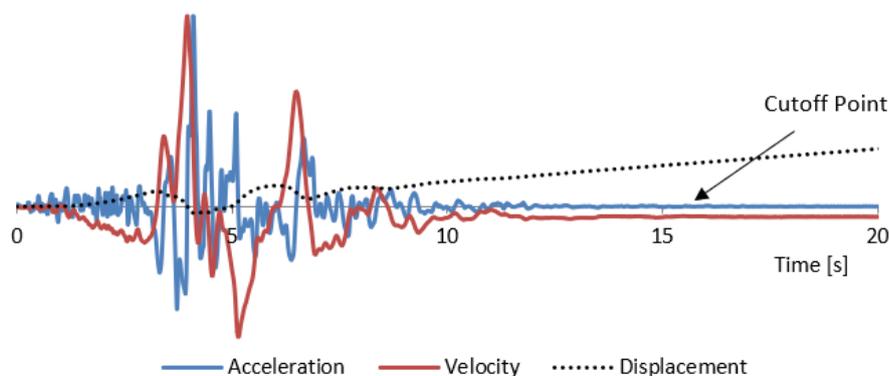


Figura 3.3 – Esquema para um sistema de 1 grau de liberdade (adaptado do Manual do RS2®)

Além disso, é necessário ter em conta a possibilidade de haver ruídos no registro sísmico causados pelo tratamento dos dados e/ou pela natureza, sendo o acelerograma a soma do registro sísmico com um ruído. Esse ruído poderá afetar os picos de aceleração em casos de alta frequência ou afetar o processo de integração em casos de baixa frequência. Esses ruídos podem ser eliminados pelo processo de filtragem, que modifica o espectro de amplitude do sinal de entrada, eliminando as componentes espectrais que se situam fora das bandas de passagem.

3.4.5 Ondas sísmicas e propagação

Como já abordado, a repentina liberação de energia que ocorre durante os sismos gera as ondas sísmicas que se propagam pelo solo até a superfície, podendo causar grandes prejuízos financeiros e humanos devido aos danos nas estruturas. Além dos sismos, máquinas vibratórias, explosões e passagens de trens são exemplos de outras possíveis fontes de geração de ondas no solo.

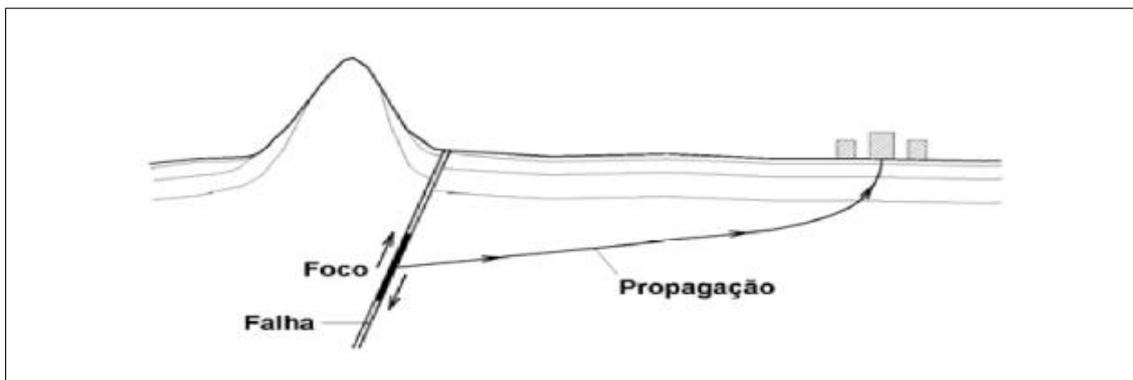


Figura 3.4 – Propagação das ondas sísmicas (adaptado de Kramer (1996)).

As ondas sísmicas que se propagam no terreno são classificadas como ondas volúmicas e superfície. As ondas volúmicas podem causar variação de volume, no caso das ondas P, ou podem causar distorções, no caso das ondas S. As ondas P, também conhecidas como ondas de compressão ou primárias se propagam através de sucessivas compressões e extensões do meio, fazendo com que as partículas oscilem na direção da propagação da onda. A velocidade das ondas P em um meio elástico é dada pela seguinte expressão:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2 \cdot G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}} \quad (3.3)$$

onde E é o módulo de elasticidade ou de Young e ν é o coeficiente de Poisson.

As ondas S, também chamadas de ondas cisalhantes ou secundárias, fazem com que as partículas se movimentem na direção perpendicular à sua propagação, podendo ser ainda

classificadas como SV ou SH, a depender da direção do movimento das partículas. A velocidade das ondas S em um meio elástico é dada pela seguinte expressão:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)}} \quad (3.4)$$

Fazendo a razão entre as velocidades de ondas P e S, chega-se a seguinte relação:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{(1 - 2 \cdot \nu)}} \quad (3.5)$$

Analisando a expressão anterior, é possível concluir que V_p é sempre maior do que V_s .

As ondas de superfície são geradas pela interação entre as ondas volúmicas causadas pela reflexão e refração na superfície da crosta e nas interfaces entre camadas de diferentes características. Geralmente as ondas de superfície ocorrem em maior intensidade nos casos de sismos pouco profundos. Estas ondas se dividem entre ondas do tipo R (Rayleigh) e L (Love).

As ondas R são geradas pela interação entre ondas P e SV, resultando em movimentos elípticos das partículas do solo. As ondas R são as mais destrutivas já que propagam na superfície da terra, local onde as estruturas estão assentes, e tem por característica perder pouca energia ao longo da distância de propagação. Já as ondas L provocam movimentos semelhantes às ondas SH, com oscilação das partículas superficiais de solo na direção normal à direção de propagação das ondas. A Figura 3.5 mostrada a seguir demonstra o movimento das partículas de solo para cada tipo de onda.

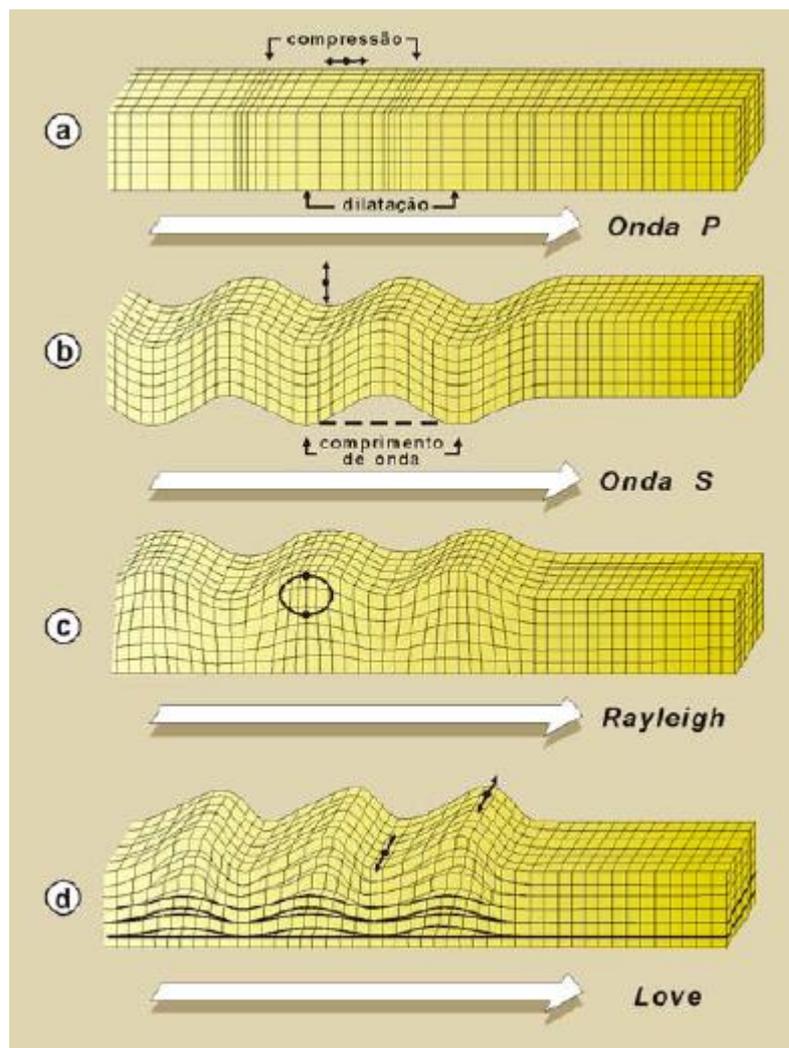


Figura 3.5 – Movimentos para cada tipo de onda (adaptado de (Teixeira *et al.*, 2003)).

3.5 Propriedades dinâmicas do solo

A natureza e distribuição dos danos causados pelos sismos são fortemente influenciadas pela resposta dos solos aos carregamentos cíclicos. Os problemas gerados pela propagação das ondas sísmicas induzem apenas baixos níveis de deformação no solo. Entretanto, existem outra gama de problemas que envolvem grandes deformações, como no caso da estabilidade de massas de solo ou problemas que induzem tensões elevadas, sendo que estes últimos não são alvo deste trabalho.

As propriedades dinâmicas do solo, como são comumente conhecidas, são responsáveis por governar o comportamento dos solos quando sujeitos à carregamento dinâmico. A seguir estão apresentados resumidamente os principais aspectos de algumas das mais importantes propriedades dinâmicas dos solos. Para maiores detalhes, sugere-se ver Kramer (1996).

O amortecimento é gerado pela perda de energia devido ao atrito interno no material ou por deformação irreversível no caso de viscosidade ou plasticidade do material. Em problemas dinâmicos com consideração de interação solo-estrutura é importantíssima a consideração desta propriedade, uma vez que, se a frequência fundamental de excitação do sismo coincidir com a frequência própria do maciço de solo, poderia se ter grandes amplificações das respostas.

Segundo Kramer (1996), é possível calcular a frequência natural de vibração, medida em Hertz (Hz), de uma camada com altura H de solo elástico, homogêneo e isotrópico através da seguinte expressão:

$$f_n = \frac{(2 \cdot n + 1)}{4 \cdot H} \cdot V_s \quad (3.6)$$

Sendo n dado por números inteiros de 0 a ∞ e V_s a velocidade das ondas S em m/s.

O amortecimento de Rayleigh é o tipo mais utilizado nas análises dinâmicas de estruturas e corpos elásticos para amortecer os modos de vibração natural de um sistema quando não é utilizado um modelo constitutivo que considere a degradação da resistência do maciço de solo em função das deformações ocorridas. Ainda de acordo com Kramer (1996), este tipo de amortecimento é definido através de duas constantes, α e β , que se relacionam com a matriz de massa $[M]$ e de rigidez $[K]$, respectivamente, gerando a matriz de amortecimento $[C]$ sem adicionar nenhum modo, o que garante a ortogonalidade.

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (3.7)$$

As constantes α e β são obtidas após definidas as frações ou razões de amortecimento (ξ_i) para uma faixa de frequências através de duas frequências predeterminadas (ω_i). Sugere-se que a faixa de frequências escolhida arbitrariamente inclua as frequências de excitação e fundamentais (naturais) do sistema.

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_i} + \frac{\beta \cdot \omega_i}{2}, i = 1, 2 \quad (3.8)$$

Outro tipo de amortecimento que existe é o histerético. Esse tipo de amortecimento independe da frequência e é função da deformação cisalhante da amostra causada pelo carregamento dinâmico, sendo necessários ensaios laboratoriais mais completos para a definição da curva de degradação do módulo G do solo.

Em termos matemáticos, esse amortecimento é incluído na equação do movimento ao se considerar a matriz de rigidez $[K]$ como uma matriz complexa $[K]_{\xi}$, sendo que a parte imaginária representa o efeito do amortecimento histerético, dada por:

$$[K]_{\xi} = [K] \cdot (1 + 2 \cdot i \cdot \xi) \quad (3.9)$$

Importante notar que tanto a matriz de rigidez $[K]$ quanto a razão de amortecimento ξ são passíveis de serem revistos em função do grau de deformação cisalhante efetivo. Para tal utilizam-se as curvas de degradação do módulo de cisalhamento (G_{max}) e o aumento da razão de amortecimento, que são determinados experimentalmente para diversos tipos de solo. Esse procedimento é denominado como modelo linear equivalente.

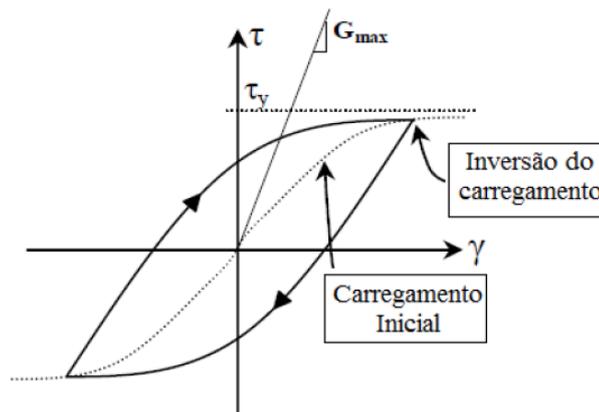


Figura 3.6 - Exemplo de curva tensão x deformação (“backbone”) para o primeiro ciclo de carregamento

Para avaliar tal situação no comportamento do maciço, pode-se utilizar um modelo constitutivo mais complexo para simular o comportamento do maciço frente ao carregamento cíclico. Estes modelos conseguem representar as deformações permanentes e a variação de rigidez do solo

em função do histórico de tensões e não apenas em função da amplitude das deformações transversais como é feito no modelo linear equivalente que foi utilizado nestes exemplos. Além disso, esse modelo constitutivo já representa o amortecimento hysterético, típico de solos, através da dissipação de energia em cada ciclo de carregamento e descarregamento, não sendo mais necessário o uso do amortecimento de Rayleigh.

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Introdução

Na Figura 4.1, adaptada de Wolf (1994) *apud* Santos (1999), o autor indica 3 fases da evolução dos modelos numéricos elaborados para um determinado problema. Na Fase I os modelos físicos gerados são simples, não representam bem a realidade, entretanto têm baixo custo computacional. Na Fase II acontece o desenvolvimento de metodologias que representam melhor a realidade, mas que possuem elevado custo do ponto de vista computacional. O que ocorre na Fase III é uma tendência à volta da utilização de modelos mais simples, tentando aferir seus resultados deles com os experimentos ou com resultados de modelos mais complexos da Fase II, sempre visando reduzir o custo computacional.

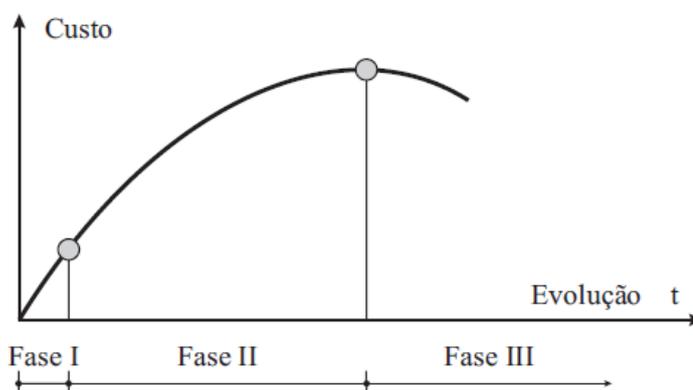


Figura 4.1 – Evolução dos modelos físicos (adaptado de Wolf (1994) apud Santos (1999))

Diante do apresentado, pretende-se neste trabalho utilizar software comercial RS2® da empresa Rocscience®, que é amplamente utilizado nos escritórios de projeto, de maneira a realizar estudos paramétricos de determinados exemplos, recorrendo a análises dinâmicas e à comparação com os resultados obtidos nas metodologias simplificadas, onde são utilizadas as curvas ($R \times F_r$) apresentadas nos trabalhos de Wang (1993) e Wood (2004), por exemplo.

Essa comparação se justifica pois os métodos simplificados são até hoje amplamente utilizados para a análise e dimensionamento deste tipo de estruturas enterradas sujeitas ao movimento sísmico, pelo menos nas etapas iniciais do projeto, quando ainda existem muitas incertezas

sobre as diversas variáveis e se pretende obter, pelo menos, um bom esboço da estrutura com bom grau de confiabilidade.

O caso de estudo que será apresentado a seguir foi definido com base em alguns trabalhos anteriores, como Wood (2004) e Wang (1993). Foram definidos 2 valores para a espessura da camada de solo (H_s), 18m e 50m, o que deu origem ao nome de Modelo 01 e Modelo 02.

Além disso, para definição da carga sísmica proveniente do acelerograma artificial, foi escolhido gerar os registros de aceleração artificiais com base no espectro de resposta elástica horizontal para a cidade de Lagos, no sul de Portugal para um sismo do Tipo 01. A escolha do local, como se verá mais à frente no texto, se justifica por ser uma região de Portugal continental que possui maior valor da aceleração máxima de referência (a_{gR}).

Como será descrito mais a frente, foram realizadas 96 análises dinâmicas para um total de 04 acelerogramas artificiais diferentes, elaborados com base nos mesmos espectros, ou seja, 24 análises dinâmicas para cada acelerograma, com o objetivo de avaliar o comportamento deste tipo de estruturas enterradas sob diferentes condições de terreno, de geometria e de ação sísmica.

4.2 Metodologia utilizada

Como já abordado nesta dissertação, foi utilizado o software RS2® da empresa Rocscience®, que permite incorporar alguns modelos constitutivos, incluindo plasticidade, e que resolve de maneira incremental no tempo a equação do movimento.

A seguir estão descritos de maneira sucinta os principais passos e hipóteses utilizadas para permitir a análise via elementos finitos deste tipo de problema.

4.2.1 Geração dos acelerogramas artificiais

Como descrito anteriormente, o EC8 permite a representação da ação sísmica através de pelo menos 3 acelerogramas artificiais que correspondam aos espectros de resposta elástica para 5% de amortecimento viscoso.

Foram utilizados os seguintes parâmetros de entrada para definição do espectro de resposta elástico horizontal, de acordo com o EC8:

- Ação sísmica horizontal Tipo 1
- Lagos: zona sísmica 1.1 ($a_{gR}=2,5m/s^2$)

- Tipo de terreno: C
- Coeficiente de importância III ($\gamma_I = 1,45$)

Assim, após definido o espectro de resposta elástica horizontal de acelerações, o software SeismoArtif®, em sua versão acadêmica do ano de 2016, para a geração dos acelerogramas artificiais foi utilizado. A Figura 4.2 mostra a tela dos dados de entrada no software referente ao espectro de resposta elástico de acelerações, velocidade e deslocamento gerados de acordo com o EC8 com os parâmetros mostrados acima. Estão apresentados os espectros para aceleração, deslocamento e velocidade, sendo que estes dois últimos são gerados automaticamente pelo software a partir do espectro de acelerações.

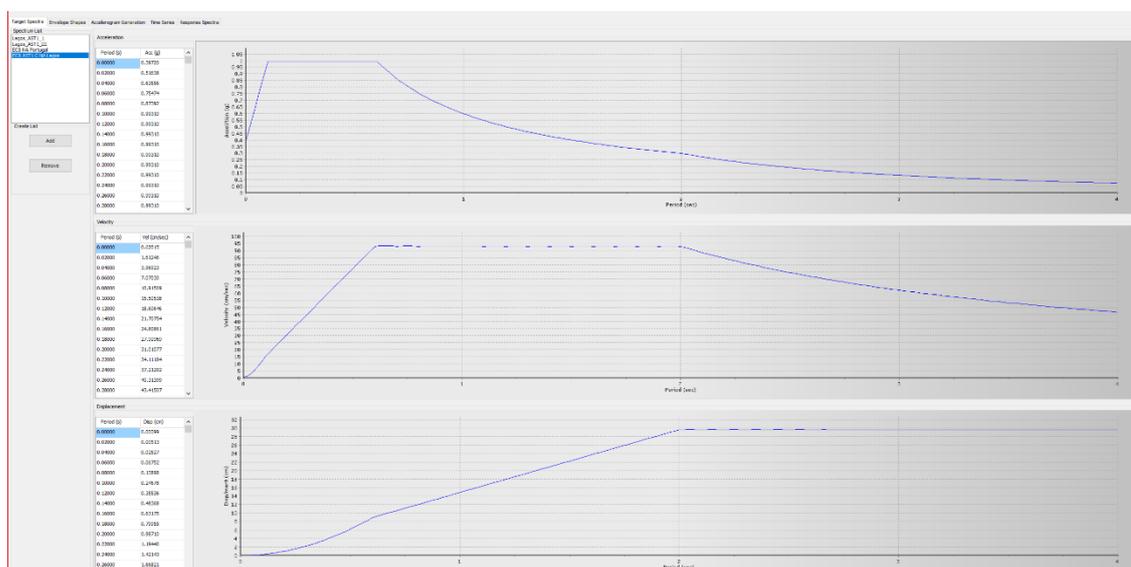


Figura 4.2 – Dados de entrada - Espectro de resposta elástica horizontal (SeismoArtif® 2016)

Foram então gerados no software 4 acelerogramas artificiais com duração de 40 segundos, em função da obrigação estabelecida no N.A para sismos Tipo 1, com período estacionário mínimo iguais a 30s e 10s, respectivamente.

A Figura 4.3 e a Figura 4.4 mostram dois dos quatro acelerogramas artificiais gerados. Estão representados, de cima para baixo, em cada figura as acelerações, velocidades e deslocamentos no tempo.

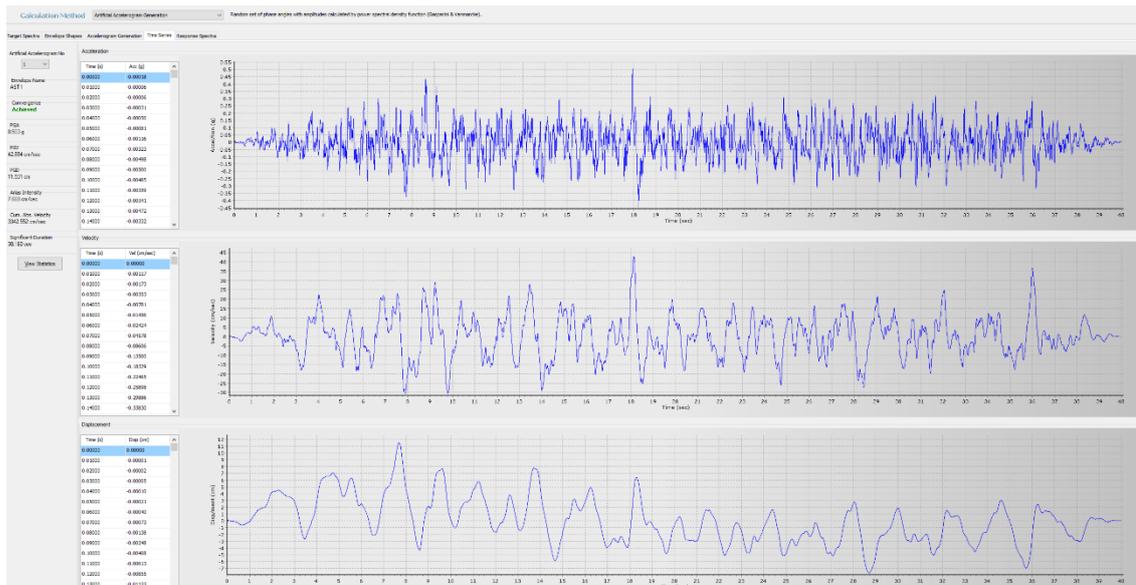


Figura 4.3 – Acelerograma artificial 01 (SeismoArtif® 2016)

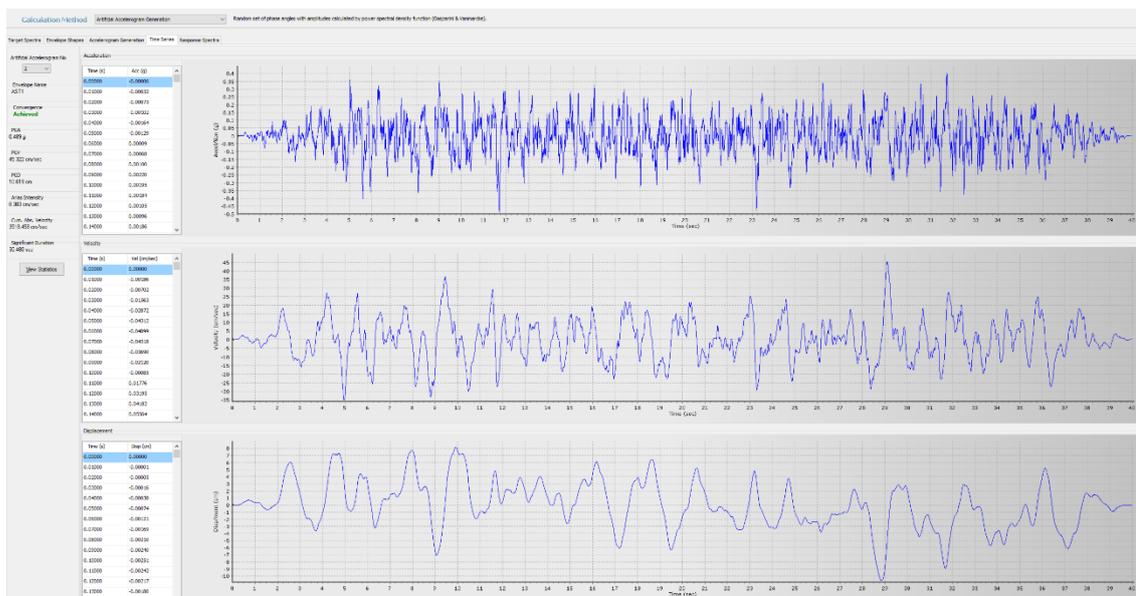


Figura 4.4 – Acelerograma artificial 02 (SeismoArtif® 2016)

Além das imagens anteriores, é possível observar que o software cria um espectro de resposta de acelerações, velocidade e deslocamentos correspondente a cada acelerograma gerado, considerando uma variação de $\pm 10\%$, conforme as duas próximas figuras

