



Pedro Miguel D. P. B. Guerra

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Impulsos de terras sobre muros de suporte em consola: efeitos construtivos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil de Geotecnia

Orientador: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos
Arguente: Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana
Vogal: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Impulsos de terras sobre muros de suporte em consola: efeitos construtivos

Copyright © Pedro Miguel D. P. B. Guerra, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao meu orientador científico Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, por todo o apoio, disponibilidade, simpatia e partilha de conhecimentos demonstrados ao longo da concretização do presente trabalho, aspetos que foram fundamentais para a concretização do mesmo.

À Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana, pelo seu esforço em manter o programa PLAXIS ativo, de modo a não prejudicar o trabalho dos estudantes e professores que necessitaram de recorrer a esse programa.

Ao Professor Doutor Maurício Ehrlich, por toda a disponibilidade e simpatia demonstrada no auxílio prestado na compreensão dos seus trabalhos realizados.

Aos meus colegas de curso, que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, e aos meus restantes amigos, pela sua amizade e apoio durante o mesmo

E por fim, um profundo agradecimento à minha família, em especial aos meus pais e à minha irmã, pelo apoio, incentivo e motivação prestados.

Resumo

A verificação externa da segurança de muros de suporte em consola, tal como as verificações ao deslizamento, à capacidade resistente da fundação e ao derrubamento, recorre a impulsos de terra determinados com as teorias clássicas de impulsos, como as de Rankine e de Coulomb. Nestas verificações considera-se que, no tardo da estrutura de suporte, estão aplicados impulsos ativos, o que pressupõe que o muro de suporte tenha sofrido deslocamento horizontal suficiente para os mobilizar. O dimensionamento estrutural destes muros de suporte é assunto mais controverso, na medida em que, estando o muro de suporte adequadamente dimensionado externamente, terá o adequado nível de segurança, que implicará menores deslocamentos e maiores impulsos do que os ativos. Os reais impulsos sobre a estrutura dependem, assim, da capacidade desta para se deslocar e (ou) deformar, assim como dos eventuais efeitos da compactação do aterro no tardo do muro. O presente trabalho pretende estudar os deslocamentos sofridos pelos muros de suporte em consola e os seus efeitos nos impulsos que lhes são aplicados e nos esforços estruturais. Para tal considera-se uma estrutura de suporte simplificada, em L, fundada em terreno com elevadas características mecânicas, com os elementos estruturais modelados sem espessura e analisa-se, por elementos finitos para casos de estudo, os efeitos que a execução do aterro no tardo do muro tem nos impulsos e nos esforços. A execução do aterro é modelada admitindo a sua deposição em camadas e considerando efeitos devidos à compactação. O estudo prossegue através de uma análise paramétrica com o objetivo de analisar os efeitos nos impulsos e nos esforços da rigidez tangencial da interface muro-solo de fundação, da rigidez à flexão do muro de suporte, da dimensão da base do muro e das características do aterro. A partir do trabalho realizado, apresentam-se algumas conclusões e propostas para dimensionamento.

Palavras-chave: impulsos, momentos, esforços, deslocamentos, compactação.

Abstract

The external safety verification of cantilever retaining walls, such as the verification of sliding, foundation bearing capacity and overturning, resort to earth thrusts obtained by the classical theories, such as Rankine and Coulomb. In these verifications it is considered that in the back of the support structure are applied active thrusts which implies sufficient horizontal displacements of the support structure to mobilize the active thrusts. The structural design of these retaining walls is a more controversial subject, because if the retaining wall is well externally designed it will have a proper safety level which will imply less displacements and higher thrusts than the active. As so, the real thrusts applied over the structure are dependent of the capacity of the structure to dislocate and (or) to deform as well as eventual effects of compaction of the backfill of the retaining wall. The present work intends to study the displacements suffered by the cantilever retaining walls and their effects on the thrusts that are applied to it and on the structural efforts. To accomplish that it is assumed a simplified support structure, in L shape, founded in high resistant capacity soil, with the structural elements modeled without thickness and through finite elements it is studied the effects that the execution of the backfill behind the retaining wall has on the thrusts and on the efforts for each study case. The execution of the backfill is modeled assuming the deposition of the backfill in layers and considering the effects due to compaction. The study is carried out through a parametric analyses with the goal to study the effects of the shear stiffness of the wall-foundation soil interface, of the bending stiffness of the retaining wall, of the wall base width and of the characteristics of backfill on the thrusts and the on efforts. The realization of this work allows some conclusions and proposals to the design of these retaining walls.

Keywords: thrusts, moments, efforts, displacements, compaction.

Conteúdo

Lista de Figuras	xvi
Lista de Tabelas	xviii
Lista de Acrónimos, Abreviaturas e Símbolos	xxiv
1 Introdução	1
2 Revisão bibliográfica	3
2.1 Estruturas de suporte em consola	3
2.1.1 Considerações gerais	3
2.1.2 Impulsos de terra atuantes	4
2.2 Verificações de segurança	5
2.2.1 Verificações de estabilidade externa	5
2.2.2 Verificações de estabilidade interna (estruturais)	7
2.3 Sem consideração da compactação	8
2.4 Com consideração da compactação	12
2.4.1 Tensões induzidas pela compactação	12
2.4.2 Modelação das tensões induzidas pela compactação	19
2.5 Considerações adicionais	22
3 Caso de estudo - sem consideração da compactação	25
3.1 Considerações gerais	25
3.2 Descrição do caso de estudo	27
3.2.1 Pré-dimensionamento	27
3.2.2 Verificação estrutural	27
3.2.3 Cálculos preliminares	29
3.2.3.1 Modelo 1	29
3.2.3.2 Modelo 2	30
3.2.3.3 Modelo 3	34
3.2.3.4 Modelo 4 e 5	34
3.2.3.5 Modelo 6	35
3.3 Análise do caso de estudo	39
3.3.1 Pontos plásticos e tensões de corte relativas	39

3.3.2	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	41
3.3.3	Tensões tangenciais	41
3.3.4	Tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$	42
3.3.5	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	46
3.3.6	Resistência mobilizada, deslocamentos e tensões na base do muro de suporte	49
4	Análise paramétrica - sem consideração da compactação	51
4.1	Introdução	51
4.2	Largura da base	51
4.2.1	Pontos plásticos e tensões de corte relativas	53
4.2.2	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	53
4.2.3	Tensões tangenciais	56
4.2.4	Tensões horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$	56
4.2.5	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	58
4.2.6	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	58
4.2.7	Estudo adicional	61
4.3	Rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte	64
4.3.1	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	64
4.3.2	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	65
4.3.3	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	65
4.4	Módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação	67
4.4.1	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	67
4.4.2	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	68
4.4.3	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	70
4.5	Ângulo de resistência ao corte do aterro	70
4.5.1	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	71
4.5.2	Tensões tangenciais	71
4.5.3	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	71
4.5.4	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	74
4.6	Peso volúmico do aterro	75
4.6.1	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	75
4.6.2	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	75
4.6.3	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	76
4.7	Espessura das camadas de aterro	79
4.7.1	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	79
4.7.2	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	79
4.8	Ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação	81
4.8.1	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	82
4.8.2	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	82
4.8.3	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	84
5	Caso de estudo - com consideração da compactação	85

5.1	Considerações gerais	85
5.2	Cálculos preliminares	85
5.2.1	Escolha do procedimento numérico	87
5.2.2	Influência do coeficiente de Poisson	91
5.2.3	Influência da carga de compactação	92
5.2.4	Influência do ângulo de resistência ao corte e validação dos resultados com soluções analíticas	93
5.2.5	Influência do atrito solo-estrutura	95
5.2.6	Influência do talude de escavação	96
5.3	Definição do caso de estudo e sua análise	98
5.3.1	Pontos plásticos e tensões de corte relativas	99
5.3.2	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	102
5.3.3	Tensões tangenciais	102
5.3.4	Tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$	103
5.3.5	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	108
5.3.6	Resistência mobilizada, deslocamentos e tensões na base do muro de suporte	111
6	Análise paramétrica - com consideração da compactação	115
6.1	Introdução	115
6.2	Largura da base	115
6.2.1	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	116
6.2.2	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	116
6.3	Carga de compactação	118
6.3.1	Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)	119
6.3.2	Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes	119
6.3.3	Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte	121
6.3.4	Estudo adicional	122
7	Propostas para dimensionamento	125
7.1	Introdução	125
7.2	Sem consideração da compactação	125
7.2.1	Influência conjunta da relação B_r/B e da rigidez à flexão do muro de suporte	125
7.2.2	Proposta para dimensionamento	135
7.3	Com consideração da compactação	135
7.3.1	Proposta para dimensionamento	135
8	Considerações finais	139
8.1	Conclusões	139
8.2	Desenvolvimentos futuros	140
	Bibliografia	141

Lista de Figuras

2.1	Geometria de muros de suporte em consola (Cernica, 1994)	3
2.2	Impulsos nos muros de suporte em consola (Guerra, 2012)	4
2.3	Ponto sob o qual se calcula os momentos na verificação da segurança ao derrubamento num muro de suporte em L	6
2.4	Geometria do muro de suporte em consola (adaptado de Goh, 1993)	8
2.5	Distribuição das tensões horizontais na consola do muro e no muro virtual considerando as propriedades iniciais (adaptado de Goh, 1993)	10
2.6	Perfil simplificado das tensões horizontais considerando sem e com atrito solo-estrutura muro-aterro para a consola do muro de suporte e para o muro virtual (adaptado de Goh, 1993)	10
2.7	Modelo utilizado (adaptado de Chen e Fang, 2008)	11
2.8	Distribuição das tensões horizontais obtidas para a situação sem considerar a compactação (adaptado de Chen e Fang, 2008)	11
2.9	Caminhos de tensão devidos à compactação para $z \leq z_{cr}$ e para $z > z_{cr}$ (adaptado de Broms, 1971)	12
2.10	Distribuição das tensões horizontais residuais devido a um equipamento de compactação atuando numa camada (adaptado de Broms, 1971)	13
2.11	(a) Distribuição das tensões horizontais residuais devido a um equipamento de compactação atuando em várias camadas, (b) modelo de distribuição de tensões horizontais residuais devido à compactação proposto por Broms (1971) (adaptados de Broms, 1971)	14
2.12	$\Delta\sigma_v$ e $\Delta\sigma_h$ para uma carga pontual (adaptado de Duncan e Seed, 1986)	15
2.13	Modelo de histerese sob condições K_0 de Duncan e Seed (1986) (adaptado de Duncan e Seed, 1986)	16
2.14	Cálculo das tensões horizontais devido a um carregamento superficial pontual (Seed, 1983)	17
2.15	Efeito do atrito solo-estrutura na obtenção de $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ (adaptado de Seed, 1983)	18
2.16	Relação sugerida entre $\sin\phi'$ e α (adaptado de Duncan e Seed, 1986)	19
2.17	Tensões horizontais residuais medidas, solução de Broms, cálculo manual e análise incremental (Duncan e Seed, 1986)	20
2.18	Modelação dos ciclos de carga-descarga verificados durante a compactação de uma camada de aterro "n" recorrendo aos dois tipos de procedimentos numéricos (adaptado de Mirmoradi e Ehrlich, 2015)	21
2.19	Distribuição das tensões verticais medidas no aterro (Chen e Fang, 2008)	22
2.20	Determinação da maior tensão vertical da história do solo, σ_{zc} (Dantas, 2004)	23