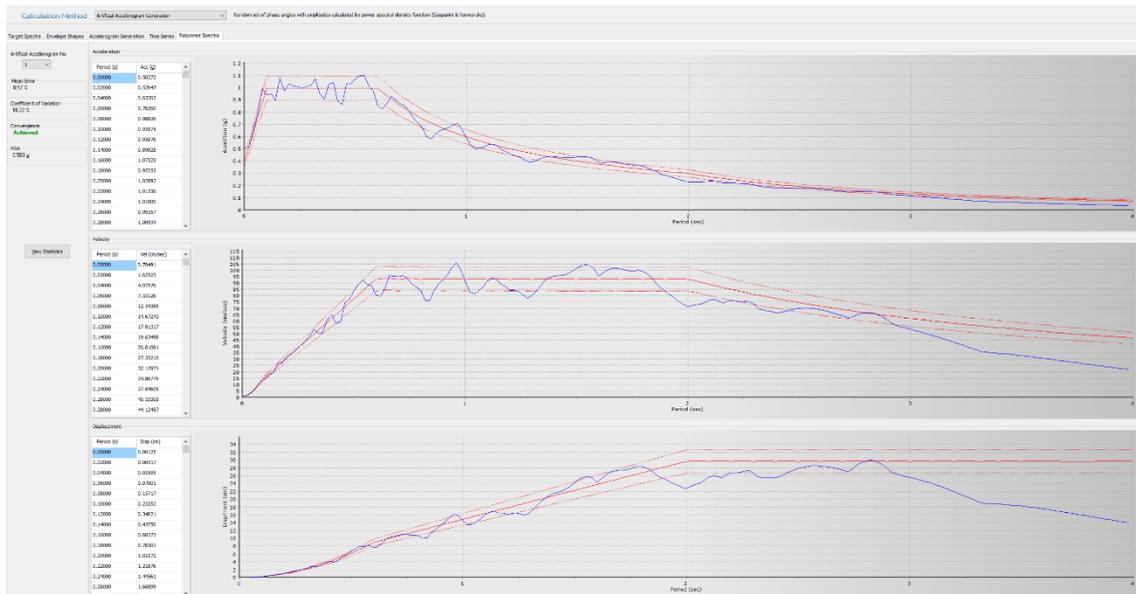


Figura 4.5 – Acelerograma artificial 01 sobre o espectro de resposta elástica horizontal (SeismoArtif® 2016)

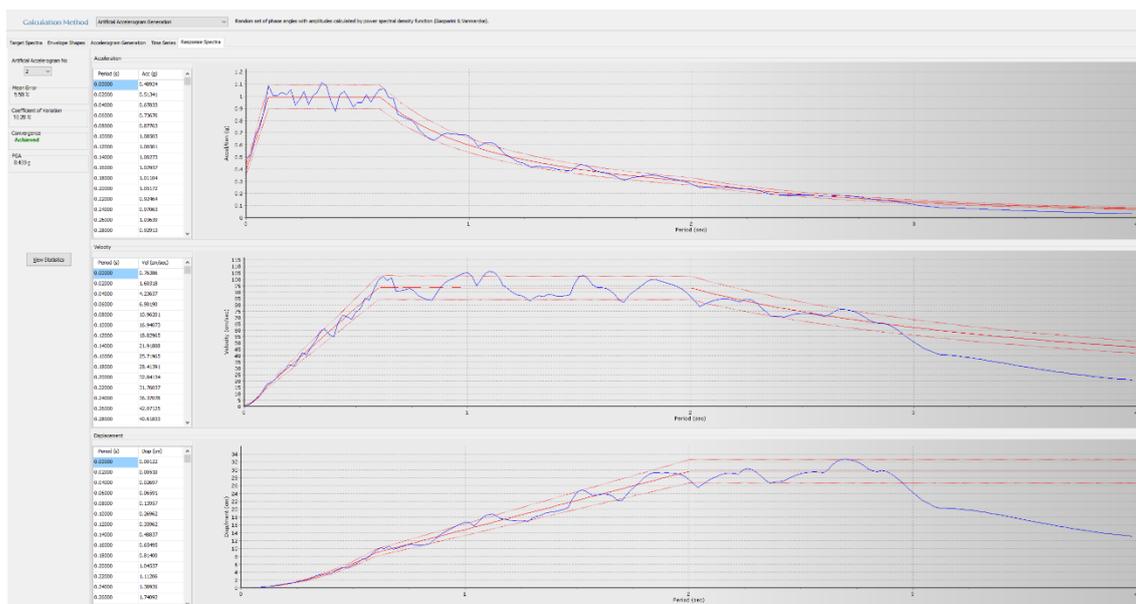


Figura 4.6 – Acelerograma artificial 02 sobre o espectro de resposta elástica horizontal (SeismoArtif® 2016)

4.2.2 Análise dinâmica via modelos de Elementos Finitos

De posse dos dados provenientes dos 4 acelerogramas artificiais gerados, conforme descrito na etapa anterior, os valores são exportados para tabelas e introduzidos no programa RS2® como cargas a serem utilizadas nas análises dinâmicas utilizando os modelos de elementos finitos. Este procedimento será mostrado mais à frente na dissertação.

4.2.2.1 Entrada de dados

Os dados dinâmicos do sismo podem ser introduzidos no software RS2® como históricos no tempo de aceleração, velocidade ou deslocamento. Automaticamente, o RS2® apresenta as propriedades destes dados através de 3 gráficos: espectro de amplitudes, espectro de resposta e intensidade de Arias.

O espectro de amplitude gerado pelo programa é um gráfico que relaciona energia e frequência, onde é possível verificar a faixa de frequência natural com base na distribuição de energia sobre os componentes de frequência. Pode-se, além de definir a faixa de frequência natural, definir a frequência crítica, frequência onde ocorre o pico de potência. Com a faixa de frequência natural, pode-se determinar o amortecimento de Rayleigh do registro de entrada.

O espectro de resposta é um método utilizado para estimar a resposta estrutural devido a eventos dinâmicos, como o sismo. É dado em função do período natural de vibração da estrutura com 1 grau de liberdade e de seu nível de amortecimento. O gráfico de aceleração espectral x período mostra a resposta de pico da estrutura.

A intensidade de Arias determina a intensidade do sismo através da medição da aceleração das ondas sísmicas transitórias, fazendo a integral no tempo do quadrado da aceleração, com os dados de entrada (histórico de acelerações, velocidade ou deslocamento).

Os dados de entrada podem precisar serem corrigidos. Caso seja fornecido o histórico de acelerações como dado de entrada, este dado precisará ser integrado duas vezes no tempo de maneira a obter o histórico de deslocamentos que será aplicado nos nós restringidos. Como o histórico de acelerações não possui a mesma área na parte superior e inferior do gráfico no tempo, a integração produzirá um histórico de velocidade com velocidade residual não nula, que, por sua vez gerará um histórico de deslocamento crescente. Portanto, para minimizar essa questão é utilizada uma técnica chamada de correção da linha de base (“*baseline correction*”).

4.2.2.2 Definição dos parâmetros utilizados

A seguir estão mostrados os valores utilizados para cada os principais parâmetros de entrada nos diferentes modelos de elementos finitos gerados para realização da análise dinâmica paramétrica.

- Maciço de solo:

Para representar o maciço de solo no modelo de cálculo, foi considerado que ele tem comportamento linear elástico, coeficiente de Poisson de 0,4, peso volúmico de 18 kN/m³ e largura total de 160m. Para os demais parâmetros, a gama de valores está representada abaixo:

- Módulo de deformabilidade do solo (E_s): 10MPa, 25MPa, 50MPa e 100MPa;
- Espessura da camada de solo (H_s): 18m e 50m.

- Revestimento estrutural:

Foram analisados nos casos de estudo problemas onde a seção transversal possui 5 metros de altura por 5 metros de largura (distância entre eixos das paredes do túnel). Foram considerados para o revestimento do túnel elementos estruturais em concreto armado com resistência característica de $f_{ck} = 40$ MPa, módulo de elasticidade (E_c) de 25 GPa e coeficiente de Poisson de 0,2. Para a espessura das lajes superior e inferior e das paredes dos túneis foram utilizados os valores abaixo:

- Espessura do revestimento do túnel (t_w): 25cm, 50cm e 100cm.

Para facilitar a identificação dos casos de estudo que foram abordados neste trabalho, foram gerados 24 modelos de elementos finitos diferentes, a saber:

Tabela 4.1 – Casos de Estudo – Modelos 01 (A@J) e Modelos 02 (A@J)

	Modelo 01 (Hs=18m)		Modelo 02 (Hs=50m)	
	Es (MPa)	tw (cm)	Es (MPa)	tw (cm)
A	10	25	10	25
B	10	50	10	50
C	10	100	10	100
D	25	25	25	25
E	25	50	25	50
F	25	100	25	100
G	50	25	50	25
H	50	50	50	50
I	50	100	50	100
J	100	25	100	25
K	100	50	100	50
L	100	100	100	100

Entretanto, como foram aplicados os 4 acelerogramas artificiais gerados na etapa anterior em cada um dos modelos, a análise gerou 96 problemas dinâmicos diferentes. A seguir estão apresentadas imagens dos modelos tipo 01 e 02, mostrando as dimensões principais da seção transversal analisada.

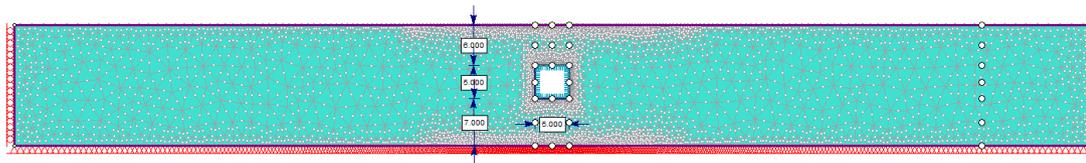


Figura 4.7 – Modelo 01 (espessura de camada de maciço 18m).

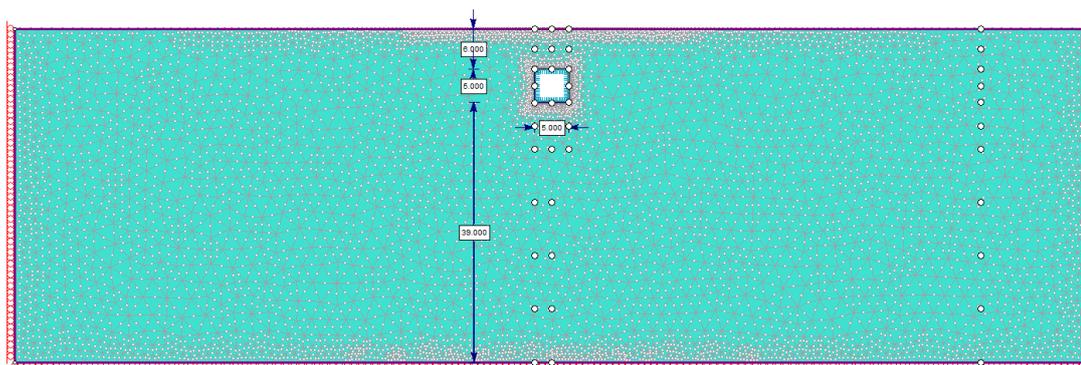


Figura 4.8 – Modelo 02 (espessura de camada de maciço 50m).

Além das definições já apresentadas, é importante apresentar algumas outras informações relevantes sobre a análise dinâmica que foi feita. A análise dinâmica foi simulada através de um modelo viscoelástico introduzindo o módulo de cisalhamento do solo e o amortecimento viscoso correspondente de Rayleigh, dependente da frequência, com os parâmetros ajustados para as frequências dominantes dos depósitos de solo.

Portanto, antes de iniciar a análise dinâmica, é necessária a definição dos parâmetros α e β do amortecimento de Rayleigh do maciço de solo. Como já referenciado anteriormente, este tipo de amortecimento é proporcional à massa e à rigidez do sistema.

Para cálculo de α e β , foi utilizado o procedimento apresentado pelo professor Jaime Santos, conforme Santos (2002), onde para o caso de uma camada viscoelástica, os parâmetros α e β do amortecimento de Rayleigh relacionam-se com o amortecimento histerético (ξ) e com a frequência angular (ω_1) relativa ao primeiro modo de vibração através das expressões abaixo:

$$\alpha = \frac{5}{3} \cdot \xi \cdot \omega_1 \text{ e } \beta = \frac{1}{3} \cdot \frac{\xi}{\omega_1} \quad (4.1)$$

A equação (4.1) mostrada anteriormente é proveniente da equação (3.8) fixando o amortecimento para o 1º e 3º modos de frequência própria. O cálculo acima referido foi feito para cada um dos 8 grupos de modelos de elementos finitos analisados, agrupados de acordo com a espessura da camada de solo e o módulo de deformabilidade (E_s), de modo a obter valores de α e β que resultassem no amortecimento crítico desejado para o primeiro modo de vibração, ou seja, 5%.

A seguir, na Tabela 4.2 e na Tabela 4.3 estão mostrados os valores utilizados para os parâmetros alfa e beta do amortecimento de Rayleigh, bem como as frequências dos 3 primeiros modos de vibração para cada um dos modelos.

Tabela 4.2 – Modelo 01 – Valores das frequências próprias e dos parâmetros do amortecimento de Rayleigh

	Modelo 01 (Hs=18m)							
	Es (MPa)	G (MPa)	Vs (m/s)	Frequência 1º modo (Hz)	Frequência 2º modo (Hz)	Frequência 3º modo (Hz)	Amortecimento Rayleigh	
							alfa	beta
A	10	3.57	44.11	0.61	1.84	3.06	0.051	0.027
B								
C								
D								
E	25	8.93	69.75	0.97	2.91	4.84	0.081	0.017
F								
G								
H								
I	50	17.86	98.63	1.37	4.11	6.85	0.114	0.012
J								
K								
L								
	100	35.71	139.49	1.94	5.81	9.69	0.162	0.009

Tabela 4.3 – Modelo 02 – Valores das frequências próprias e dos parâmetros do amortecimento de Rayleigh

	Modelo 02 (Hs=50m)							
	Es (MPa)	G (MPa)	Vs (m/s)	Frequência 1º modo (Hz)	Frequência 2º modo (Hz)	Frequência 3º modo (Hz)	Amortecimento Rayleigh	
							alfa	beta
A	10	3.57	44.11	0.22	0.66	1.10	0.018	0.076
B								
C								
D								
E	25	8.93	69.75	0.35	1.05	1.74	0.029	0.048
F								
G								
H								
I	50	17.86	98.63	0.49	1.48	2.47	0.041	0.034
J								
K								
L								
	100	35.71	139.49	0.70	2.09	3.49	0.058	0.024

A seguir está representada uma imagem do software RS2® onde são colocados os valores dos parâmetros α e β como exemplo.

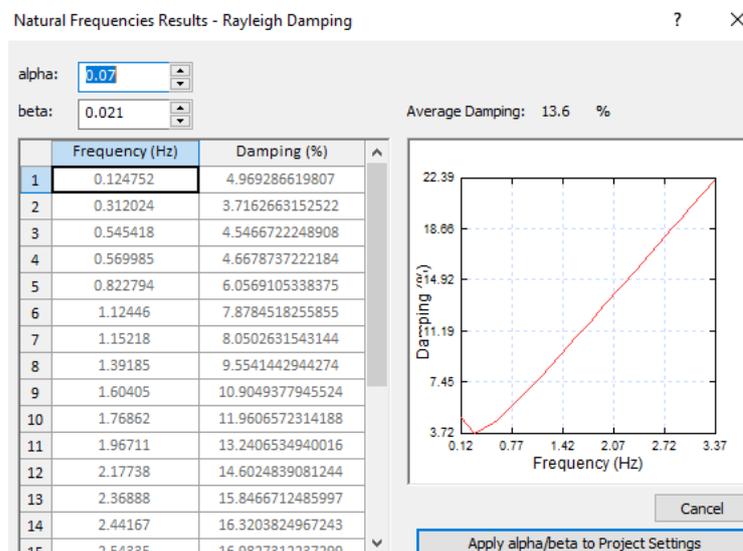


Figura 4.9 – Exemplo de definição dos parâmetros para o amortecimento de Rayleigh.

Foi necessário introduzir no software os sinais dos acelerogramas artificiais gerados para cada caso. Ressalta-se que os sinais obtidos na etapa anterior dizem respeito ao sinal na superfície livre do maciço, onde normalmente estão assentes as estruturas não enterradas, como por exemplo, as fundações das edificações, das pontes e de reservatórios.

Portanto, faz-se necessário que o sinal seja transladado para o chamado “Bedrock” através de um processo chamado de deconvolução. O RS2® já possui uma rotina interna responsável por esse procedimento, tendo como dados de entrada o sinal fornecido na superfície livre e nas características do maciço de solo. A convenção utilizada pelo software é que a carga dinâmica deve ser aplicada na base do modelo de elementos finitos e os dados devem ser os sinais da superfície livre. Para mais detalhes, sugere-se verificar o manual do RS2®.

Além deste processo de deconvolução, na importação dos acelerogramas é necessário fazer o tratamento dos dados fornecidos através do processo de filtragem e da “baseline correction”. Ressalta-se neste ponto que foi verificado em um modelo a parte que a ação sísmica obtida na superfície após processo de deconvolução e demais tratamentos dos dados era exatamente o que se pretendia.

A seguir estão apresentados os 4 acelerogramas artificiais utilizados nos casos de estudo, com duração de 40 segundos cada, após os tratamentos dos sinais citados.

Para cada um dos acelerogramas apresentados na Figura 4.10 e na Figura 4.11 estão apresentados 3 gráficos: o superior apresenta a aceleração x tempo, o do centro apresenta a velocidade x tempo e o inferior o deslocamento x tempo. O intervalo de tempo da análise dinâmica foi de 0,01 segundos.

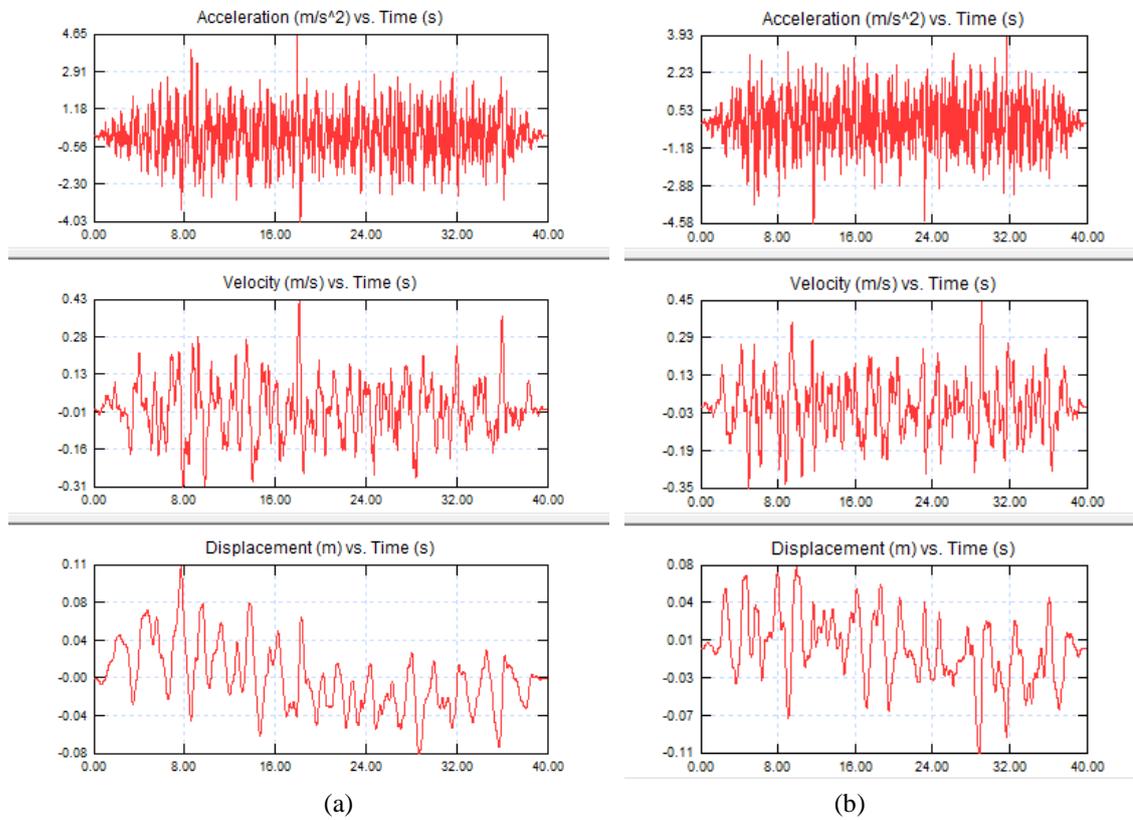


Figura 4.10 – Acelerogramas artificiais 01(a) e 02 (b)

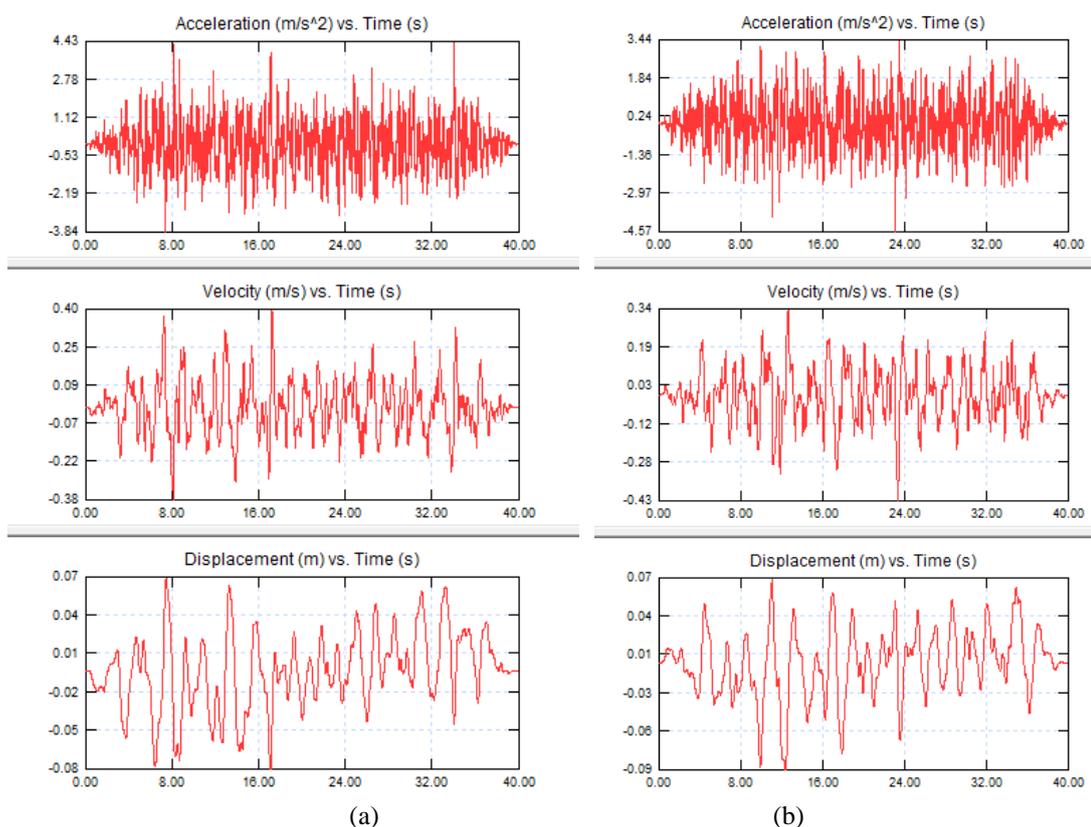


Figura 4.11 – Acelerogramas artificiais 03(a) e 04 (b)

Sobre as condições de fronteira do modelo para a análise dinâmica, o manual do RS2® indica para o caso de análise sísmica as condições de fronteira mostradas na Figura 4.12. A escolha dessas condições de fronteira se justifica pelo fato das ondas sísmicas serem geradas fora do domínio do modelo e, portanto, deve-se evitar a reflexão da onda sísmica pela fronteira de baixo e permitir a transmissão das ondas para o modelo pelas suas laterais.

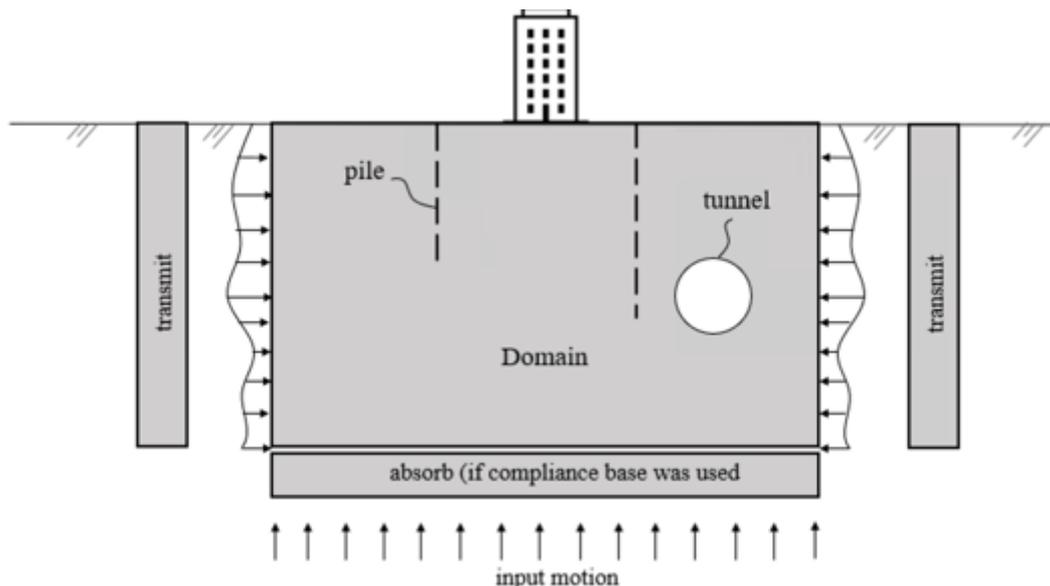


Figura 4.12 – Condições de Fronteira típica para análises sísmicas no RS2®(adaptado do manual do RS2®)

Resumidamente, a condição de fronteira dinâmica denominada “Absorb” tem como objetivo absorver as ondas verticais descendentes que vem pelo maciço de solo, como se não houvesse a fronteira naquele local. Já a condição de fronteira dinâmica denominada “Transmit”, além de ter as mesmas características da fronteira dinâmica anterior, introduz ao modelo um histórico de cargas que o próprio software calcula a partir do movimento em campo livre (“free field motion”). Mais informações sobre os tipos de condição de fronteira podem ser consultadas no manual do RS2®.

Portanto, os apoios definidos para a etapa estática são substituídos pelas condições de fronteira dinâmicas, disponíveis no software, a saber: para o “Bedrock” foi utilizada a fronteira do tipo “Absorb” e para as duas laterais do modelo a fronteira tipo “Transmit”, representadas pelas letras “A” e “T”, respectivamente, na Figura 4.13. As setas horizontais para a direita vistas na base do modelo indicam a aplicação das cargas dinâmicas nesta região.