3.1	Materiais utilizados	26
3.2	Grandezas geométricas associados a um muro de suporte em L	27
3.3	Ação e tipo de estrutura considerada na verificação estrutural	28
3.4	Representação do modelo 1	31
3.5	Tensões horizontais atuantes sobre a consola do muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo ao modelo 1	31
3.6	Representação do modelo 2	32
3.7	Tensões horizontais atuantes sobre a consola do muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo aos modelos 1 e 2	32
3.8	Resultados retirados da última fase de cálculo para os modelos 1 e 2	33
3.9	Representação do modelo 3	34
3.10	Tensões horizontais atuantes sobre o muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo aos modelos 2 e 3	35
3.11	Representação dos modelos 4 e 5	36
3.12	Tensões horizontais atuantes sobre o muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo aos modelos 4 e 5	37
3.13	Representação do modelo 6	38
3.14	Parâmetros de rigidez adequados da interface base do muro-solo de fundação para respeitar o critério de Matos Fernandes (1983)	39
3.15	Pontos plásticos (p.p) e tensões de corte relativas (t.c.r) presentes na última fase construtiva para os c.e.1 e c.e.2	41
3.16	Fases de cálculo segundo as quais se apresentaram resultados na análise dos c.e.1 e c.e.2	42
3.17	Evolução dos deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro para os c.e.1 e c.e.2 com o decorrer das fases construtivas seleccionadas para análise	43
3.18	Evolução das tensões tangenciais obtidas para os c.e.1 e c.e.2 ao longo das fases construtivas seleccionadas para análise	44
3.19	Evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ dos c.e.1 e c.e.2 representada a partir das fases construtivas seleccionadas para análise	45
3.20	Alteração da distribuição das tensões horizontais, à medida que se afasta da secção $x=0$ e se aproxima da secção $x=B$ para os c.e.1 e c.e.2 na última fase construtiva	46
3.21	Evolução dos impulsos e momentos nas secções $x=0$ e $x=B$ para os c.e.1 e c.e.2 e do δ_{mob} para o c.e.2 ao longo das fases construtivas	48
3.22	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base nos c.e.1 e c.e.2 ao longo das fases construtivas e evolução da resistência mobilizada ao longo da base do muro de suporte nos c.e.1 e c.e.2 representada a partir das fases de cálculo seleccionadas para análise	49
3.23	Evolução das tensões normais e tangenciais ao longo da base do muro de suporte nos c.e.1 e c.e.2 representada a partir das fases de cálculo seleccionadas para análise	50
4.1	Pontos plásticos (p.p) e tensões de corte relativas (t.c.r) presentes na última fase construtiva para cada um dos cálculos numéricos efetuados para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	54

4.2	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro nas fases de cálculo selecionadas para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	55
4.3	Tensões tangenciais na última fase de cálculo para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	56
4.4	Distribuição das tensões horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ na última fase construtiva para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	57
4.5	Evolução dos impulsos nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos ao longo das fases construtivas para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	59
4.6	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base ao longo das fases construtivas e variação da resistência mobilizada para a última fase construtiva ao longo da base do muro de suporte para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	60
4.7	Comparação da relação entre a resistência mobilizada e o deslocamento na base obtida no estudo da variação da largura da base com a relação proposta por Matos Fernandes (1983)	61
4.8	Evolução dos impulsos e momentos nas secções $x=0$ e $x=B$ conforme B_r/B para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação . . .	62
4.9	Evolução da resistência mobilizada consoante B_r/B para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	63
4.10	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo da variação da rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte - sem consideração da compactação	64
4.11	Evolução dos impulsos e dos momentos consoante B_r/B para o estudo da variação da rigidez da consola e da base do muro de suporte - sem consideração da compactação	66
4.12	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação da rigidez da consola e da base do muro de suporte - sem consideração da compactação	67
4.13	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo da variação da rigidez da interface muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	68
4.14	Evolução dos impulsos e dos momentos conforme B_r/B para o estudo da variação da rigidez da interface muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	69
4.15	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação da rigidez da interface muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	70
4.16	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação	72
4.17	Tensões tangenciais na última fase de cálculo para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação	72
4.18	Evolução dos impulsos e momentos conforme B_r/B para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação . . .	73

4.19	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação	74
4.20	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação	75
4.21	Evolução dos impulsos e momentos consoante B_r/B para o estudo da variação do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação	77
4.22	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo da variação do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação	78
4.23	$I/I_a^R * h/B$ na secção $x=B$ consoante B_r/B para o estudo da variação do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação	78
4.24	Evolução dos impulsos e momentos conforme B_r/B para o estudo da variação da espessura das camadas de aterro - sem consideração da compactação	80
4.25	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo da variação da espessura das camadas de aterro - sem consideração da compactação	81
4.26	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	82
4.27	Evolução dos impulsos e dos momentos consoante B_r/B para o estudo da variação do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	83
4.28	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo da variação do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	84
5.1	Representação do modelo 1 - com consideração da compactação	86
5.2	Representação da aplicação do procedimento A para uma dada camada de aterro	88
5.3	Representação da aplicação do procedimento B para uma dada camada de aterro	88
5.4	Representação da aplicação do procedimento C para uma dada camada de aterro	89
5.5	Representação da aplicação do procedimento D para uma dada camada de aterro	89
5.6	Tensões horizontais na última fase de cálculo e tensões verticais na última e penúltima fases de cálculo na consola do muro de suporte recorrendo aos procedimentos A (p.A), B (p.B), C (p.C) e D (p.D), utilizando $\phi' = 30^\circ$, $\nu = 0,20$ e $\sigma_{zc,i} = 8$ kPa	90
5.7	Tensões horizontais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo recorrendo a $\phi' = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa e $\nu = 0,20; 0,25; 0,31; 0,33$	92
5.8	Tensões horizontais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo recorrendo a $\phi' = 30^\circ$, $\nu = 0,31$ e $\sigma_{zc,i} = 8$ kPa ; 25 kPa; 50 kPa; 73 kPa .	93
5.9	Tensões horizontais na consola do muro de suporte na última fase construtiva recorrendo a $\phi' = 30^\circ; 40^\circ; 50^\circ$, para valores relativos $\nu = 0,31; 0,23; 0,15$ e para $\sigma_{zc,i} = 8$ kPa; 25 kPa; 50 kPa; 73 kPa e distribuições obtidas aplicando o procedimento manual (p.m.) de Duncan e Seed (1986)	94
5.10	Tensões horizontais, verticais e tangenciais na última fase de cálculo na consola do muro de suporte recorrendo a $\phi' = 40^\circ$, $\nu = 0,23$ e $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa	96

5.11	Representação da aplicação do procedimento D no modelo 3 para uma dada camada de aterro	97
5.12	Tensões horizontais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo recorrendo ao modelo 1 e ao modelo 3 para $\phi' = 40^\circ$, $\nu = 0,23$ e $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa	97
5.13	Pontos plásticos (p.p) e tensões de corte relativas (t.c.r) presentes na última camada de aterro para os c.e.3 e c.e.4	100
5.14	Fases de cálculo segundo as quais se apresentaram resultados na análise dos c.e.3 e c.e.4	101
5.15	Evolução dos deslocamentos da interface consola do muro-aterro para os c.e.3 e c.e.4 com o decorrer das fases construtivas seleccionadas para análise	102
5.16	Evolução das tensões tangenciais obtidas para os c.e.3 e c.e.4 ao longo das fases construtivas seleccionadas para análise	104
5.17	Evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ para o c.e.3 ao longo das fases construtivas seleccionadas para análise	105
5.18	Evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ para o c.e.4 ao longo das fases construtivas seleccionadas para análise	106
5.19	Alteração da distribuição das tensões horizontais, à medida que se afasta da secção $x=0$ e se aproxima da secção $x=B$ para os c.e.3 e c.e.4 na última camada de aterro	107
5.20	Evolução dos impulsos e momentos nas secções $x=0$ e $x=B$ para o c.e.3 ao longo das fases construtivas	109
5.21	Evolução dos impulsos e momentos nas secções $x=0$ e $x=B$ e do δ_{mob} para o c.e.4 ao longo das fases construtivas	110
5.22	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base nos c.e.3 e c.e.4 ao longo das fases construtivas e evolução da resistência mobilizada ao longo da base do muro de suporte nos c.e.3 e c.e.4 representada a partir das fases de cálculo seleccionadas para análise	112
5.23	Evolução das tensões normais e tangenciais ao longo da base do muro de suporte nos c.e.3 e c.e.4 representada a partir das fases de cálculo seleccionadas para análise	113
6.1	Evolução dos impulsos e momentos com escala reduzida consoante B_r/B para o estudo da variação da largura da base do muro de suporte - com consideração da compactação	117
6.2	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo relativo à variação da largura da base do muro de suporte - com consideração da compactação	118
6.3	Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última camada de aterro para o estudo da variação da carga de compactação	119
6.4	Evolução dos impulsos e momentos com escala reduzida conforme B_r/B para o estudo da variação da carga de compactação	120
6.5	Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação da carga de compactação	121
6.6	Evolução dos momentos e impulsos na secção $x=0$ com escala reduzida conforme B_r/B e $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ para o estudo da variação da carga da compactação	123