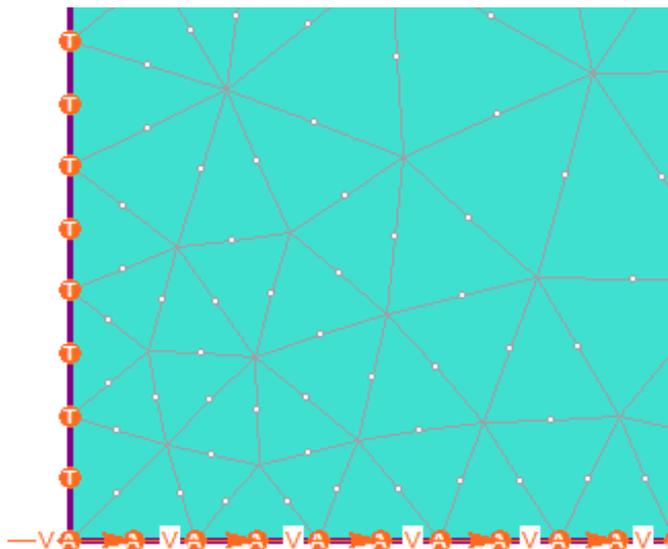


Figura 4.13 – Exemplo de aplicação das condições de fronteira no RS2

Sabe-se que a natureza e a distribuição dos danos causados pelo sismo são fortemente influenciadas pela resposta dos solos ao carregamento cíclico. Portanto, a qualidade das respostas está totalmente ligada à precisão da representação do material pelos modelos constitutivos. Devido a isto, existem modelos que necessitam da definição de um número muito grande de parâmetros que muitas das vezes não estão disponíveis por requererem ensaios de laboratório bastante complexos.

O software RS2® utiliza sempre o MNL para resolver os problemas dinâmicos através das integrações de Newmark para fazer a integração no tempo.

Ressalta-se que nesta dissertação foi utilizado apenas um valor constante do módulo de cisalhamento (G) para cada caso de estudo.

4.3 Resultados dos casos de estudo

A análise dinâmica via MEF levou em média 50 minutos para calcular os resultados para cada um dos acelerogramas com duração de 40 segundos utilizando um modelo elástico linear para simular o comportamento do maciço.

Para a obtenção dos resultados dos deslocamentos no tempo, o programa RS2® possui uma ferramenta chamada “time query” onde, através de pontos de interesse pré-definidos antes do cálculo dinâmico, é possível exportar os valores dos resultados obtidos como, por exemplo, os deslocamentos horizontais ao longo da duração da análise dinâmica. Esses pontos (“query”) podem ser vistos na figura a seguir, representados pelos círculos verdes.

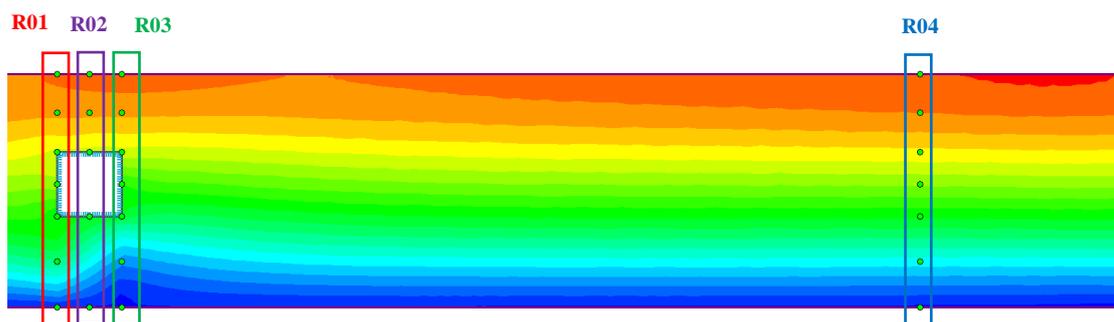


Figura 4.14 – Exemplo da definição dos pontos de interesse “time query” no RS2®

Como pode ser observado na Figura 4.14, a região 01 (R01) é representada pelos pontos alinhados com a parede esquerda do túnel, a região 02 (R02) pelos pontos localizados no meio das lajes superior e inferior do túnel, a região 03 (R03) pelos pontos superior e inferior localizados nos vértices da parede direita com as lajes e a região 04 (R04) pelos pontos mais à direita do modelo, suficientemente afastados da estrutura, de modo a obter os deslocamentos em campo livre (“free-field”).

Todos estes resultados foram exportados para planilhas elaboradas ao longo do desenvolvimento deste trabalho, para a análise e comparação dos dados de maneira mais simples. Foram gerados alguns gráficos, os quais estão representados nas imagens a seguir, para cada modelo dos casos de estudo.

4.3.1 Casos de estudo Modelos 01 - 01A@01L – Hs=18m

Estão apresentados a seguir os gráficos elaborados com os deslocamentos máximos e mínimos de cada um dos pontos de interesse na região de campo livre (“free-field”), região R04 mostrada anteriormente. As duas linhas horizontais mais fortes representam a parte superior e inferior do túnel estudado. As várias séries encontram-se agrupadas em quatro grupos que correspondem a diferentes valores do módulo de deformabilidade.

4.3.1.1 Acelerograma artificial 01

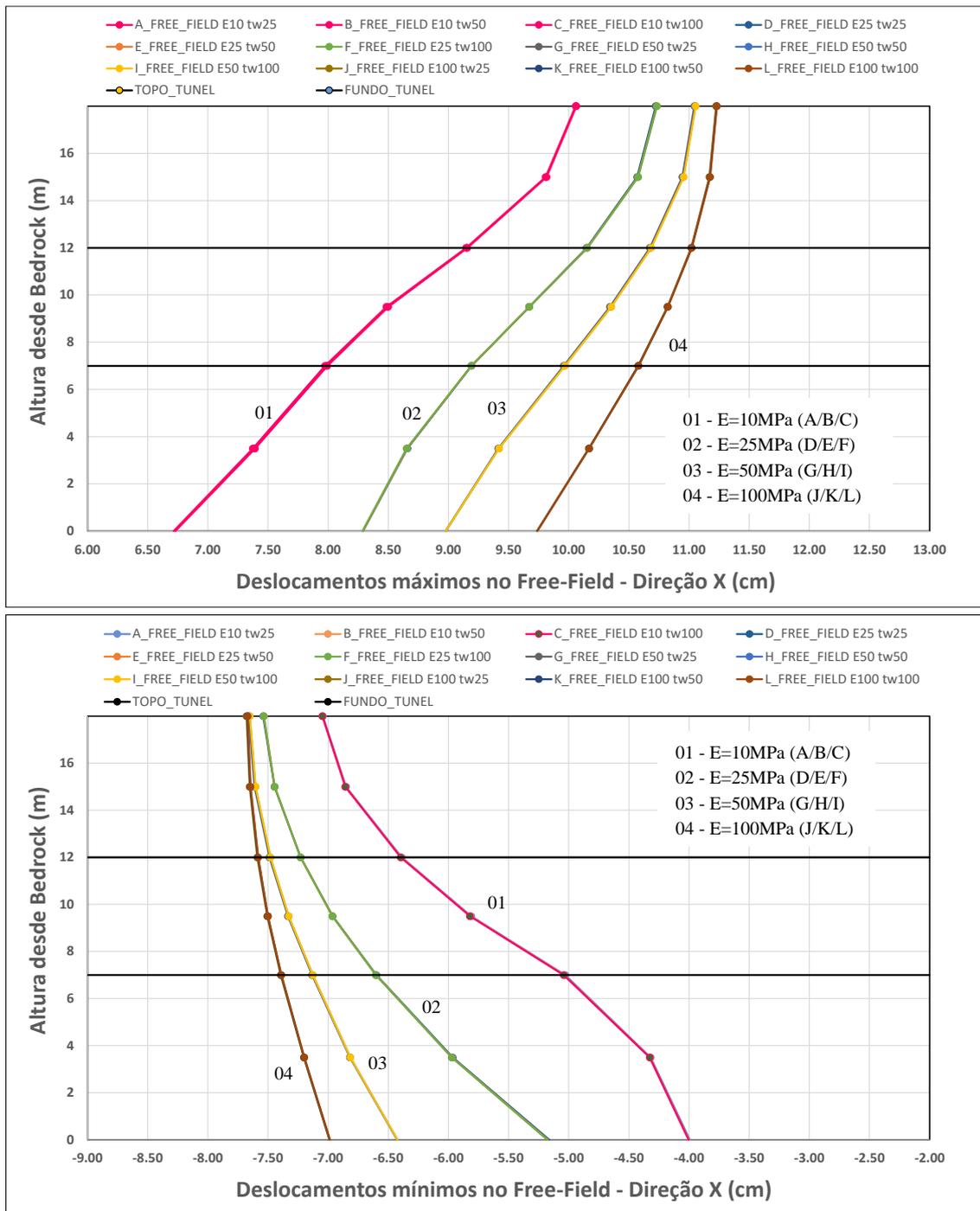


Figura 4.15 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01.

4.3.1.2 Acelerograma artificial 02:

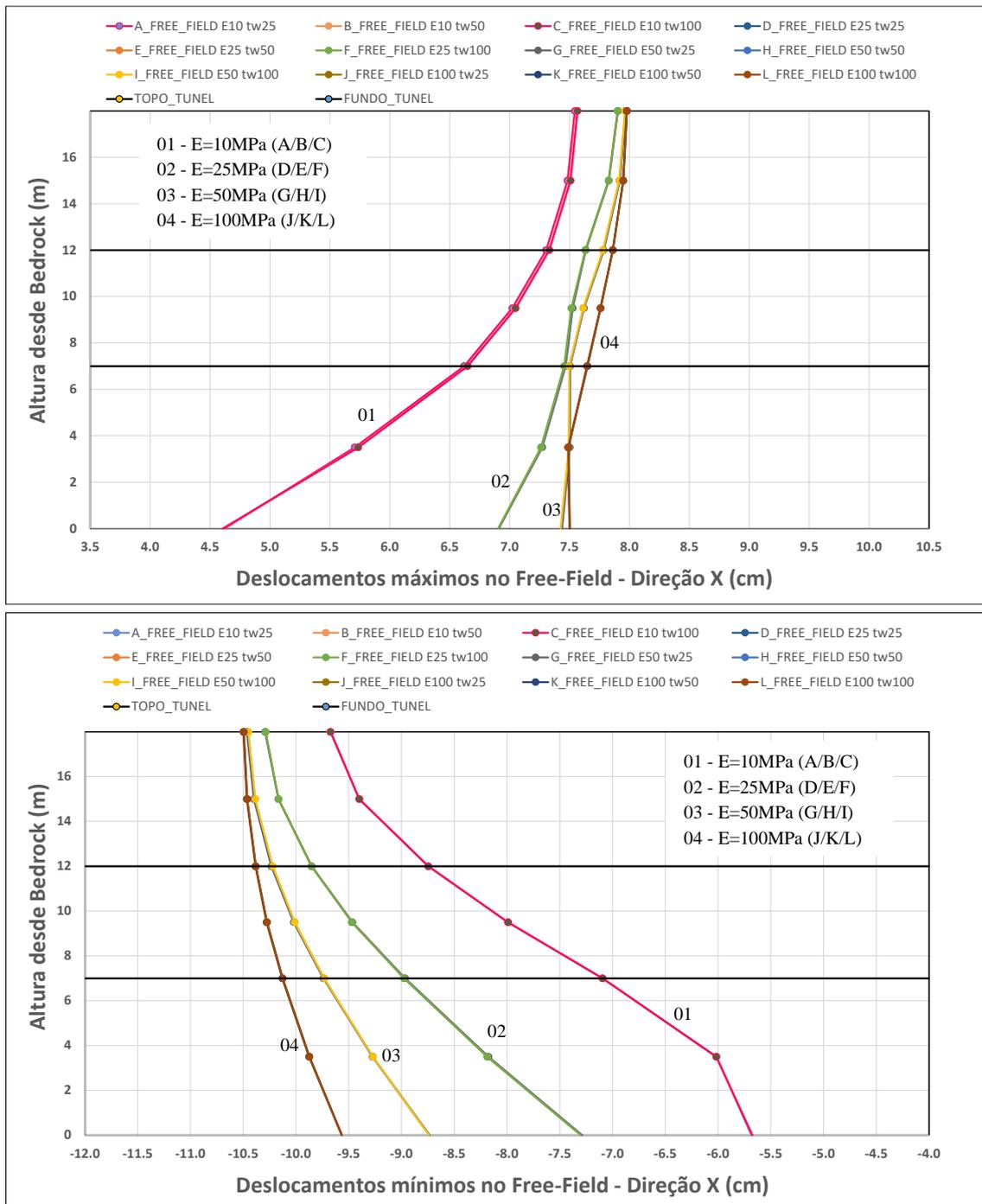


Figura 4.16 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 02.

4.3.1.3 Acelerograma artificial 03:

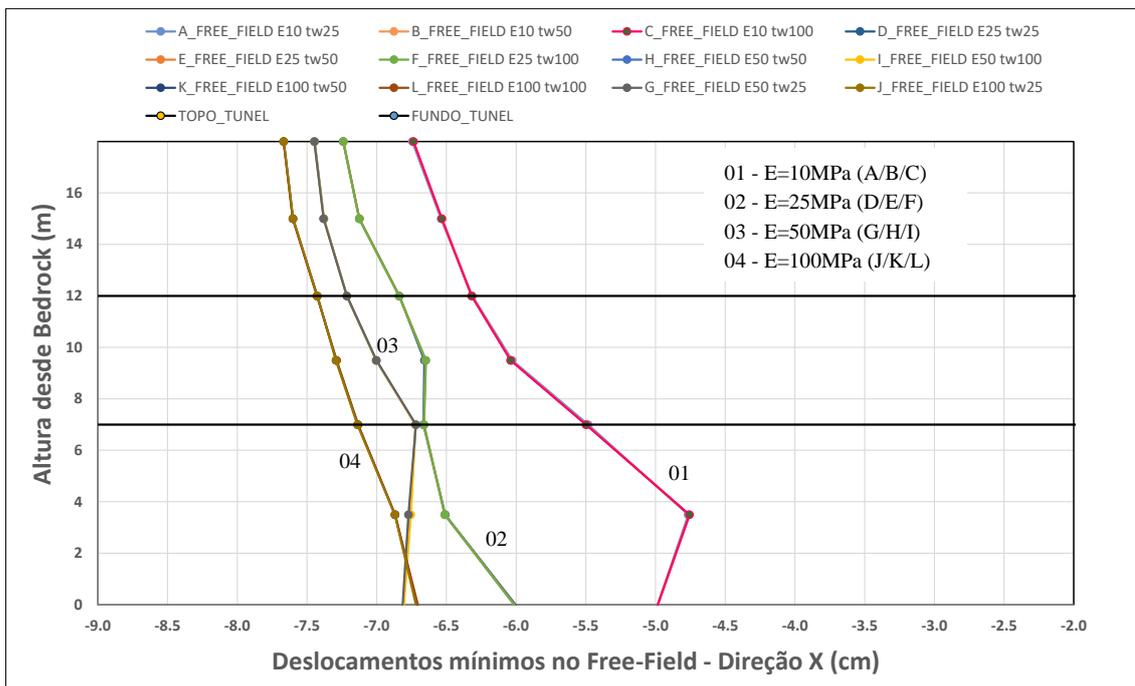
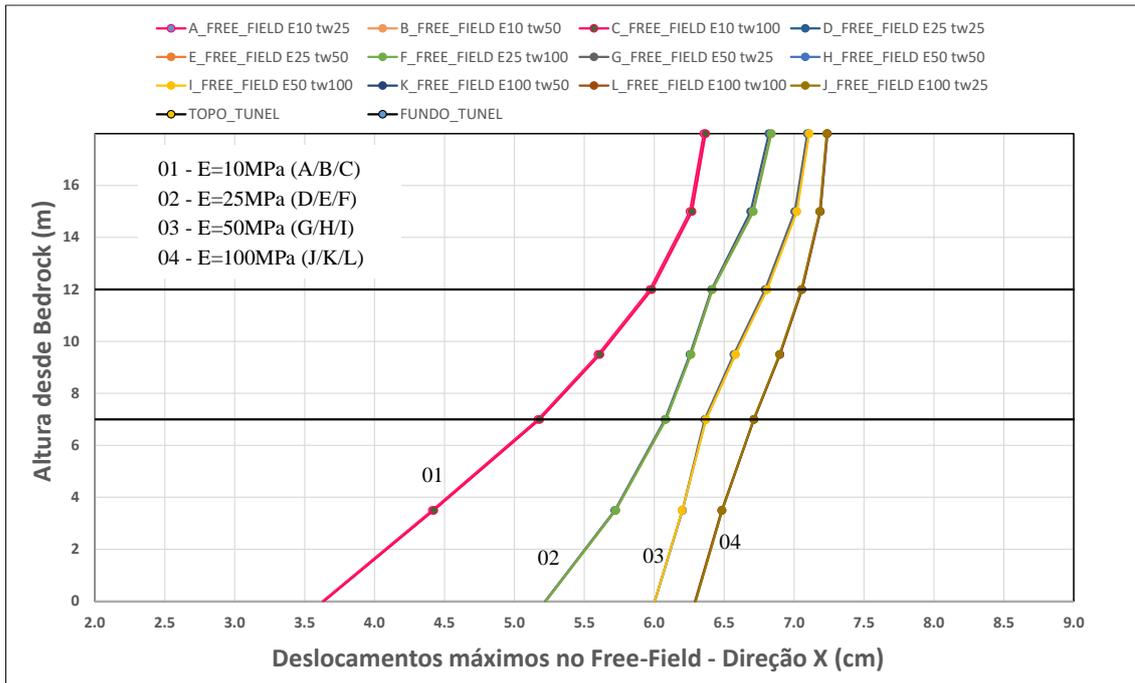


Figura 4.17 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 03.

4.3.1.4 Acelerograma artificial 04:

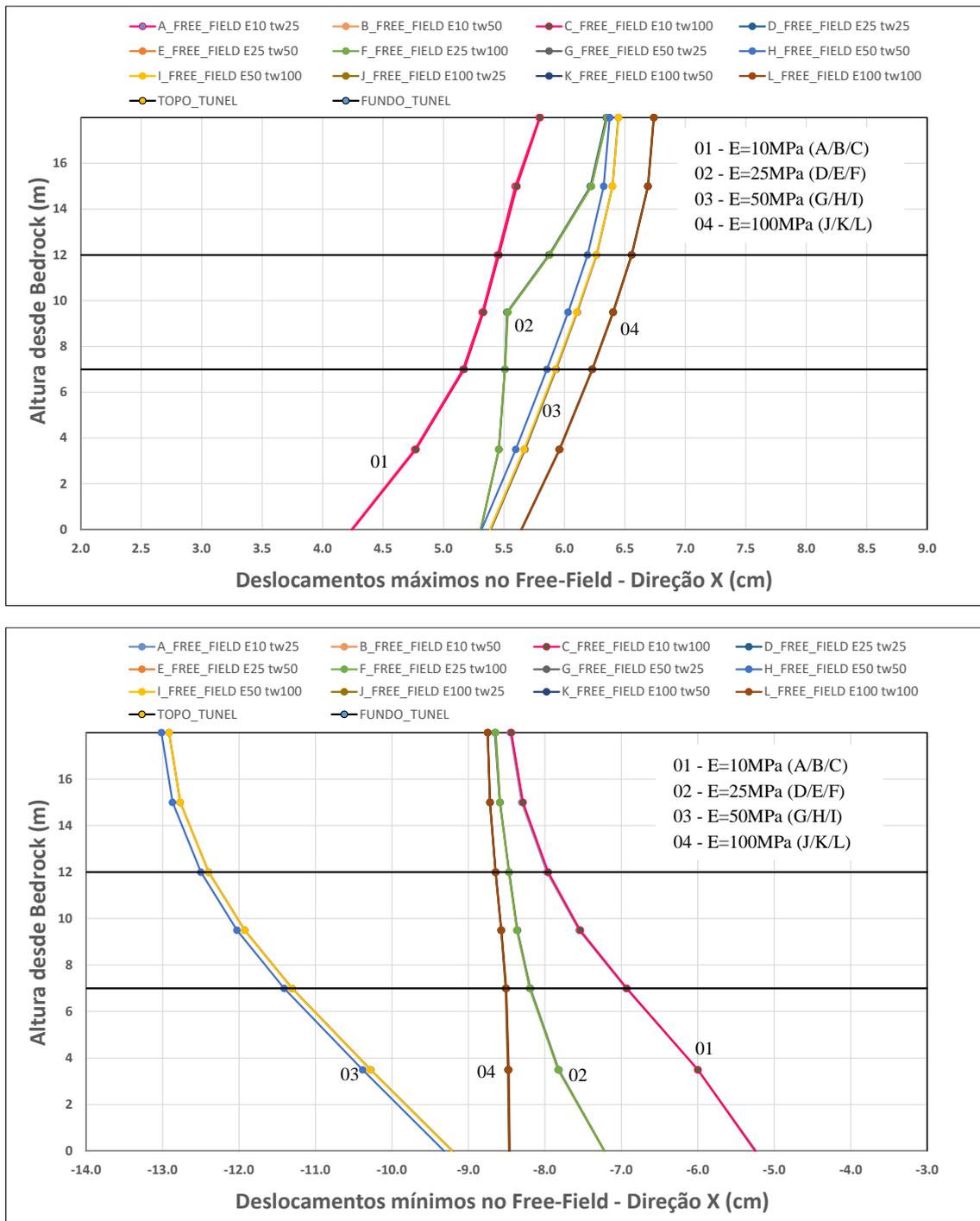


Figura 4.18 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 04.

É possível observar na Figura 4.15 a Figura 4.18 que o deslocamento obtido no campo livre para cada um dos tipos de solo não variou significativamente em função da espessura dos elementos de concreto que representam as paredes e lajes do túnel analisado e, por isso, são identificadas apenas 4 conjuntos de curvas em cada uma das figuras sendo uma para cada módulo de deformabilidade (E_s) estudado. Ou seja, como o esperado, a presença da estrutura no modelo de MEF, não provoca alterações nos resultados no campo livre.

Ressalta-se também que foram elaborados modelos paralelos em elementos finitos no mesmo software considerando apenas o maciço de solo, ou seja, sem modelar a estrutura e os resultados destes modelos paralelos coincidiram com os resultados obtidos em campo livre nos Modelos 01 e 02 analisados, que contém a estrutura modelada.

Ao analisar os deslocamentos máximos e mínimos obtidos, é possível perceber que:

As curvas de deslocamentos obtidas com o menor valor do módulo de deformabilidade (E_s) possuem maior amplitude de deslocamentos, isto é, maior diferença de deslocamentos entre a base do modelo e a superfície livre em relação à distância entre as partes superior e inferior do túnel. Por exemplo, na Figura 4.15, para a curva para $E_s=10$ MPa, obtém-se os seguintes deslocamentos máximos:

$$\begin{aligned}\delta_{superfície\ livre} - \delta_{base\ modelo} &= 10,06 - 6,73 = 3,33\ cm \\ \delta_{topo\ tunel} - \delta_{base\ túnel} &= 9,15 - 7,99 = 1,16\ cm\end{aligned}$$

Na mesma figura, para a curva $E_s=100$ MPa, também em termos de deslocamentos máximos, têm-se:

$$\begin{aligned}\delta_{superfície\ livre} - \delta_{base\ modelo} &= 11,23 - 9,73 = 1,50\ cm \\ \delta_{topo\ tunel} - \delta_{base\ túnel} &= 11,02 - 10,58 = 0,44\ cm\end{aligned}$$

Além dos gráficos apresentados anteriormente, foram também elaborados os gráficos dos deslocamentos máximos normalizados para os 04 acelerogramas estudados, conforme Figura 4.19 a Figura 4.22, tendo como valor unitário o deslocamento no ponto de interesse na superfície livre do terreno. O objetivo desta normalização dos resultados foi o de comparar o comportamento obtido com os padrões normalizados no trabalho de Kramer (1996), apresentado na Figura 4.23.

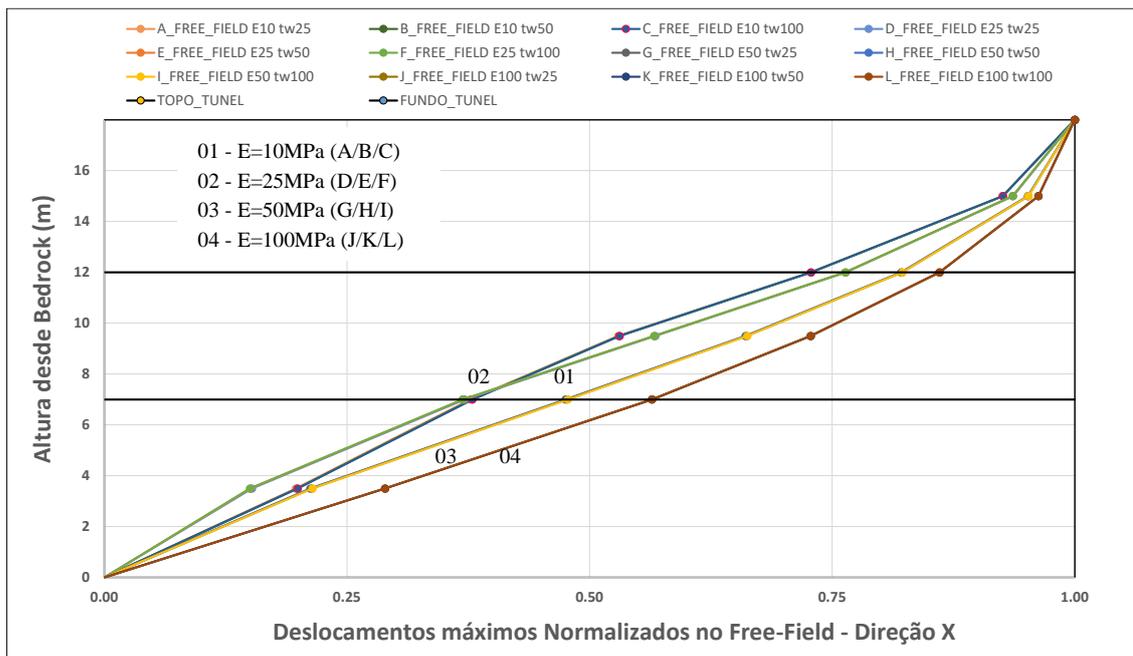


Figura 4.19 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2@ – Acelerograma artificial 01.