6.7	Evolução dos impulsos na secção x=B com escala reduzida, da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B e $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ para o estudo da variação da carga da compactação	124
7.1	Estudo da influência conjunta da relação B_r/B , $h/t_{f,r}$ e $h/t_{c,r}$	126
7.2	Influência da largura da base do muro de suporte nos impulsos e nos momentos na consola para $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$	128
7.3	Influência da rigidez à flexão do muro de suporte nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B'_{r,f}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$	129
7.4	Influência da rigidez tangencial da interface base do muro-solo de fundação nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B'_{r,f}$; $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$	130
7.5	Influência do ângulo de resistência ao corte do aterro nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ($\phi' = 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$); $B'_{r,f}$ ($\phi' = 30^\circ$); $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$	131
7.6	Influência do peso volúmico do aterro nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B'_{r,f}$; $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$	132
7.7	Influência da espessura das camadas de aterro nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B'_{r,f}$; $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $\delta = 20^\circ$	133
7.8	Influência do ângulo de atrito solo-estrutura da interface base do muro-solo de fundação nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ($\delta = 20^\circ, 30^\circ$); $B'_{r,f}$ ($\delta = 20^\circ$); $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$	134
7.9	Proposta simplificada para o dimensionamento de muros de suporte em L para um aterro com $\phi' = 30^\circ$ - sem consideração da compactação	136
7.10	Proposta completa para o dimensionamento de muros de suporte em L para um aterro com $\phi' = 30^\circ$ - sem consideração da compactação	137
7.11	Proposta para o dimensionamento de muros de suporte em L para um aterro com $\phi' = 40^\circ$ - com consideração da compactação	138

Lista de Tabelas

2.1	Coeficientes parciais usados nas verificações à segurança segundo o NP EN 1997-1 (2010)	6
2.2	Propriedades usadas na análise por elementos finitos (Goh, 1993)	9
3.1	Valores estipulados para as grandezas geométricas associadas a um muro de suporte em L	27
3.2	Propriedades adotadas para a consola e base do muro de suporte	28
3.3	Esforços máximos atuantes	28
3.4	Propriedades dos materiais e da secção utilizados na verificação estrutural	29
3.5	Verificação dos estados limites últimos	29
3.6	Propriedades dos solos e interfaces usadas nos cálculos preliminares - sem consideração da compactação	30
3.7	Propriedades do muro de suporte usadas para o modelo 6	37
3.8	Obtenção da largura segundo o NP EN 1997-1 (2010) para os casos de estudo - sem consideração da compactação	38
3.9	Propriedades dos solos e interfaces usadas nos casos de estudo - sem consideração da compactação	40
3.10	Propriedades do muro de suporte usadas nos casos de estudo - sem consideração da compactação	40
4.1	Obtenção de $B_{r,f}$ para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação	52
4.2	Larguras da base do muro de suporte consideradas no estudo paramétrico relativo à variação da largura da base - sem consideração da compactação	52
4.3	B_{EC7} e $B_{r,f}$ do estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação	71
4.4	B_{EC7} e $B_{r,f}$ do estudo da variação do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação	81
5.1	Propriedades adotadas para a consola e base do muro de suporte nos cálculos preliminares - com consideração da compactação	86
5.2	Propriedades dos solos e interfaces usadas nos cálculos preliminares - com consideração da compactação	87
5.3	Propriedades dos solos e interfaces usadas nos casos de estudo - com consideração da compactação	98

5.4	Propriedades do muro de suporte usadas nos casos de estudo - com consideração da compactação	99
5.5	Obtenção da largura segundo o NP EN 1997-1 (2010) para os casos de estudo - com consideração da compactação	99
6.1	Obtenção de $B_{r,f}$ para o estudo da variação da largura da base - com consideração da compactação	116
6.2	Larguras da base do muro de suporte consideradas no estudo paramétrico relativo à variação da largura da base - com consideração da compactação	116
7.1	Valores de rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte considerados nos cálculos numéricos adicionais - Pontos 1 e 2	126

Lista de Acrónimos, Abreviaturas e Símbolos

Acrónimos

HS Hardening Soil

MC Mohr-Coulomb

Abreviaturas

OCR grau de sobreconsolidação

EQU estado limite último de perda de equilíbrio

GEO estado limite último de rotura de terreno

STR estado limite último de rotura estrutural

Símbolos

α inclinação entre o plano horizontal com a superfície de deslizamento que separa o terreno suportado que apresenta o mesmo movimento da estrutura de suporte com o terreno que não apresenta o mesmo deslocamento da estrutura, coeficiente de descarregamento

β ângulo entre o paramento e o plano horizontal ao tardo do muro

$\Delta\sigma_{h,vc,p}$ acréscimo de tensão horizontal de pico virgem induzida pela compactação

$\Delta\sigma_h$ variação da tensão horizontal

$\Delta\sigma_{v,e,p}$ acréscimo de tensão vertical de pico

$\Delta\sigma_v$ variação da tensão vertical

δ ângulo de atrito solo-estrutura

δ_d valor de cálculo do ângulo de atrito solo-estrutura

$\delta_{consola}$ ângulo de atrito solo-estrutura entre a consola do muro de suporte e o terreno suportado

$\delta_{fund.}$ ângulo de atrito solo-estrutura entre a base do muro de suporte e o solo de fundação

δ_{mob}	ângulo de atrito solo-estrutura mobilizado
γ	peso volúmico
γ_h	peso volúmico húmido
γ_i	peso volúmico considerado no caso de estudo
γ_γ	coeficiente parcial para o peso volúmico
γ_ϕ	coeficiente parcial do ângulo de resistência ao corte
$\gamma_{G,desfavorável}$	coeficiente parcial para uma ação permanente desfavorável
$\gamma_{G,dst}$	coeficiente parcial para uma ação permanente desestabilizante
$\gamma_{G,favorável}$	coeficiente parcial para uma ação permanente favorável
$\gamma_{G,stab}$	coeficiente parcial para uma ação permanente estabilizante
$\gamma_{R;h}$	coeficiente parcial para a capacidade resistente ao deslizamento
μ	momento reduzido
ν	coeficiente de Poisson
ν_{eff}	coeficiente de Poisson efetivo
ν_{min}	parâmetro utilizado no cálculo de $V_{Rd,c}$
ω	percentagem mecânica de armadura tracionada
ϕ'	ângulo de resistência ao corte
ϕ'_{aterro}	ângulo de resistência ao corte do aterro
ϕ_p	ângulo de resistência ao corte de pico
ψ	ângulo de dilatância
ρ_l	taxa de armaduras longitudinais
σ_n	tensão normal
σ_3	tensão principal menor
$\sigma_{h,r}$	tensão horizontal residual
σ_h	tensão horizontal
σ_v	tensão vertical
$\sigma_{zc,i}$	tensão vertical máxima induzida pelo equipamento de compactação
σ_{zc}	máxima tensão vertical atuante durante todo o processo construtivo
σ_{ze}	tensão vertical atuante no reforço devido apenas a uma camada da estrutura

τ	tensão tangencial
A	área
A_s	área da secção da armadura tracionada
A_{sl}	área da armadura de tração na secção considerada
B	largura do muro de suporte
b	largura da secção
$B'_{r,f}$	largura mínima para a qual é possível nos cálculos numéricos atingir o final do cálculo na última fase construtiva
B_r	largura de colapso para cada altura de terreno suportado
$B_r^{derrub.}$	largura de colapso por derrubamento para cada altura de terreno suportado
$B_r^{desliz.}$	largura de colapso por deslizamento na base para cada altura de terreno suportado
b_t	largura média da zona tracionada
b_w	menor espessura na altura útil da secção
B_{EC7}	largura necessária para verificar a segurança ao derrubamento e ao deslizamento segundo o NP EN 1997-1 (2010)
$B_{EC7}^{derrub.}$	largura necessária para verificar a segurança ao derrubamento segundo o NP EN 1997-1 (2010)
$B_{EC7}^{desliz.}$	largura necessária para verificar a segurança ao deslizamento segundo o NP EN 1997-1 (2010)
B_{int}	largura intermédia entre B_{EC7} e $B_{r,f}$
$B_{r,f}$	largura teórica de colapso para a última fase construtiva
$B_{r,f}^{derrub.}$	largura teórica de derrubamento por deslizamento da base para a última fase construtiva
$B_{r,f}^{desliz.}$	largura teórica de colapso por deslizamento da base para a última fase construtiva
c'	coesão efetiva
c'_{ref}	coesão efetiva de referência
d	altura útil da secção
E	módulo de elasticidade
e	espessura das camadas de aterro
E_i	módulo de elasticidade considerado no caso de estudo

e_i	espessura das camadas de aterro considerada no caso de estudo
E_i^{muro}	módulo de elasticidade para o muro de suporte considerado no caso de estudo
E_{50}	módulo de deformabilidade secante do ensaio triaxial drenado para 50% da tensão deviatória na rotura;
E_{50}^{ref}	módulo de deformabilidade secante de referência do ensaio triaxial drenado para 50% da tensão deviatória na rotura
E_{oed}^{ref}	módulo de deformabilidade tangente de referência do carregamento edométrico
E_{ref}	módulo de elasticidade de referência
E_{ur}	módulo de deformabilidade de descarga e recarga
E_{ur}^{ref}	módulo de deformabilidade de referência de descarga e recarga
EA	rigidez axial
EI	rigidez à flexão
EI_c	rigidez à flexão da consola do muro de suporte
EI_f	rigidez à flexão da base do muro de suporte
EI_i	rigidez à flexão considerada no caso de estudo
F	fração da tensão de pico retida como tensão residual
F_h	força de corte mobilizada na base do muro de suporte
f_{cd}	valor de cálculo da resistência à compressão do betão
f_{ck}	valor característico da resistência à compressão do betão
f_{ctm}	valor médio da resistência à compressão
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência
H	altura do muro de suporte
h	altura do terreno suportado para uma superfície do terreno horizontal
H_d	valor de cálculo da componente horizontal da ação
I	impulso, inércia
i	inclinação do terreno
I_0	impulso em repouso
I_a^C	impulso ativo de Coulomb
I_a^R	impulso ativo de Rankine

I_H	componente horizontal do impulso
I_V	componente vertical do impulso
$I_{a,H}^C$	componente horizontal do impulso ativo de Coulomb
$I_{a,V}^C$	componente vertical do impulso ativo de Coulomb
K	rigidez tangencial
k	parâmetro utilizado no cálculo de $V_{Rd,c}$
K_0	coeficiente de impulso em repouso
K_1	coeficiente de impulso em repouso limite
K_2	coeficiente de impulso no descarregamento
K_a^C	coeficiente de impulso ativo de Coulomb
K_a^R	coeficiente de impulso ativo de Rankine
K_p^R	coeficiente de impulso passivo de Rankine
$K_{1,\phi'}$	componente friccional do coeficiente de impulso limite para a descarga
$K_{\Delta 2}$	coeficiente de decréscimo do impulso de terras para o descarregamento segundo condições K_0
L	desenvolvimento horizontal do terreno a tardoz do muro de suporte
M	momento
m	expoente da relação $E = E_{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \cot \phi_p}{\sigma_{ref} + c' \cot \phi_p} \right)^m$
M_0	momento de repouso
M_a^C	momento ativo de Coulomb
M_a^R	momento ativo de Rankine
$M_{dst,d}$	momento instabilizador
M_{Ed}	momento atuante
M_{Rd}	momento fletor resistente atuante
$M_{stb,d}$	momento estabilizador
Q	carga pontual
R^h	resistência ao deslizamento desenvolvido na base da fundação
R_d^h	valor de cálculo da resistência ao deslizamento desenvolvido na base da fundação
R_{inter}	fator de redução da resistência da interface

R_{pd}	valor de cálculo da resistência passiva
t_c	espessura da consola do muro de suporte
t_f	espessura da base do muro de suporte
$t_{c,r}$	espessura equivalente de referência da consola do muro de suporte
$t_{f,r}$	espessura equivalente de referência da base do muro de suporte
u_x	deslocamento horizontal
$u_{x,base}$	deslocamento horizontal na base do muro de suporte
V	componente vertical da ação
V_d	valor de cálculo da componente vertical da ação
V_{Ed}	esforço transversal atuante
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armaduras de esforço transversal
z	profundidade
z^*	profundidade para cada fase construtiva
z_{cr}	profundidade crítica
w	peso por metro por metro (do muro de suporte)

Capítulo 1

Introdução

A verificação da segurança externa de estruturas de suporte em consola, tais como a verificação ao deslizamento, à capacidade resistente da fundação e ao derrubamento, utiliza impulsos de terra calculados com as teorias clássicas de Rankine e Coulomb. Estas teorias assumem que ocorre deslocamento lateral suficiente para se mobilizar totalmente o estado ativo sendo o procedimento universalmente aceite. O dimensionamento estrutural destas estruturas, no entanto, é assunto de alguma controvérsia, na medida em que, caso os deslocamentos laterais não ocorram na magnitude necessária para mobilizar os impulsos ativos, origina impulsos superiores e os esforços correspondentes. Será de esperar que os impulsos dependam da capacidade da estrutura para se deslocar e/ou deformar. Por outro lado, a construção das estruturas de suporte em análise tem implícito a execução de um aterro no seu tardoz cujo processo de compactação afetará igualmente os impulsos e os esforços sobre a estrutura.

O presente trabalho pretende estudar os deslocamentos sofridos pelos muros de suporte em consola e compreender a influência que os mesmos apresentam nos impulsos que são aplicados nos muros e consequentemente nos esforços estruturais. Como tal, considera-se uma estrutura de suporte simplificada, em L, fundada em terrenos com elevadas características mecânicas, com os elementos estruturais modelados sem espessura, e analisa-se, por elementos finitos para casos de estudo, os efeitos que a execução do aterro no tardoz do muro apresenta nos impulsos e esforços. A execução do aterro é modelada admitindo que a construção é feita por camadas e considerando a modelação usando duas hipóteses: a de que não há qualquer efeito da compactação, isto é, que o aterro é depositado em camadas sendo as únicas cargas envolvidas as do seu próprio peso, e a de que a essa carga se geram (e posteriormente se retiram) as devidas à compactação. O estudo prossegue ao realizar-se uma análise paramétrica que apresenta como objetivo estudar os efeitos nos impulsos e esforços da largura da base do muro, rigidez à flexão do muro de suporte, rigidez tangencial da interface muro-solo de fundação e das características do aterro. A análise paramétrica é feita considerando os dois tipos de execução do aterro abordados, sendo

que para a compactação é realizada uma análise paramétrica bastante simplificada. A partir do resultados obtidos nas análises paramétricas, apresentam-se algumas conclusões e propostas para dimensionamento.

Capítulo 2

Revisão bibliográfica

2.1 Estruturas de suporte em consola

2.1.1 Considerações gerais

As estruturas de suporte em consola são muros de betão armado, tipicamente designados por muros em L ou em T invertido, que se enquadram dentro do grupo de estruturas de suporte rígidas, também designados por estruturas do tipo "gravidade". A principal característica que define estas estruturas de suporte, é que são sobretudo as forças gravíticas as envolvidas no processo de estabilização da estrutura.

Cernica (1994) indica a geometria para muros em L ou em T invertido, representada na figura 2.1.

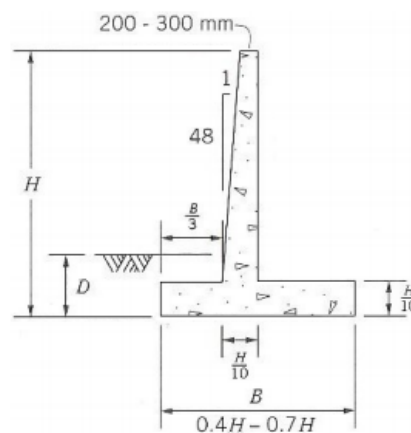


Figura 2.1: Geometria de muros de suporte em consola (Cernica, 1994)

2.1.2 Impulsos de terra atuantes

Ao considerar-se um movimento da estrutura, forma-se uma superfície AB, (figura 2.2), que indica a parte do solo suportado, que apresenta o mesmo deslocamento que a estrutura, fazendo com que se considere que essa parte do solo e a estrutura fazem parte do mesmo conjunto.

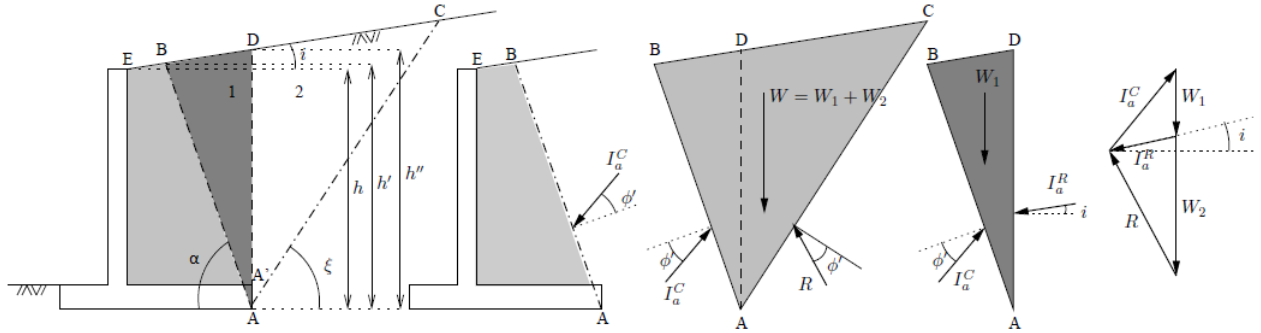


Figura 2.2: Impulsos nos muros de suporte em consola (Guerra, 2012)

Admitindo que a superfície AB atinge a superfície do terreno e não o paramento vertical do muro, o maciço forma uma cunha ativa ABC, e a inclinação da superfície AB com a horizontal é dada por:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} + \frac{1}{2} \left(\arcsin \frac{\sin i}{\sin \phi'} - i \right) \quad (2.1)$$

sendo que ϕ' é o ângulo de resistência ao corte e i a inclinação do terreno.

Se for considerada a divisão da cunha ABC na cunha ABD e ACD, é possível verificar, em relação à cunha ABD, que o impulso formado sobre a superfície AB tem que equilibrar o peso da cunha e o impulso presente sobre a superfície AD (muro virtual), que é igual ao de Rankine (Guerra, 2012). O impulso ativo de Rankine, I_a^R , é dado por:

$$I_a^R = \frac{1}{2} K_a^R \gamma h^2 \quad (2.2)$$

onde γ é o peso volúmico do solo, h é a altura do terreno suportado para uma superfície do terreno horizontal e K_a^R é o coeficiente de impulso ativo de Rankine, obtido a partir de:

$$K_a^R = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.3)$$

Nas situações em que a superfície AB intersesta o paramento vertical do muro, o α deixa de ser determinado pela equação 2.1, dependendo não só dos parâmetros ϕ' e i , como também de δ . Nestas condições, o impulso estaria compreendido entre o impulso de Rankine, que ocorreria caso AB intersetasse o ponto E, e o de Coulomb, caso os pontos A e E estivessem na mesma linha

2.2 Verificações de segurança

vertical, sendo dado por:

$$I_a^C = \frac{1}{2} K_a^C \gamma h^2 \quad (2.4)$$

no qual I_a^C é o impulso ativo de Coulomb e K_a^C é o coeficiente de impulso ativo de Coulomb definido por:

$$K_a^C = \left[\frac{\csc \beta \sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}}} \right]^2 \quad (2.5)$$

onde δ é o ângulo de atrito solo-estrutura e β é o ângulo entre o paramento e o plano horizontal ao tardo do muro dado por:

$$\beta = 180 - \alpha \quad (2.6)$$

Para o caso em que $\delta > i$, adotar o impulso de Rankine da superfície AD, apresenta-se do lado da segurança e como uma boa estimativa do impulso (Guerra, 2012).

2.2 Verificações de segurança

2.2.1 Verificações de estabilidade externa

As verificações de segurança associadas aos muros de suporte em L são as verificações ao:

- deslizamento (GEO);
- derrubamento (EQU);
- carregamento vertical (GEO).