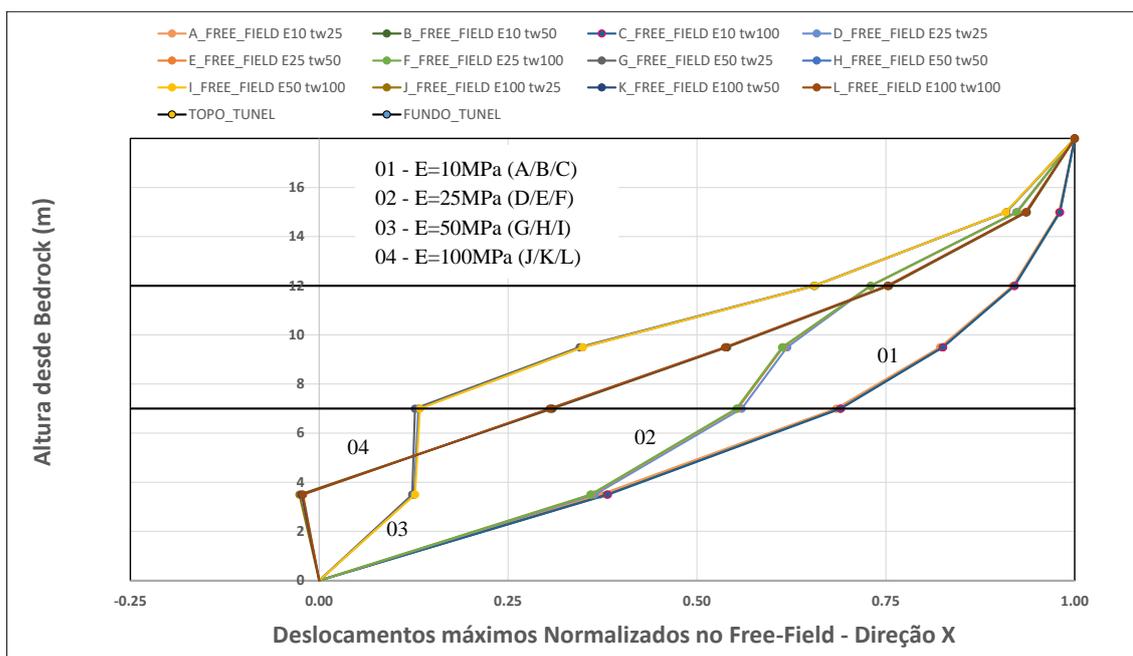


Figura 4.20 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2@ – Acelerograma artificial 02.

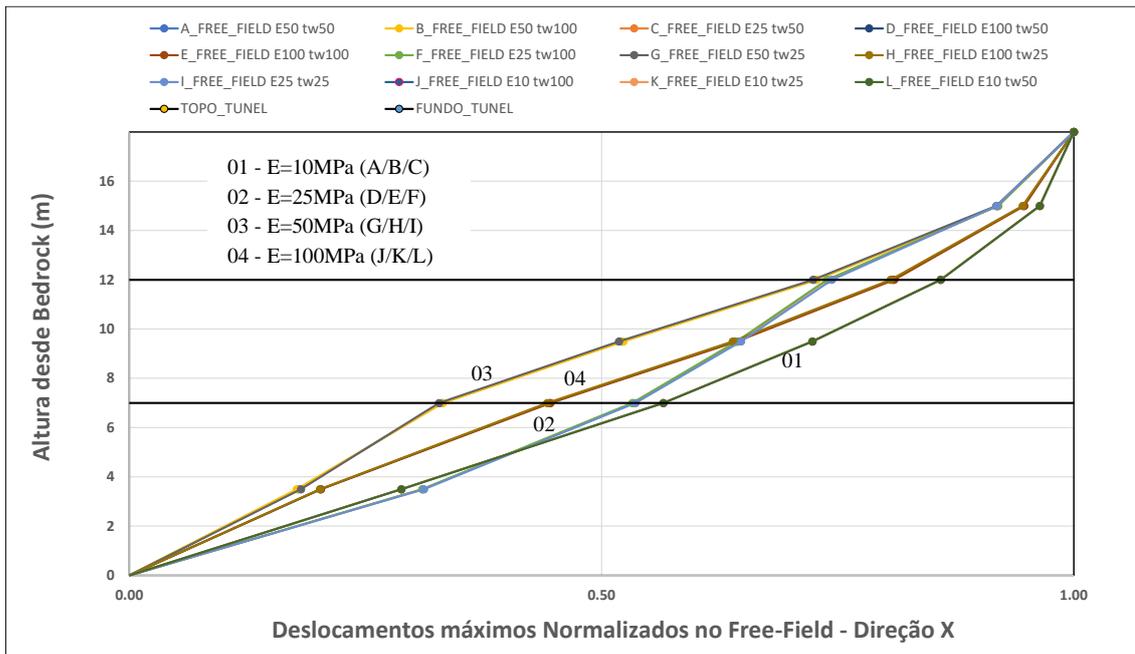


Figura 4.21 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 03.

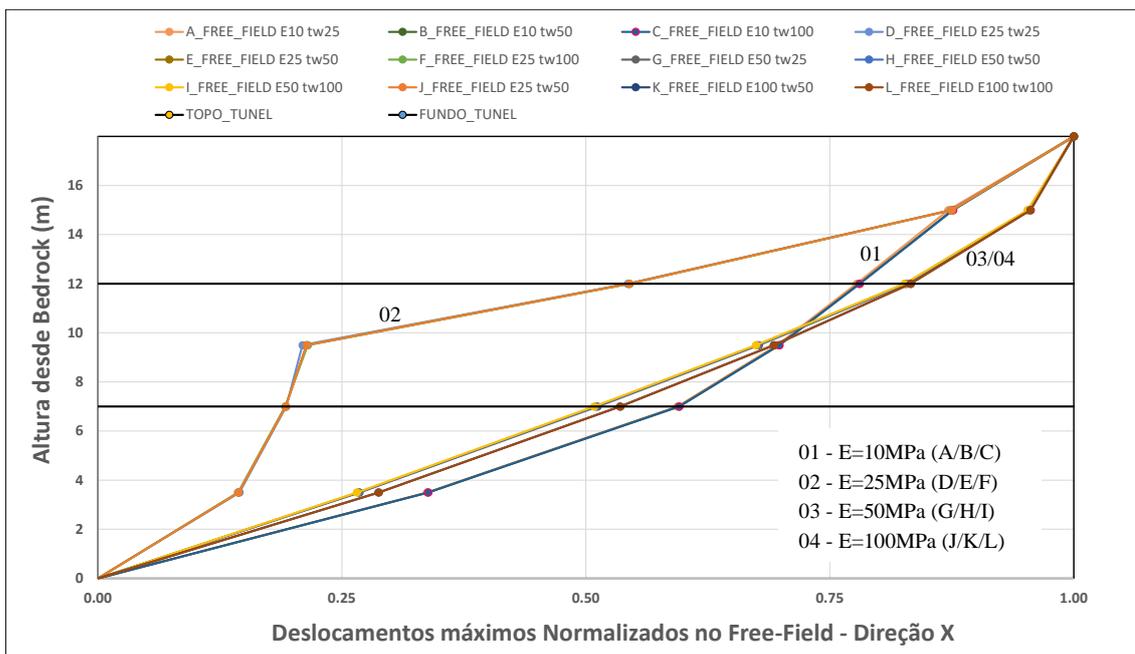


Figura 4.22 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 04.

Pode ser observado através da análise da Figura 4.19 a Figura 4.22 que para estes casos de estudo os deslocamentos normalizados obtidos através do modelo de elementos finitos mostram que, com exceção do caso 04 para $E_s=100$ MPa no acelerograma 02 (Figura 4.20), onde a curva obtida cruza o eixo vertical, tal como a curva em vermelho ($n=1$) mostrada na Figura 4.23, os resultados estão coerentes com a resposta de primeiro modo de vibração natural de um maciço

uniforme amortecido homogêneo sobre uma base rígida, tal como a curva azul ($n=0$), apresentada por Kramer (1996), conforme mostrado na Figura 4.23:

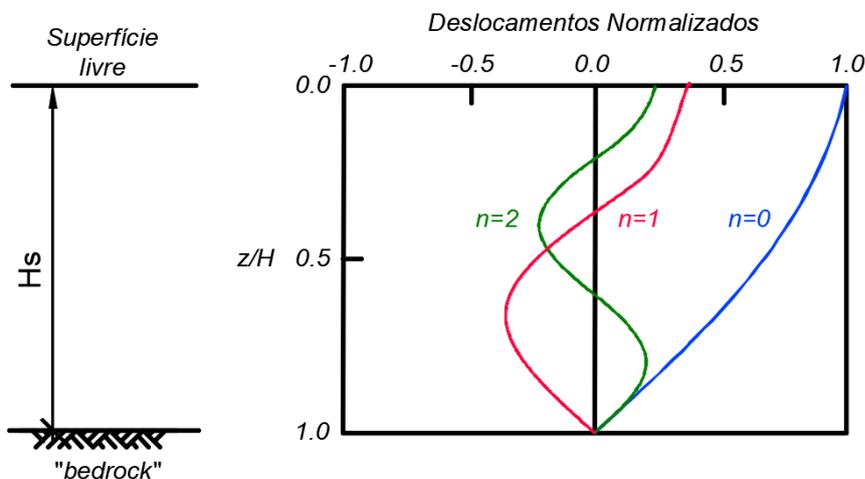


Figura 4.23 – Padrão de deslocamentos normalizados para frequências naturais fundamentais em maciço de solo homogêneo amortecido sobre base rígida (adaptado de Kramer (1996))

Da mesma maneira que os resultados mostrados para os deslocamentos em campo livre (“free-field”), para os demais pontos de interesse selecionados previamente, ou seja, regiões R01, R02 e R03, os resultados foram obtidos e analisados ao longo do tempo de duração dos acelerogramas.

Para cada um dos modelos analisados, foram também gerados outros gráficos que permitiram a análise dos resultados com base nos deslocamentos obtidos no campo livre (“free-field”). A seguir estão mostrados alguns destes gráficos a título de exemplo.

Nas Figura 4.24 a Figura 4.26, a linha de cor laranja representa os deslocamentos máximos e mínimos obtidos na região R01 (pontos de interesse no eixo da parede esquerda da estrutura), enquanto a linha de cor marrom representa os deslocamentos máximos e mínimos obtidos na região R04 (campo livre).

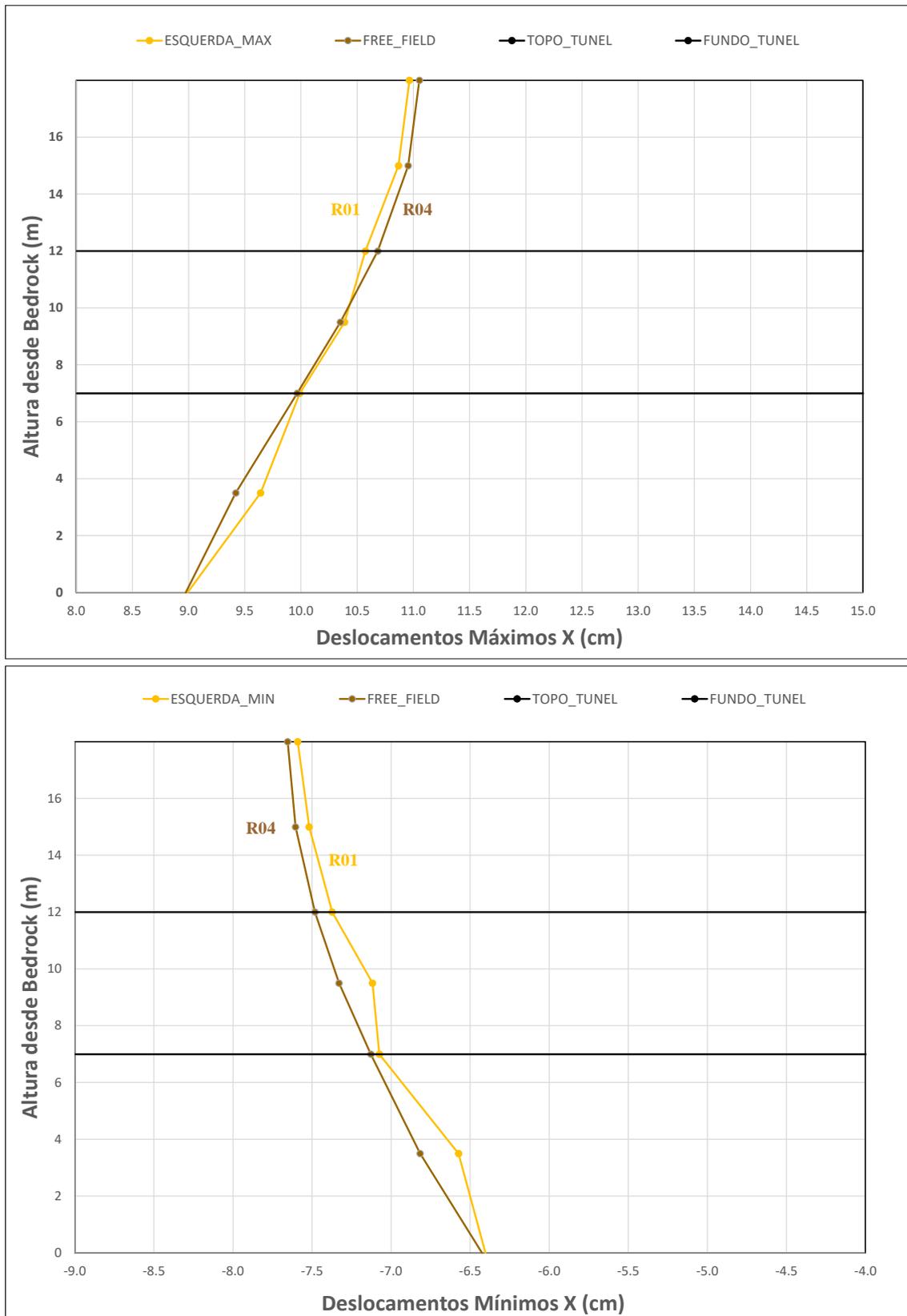


Figura 4.24 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01H - Acelerograma artificial 01.

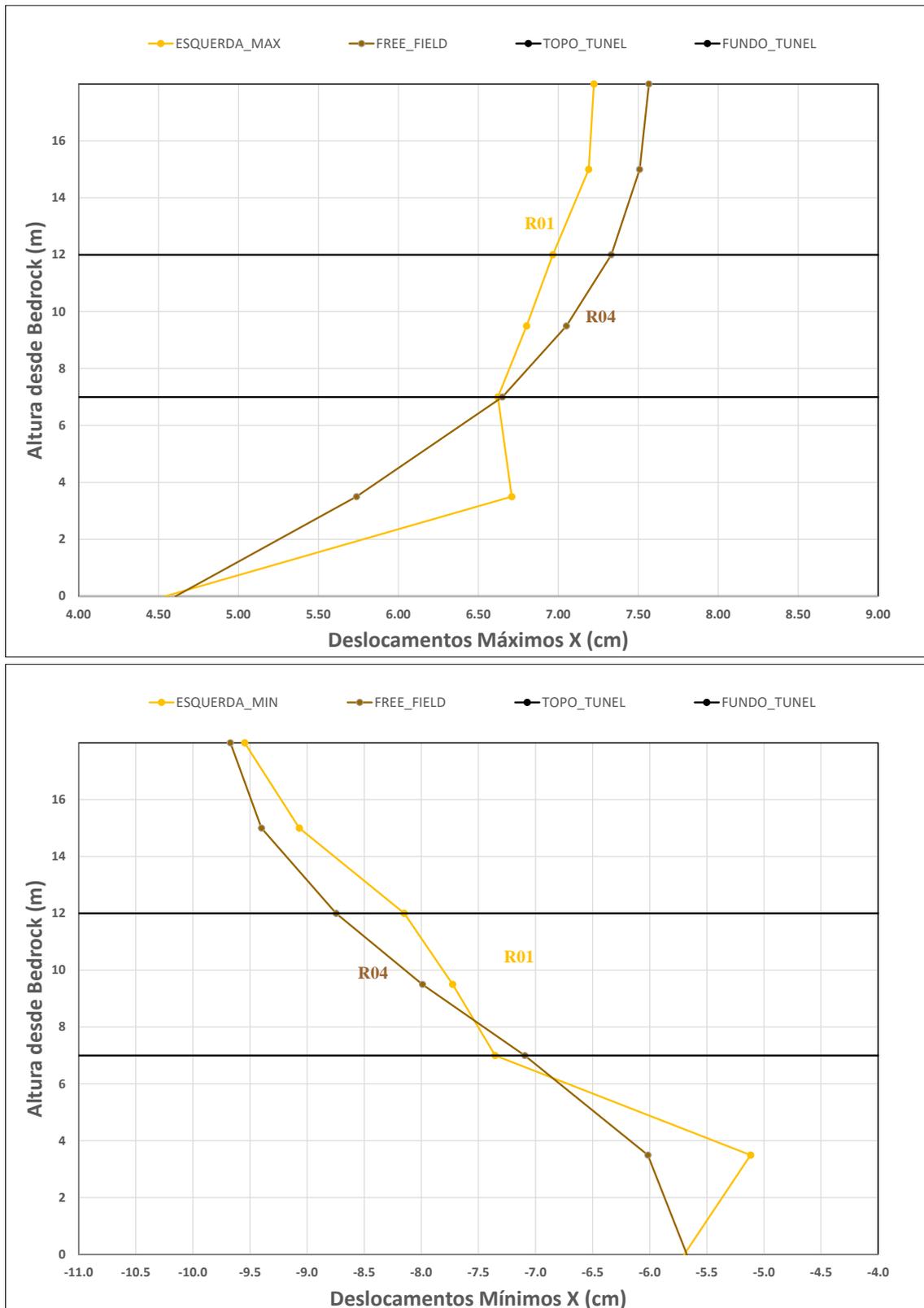


Figura 4.25 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01C - Acelerograma artificial 02.

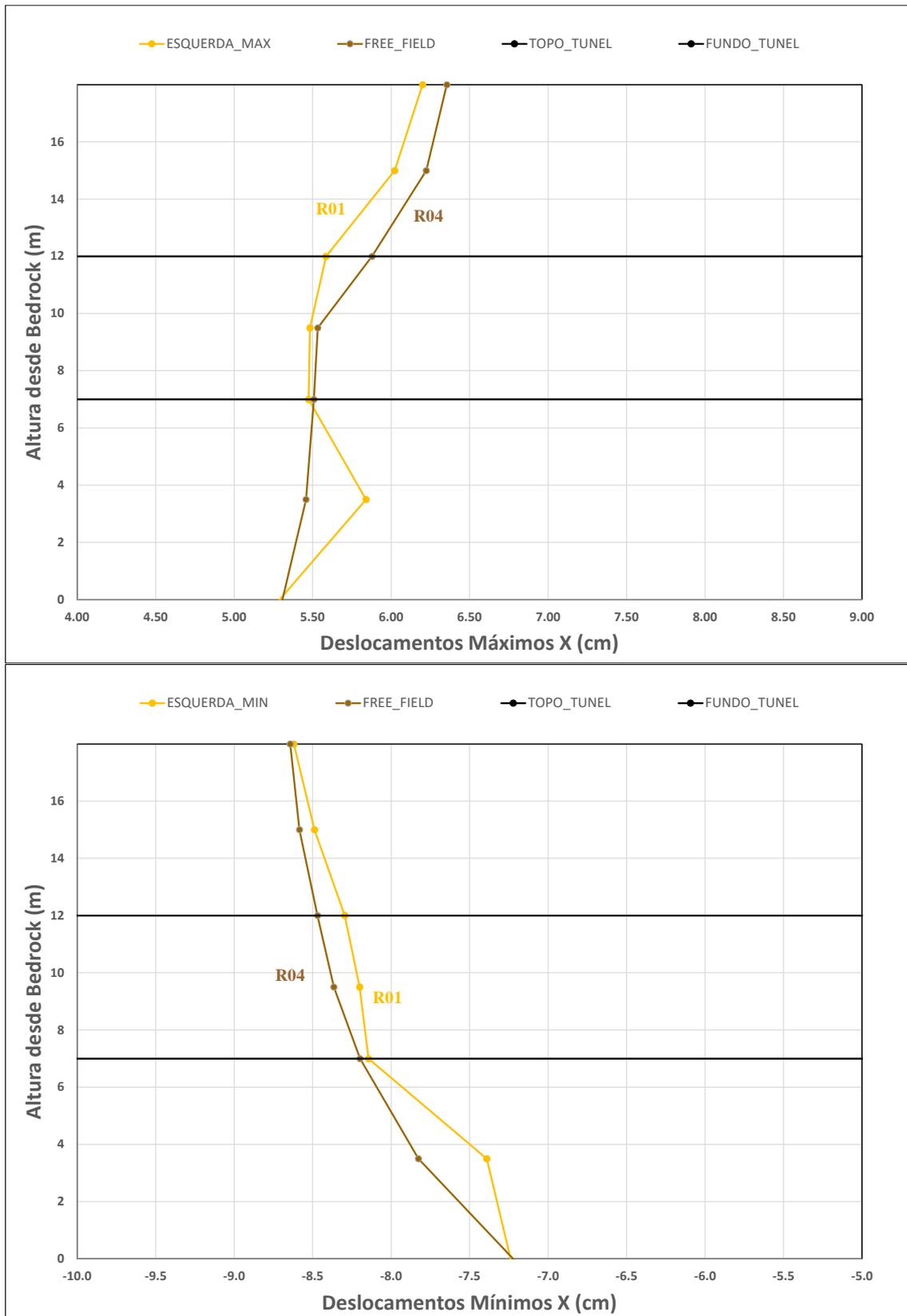


Figura 4.26 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01F - Acelerograma artificial 04.

Pode-se perceber que a presença da estrutura altera o resultado dos deslocamentos transversais horizontais em relação ao obtido no campo livre, de onde a estrutura está, propositalmente, bastante distante.

A seguir estão apresentados os resultados obtidos em tabelas que consolidam toda a informação necessária para a comparação e análise. É possível verificar que, com base nestes resultados de cada um dos pontos de interesse (“*time query*”), foram obtidos os valores dos deslocamentos transversais horizontais máximos relativos (coluna “*Δ racking Max*”) na parede esquerda da estrutura e comparados aos deslocamentos diferenciais (distorções) obtidos no campo livre (coluna “*Δff Max*”), nas mesmas alturas de cada um dos modelos. Para informações sobre os parâmetros acima descritos, sugere-se ver Figura 2.5, sendo que “*Δff Max*” e “*Δ racking Max*” indicados nas tabelas correspondem a $Δ_{ff}$ e $Δ_{sti}$.

Ressalta-se que os valores apresentados nas colunas “*Δ racking Max*” na estrutura foram obtidos fazendo a diferença entre os deslocamentos do nós dos vértices superior e inferior do elemento estrutural que representa a parede esquerda para cada instante de tempo.

Os valores apresentados em cada linha na coluna “*R (RS2®)*” foram obtidos fazendo a divisão das colunas “*Δ racking Max*” pelos valores da coluna “*Δff Max*” da mesma linha, ou seja, para cada modelo do problema.

Nas três colunas agrupadas com título em verde “Wood 2007” na Tabela 4.4 a Tabela 4.7 estão apresentados os resultados para o cálculo mostrado anteriormente de Wood (2004, 2007). A primeira delas apresenta o fator de flexibilidade F_r , calculado de acordo com a equação (2.5), a segunda o coeficiente R , obtido segundo as curvas apresentadas nos trabalhos de Wood (2004, 2007) e a última apresenta o valor da distorção transversal (“*racking*”) utilizando como base os valores encontrados no campo livre (coluna “*Δff Max*”).

Para a última coluna da Tabela 4.4 a Tabela 4.7 está mostrado o valor, em percentual, do fator R obtido pela análise dinâmica dividido pelo obtido utilizando a formulação de Wood (2007).

Tabela 4.4 – Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01.

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δ ff MAX (cm)	Δ ff MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	2.06	-1.80	1.97	0.96	1.14	1.12	2.31	85%
B	10	50	2.06	-1.79	1.19	0.59	0.14	0.24	0.49	248%
C	10	100	2.06	-1.79	1.03	0.52	0.02	0.03	0.07	1582%
D	25	25	1.44	-1.25	1.75	1.21	2.86	1.65	2.38	74%
E	25	50	1.45	-1.24	0.99	0.70	0.36	0.52	0.75	135%
F	25	100	1.45	-1.24	0.75	0.54	0.04	0.08	0.12	673%
G	50	25	0.93	-0.79	1.28	1.38	5.71	1.96	1.81	71%
H	50	50	0.93	-0.79	0.76	0.83	0.71	0.85	0.79	98%
I	50	100	0.93	-0.79	0.51	0.57	0.09	0.15	0.14	366%
J	100	25	0.55	-0.50	0.84	1.51	11.42	2.15	1.19	70%
K	100	50	0.55	-0.50	0.56	1.01	1.43	1.26	0.70	81%
L	100	100	0.55	-0.50	0.33	0.62	0.18	0.29	0.16	214%

Tabela 4.5 - Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 02.

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δ ff MAX (cm)	Δ ff MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	1.69	-2.43	2.32	0.96	1.14	1.12	2.73	85%
B	10	50	1.70	-2.43	1.44	0.59	0.14	0.24	0.58	250%
C	10	100	1.70	-2.43	1.26	0.52	0.02	0.03	0.08	1592%
D	25	25	1.31	-1.40	1.68	1.21	2.86	1.65	2.31	73%
E	25	50	1.31	-1.40	0.99	0.71	0.36	0.52	0.72	136%
F	25	100	1.31	-1.39	0.76	0.54	0.04	0.08	0.11	684%
G	50	25	0.93	-0.84	1.29	1.38	5.71	1.96	1.83	70%
H	50	50	0.94	-0.84	0.78	0.83	0.71	0.85	0.80	98%
I	50	100	0.94	-0.84	0.51	0.57	0.09	0.15	0.14	367%
J	100	25	0.62	-0.53	0.94	1.51	11.42	2.15	1.34	70%
K	100	50	0.62	-0.53	0.63	1.01	1.43	1.26	0.78	80%
L	100	100	0.62	-0.53	0.38	0.61	0.18	0.29	0.18	212%

Tabela 4.6 - Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 03.

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δ ff MAX (cm)	Δ ff MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	1.55	-2.15	2.07	0.96	1.14	1.12	2.41	86%
B	10	50	1.55	-2.15	1.27	0.59	0.14	0.24	0.51	249%
C	10	100	1.55	-2.15	1.11	0.52	0.02	0.03	0.07	1581%
D	25	25	1.07	-1.57	1.90	1.21	2.86	1.65	2.60	74%
E	25	50	1.07	-1.57	1.09	0.70	0.36	0.52	0.81	134%
F	25	100	1.07	-1.57	0.83	0.53	0.04	0.08	0.13	665%
G	50	25	0.74	-1.06	1.46	1.38	5.71	1.96	2.08	71%
H	50	50	0.74	-1.06	0.88	0.83	0.71	0.85	0.90	98%
I	50	100	0.74	-1.06	0.60	0.56	0.09	0.15	0.16	364%
J	100	25	0.45	-0.63	0.94	1.51	11.42	2.15	1.36	70%
K	100	50	0.45	-0.63	0.64	1.01	1.43	1.26	0.79	80%
L	100	100	0.45	-0.63	0.39	0.62	0.18	0.29	0.18	214%

Tabela 4.7 - Resultados do RS2® – Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 04.