No presente trabalho a verificação ao carregamento vertical não é abordada, visto considerar-se que o muro de suporte encontra-se assente sobre uma fundação muito resistente.

O NP EN 1997-1 (2010) indica que a verificação ao deslizamento é assegurada quando a seguinte condição é cumprida:

$$H_d \leq R_d^h + R_{pd} \quad (2.7)$$

sendo H_d o valor de cálculo da componente horizontal da ação, R_{pd} o valor de cálculo da resistência passiva, que pode ser desprezada, e R_d^h o valor de cálculo da resistência ao deslizamento desenvolvido na base da fundação, que em condições drenadas é dado por:

$$R_d^h = \frac{V_d \tan \delta_d}{\gamma_{R;h}} \quad (2.8)$$

onde V_d é o valor de cálculo da componente vertical da ação e δ_d é o valor de cálculo do ângulo de atrito solo-estrutura obtido a partir de:

$$\delta_d = \arctan \frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \quad (2.9)$$

no qual $\gamma_{\phi'}$ é o coeficiente parcial do ângulo de resistência ao corte.

Em Portugal, as verificações de segurança são realizadas recorrendo à abordagem de cálculo 1, sendo que, quando o que está em causa é a verificação da segurança geotécnica (que implica a definição da geometria) recorre-se à combinação 2, combinação mais condicionante.

O NP EN 1997-1 (2010) menciona que a verificação ao derrubamento é garantida quando é cumprida a seguinte condição:

$$M_{dst,d} \leq M_{stb,d} \quad (2.10)$$

em que $M_{dst,d}$ são os momentos instabilizadores e $M_{stb,d}$ os momentos estabilizadores em relação ao ponto O (figura 2.3).

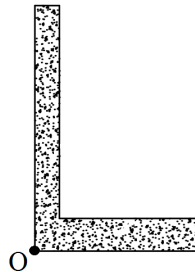


Figura 2.3: Ponto sob o qual se calcula os momentos na verificação da segurança ao derrubamento num muro de suporte em L

Os coeficientes utilizados nas verificação ao deslizamento, associados à abordagem de cálculo 1 recorrendo à combinação 2, e ao derrubamento encontram-se presentes na tabela 2.1.

Tabela 2.1: Coeficientes parciais usados nas verificações à segurança segundo o NP EN 1997-1 (2010)

Estados limites últimos							
STR e GEO					EQU		
$\gamma_{G,desfavorável}$	$\gamma_{G,desfavorável}$	γ_{γ}	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{R;h}$	$\gamma_{G,dst}$	$\gamma_{G,stb}$	$\gamma_{\phi'}$
1,00	1,00	1,00	1,25	1,00	1,10	0,90	1,25

2.2 Verificações de segurança

2.2.2 Verificações de estabilidade interna (estruturais)

No presente trabalho recorre-se às seguintes verificações à segurança dos estados limites últimos presentes no NP EN 1992-1-1 (2010):

- estado limite último de resistência à flexão simples (método do diagrama retangular de tensões no betão):

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.11)$$

sendo A_s a área da secção da armadura tracionada, b a largura da secção, d a altura útil da secção, f_{cd} o valor de cálculo da resistência à compressão do betão, f_{yd} o valor de cálculo da tensão de cedência e ω a percentagem mecânica de armadura tracionada dada por:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (2.12)$$

em que μ é o momento reduzido obtido através de:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b d^2 f_{cd}} \quad (2.13)$$

no qual M_{Rd} é o momento fletor resistente atuante.

- estado limite último ao esforço transversal:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (2.14)$$

sendo $V_{Rd,c}$ o valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armaduras de esforço transversal obtido através de:

$$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \geq \nu_{min} b_w d \quad (2.15)$$

em que f_{ck} é o valor característico da resistência à compressão do betão, b_w é a menor espessura na altura útil da secção, k é obtido a partir de:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (2.16)$$

ν_{min} é dado por:

$$\nu_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (2.17)$$

ρ_l , a taxa de armaduras longitudinais, é adquirida a partir de:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \quad (2.18)$$

onde A_{sl} é a área da armadura de tração na secção considerada.

A armadura dimensionada para o estado limite último à flexão, tem que ser superior à armadura mínima dada por:

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (2.19)$$

sendo f_{ctm} o valor médio da resistência à compressão, f_{yk} o valor característico da tensão de cedência e b_t a largura média da zona tracionada.

2.3 Sem consideração da compactação

Goh (1993) recorreu a uma análise de elementos finitos para determinar a distribuição das tensões horizontais atuantes sobre o muro virtual e sobre a consola do muro de suporte, representados na figura 2.4, ao realizar uma colocação do muro e do aterro fase por fase.

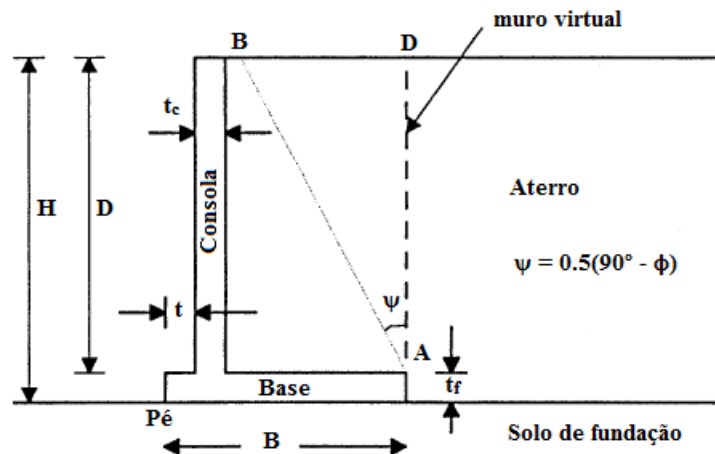


Figura 2.4: Geometria do muro de suporte em consola (adaptado de Goh, 1993)

Nas análises numéricas realizadas, Goh (1993) considerou um estado plano de deformação, o solo com um comportamento elástico perfeitamente plástico, recorrendo ao modelo Mohr-Coulomb, e o muro com um comportamento elástico linear. Para além disso, foram atribuídas às interfaces do muro em contacto com o aterro valores quase nulos de rigidez tangencial (tabela 2.2), de modo a simular um contacto sem atrito solo-estrutura entre o muro e o aterro. Foi escolhida uma largura da base suficientemente longa, de modo a que a cunha ABD não interferisse com a consola do muro. Os detalhes das dimensões do muro e suas propriedades, bem como as propriedades do solo adotadas nas análises numéricas, encontram-se presentes na tabela 2.2.

Para as propriedades impostas inicialmente no modelo, foram apresentadas as distribuições das tensões horizontais atuantes sobre o muro virtual e sobre a consola do muro (figura 2.5). As tensões no muro correspondem praticamente à teoria clássica de Rankine, exceto para a parte inferior, onde se verificam valores superiores. Este incremento das tensões horizontais está associado à diminuição dos deslocamentos verificados na parte inferior da consola, provocando uma aproximação das tensões para o repouso. Quanto às tensões atuantes sobre o muro virtual, estas apresentam-se superiores às observadas no muro, pelo facto de estar associado à perda da influência dos deslocamentos horizontais com o aumento da distância relativamente ao muro.

Goh (1993) realizou um estudo paramétrico, onde variou: a rigidez do muro, a rigidez do solo de fundação, a rigidez tangencial da interface muro-solo de fundação e das interfaces muro-aterro e a largura da base do muro. Este estudo foi realizado de modo a estudar a influência que estes

2.3 Sem consideração da compactação

Tabela 2.2: Propriedades usadas na análise por elementos finitos (Goh, 1993)

Propriedade	Símbolo	Valor
Muro		
Largura da base	B (m)	3
Largura do pé	t (m)	0,2
Espessura da consola	t_c (m)	0,4
Espessura da base	t_f (m)	0,4
Altura	H (m)	4,5
Módulo de Elasticidade	E (GPa)	25
Aterro		
Módulo de Elasticidade	E (MPa)	40
Ângulo de resistência ao corte	ϕ' ($^\circ$)	30
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	15,7
Solo de fundação		
Módulo de Elasticidade	E (MPa)	70
Ângulo de resistência ao corte	ϕ' ($^\circ$)	30
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	18
Interface muro-solo de fundação		
Ângulo de atrito solo-estrutura	δ ($^\circ$)	30
Rigidez tangencial	K (MPa/m)	490
Interface muro-aterro		
Rigidez tangencial	K (MPa/m)	0,001

fatores possuem na distribuição e magnitude das tensões horizontais atuantes contra o muro e o muro virtual. As conclusões retiradas desse estudo paramétrico foram as seguintes:

- o aumento da rigidez do muro, de modo a simular um muro muito rígido ($E = 25000$ GPa), provocou um ligeiro aumento das tensões na parte inferior do muro e do muro virtual. A diminuição da rigidez do muro ($E = 2,5$ GPa) teve efeitos quase desprezáveis, o que pode ser explicado pelo facto de a rigidez do muro continuar a ser bastante superior à do aterro;
- o aumento da rigidez do solo de fundação, para um solo muito rígido ($E = 7000$ MPa), provocou um aumento das tensões horizontais na parte inferior do muro, o que se deve à diminuição do deslocamento da base deste;
- a diminuição da rigidez tangencial da interface base-muro, para um décimo do valor inicial ($K = 49$ MPa/m), desencadeou um ligeiro aumento dos deslocamentos, que, por sua vez, teve impacto nas tensões horizontais na parte inferior da consola, provocando a sua diminuição;
- a presença de atrito solo-estrutura na interface muro-aterro, com as mesmas propriedades do elemento interface muro-solo de fundação, provocou uma diminuição das tensões horizontais no muro, enquanto no muro virtual apresentou diferenças mínimas;
- a diminuição da largura da base provocou uma diminuição das tensões horizontais tanto no muro como no muro virtual.