PROB.	Es (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δf MAX (cm)	Δf MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	2.08	-2.05	1.99	0.96	1.14	1.12	2.34	85%
B	10	50	2.09	-2.05	1.22	0.59	0.14	0.24	0.50	247%
C	10	100	2.09	-2.05	1.07	0.51	0.02	0.03	0.07	1566%
D	25	25	1.28	-1.25	1.55	1.21	2.86	1.65	2.11	73%
E	25	50	1.28	-1.25	0.89	0.69	0.36	0.52	0.66	134%
F	25	100	1.28	-1.25	0.68	0.53	0.04	0.08	0.10	669%
G	50	25	0.68	-1.09	1.50	1.38	5.71	1.96	2.14	70%
H	50	50	0.68	-1.09	0.91	0.83	0.71	0.85	0.93	98%
I	50	100	0.68	-1.09	0.62	0.57	0.09	0.15	0.17	368%
J	100	25	0.51	-0.48	0.76	1.50	11.42	2.15	1.10	70%
K	100	50	0.51	-0.48	0.52	1.02	1.43	1.26	0.64	81%
L	100	100	0.51	-0.47	0.31	0.61	0.18	0.29	0.15	212%

É possível perceber algumas grandes diferenças entre os resultados apresentados para as colunas “R (RS2)” e “R”, o que é indicado também na última coluna da Tabela 4.4 a Tabela 4.7, sob forma de razão $R(RS2) / R(Wood)$. Pode-se notar que as maiores discrepâncias entre os valores dos “R” são sempre nos problemas com espessura de parede (t_w) de 100cm, que é o caso dos problemas C, F, I e L. Nestes casos, com F_r muito baixos, os resultados obtidos no RS2® possui valores muito diferentes do que os encontrados utilizando a formulação de Wood (2004), chegando a mais de 1500%.

Além disso, é possível perceber que a razão entre os valores de R aumenta conforme a flexibilidade da estrutura diminui, ou seja, por exemplo para $E_s=50$ MPa, a razão dos coeficientes R é de 75%, 110% e 378% para espessuras de 25 cm, 50 cm e 100 cm, respectivamente.

Além das tabelas anteriores, foram gerados gráficos $R \times F_r$, (Figura 4.27 a Figura 4.30) em escala logarítmica, para cada um dos casos estudados para facilitar a visualização dos resultados. Além dos resultados apresentados nos trabalhos de Wood (2007) estão também apresentados os resultados obtidos por de Wang (1993).

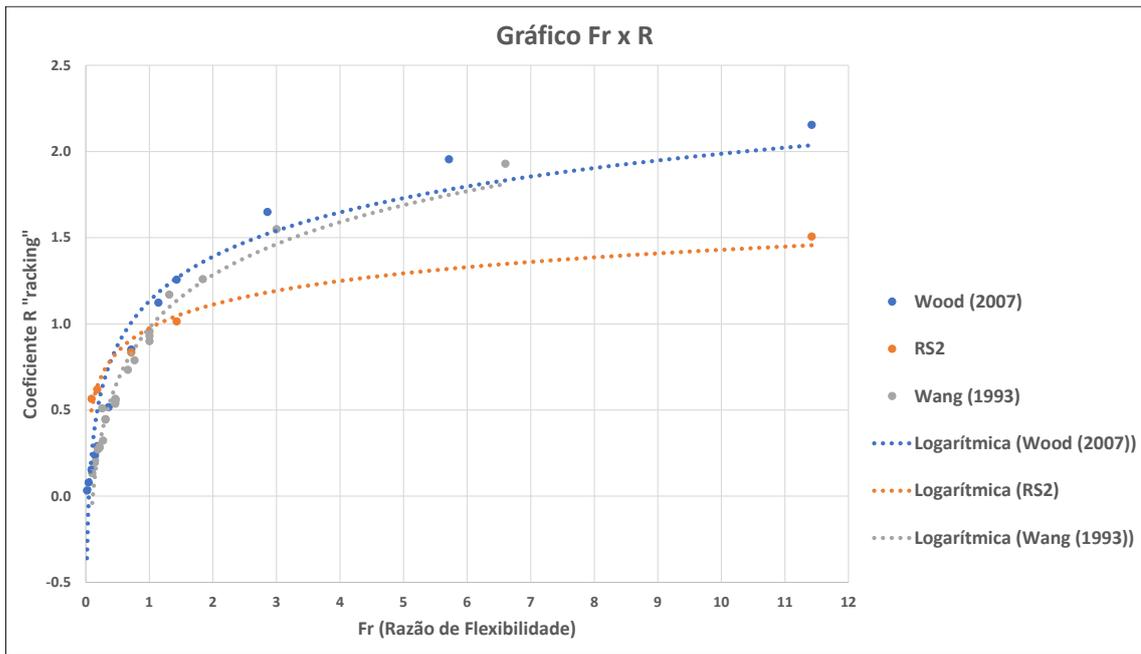


Figura 4.27 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01.

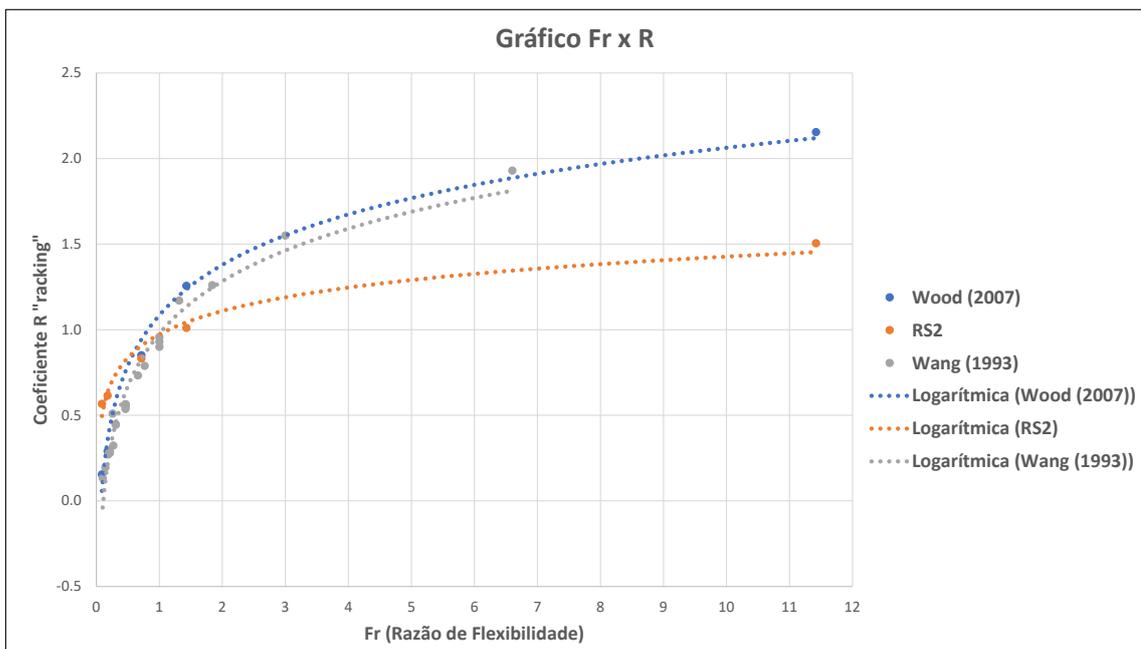


Figura 4.28 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 02.

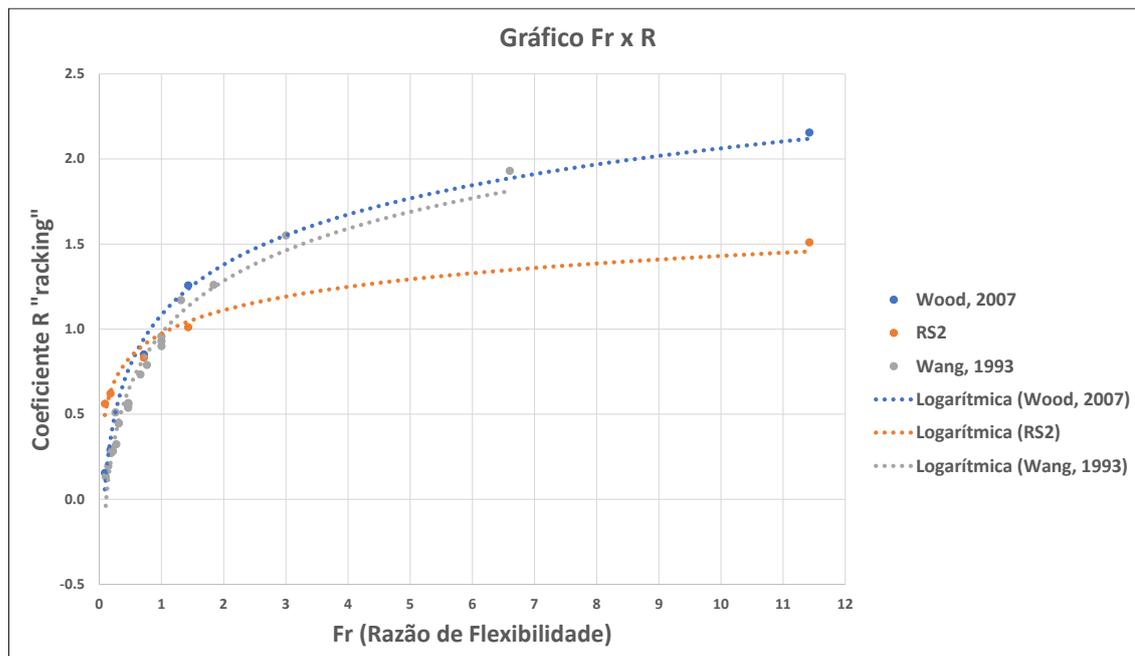


Figura 4.29 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 03.

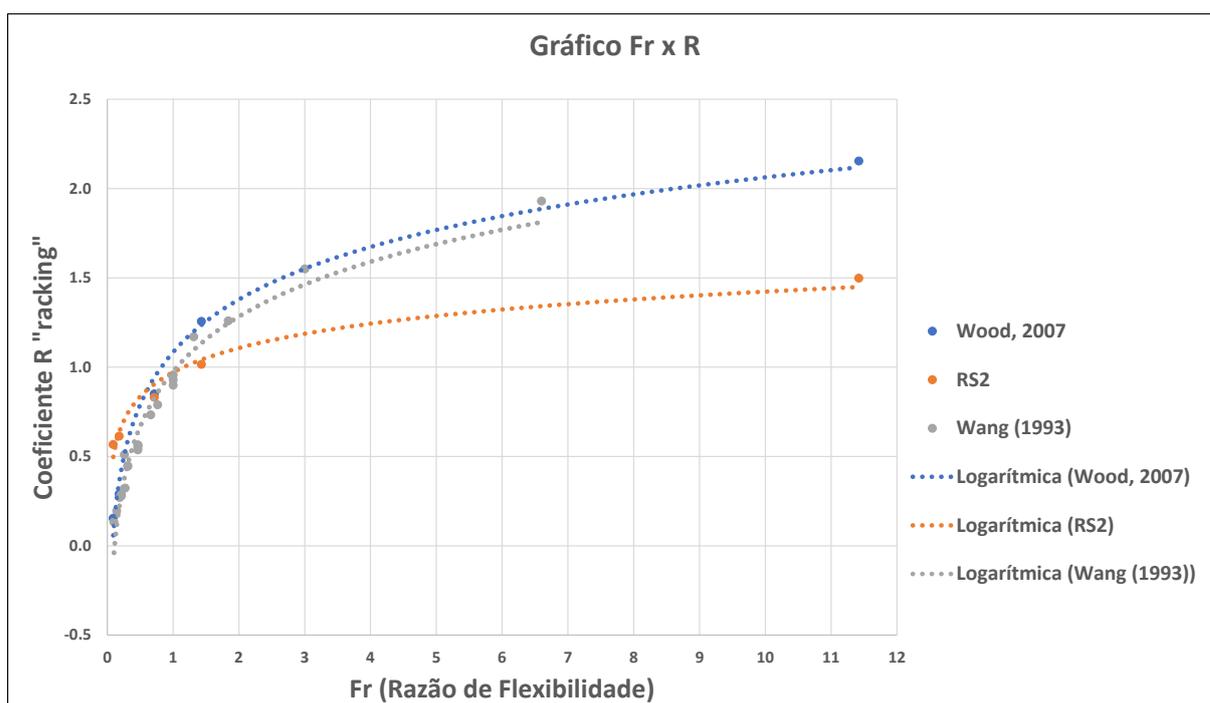


Figura 4.30 – Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 04.

Ao se plotar em um mesmo gráfico os 04 resultados do RS2® para os 04 acelerogramas artificiais estudados, percebe-se que os resultados encontrados em todas as análises são muito próximos, gerando curvas logarítmicas praticamente sobrepostas.

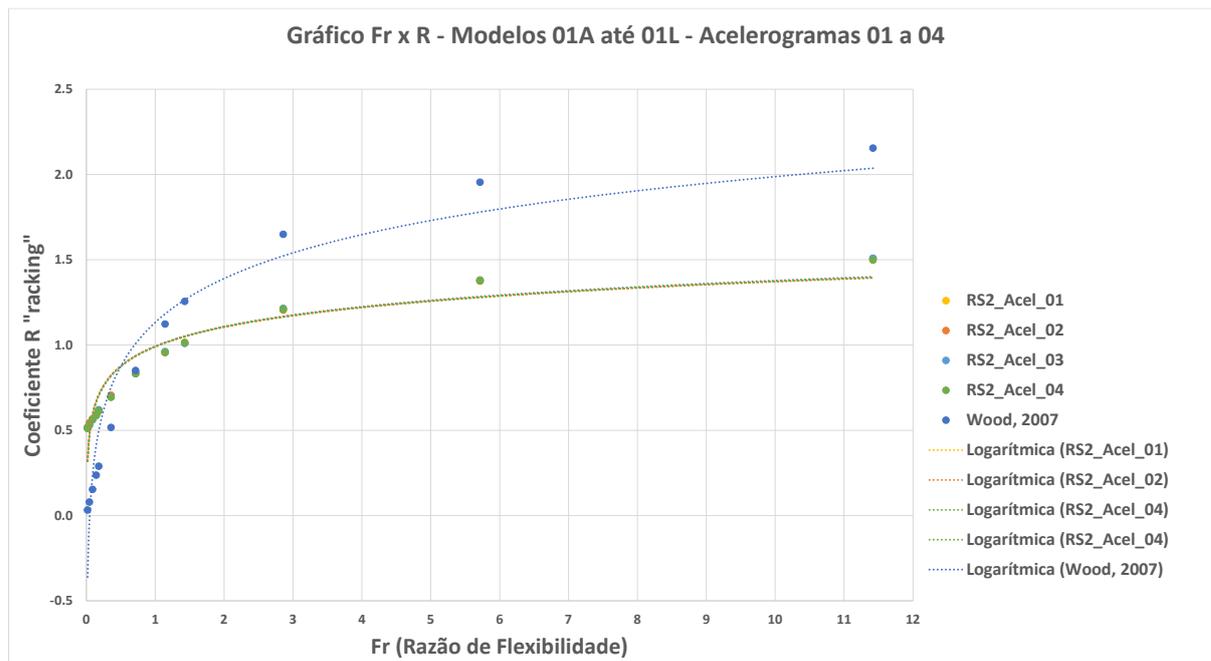


Figura 4.31- Resultados - Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01 a 04

É importante lembrar que valores de $F_r > 1,00$ indicam que a estrutura é mais flexível do que o maciço de solo envolvente e, devido a isto, R assume valores maiores do que 1,00, o que indica que a estrutura possuirá distorções superiores às do maciço envolvente em campo livre.

Já para o caso de $F_r < 1,00$, a estrutura é menos flexível do que o maciço envolvente e, portanto, R também possuirá valores inferiores a 1,00 e a estrutura estará sujeita a distorções inferiores do que as do maciço em campo livre. Com $F_r = 1,00$ estrutura e maciço envolvente possuem as mesmas distorções.

Ressalta-se que as 4 curvas sobrepostas praticamente cruzam o ponto (1,1), o que é desejável de se obter pois para $F_r = 1$ espera-se que R seja igual a 1, já que o bloco de solo e a estrutura possuem a mesma rigidez ou flexibilidade, o que indica que os deslocamentos que ocorrem no campo livre serão os mesmos impostos na estrutura.

Quanto às diferenças encontradas, pode-se inferir que a Metodologia Simplificada utilizada em Wang (1993) e Wood (2004) se comparadas aos resultados obtidos nas análises dinâmicas encontram para $F_r > 1,00$ (estrutura mais flexível que o maciço) valores do coeficiente R superiores aos resultados das análises dinâmicas, o que indicaria uma sobrestimação dos deslocamentos submetidos na estrutura. Além disso, o contrário pode ser verificado para casos com $F_r < 1,00$, sendo mais evidente para $F_r < 0,20$. Ressalta-se, entretanto, que, como não se sabe ao certo qual das metodologias é a mais realista, não é possível afirmar qual sobrestima ou subestima os deslocamentos.

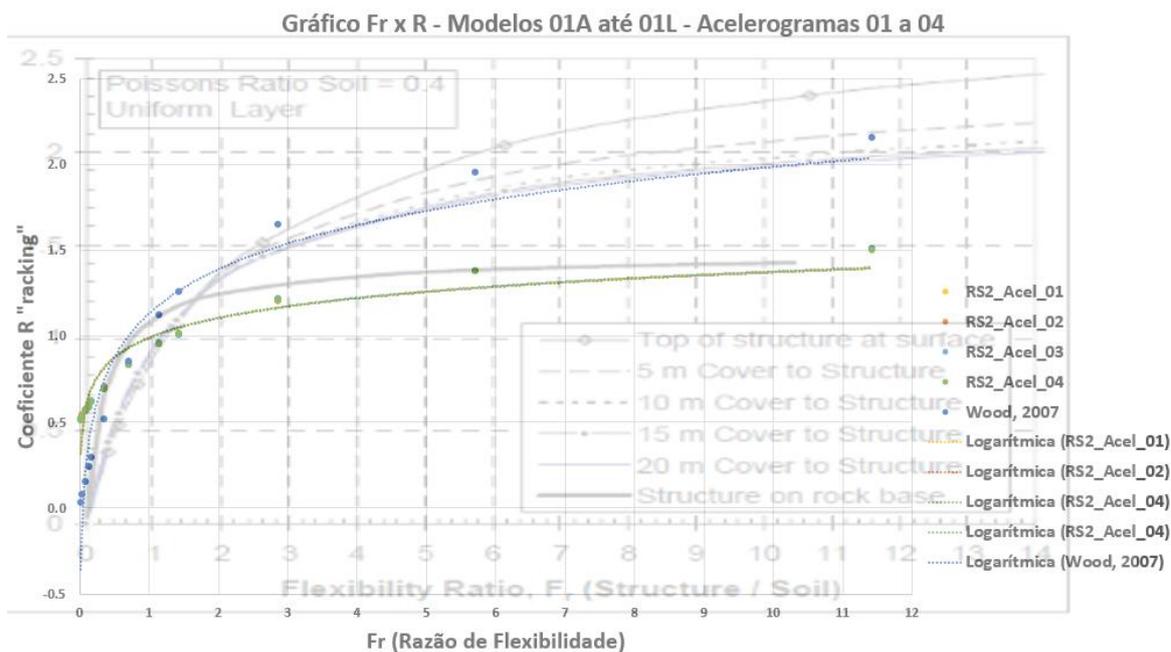


Figura 4.32- Resultados sobrepostos – Wood (2007) e Modelo 01 (Hs=18m) - Acelerogramas artificiais 01 a 04

Na Figura 4.32, ao sobrepor o gráfico da Figura 4.31 com a imagem dos resultados encontrados no trabalho do Wood (2007), pode-se concluir que os resultados encontrados pelo RS2® nas diversas análises dinâmicas se assemelham com os encontrados pela referência citada com a estrutura do túnel assente na base rígida.

É importante verificar que um dos fatores que podem afetar o resultado encontrado nas análises dinâmicas é a utilização, para resistência do maciço, de um modelo elástico linear, ou seja, durante o evento sísmico, independentemente da magnitude das distorções já experimentadas pelo maciço, este sempre acaba por voltar à configuração inicial, não estão sendo consideradas deformações plásticas. Além disso, os elementos da interface entre a estrutura e o maciço de solo envolvente consideram uma união perfeita (“*full-bonded*”), não permitindo nenhum deslocamento relativo.

Sobre a resistência do maciço, conforme já referido anteriormente no item sobre as propriedades dinâmicas do solo, podem ser utilizados modelos constitutivos ou curvas de degradação para o módulo G para melhor simular o comportamento do solo frente aos ciclos de carregamento.

4.3.2 Casos de estudo Modelos 02 - 01A@01L – Hs=50m

A seguir estão apresentados, de maneira mais condensada que os casos do Modelo 01, os gráficos elaborados com os resultados encontrados para o Modelo 02, com Hs=50m. A apresentação destes resultados segue a mesma estrutura utilizada nos resultados dos casos de estudo anteriores.

Chama-se a atenção que os acelerogramas utilizados como *input* para os casos do Modelo 01 e do Modelo 02 são exatamente os mesmos, ou seja, os obtidos com SeismoArtif®.

No entanto, como estes acelerogramas se referem a sinais na superfície livre, é também necessário fazer o processo de deconvolução para determinar o acelerograma aplicado na base da camada (“bedrock”), o que faz com que a aceleração ao longo da camada de solo seja diferente para os casos dos Modelos 01 e dos Modelos 02.

A seguir estão apresentados os deslocamentos máximos e mínimos em campo livre para cada acelerograma artificial utilizado.

4.3.2.1 Acelerograma artificial 01:

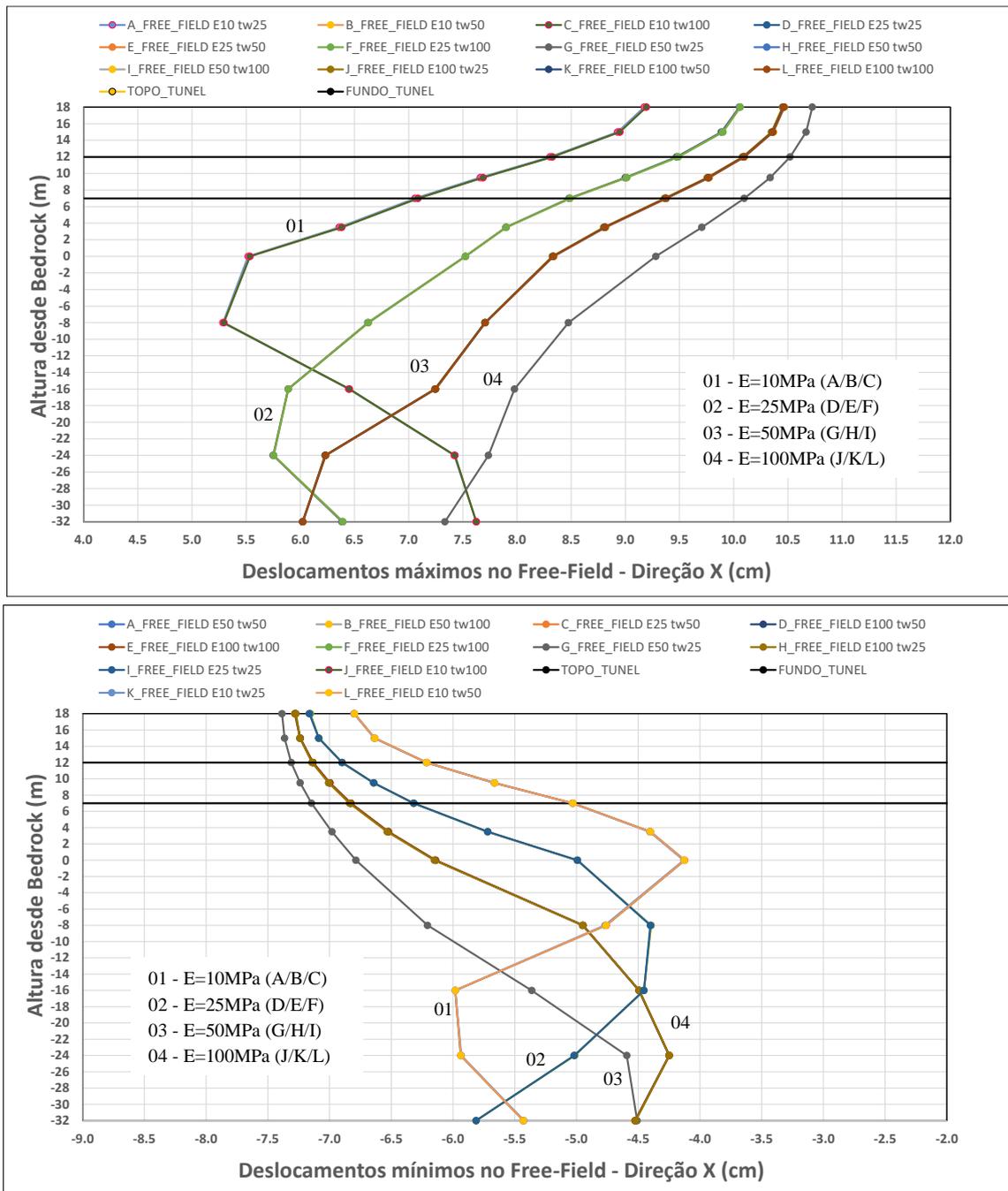


Figura 4.33 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) - R04 - obtidos no RS2® - Acelerograma artificial 01

4.3.2.2 Acelerograma artificial 02:

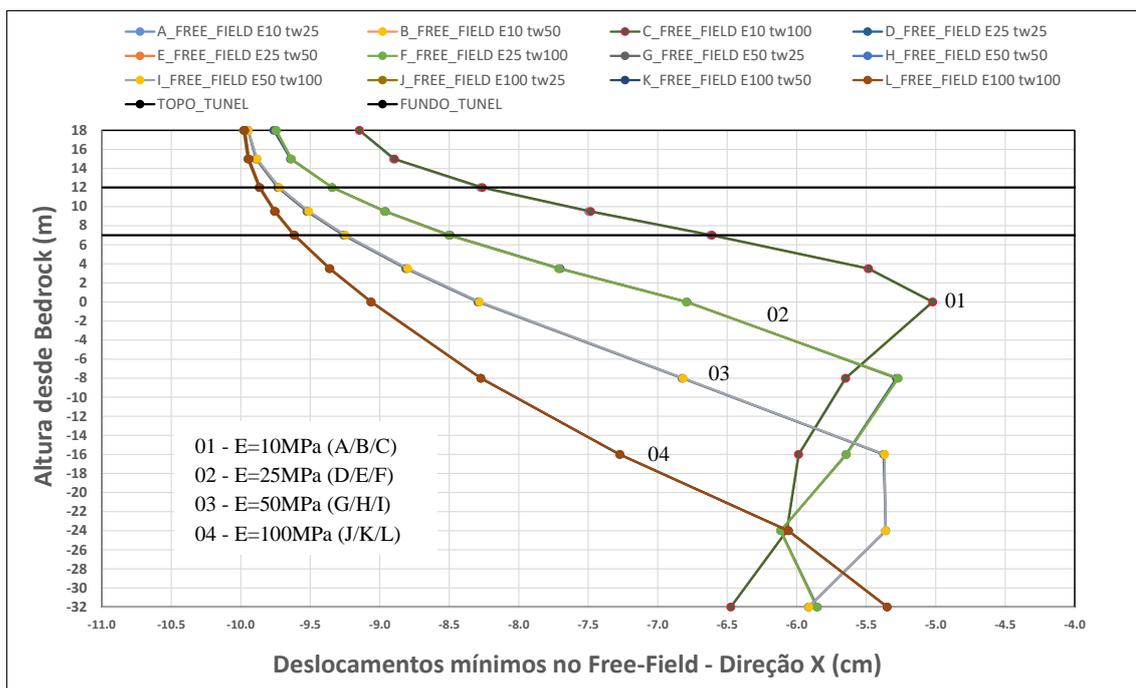
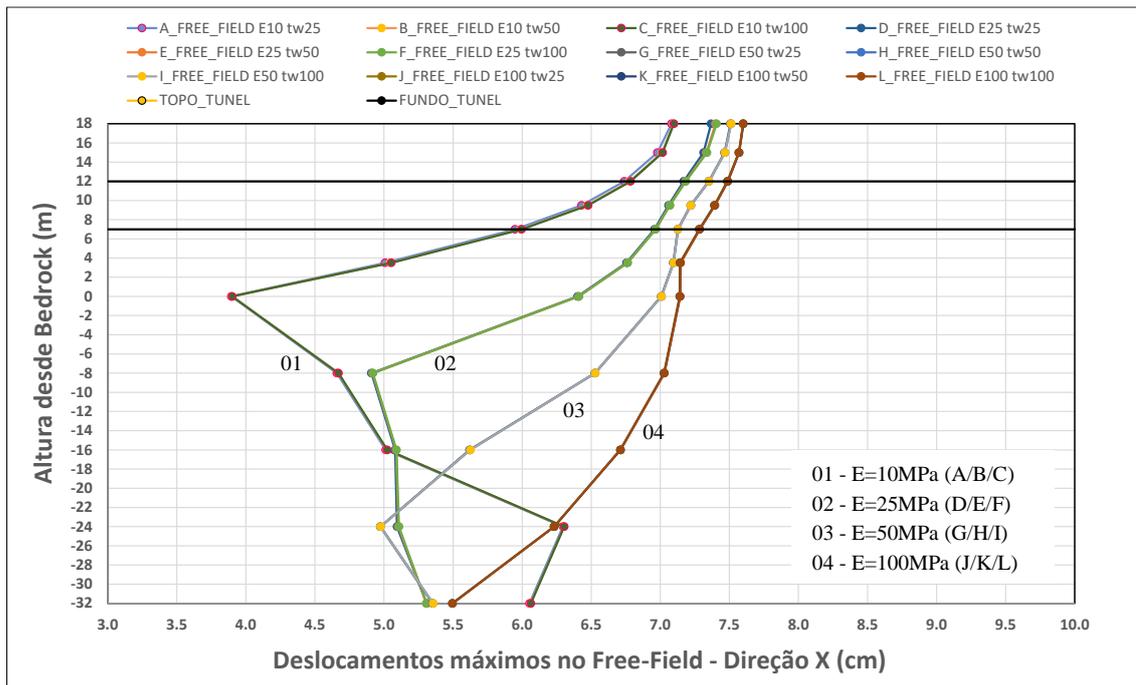


Figura 4.34 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) - R04- obtidos no RS2® - Acelerograma artificial 02.

4.3.2.3 Acelerograma artificial 03:

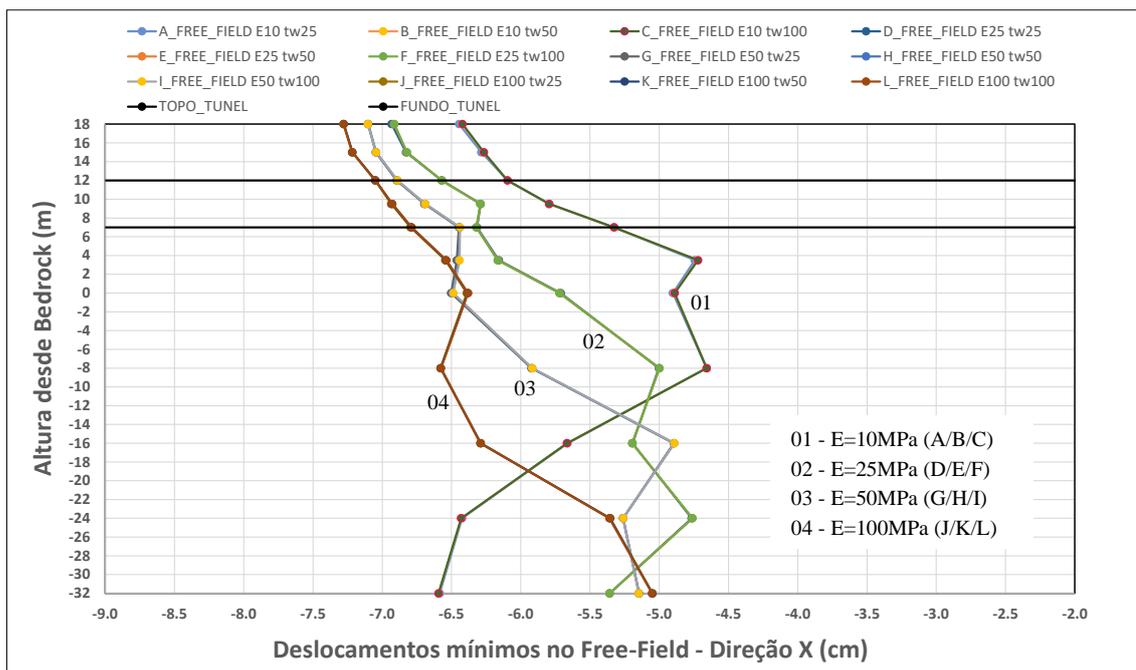
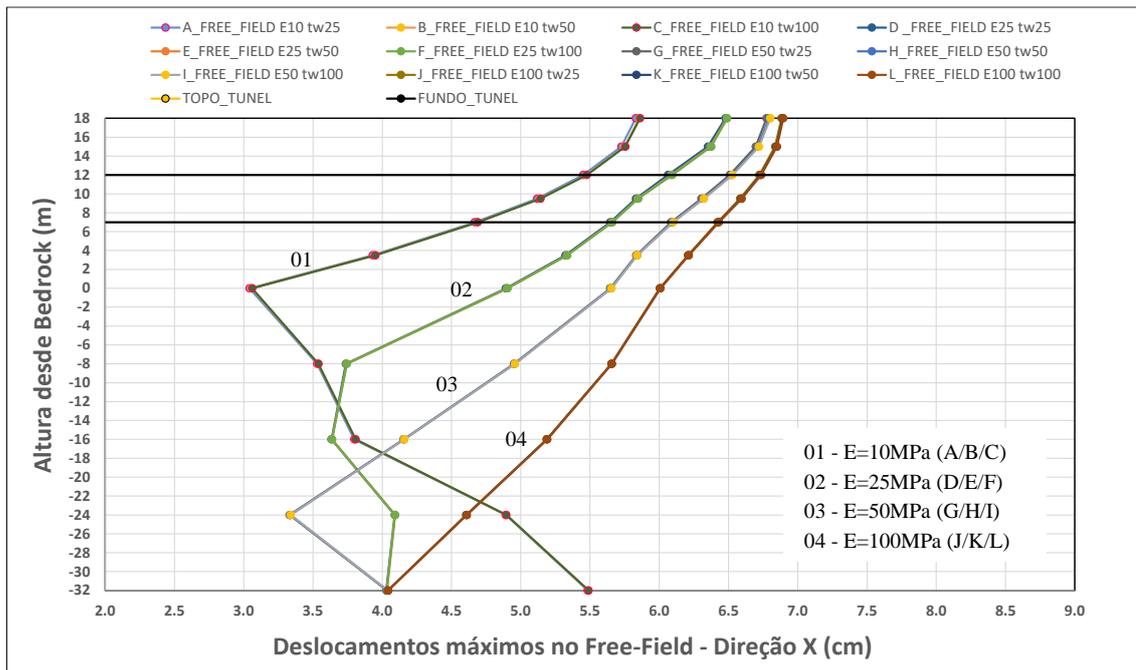


Figura 4.35 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) - R04- obtidos no RS2® - Acelerograma artificial 03.

4.3.2.4 Acelerograma artificial 04:

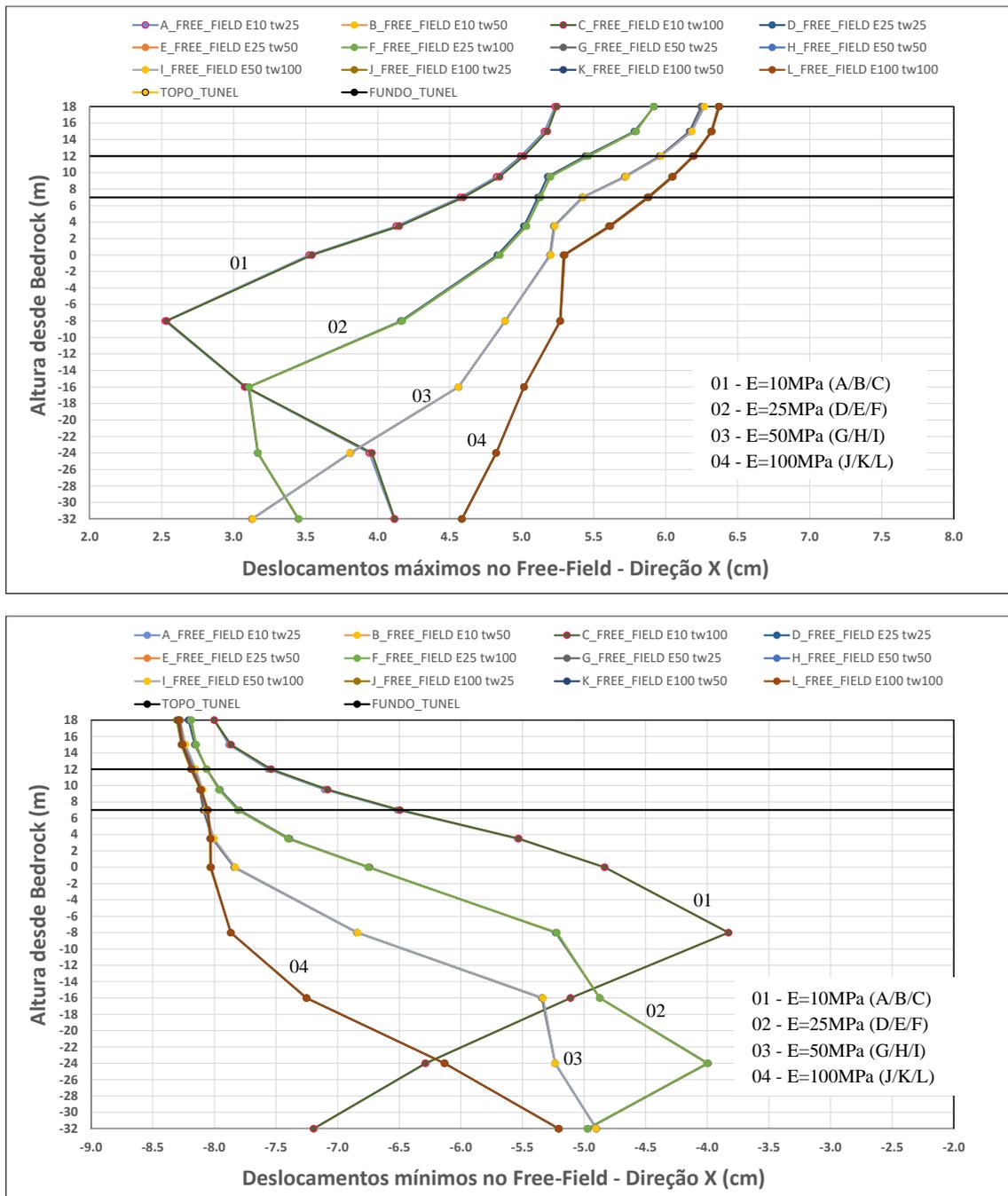


Figura 4.36 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) - R04- obtidos no RS2® - Acelerograma artificial 04.

Assim como nas respostas para o Modelo 01, o deslocamento obtido no campo livre para cada um dos tipos de solo não variou significativamente em relação à espessura dos elementos de concreto e, devido a isto, visualmente podem ser identificadas apenas 04 curvas em cada uma das figuras.

É possível perceber que as curvas de deslocamentos obtidas com o menor valor do módulo de deformabilidade (E_s) possuem maior amplitude entre as linhas horizontais que se referem à parte superior e inferior do túnel, seguindo a mesma tendência da encontrada para os casos do Modelo 01.

A seguir estão apresentados os gráficos dos deslocamentos máximos normalizados, tendo como valor unitário o deslocamento no ponto de interesse na superfície livre do terreno.

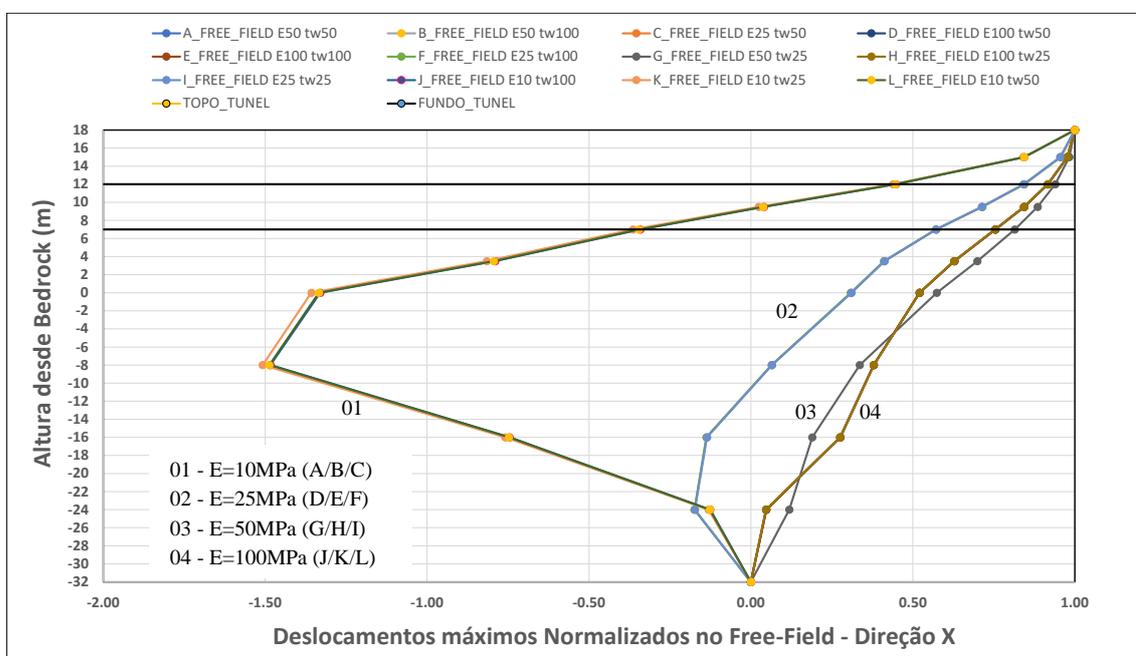


Figura 4.37 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01.

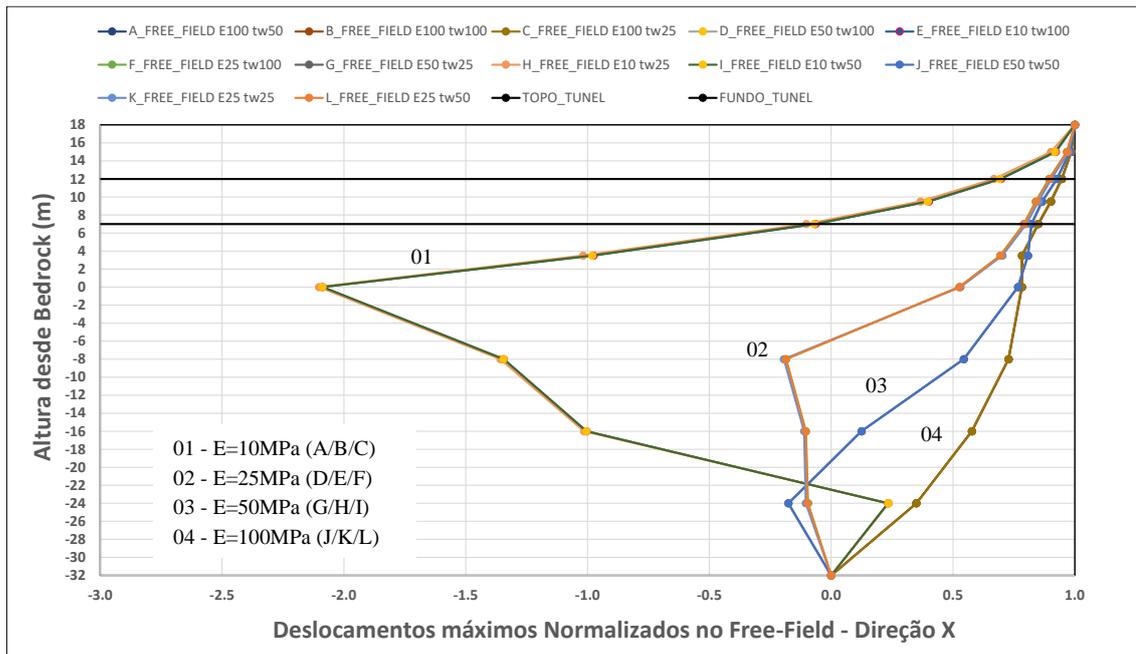


Figura 4.38 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 02.

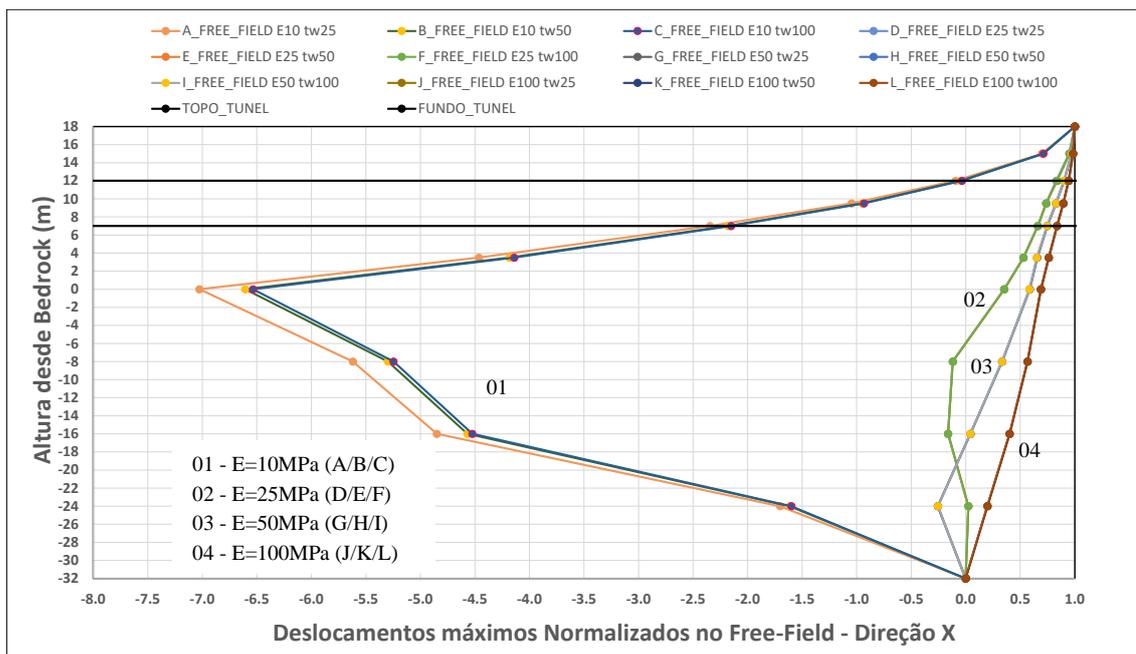


Figura 4.39 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“free-field”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 03.

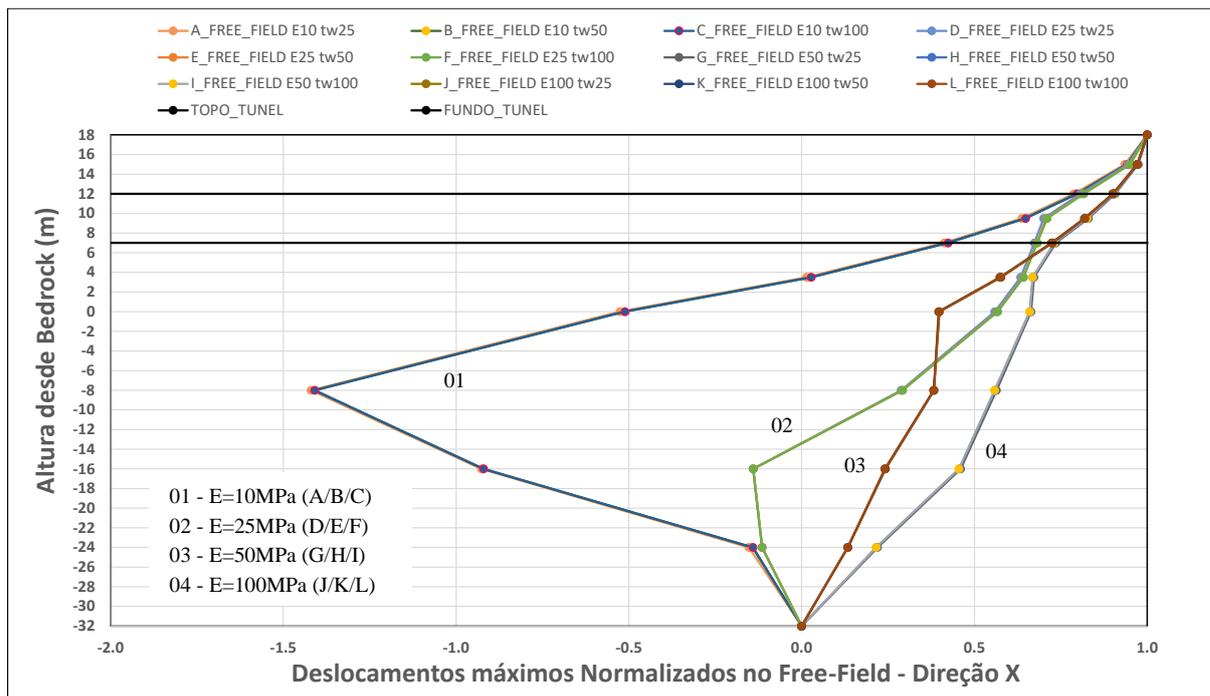


Figura 4.40 – Deslocamentos máximos normalizados em campo livre (“*free-field*”) – R04 - obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 04.

Percebe-se que para todos os casos, as curvas obtidas para o caso 01 ($E_s=10\text{MPa}$), sugerem claramente tendência para o segundo modo de vibração natural ser o predominante e para o caso 04 ($E_s=100\text{MPa}$) tendência para o primeiro modo de vibração natural ser o predominante. Para os casos 02 e 03, a depender do acelerograma utilizado, o resultado mostrou que não existe um comportamento predominante, sendo, portanto, variável.

Na Figura 4.41 até Figura 4.43 estão apresentados os gráficos que permitem visualizar os deslocamentos transversais da estrutura em relação aos deslocamentos obtidos no campo livre, onde a linha de cor laranja representa os deslocamentos máximos e mínimos em campo livre na região 01 (R01), enquanto a linha de cor marrom representa os deslocamentos máximos e mínimos obtidos na região 04 (R04) ou campo livre.

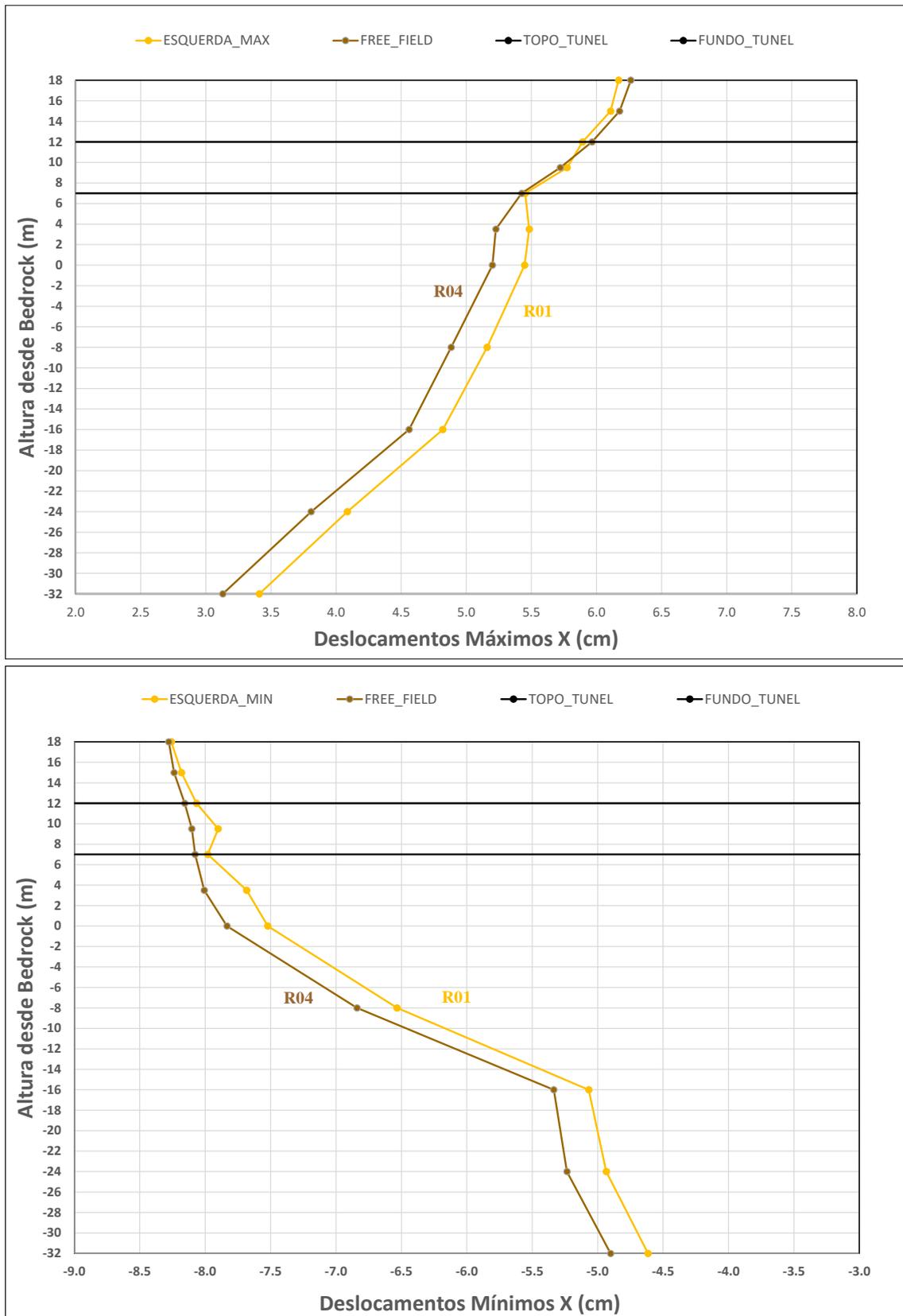


Figura 4.41 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01H - Acelerograma artificial 01.