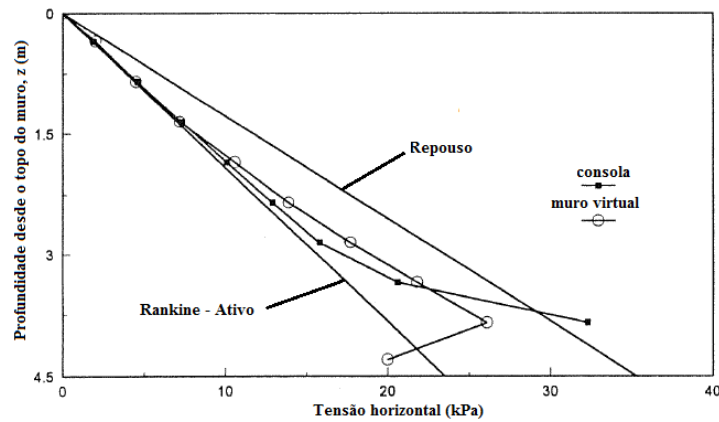


Figura 2.5: Distribuição das tensões horizontais na consola do muro e no muro virtual considerando as propriedades iniciais (adaptado de Goh, 1993)

Com base nos resultados obtidos a partir do estudo paramétrico e de outras análises numéricas adicionais, Goh (1993) propôs um perfil de tensões horizontais simples e racional para o muro virtual e para a consola do muro de suporte, considerando um muro liso e rugoso (sem e com atrito solo-estrutura muro-aterro), apresentado na figura 2.6. Goh (1993) refere que para situações em que é previsto que o muro de suporte atinja o colapso, que ocorram deslocamentos suficientes para reduzir as tensões horizontais para o seu estado ativo, não é recomendado a utilização dos perfis presentes na figura 2.6, mas sim as tensões completamente ativas. Além disso, o mesmo indica que para situações em que é antecipado uma não completa mobilização da fricção do muro, deve ser usado o perfil correspondente ao muro liso. É de referir que estes resultados não foram validados com resultados experimentais ou de campo.

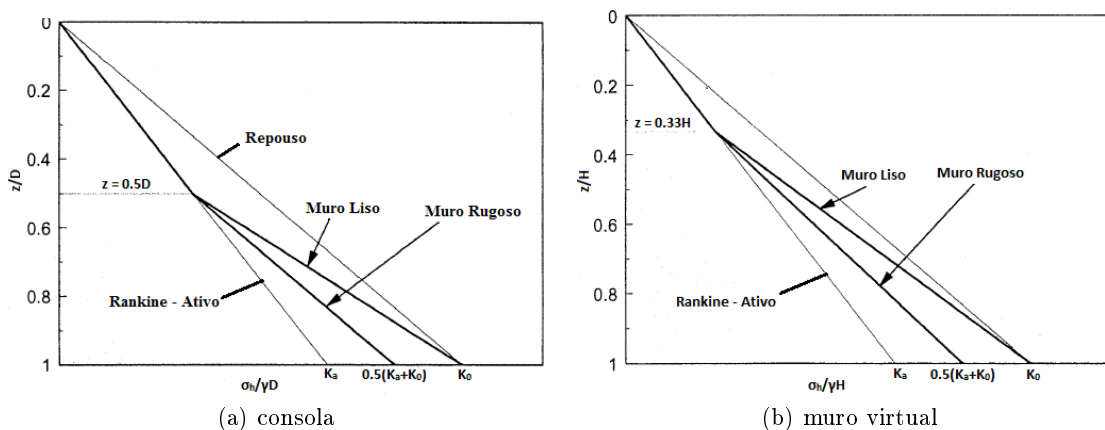


Figura 2.6: Perfil simplificado das tensões horizontais considerando sem e com atrito solo-estrutura muro-aterro para a consola do muro de suporte e para o muro virtual (adaptado de Goh, 1993)

2.3 Sem consideração da compactação

Chen e Fang (2008) apresentaram resultados de ensaios experimentais, realizados num modelo que pretende simular um muro de suporte não deslocável, onde demonstram as tensões horizontais atuantes devido à colocação de aterro e à compactação vibratória. Estes ensaios foram efetuados num modelo muito rígido, que se representa na figura 2.7, de modo a que as deformações resultantes das tensões induzidas pelo solo nas paredes laterais fossem negligenciáveis. Entre as paredes do modelo e o aterro foram colocadas camadas de plástico lubrificadas de espessura reduzida, de modo a simular uma interface sem atrito e um estado plano de deformação.

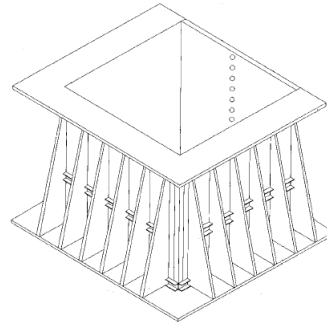


Figura 2.7: Modelo utilizado (adaptado de Chen e Fang, 2008)

Na figura 2.8 apresentam-se os resultados experimentais das tensões horizontais obtidos apenas através da colocação do aterro, demonstrando que as tensões horizontais podem ser obtidas através do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , dado por:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.20)$$

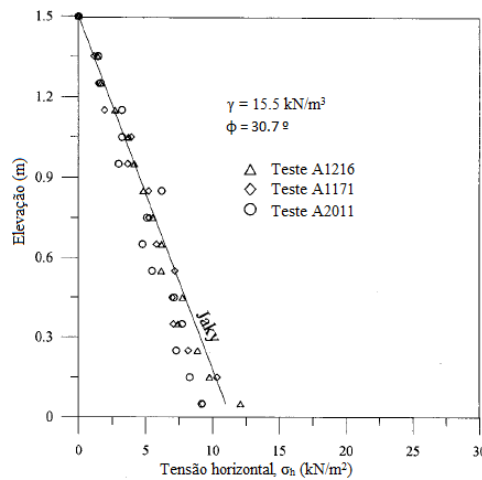


Figura 2.8: Distribuição das tensões horizontais obtidas para a situação sem considerar a compactação (adaptado de Chen e Fang, 2008)

2.4 Com consideração da compactação

Terzaghi (1934) indicou que a compactação do aterro afeta significativamente as tensões atuantes sobre o muro de suporte, bem como as suas deformações. Desde então, vários autores estudaram os efeitos da compactação sobre as tensões horizontais atuantes contra os muros de suporte. Neste sub-capítulo serão referidas as principais pesquisas e descobertas realizadas relativamente às tensões horizontais induzidas pela compactação, bem como trabalhos nos quais foram realizadas análises numéricas tendo em conta os efeitos da compactação.

2.4.1 Tensões induzidas pela compactação

Broms (1971) apresentou caminhos de tensão teóricos, com o intuito de explicar as tensões horizontais atuantes contra um muro vertical e não deslocável, que permanecem após a compactação (tensões horizontais residuais). Nas análises deste autor, são consideradas como condições limite K_0 e K_1 , sendo que para este autor K_1 , coeficiente de impulso em repouso limite, é dependente da densidade relativa e do grau de sobreconsolidação do solo. Os caminhos teóricos apresentam-se na figura 2.9, para $z \leq z_{cr}$ e $z > z_{cr}$, sendo o significado de z_{cr} explicado mais à frente.

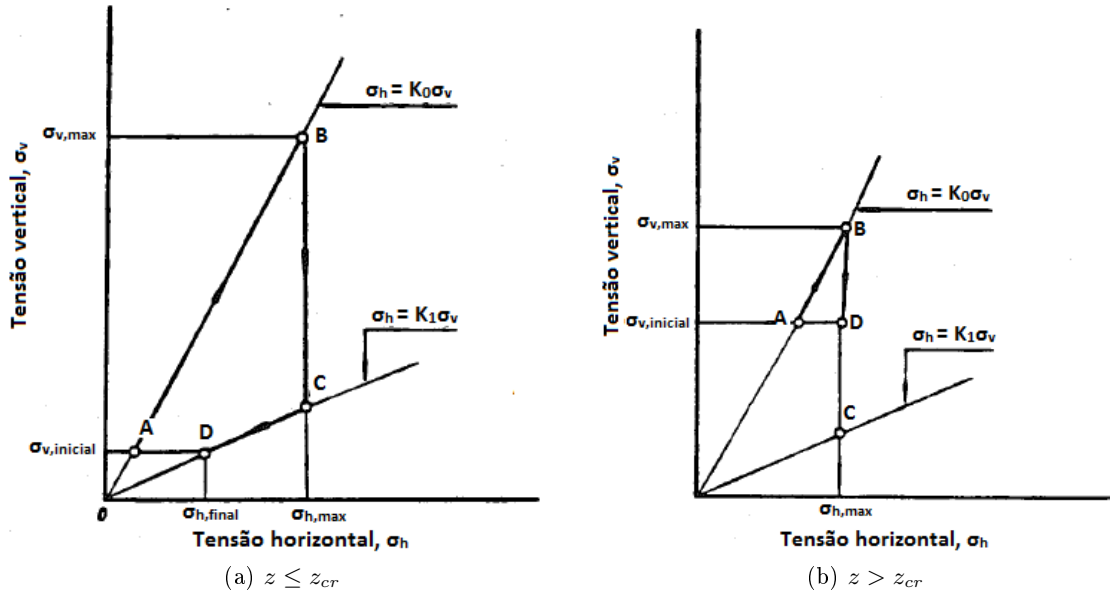


Figura 2.9: Caminhos de tensão devidos à compactação para $z \leq z_{cr}$ e para $z > z_{cr}$ (adaptado de Broms, 1971)

A figura 2.9(a) apresenta o caminho de tensão para $z \leq z_{cr}$, no qual indica que um elemento de solo no seu estado de tensão inicial (ponto A), considerando que se encontra na linha K_0 , ao ser sujeito à carga induzida pela compactação, segue pela linha de carregamento definida pelo K_0 até atingir um estado de tensão máximo, representado pelo ponto B. O autor admite que, ao ser removida a carga, o decréscimo de tensão vertical é acompanhado por um decréscimo desprezável

2.4 Com consideração da compactação

da tensão horizontal até atingir a linha dada pela condição K_1 (ponto C). A partir desse ponto, o descarregamento é efetuado pela linha K_1 até atingir o estado de tensão final, representado pelo ponto D.

O caminho de tensão descrito para $z > z_{cr}$, representado na figura 2.9(b), é igual ao descrito para o $z \leq z_{cr}$, exceto a descarga da tensão vertical, a qual não é suficiente para atingir a condição limite K_1 , assentando num ponto em que o seu estado de tensão é definido por um coeficiente de impulso, que varia entre K_0 e K_1 .