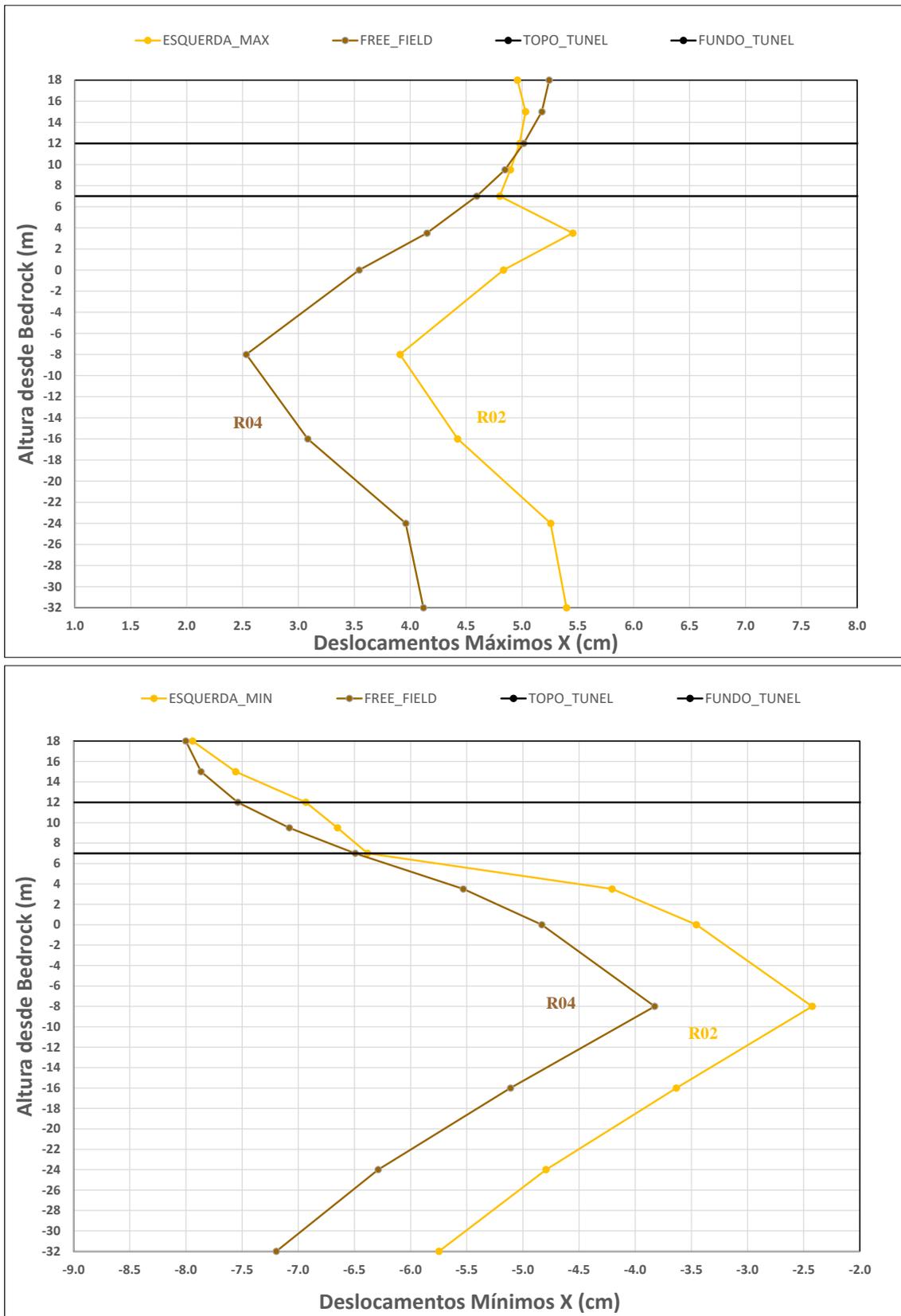


Figura 4.42 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01C - Acelerograma artificial 02.

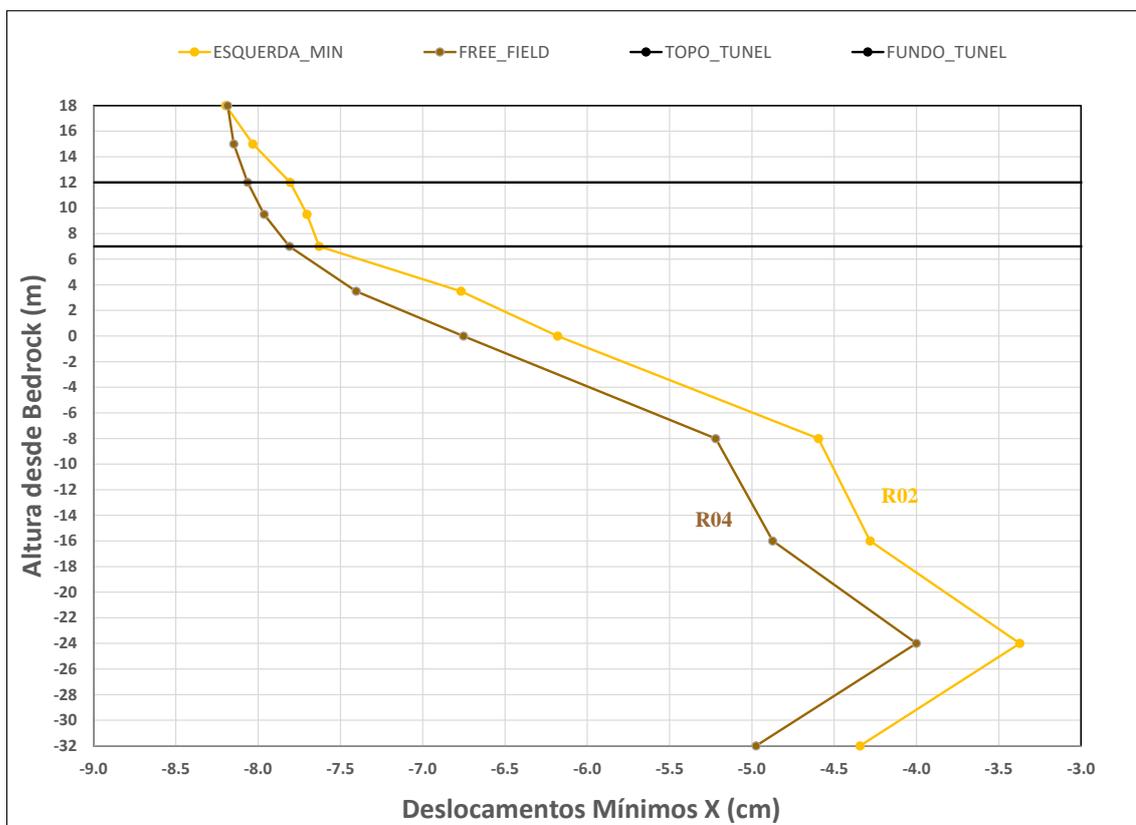
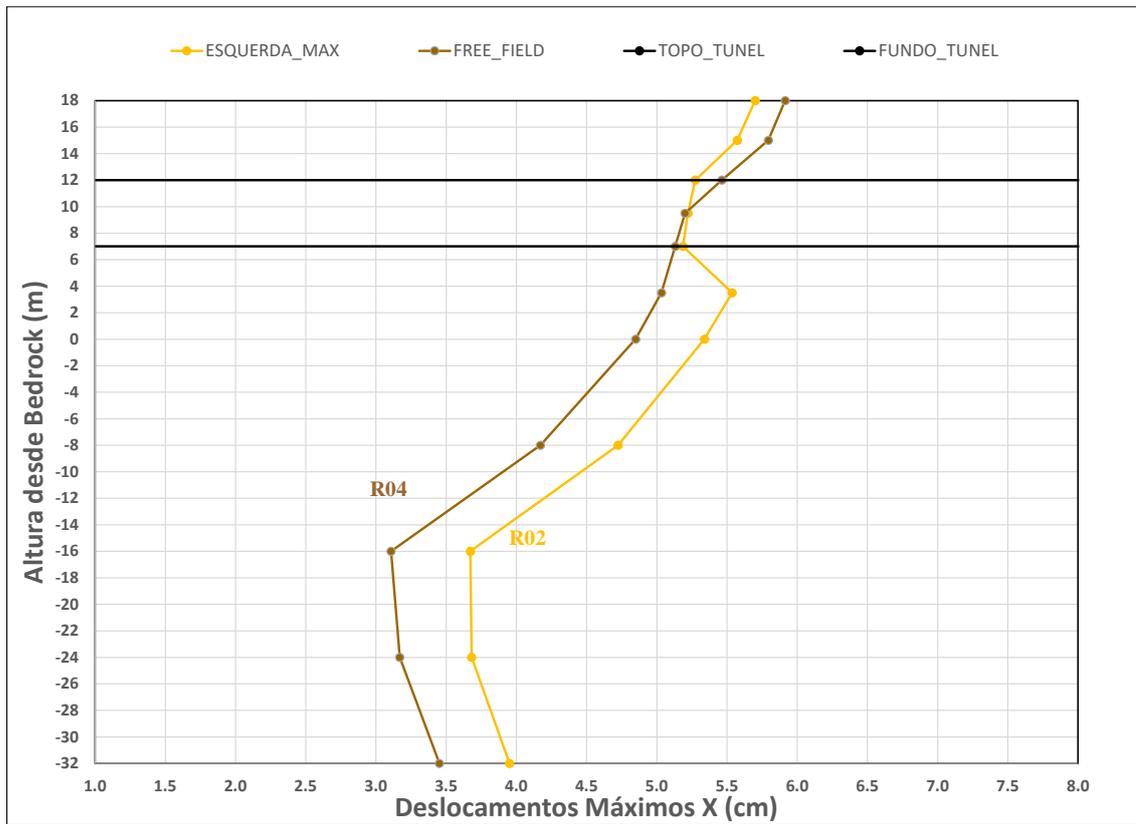


Figura 4.43 – Deslocamentos máximos e mínimos obtidos no RS2® – Modelo 01F - Acelerograma artificial 04.

Pode-se observar que, assim como nos casos de estudo do Modelo 01, a presença da estrutura altera o resultado dos deslocamentos transversais horizontais em relação ao obtido no campo livre. A seguir estão apresentadas as tabelas com o resumo dos resultados obtidos para o Modelo 02:

Tabela 4.8 – Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 01

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δ ff MAX (cm)	Δ ff MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	1.90	-1.49	1.72	0.99	1.14	1.25	2.39	79%
B	10	50	1.91	-1.49	1.03	0.62	0.14	0.22	0.41	288%
C	10	100	1.91	-1.49	0.92	0.55	0.02	0.03	0.05	1927%
D	25	25	1.42	-1.11	1.72	1.23	2.86	2.13	3.02	58%
E	25	50	1.42	-1.10	0.97	0.72	0.36	0.50	0.71	143%
F	25	100	1.42	-1.10	0.74	0.55	0.04	0.07	0.10	785%
G	50	25	0.52	-0.44	0.77	1.51	5.71	2.78	1.44	54%
H	50	50	0.92	-0.75	0.76	0.85	0.71	0.85	0.78	100%
I	50	100	0.92	-0.75	0.51	0.57	0.09	0.14	0.13	415%
J	100	25	0.92	-0.75	1.27	1.40	11.43	3.28	3.00	43%
K	100	50	0.92	-0.75	0.76	0.85	1.43	1.45	1.33	58%
L	100	100	0.92	-0.75	0.51	0.57	0.71	0.18	0.16	321%

Tabela 4.9 - Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 02

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δ ff MAX (cm)	Δ ff MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	1.60	-2.05	2.01	0.98	1.14	1.25	2.58	78%
B	10	50	1.60	-2.06	1.26	0.61	0.14	0.22	0.44	283%
C	10	100	1.60	-2.06	1.10	0.54	0.02	0.03	0.06	1889%
D	25	25	1.18	-1.22	1.49	1.22	2.86	2.13	2.60	57%
E	25	50	1.18	-1.22	0.88	0.72	0.36	0.50	0.61	145%
F	25	100	1.18	-1.22	0.68	0.56	0.04	0.07	0.09	792%
G	50	25	0.87	-0.77	1.20	1.41	5.71	2.78	2.43	51%
H	50	50	0.87	-0.77	0.72	0.85	0.71	0.85	0.74	100%
I	50	100	0.87	-0.77	0.48	0.58	0.09	0.14	0.12	417%
J	100	25	0.58	-0.48	0.87	1.51	11.43	3.28	1.90	46%
K	100	50	0.58	-0.48	0.58	1.03	1.43	1.45	0.84	71%
L	100	100	0.58	-0.48	0.35	0.63	0.71	0.18	0.10	354%

Tabela 4.10 - Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 03

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			$\Delta f f$ MAX (cm)	$\Delta f f$ MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	1.57	-1.73	1.69	0.98	1.14	1.25	2.17	78%
B	10	50	1.57	-1.73	1.04	0.60	0.14	0.22	0.37	278%
C	10	100	1.57	-1.73	0.91	0.53	0.02	0.03	0.05	1848%
D	25	25	1.04	-1.41	1.74	1.23	2.86	2.13	3.01	58%
E	25	50	1.04	-1.41	1.00	0.71	0.36	0.50	0.71	142%
F	25	100	1.04	-1.41	0.77	0.55	0.04	0.07	0.10	778%
G	50	25	0.71	-0.97	1.36	1.40	5.71	2.78	2.71	50%
H	50	50	0.71	-0.97	0.82	0.85	0.71	0.85	0.83	99%
I	50	100	0.71	-0.97	0.56	0.57	0.09	0.14	0.13	414%
J	100	25	0.43	-0.57	0.86	1.51	11.43	3.28	1.87	46%
K	100	50	0.43	-0.57	0.59	1.03	1.43	1.45	0.83	71%
L	100	100	0.43	-0.57	0.36	0.63	0.71	0.18	0.10	354%

Tabela 4.11 - Resultados do RS2® – Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 04

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			$\Delta f f$ MAX (cm)	$\Delta f f$ MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	1.80	-1.87	1.84	0.98	1.14	1.25	2.35	78%
B	10	50	1.80	-1.87	1.12	0.60	0.14	0.22	0.40	278%
C	10	100	1.80	-1.87	0.99	0.53	0.02	0.03	0.05	1858%
D	25	25	1.23	-1.21	1.50	1.25	2.86	2.13	2.63	58%
E	25	50	1.24	-1.21	0.86	0.71	0.36	0.50	0.62	143%
F	25	100	1.24	-1.21	0.66	0.55	0.04	0.07	0.09	785%
G	50	25	0.75	-0.73	1.04	1.42	5.71	2.78	2.10	51%
H	50	50	0.75	-0.74	0.63	0.85	0.71	0.85	0.64	100%
I	50	100	0.75	-0.74	0.43	0.58	0.09	0.14	0.10	422%
J	100	25	0.47	-0.44	0.69	1.54	11.43	3.28	1.53	47%
K	100	50	0.47	-0.44	0.47	1.03	1.43	1.45	0.68	71%
L	100	100	0.47	-0.44	0.28	0.62	0.71	0.18	0.08	345%

É possível observar que os resultados encontrados para o coeficiente R nas análises com o RS2® e com Wood (2004) tiveram a mesma tendência encontrada anteriormente para o Modelo 01, ou seja, maiores divergências nos casos de estudo com espessura de parede (t_w) de 100cm. Nestes casos, com F_r muito baixos, os resultados obtidos no RS2® possuem valores muito diferentes do que os encontrados utilizando a formulação de Wood (2004), chegando a mais de 1500% de diferença.

Além disso, é possível perceber que a razão entre os valores de R aumenta conforme a flexibilidade da estrutura diminui.

A seguir estão apresentadas as curvas $R \times F_r$, em escala logarítmica, para cada um dos casos estudados. Ressalta-se que, além dos resultados apresentados nos trabalhos de Wood (2007), estão também apresentados os resultados disponíveis no trabalho de Wang (1993).

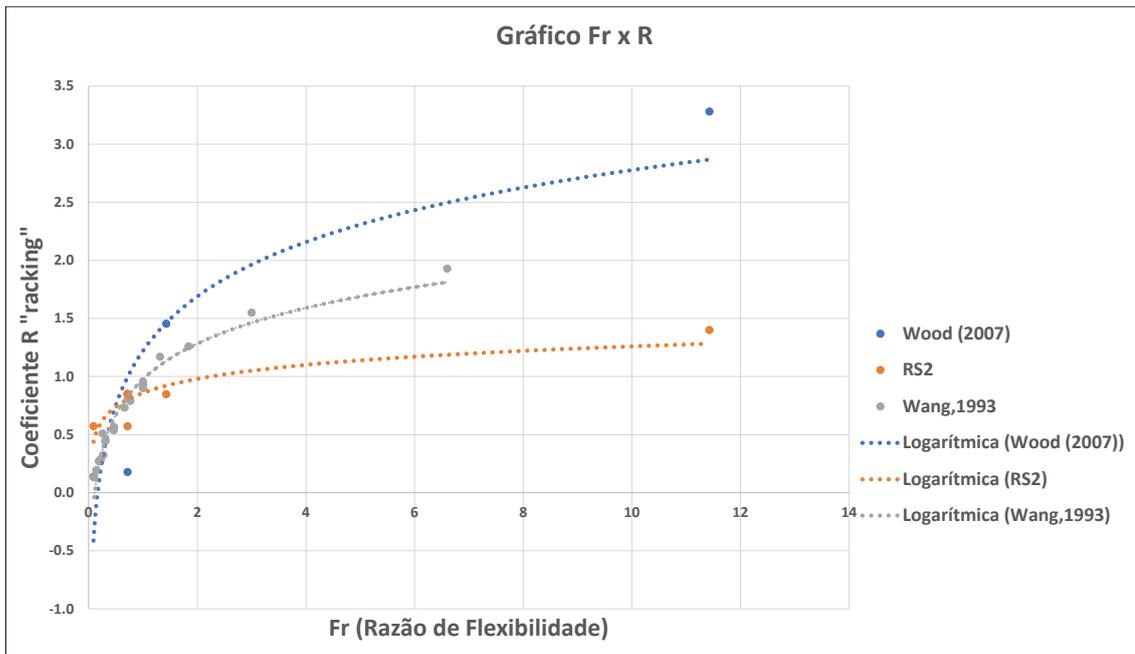


Figura 4.44 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 01.

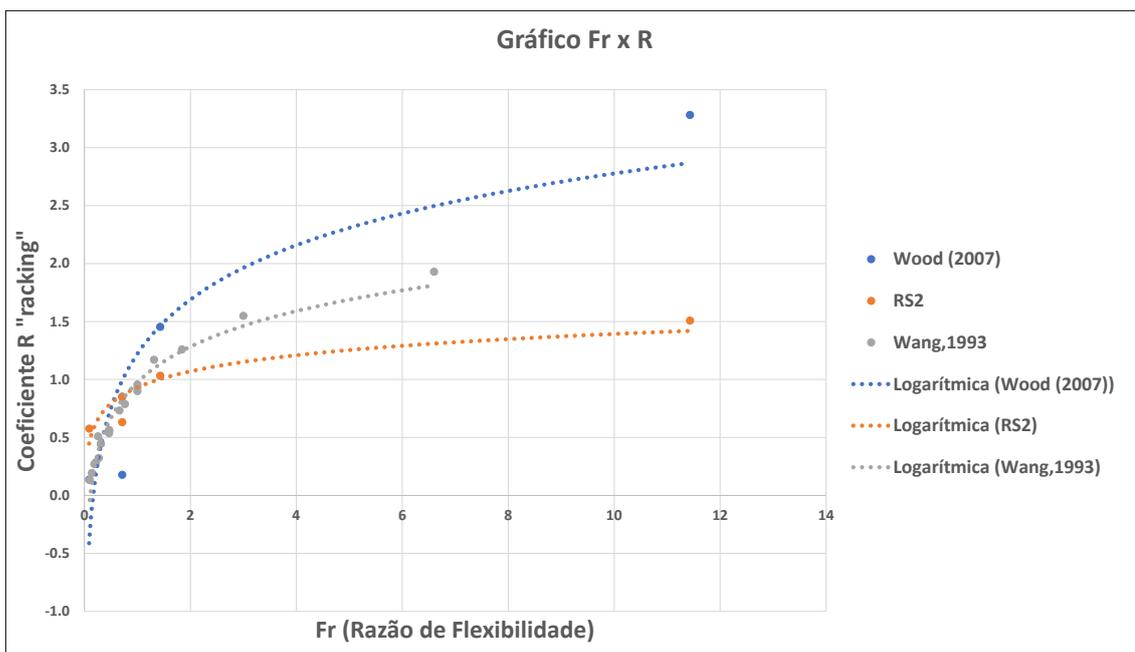


Figura 4.45 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 02.

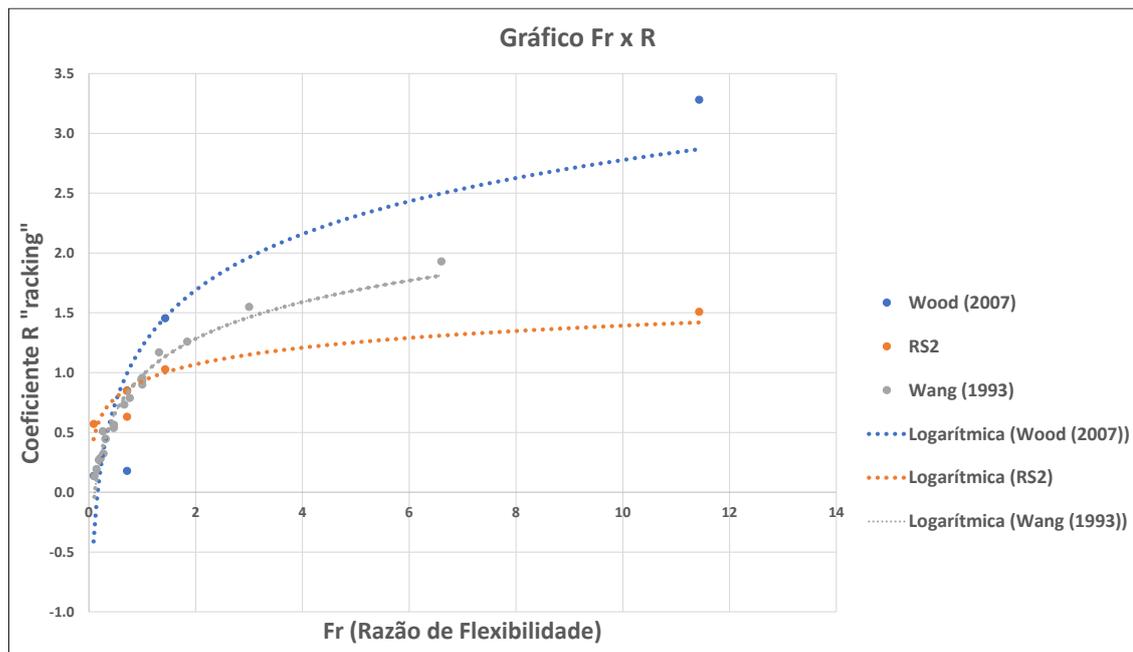


Figura 4.46 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 03.

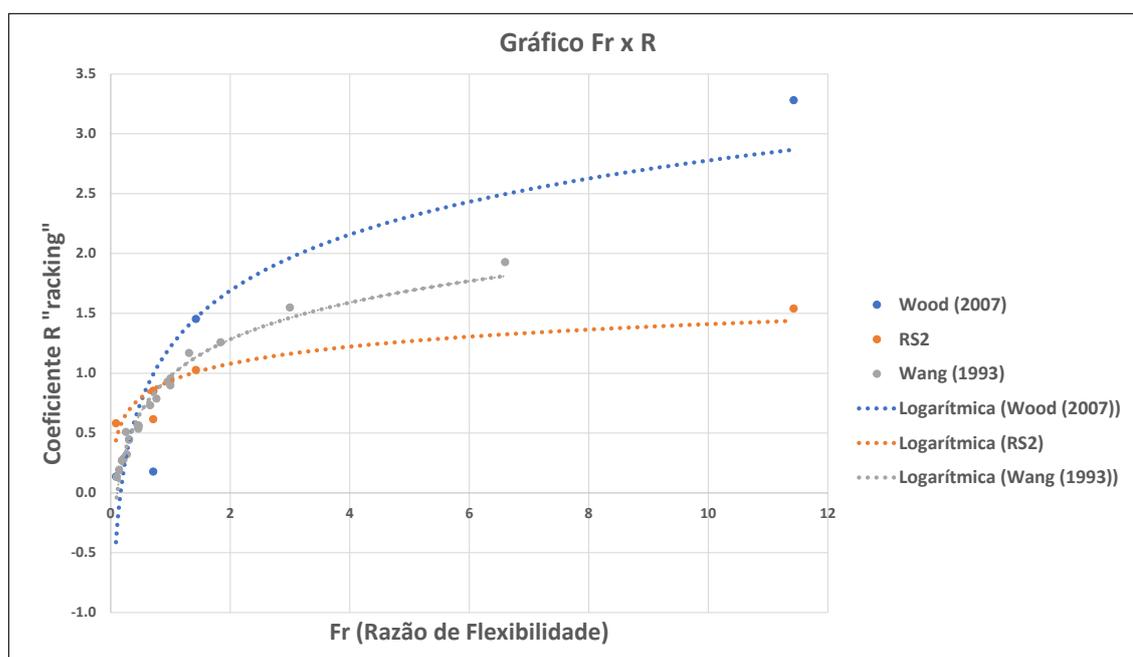


Figura 4.47 – Resultados - Modelo 02 (Hs=50m) - Acelerograma artificial 04.

Pode-se perceber que as curvas obtidas através do RS2® possuem, para $F_r < 0,5$, valores mais elevados de R , e que para valores de $F_r > 2$, essa tendência se inverte e se mantém até o final.

Novamente, ao plotar em um mesmo gráfico os 04 resultados do RS2® para os 04 acelerogramas artificiais estudados, percebe-se que os resultados encontrados em todas as análises são muito próximos, gerando praticamente curvas logarítmicas praticamente iguais.

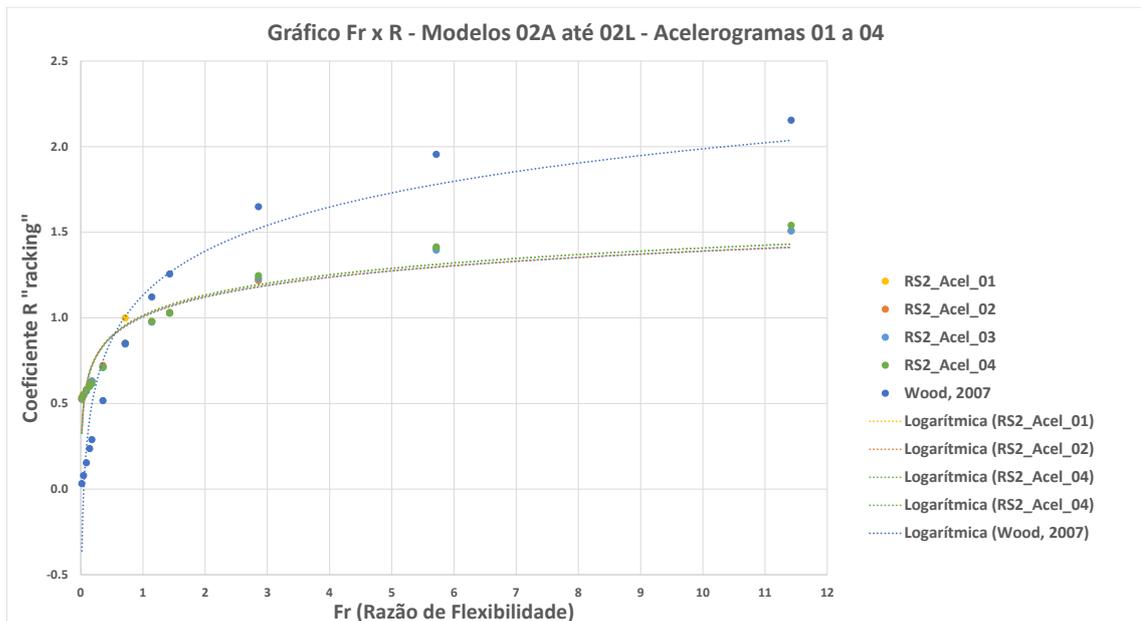


Figura 4.48- Resultados - Modelo 2s (Hs=50m) - Acelerograma artificial 01 a 04.

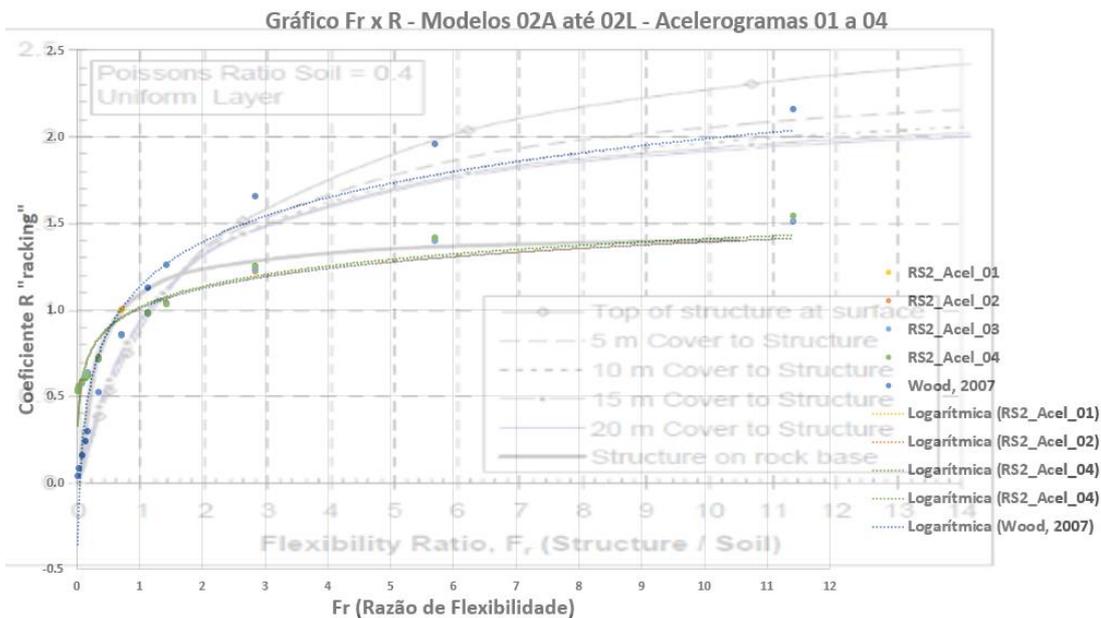


Figura 4.49- Resultados sobrepostos - Modelo O2 (Hs=50m) – Acel. artificiais 01 a 04.

Pela Figura 4.49 é possível verificar que os resultados encontrados nas análises dinâmicas seguiram o mesmo caminho do Modelo 01, apresentados na Figura 4.31, ou seja, possuem comportamento semelhante aos de Wood (2007) para o caso do túnel assente na base rígida.

Já a Figura 4.50 mostra os resultados das análises realizadas e de Wood (2007) para os casos de estudo dos Modelos 01 e Modelo 02 para os 04 acelerogramas artificiais.

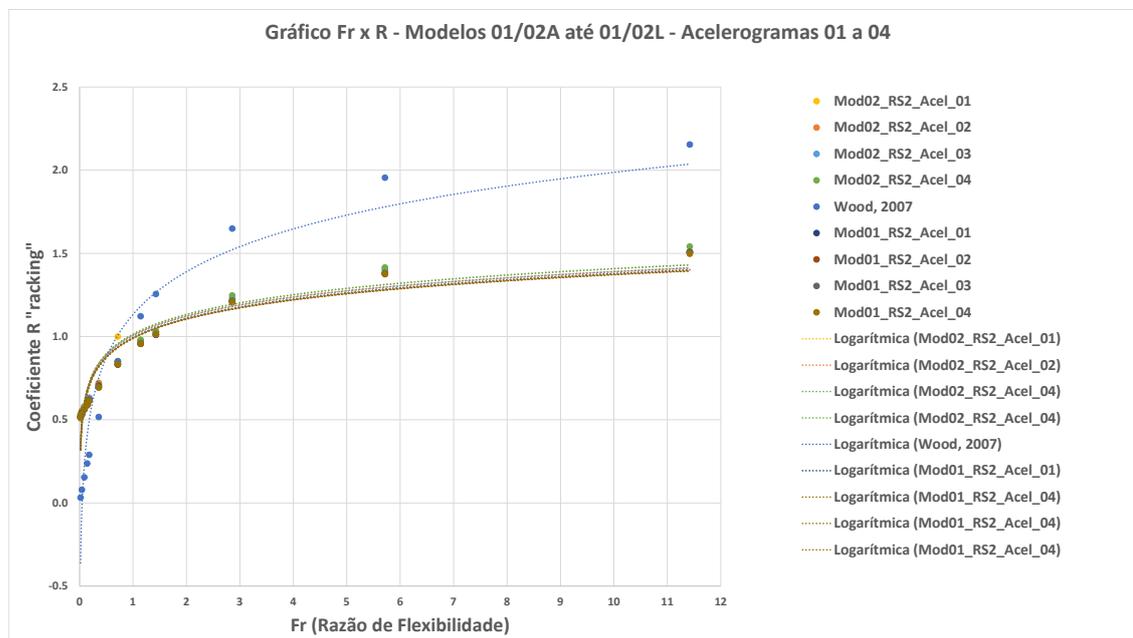


Figura 4.50- Resultados sobrepostos – Modelos 01 e 02 – Acel. artificiais 01 a 04.

Percebe-se que os casos de ambos os modelos resultaram em curvas praticamente iguais, o que indicaria, como anteriormente discutido para o Modelo 01, uma possível sobrestimação dos deslocamentos na estrutura. Além disso, o contrário pode ser visto para casos com $F_r < 1,00$, especialmente para $F_r < 0,20$.

4.4 Discussão e validação dos resultados obtidos

Como pode ser observado nos gráficos apresentados, os resultados obtidos para uma mesma seção transversal localizada a uma mesma profundidade em relação à cota da superfície, sendo a única diferença entre os Modelos 01 e 02 a espessura da camada de solo, geraram em curvas $R \times F_r$ que se assemelham nos casos estudados.

Em ambos os modelos, como mostrado na Figura 4.31 e na Figura 4.49, é possível inferir que os resultados encontrados nas análises dinâmicas possuem uma tendência de convergência com os resultados obtidos utilizando a curva $R \times F_r$ proposta no trabalho de Wood (2007) para o caso de túnel assente na base rígida.

Diante disso, foi feito um novo caso de estudo, com a menor altura de solo e com a largura da seção transversal do túnel alterada de 5m para 10m, conforme apresentado Figura 4.51.

Ressalta-se que, como nos casos de estudo anteriores, as curvas geradas para todos os 04 acelerogramas foram praticamente coincidentes e, de forma a otimizar o tempo gasto no processamento das análises dinâmicas, os resultados que serão apresentados a seguir, foram obtidos com apenas 01 dos 04 acelerogramas artificiais já anteriormente.

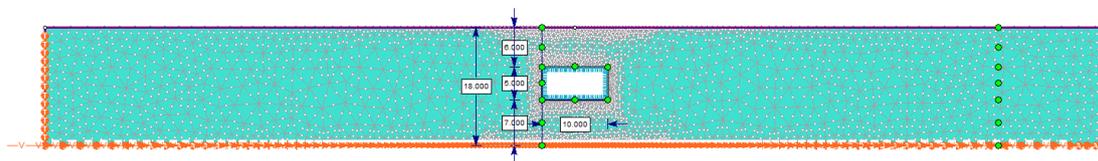


Figura 4.51 – Modelo 01- Alternativo (espessura de camada do maciço de solo 18m).

Alguns dos principais resultados encontrados estão apresentados de maneira resumida nas figuras a seguir.

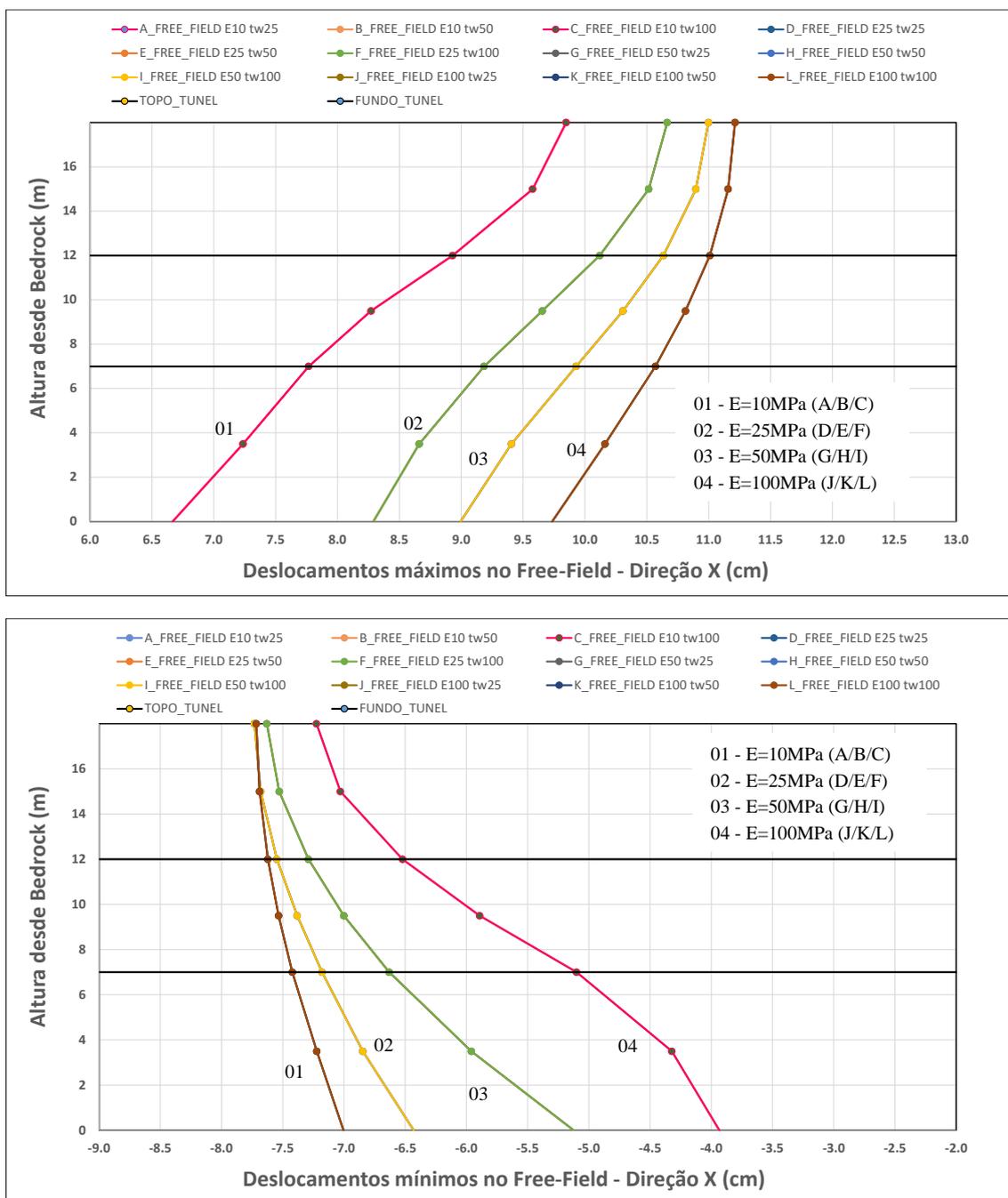


Figura 4.52 – Deslocamentos máximos e mínimos em campo livre (“free-field”) R04 obtidos no RS2® – Acelerograma artificial 01 – Modelo 1 Alternativo.

Tabela 4.12 - Resultados do RS2® – Modelo 01 Alternativo (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01

PROB.	E (MPa)	tw (cm)	RS2				Wood, 2007			R (RS2)/ R (Wood)
			Δ ff MAX (cm)	Δ ff MIN (cm)	Δ RACKING MAX (cm)	R (RS2)	FR	R	Δ sti (cm)	
A	10	25	2.04	-1.87	2.92	1.43	3.43	2.29	4.67	63%
B	10	50	2.04	-1.87	1.26	0.62	0.43	0.60	1.22	104%
C	10	100	2.04	-1.87	0.71	0.35	0.05	0.10	0.19	364%
D	25	25	1.43	-1.27	2.58	1.80	8.57	2.08	2.98	87%
E	25	50	1.43	-1.27	1.33	0.93	1.07	1.08	1.55	86%
F	25	100	1.43	-1.27	0.59	0.42	0.13	0.22	0.32	186%
G	50	25	0.92	-0.80	1.86	2.02	17.14	2.23	2.06	90%
H	50	50	0.92	-0.80	1.13	1.22	2.14	1.49	1.38	82%
I	50	100	0.92	-0.80	0.48	0.52	0.27	0.41	0.38	126%
J	100	25	0.56	-0.50	1.19	2.13	34.29	2.31	1.29	92%
K	100	50	0.56	-0.50	1.71	3.06	4.29	1.84	1.03	166%
L	100	100	0.56	-0.50	0.37	0.68	0.54	0.70	0.39	97%

A Tabela 4.12 permite verificar que ao trabalhar com uma seção transversal com o dobro de largura e mesma altura, foram encontrados valores 3 vezes maiores para F_r . Pode-se concluir que ao comparar os valores desta última coluna com os valores obtidos nos Modelos 01 e 02 anteriormente estudados, uma menor discrepância, ou seja, valores mais próximos aos 100%.

Isso também pode ser observado na Figura 4.53 onde a curva obtida para os resultados da análise dinâmica pelo RS2® está mais convergente com a curva do trabalho de Wood (2007).

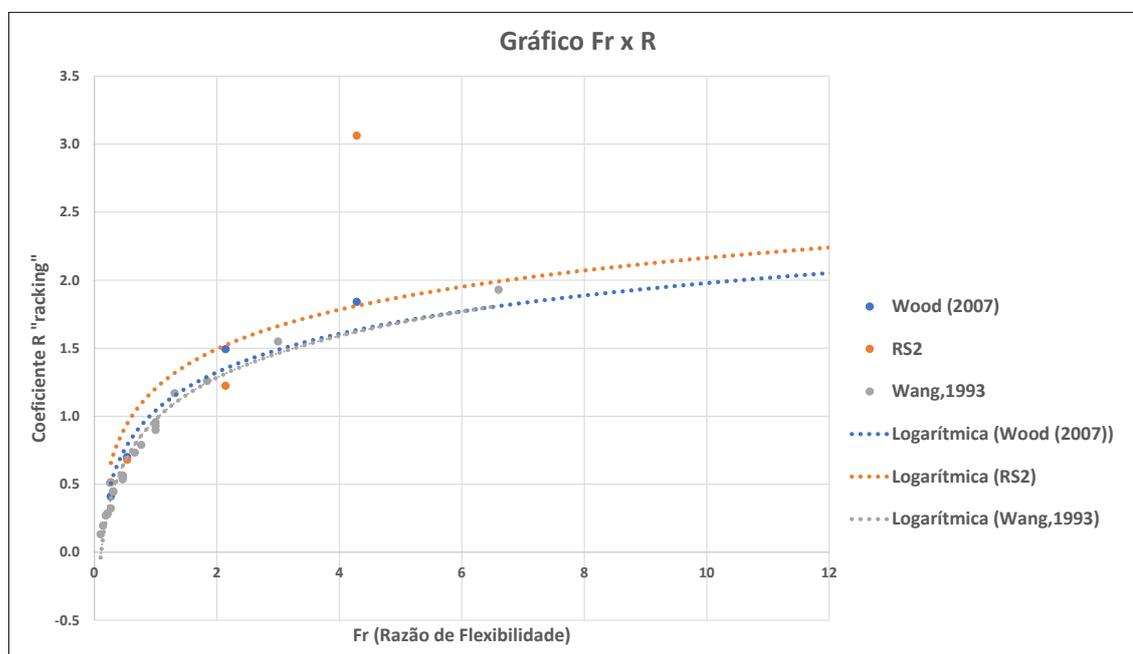


Figura 4.53 – Resultados - Modelo 01 Alternativo (Hs=18m) - Acelerograma artificial 01

Pode-se então verificar que a geometria da seção transversal do túnel pode ter grande influência nos resultados da análise dinâmica. Isso indica também que a utilização das curvas propostas nas metodologias simplificadas pode, dependendo de uma série de fatores, subestimar ou sobrestimar os valores de R utilizados para multiplicar os deslocamentos obtidos no campo livre na determinação dos deslocamentos transversais da estrutura.

5 CONCLUSÕES

5.1 Resumo e conclusões do estudo

A consideração e as metodologias de análise e dimensionamento dos efeitos dos sismos nas estruturas enterradas não é até hoje um assunto totalmente resolvido e bem simulado pela comunidade científica.

Sabendo que a construção de obras enterradas é normalmente muito cara e se localizam em regiões próximas aos centros de grandes cidades populosas, este item requer atenção especial já que um colapso, mesmo que parcial, poderá ter consequências muito severas para as empresas que as operam e para as pessoas que as utilizam, podendo ocasionar a perda de vidas humanas e elevado custo financeiro.

Algumas metodologias simplificadas foram propostas no passado e, até hoje, são ainda muito utilizadas como as propostas nos trabalhos de Wang (1993) e Wood (2004, 2007). Entretanto, o avanço dos computadores modernos nos últimos anos passou a permitir a realização de análises dinâmicas mais complexas via Modelos de Elementos Finitos de maneira mais recorrente.

O objetivo deste trabalho foi a comparação dos resultados obtidos nas análises dinâmicas realizadas com o software RS2® com os resultados obtidos em algumas Metodologias Simplificadas, mais especificamente as propostas por Wang (1993) e Wood (2004, 2007).

Como pode ser observado ao longo dos capítulos, os resultados obtidos para os casos de estudos foram interessantes e as principais conclusões da comparação estão colocadas a seguir:

- Não foram identificadas diferenças significativas entre os resultados de campo livre (“*free-field*”) para revestimentos com espessuras diferentes em um mesmo caso de acelerograma artificial, o que comprova o fato de que a região R04 está suficientemente afastada.
- Os resultados obtidos nas análises dinâmicas mostraram que, quanto menor o valor utilizado para o módulo de deformabilidade E_s e, conseqüentemente, para o módulo de

cisalhamento G , maiores as amplitudes de deslocamentos encontradas no campo livre e na estrutura, entre as coordenadas superior e inferior da estrutura, o que é de se esperar para problemas desse tipo, indicando que a análise feita com o RS2 está coerente com o esperado.

- Para um mesmo grupo de casos de estudo, com valores iguais do módulo de deformabilidade E_s , conforme a espessura do revestimento aumenta, menor é o valor obtido para o coeficiente R , indicando que a estrutura desloca menos que o campo livre. Este comportamento é exatamente o esperado, uma vez que a estrutura se torna cada vez mais rígida em relação ao bloco de solo.
- A análise dinâmica mostrou ainda que a presença da estrutura modifica os resultados encontrados em campo livre, sendo o resultado esperado para esse tipo de análise via elementos finitos com ISE.
- O caso de estudo alternativo mostrou que existe influência da geometria da seção transversal nos resultados. Foram encontrados para esse caso alternativo resultados mais próximos do proposto por Wood (2004, 2007).

5.2 Considerações finais e recomendações para trabalhos futuros

Como considerações finais fica o registro de que o grupo de trabalho dedicado à revisão do EC8 incluiu uma seção dedicada à análise de estruturas enterradas, o que certamente indica a relevância deste tema.

Quanto a recomendações de trabalhos futuros, estas podem ser resumidas de maneira simples em duas principais:

A primeira seria a elaboração de um maior número de casos de estudo, através de modelagem paramétrica, para a criação de curvas $R \times F_r$ com maior precisão. É importante ressaltar que, se as modelagens numéricas resultarem em espessuras para o revestimento maiores do que as necessárias, a estrutura poderá absorver mais carga do que a que está dimensionada podendo levar ao aparecimento indesejável de fissuras no revestimento, por exemplo.

Já a segunda se concentra na consideração, via modelos de Elementos Finitos, de modelos constitutivos para o maciço de solo envolvente que sejam capazes de representar bem o comportamento do solo perante as deformações ocasionadas pela ação sísmica, tendo em conta as deformações plásticas permanentes que possam ocorrer.

Uma recomendação adicional para os modelos de Elementos Finitos é a utilização de modelos com elementos capazes de simular a interface entre a estrutura e o maciço envolvente, que permitam deslocamentos relativos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anderson D. G, Martin GR, Lam I, Wang JN (2008) *NCHPR611: Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes and embankments*. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, DC, USA.
- Bobet A., Fernandez G., Huo H. & Ramirez J. (2008) *A practical iterative procedure to estimate seismic-induced deformations of shallow rectangular structures*. NRC Research Press Web site at cgj.nrc.ca on 2 July 2008.
- Gordo-Monsó C., Galindo J. G. & Olalla-Marañón C. (2019) *A closed-form solution for the seismic racking and rocking behavior of rectangular tunnels*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 88 (2019) 87–97.
- Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt B., Yao J. I. (2001) *Seismic design and analysis of underground structures*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16 (2001) 247-293.
- Hashash, Y. M. A., Karina, K, Koutsoftas D., O’Riordan N., (2010) *Seismic design and analysis of underground structures*. *Earth Retention Conference 3 - 2010 Earth Retention Conference (ER2010)*
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2020) *DEEPSOIL 7.0, User Manual*. Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign
- Huo, H. (2008) *Development and Verification of A Pseudo-Static Solution for Evaluation of Seismic-Induced Deformations of Rectangular Tunnels*. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV GSP 181* © 2008 ASCE
- Kawashima, K., (1999). *Seismic design of underground structures in soft ground: a review*. *Proceedings of the International Symposium on Tunneling in Difficult Ground Conditions*. Tokyo, Japan.
- Kramer, S. L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 653 pp.
- Kuesel, T. R (1969) *Earthquake Design Criteria for Subways*. *Journal of the Structural Division*, 1969, Vol. 95, Issue 6, Pg. 1213-1231.

- Mejia L. H. & Dawson E. M. (2006) *Earthquake Deconvolution for FLAC*. Proceedings, Fourth International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, Spain, May, 2006
- NP EN 1998-1 (2010) *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*". IPQ, Portugal
- Penzien J. (2000) *Seismically induced racking of tunnel linings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2000; 29:683-691
- Rocscience (2021) *RS2 version 11 – 2D Geotechnical Finite Element Analysis*. Toronto, Ontario, Canadá.
- Santos, J. A. dos (1999) *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção – Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico.
- Santos, J. A. dos (2002) *Apontamentos sobre Dinâmica das Fundações*. Universidade Nova de Lisboa – Faculdade de Ciências e Tecnologia – Laboratório Nacional de Engenharia.
- Schnabel, P. B., Lysmer J., and Seed, B. H. (1972) *SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. EERC Report No. 72-12, Berkeley, Univ. of California, 1972
- Seismosoft, LTD. *SeismoArtif's Help System*, 2020.
- Teixeira, W. (2003) *Decifrando a Terra*. Oficina de textos, São Paulo, 2da reimpressão, 2003, 558p.
- Tsinidis G. (2017) *Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking*. Tunnelling and Underground Space Technology 62 (2017) 1–22.
- Tsinidis G., Rovithis E., Ptilakis K. & Chazelas J. L. (2016) *Seismic response of box-type tunnels in soft soil: Experimental and numerical investigation*. Tunnelling and Underground Space Technology 59 (2016) 199-214
- Tsinidis G., & Ptilakis K. (2018a) *Improved R-F relations for the transversal seismic analysis of rectangular tunnel*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 107 (2018) 48-65.
- Tsinidis G., & Ptilakis K. (2018b) *Toward the improvement of the R-F method for the seismic analysis of rectangular tunnels*. 16th European conference on Earthquake Engineering
- Tsinidis G., de Silva F., Anastasopoulos I., Bilotta E., Bobet A., Hashash Y., He C., Kampas G., Knappett J., Madabhushi G., Nikitas N., Ptilakis K., Silvestri F., Viggiani G. &

- Fuentes R. (2020) *Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis*. Tunneling and Unverground Space Technology 99 (2020) 103334.
- WangJ-N. & Munfaakh G.A. (1993) Seismic design of tunnels. Transactions on the Built Environment vol 57, ©2001 WIT Press, ISSN 1743-3509.
- WangJ-N. (1993) *Seismic design of tunnels – A simple state of the art design approach*. 1991 William Barclay Parsons Fellowship – Parsons Brickerhoff – Monograph 7.
- Wood J. H. (2004) *Earthquake Design Procedures for Rectangular Underground Structures*. EQC Project No 01/470 - John Wood Consulting – Rev. B – 17 July 2004.
- Wood J. H. (2007) *Earthquake Design of Rectangular Underground Structures*. Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering, Vol. 40, No. 1, March 2007