A distribuição das tensões horizontais representativa dos caminhos de tensão descritos para um equipamento de compactação atuando apenas numa camada, encontra-se representada na figura 2.10. O caminho de tensão $z \leq z_{cr}$ é representado pela linha 0-2, enquanto o caminho $z > z_{cr}$ pela linha 2-3. A interseção dessas duas linhas define a profundidade crítica, z_{cr} . A linha 1-3 representa a distribuição de tensões horizontais máximas, que inclui o acréscimo de tensão devido à compactação e ao peso do aterro, que segundo Broms (1971) é obtida a partir da solução elástica de Boussinesq (1885). A linha 0-5 representa a linha de repouso.

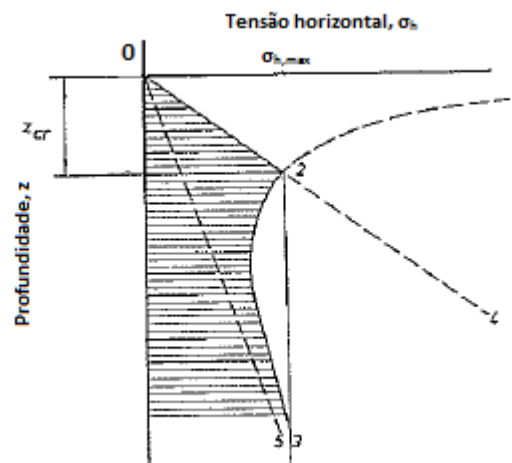


Figura 2.10: Distribuição das tensões horizontais residuais devido a um equipamento de compactação atuando numa camada (adaptado de Broms, 1971)

Ao considerar o processo da compactação como sendo um processo de colocação de uma série de camadas e sua compactação, a distribuição de tensões que se obtém segundo Broms (1971), encontra-se na figura 2.11. A partir das tensões horizontais mais elevadas que ocorrem à profundidade z_{cr} , correspondendo aos pontos 2, 2^I , 2^{II} , 2^{III} e 2^{IV} , o autor observou que as tensões residuais para $z > z_{cr}$ são aproximadamente constantes, não aumentando com a profundidade, o que lhe permitiu chegar à distribuição final presente na figura 2.11(b).

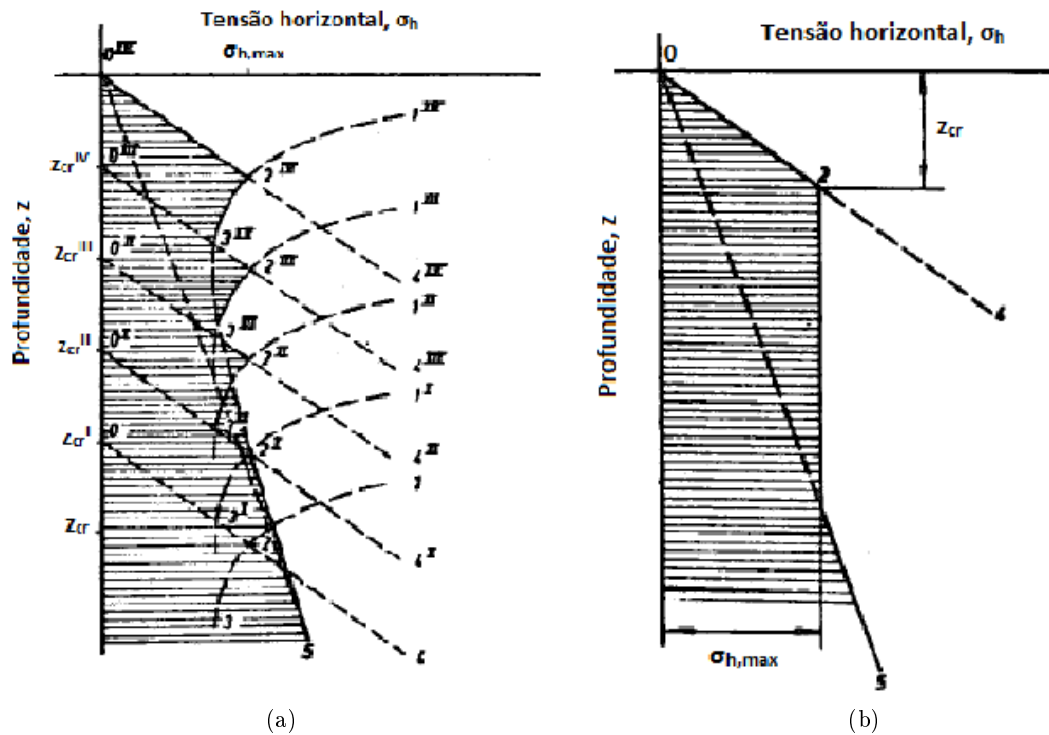


Figura 2.11: (a) Distribuição das tensões horizontais residuais devido a um equipamento de compactação atuando em várias camadas, (b) modelo de distribuição de tensões horizontais residuais devido à compactação proposto por Broms (1971) (adaptados de Broms, 1971)

A teoria de Broms (1971), apesar de apresentar algumas concordâncias com observações de campo, apresenta algumas falhas (Seed, 1983):

- o cálculo das tensões de pico, que atuam contra o muro devido à aplicação de uma carga exterior superficial através da equação de repouso, é correto apenas para cargas de extensão lateral infinita. Para os casos de cargas de extensão finita, que são considerados como os casos reais, as tensões verticais não são diretamente relacionadas pelos coeficientes de impulso ativo ou em repouso, tal como se encontra representado na figura 2.12;
- esta teoria considera que o recarregamento causa um acréscimo negligenciável nas tensões horizontais até atingir K_0 , o que não se apresenta como conservativo, tanto no que diz respeito ao recarregamento resultante da compactação como da situação sem considerar a compactação;
- a consideração de que o descarregamento causa decréscimo desprezável nas tensões hori-

2.4 Com consideração da compactação

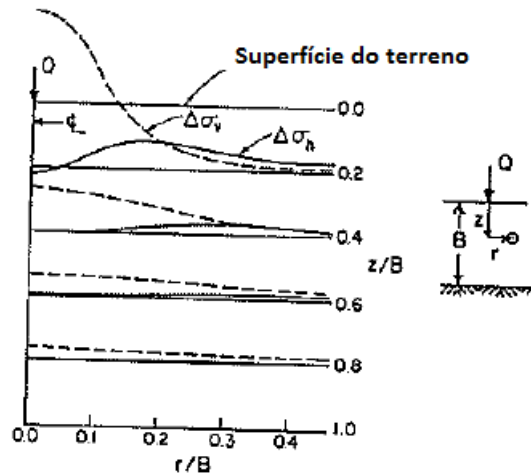


Figura 2.12: $\Delta\sigma_v$ e $\Delta\sigma_h$ para uma carga pontual (adaptado de Duncan e Seed, 1986)

zontais até ser atingido a linha K_1 é bastante conservadora.

Duncan e Seed (1986) apresentaram um modelo teórico e procedimentos analíticos (incremental e manual) com o intuito de obter as tensões de pico e residuais induzidas pela compactação. O modelo e os procedimentos analíticos são apenas aplicáveis para situações onde as tensões não relacionadas com a compactação resultam de condições K_0 , mais concretamente, situações onde não ocorrem deformações laterais e que as maiores e as menores tensões principais são orientadas na vertical e na horizontal. Estes métodos são, portanto, adequados para a obtenção de tensões horizontais resultantes de situações que não considerem a compactação e/ou com compactação de camadas horizontais, quer em "campo livre", quer adjacentes a um muro vertical, sem atrito solo-estrutura e não deslocável.

O modelo teórico apresentado por Duncan e Seed (1986), representado na figura 2.13, foi um modelo mais rigoroso e mais completo do que o de Broms (1971), baseado num modelo de histerese. As condições limite definidas pelo modelo de Duncan e Seed (1986) são as mesmas para o caso de Broms (1971), exceto o K_1 , que passa a ser definido a partir da condição limite do passivo, dada pela equação:

$$K_1 = \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_v} \right)_{lim} = K_{1,\phi'} + \frac{2c'}{\sigma_v} \sqrt{K_{1,\phi'}} \quad (2.21)$$

na qual c' é a coesão efetiva do solo e $K_{1,\phi'}$ é a componente friccional do coeficiente de impulso limite para a descarga dada por:

$$K_{1,\phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = K_p^R \quad (2.22)$$

onde K_p^R é o coeficiente de impulso passivo de Rankine.

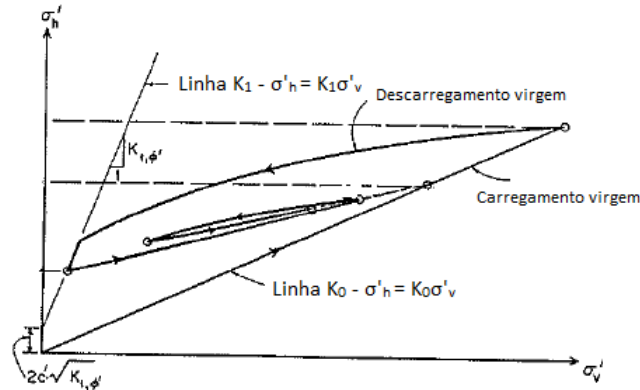


Figura 2.13: Modelo de histerese sob condições K_0 de Duncan e Seed (1986) (adaptado de Duncan e Seed, 1986)

O modelo de histerese desenvolvido por Duncan e Seed (1986) pode ser aplicado a uma análise da compactação, na qual a mesma é representada como uma carga transitória, deslocável, superficial de extensão lateral finita, ao modelar a carga de compactação em termos de acréscimo de tensão horizontal de pico virgem induzida pela compactação ($\Delta\sigma_{h,vc,p}$). A tensão horizontal de pico virgem induzida pela compactação pode ser definida como a tensão horizontal que estaria a ser aplicada no ponto de interesse pelo posicionamento mais crítico do equipamento de compactação, caso o solo estivesse previamente não compactado, ou seja, caso não existam tensões induzidas por compactações anteriores. O modelo de histerese é "controlado", durante um dado processo de carregamento de compactação, por um acréscimo de pico vertical calculado através de:

$$\Delta\sigma_{v,e,p} = \frac{\Delta\sigma_{h,vc,p}}{K_0} \quad (2.23)$$

Como a compactação é um ciclo de carregamento-descarregamento que resulta em nenhuma alteração de σ_v , os efeitos de múltiplos ciclos de carregamento resultantes de várias passagens de um dado equipamento podem ser modelados considerando apenas a aplicação e subsequente remoção do $\Delta\sigma_{v,e,p}$, seguido de um ciclo de descarregamento até à tensão vertical que estava presente antes da compactação (Seed, 1983). Logo, um único ciclo de carregamento-descarregamento baseado na $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ é usado para modelar passagens múltiplas de um dado equipamento de compactação a uma dada altura da construção (Seed, 1983).

A determinação de $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ pode ser facilmente obtida através de soluções elásticas, recorrendo a Poulos e Davis (1974), que consideram o carregamento pontual superficial de uma camada com um substrato rígido, ou à equação de Boussinesq (1885) modificada por Lysmer e Duncan (1969), que considera o mesmo tipo de carregamento sobre um espaço semi-infinito (Seed, 1983). A equação de Boussinesq (1885) modificada por Lysmer e Duncan (1969), para as situações em que $x=y=z=0$ (figura 2.14) é dada por:

$$\Delta\sigma_{h,vc,p} = \frac{-Q}{4\pi z^2}(1 - 2\nu) \quad (2.24)$$

2.4 Com consideração da compactação

em que Q é a carga pontual aplicada e ν o coeficiente de Poisson.

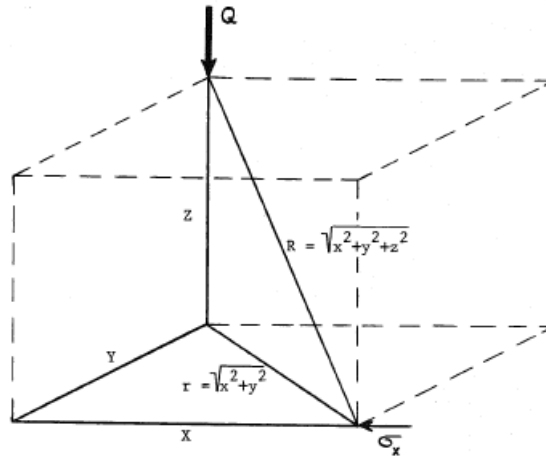


Figura 2.14: Cálculo das tensões horizontais devido a um carregamento superficial pontual (Seed, 1983)

É sugerido que bons resultados são obtidos quando se recorre ao coeficiente de Poisson efetivo (ν_{eff}) nas soluções elásticas, obtido através de:

$$\nu_{eff} = \nu + \frac{1}{2}(0,5 - \nu) \quad (2.25)$$

em que

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (2.26)$$

De modo a estender a obtenção de $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ das soluções elásticas de "campo livre" para a situação contra um muro vertical, Terzaghi (1954) sugeriu que os efeitos da parede nas tensões do solo fossem aproximados, ao modelar um segundo carregamento superficial "refletor", de igual magnitude no espaço semi-infinito a uma distância equidistante de um muro imaginário. O carregamento "refletor" resulta em deformação lateral nula no muro virtual, provocando o dobro do valor de $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ (Seed, 1983).

Seed (1983) realizou um conjunto de análises de elementos finitos, de modo a averiguar a influência do atrito solo-estrutura nos perfis $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ que atuam sobre os muros verticais. Os resultados das análises de elementos finitos, para atrito solo-estrutura nulo e para atrito solo-estrutura, $\delta = \phi'$, estão presentes na figura 2.15. Não é elevada a diferença de resultados entre as diferentes considerações, no entanto a situação que mais se adequa aos resultados de campo é a que não considera atrito solo-estrutura. Não obstante, resultados mais realistas seriam obtidos, representando a interface solo-estrutura através dos elementos de interface nas análises de elementos finitos.

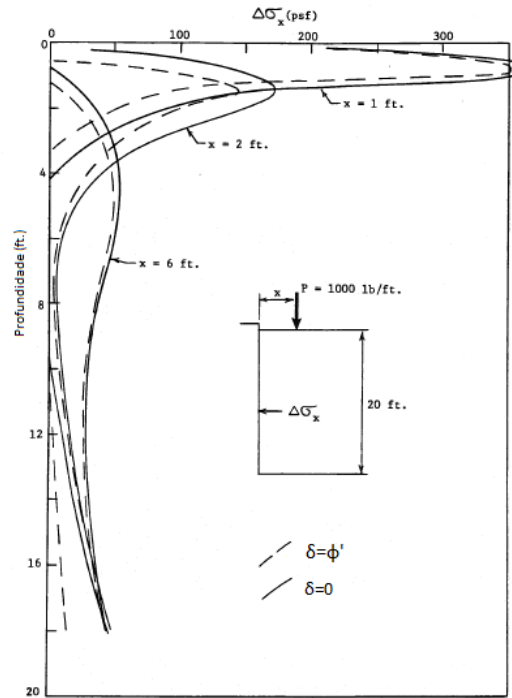


Figura 2.15: Efeito do atrito solo-estrutura na obtenção de $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ (adaptado de Seed, 1983)

O procedimento manual apresentado por Duncan e Seed (1986) pode ser utilizado para as situações em que uma curva $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ é considerada para todas as camadas, baseando-se apenas na geometria final do aterro, seguindo os seguintes passos:

- determinar a curva $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ vs. profundidade para a geometria final recorrendo à equação 2.24;
- os valores obtidos para $\Delta\sigma_{h,vc,p}$ são multiplicados por um fator F ($0 \leq F \leq 1$), dado a partir de:

$$F = \frac{5^\alpha}{4} - 0,25 \quad (2.27)$$

sendo α obtido a partir da figura 2.16.

- a curva resultante da alteração tem que ser adicionada à tensão geoestática, obtendo-se a tensão horizontal residual, $\sigma_{h,r}$, adquirida por:

$$\sigma_{h,r} = K_0\sigma_v + F\Delta\sigma_{h,vc,p} \quad (2.28)$$

- junto à superfície, a tensão horizontal tem que ser reduzida, de forma a que $\sigma_{h,r} \leq K_1\sigma_v$;
- abaixo da profundidade onde reside a tensão horizontal residual máxima, a variação da tensão horizontal é modificada para um comportamento linear até que a linha K_0 seja intersectada, sendo a variação da tensão dada por:

2.4 Com consideração da compactação

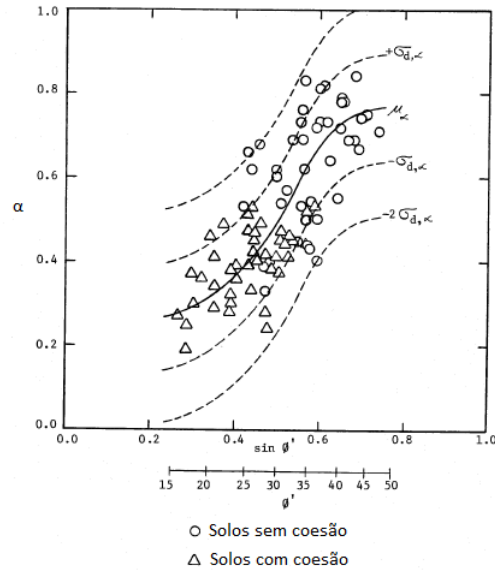


Figura 2.16: Relação sugerida entre $\sin \phi'$ e α (adaptado de Duncan e Seed, 1986)

$$\Delta\sigma_h = K_2\Delta\sigma_v \quad (2.29)$$

sendo K_2 obtido através de:

$$K_2 = K_0(1 - F) \quad (2.30)$$

A partir do momento em que intersesta K_0 , a tensão horizontal é obtida multiplicando K_0 com a tensão vertical geostática.

Duncan e Seed (1986) comparam as tensões horizontais induzidas pela compactação obtidas pelo procedimento manual e pelo procedimento da análise incremental com resultados obtidos a partir de medições de campo e de Broms (1971) (figura 2.17). Estes autores observaram que o procedimento manual apresenta boa concordância com os resultados obtidos pela análise incremental, bem como com as medições de campo efetuadas, tornando-se viável recorrer-se ao procedimento manual.

2.4.2 Modelação das tensões induzidas pela compactação

Mirmoradi e Ehrlich (2015) apresentaram um método analítico, baseado nas considerações teóricas e no método analítico de Ehrlich e Mitchell (1994), para o dimensionamento interno de muros de solo reforçados que considera as tensões induzidas pela compactação do aterro. O modelo retratado por Ehrlich e Mitchell (1994) demonstrou como características principais:

- um modelo teórico que deriva do modelo apresentado por Duncan e Seed (1986);

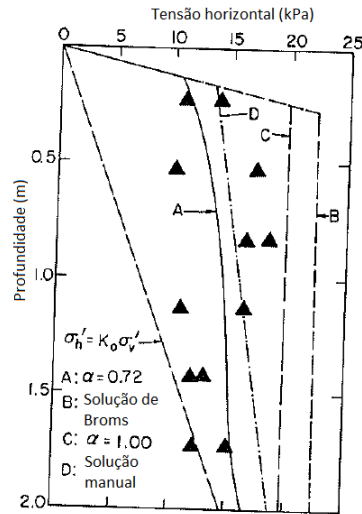


Figura 2.17: Tensões horizontais residuais medidas, solução de Broms, cálculo manual e análise incremental (Duncan e Seed, 1986)

- a compactação ocorre tipicamente em camadas de solo com espessura reduzida, entre 0,15 a 0,30 metros, o que origina uma distribuição de tensões praticamente uniforme ao longo da espessura da camada, representando a região de maior aumento de tensão causada pela compactação. Esta situação implica que a compactação de camadas superiores induz tensões inferiores, relativamente à tensão máxima, que já foi aplicada sobre a camada quando nela atuava o equipamento de compactação;
- desprezo pelo efeito de histerese provocado pela compactação das camadas sobrejacente a camadas previamente compactadas;
- o equipamento de compactação, apesar de ser um carregamento de extensão finita, induz um aumento de tensão horizontal aproximadamente uniforme em toda a extensão da camada compactada. Os autores associam esse acréscimo de tensão horizontal a um aumento de tensão vertical equivalente, uniforme aplicado na superfície de toda a camada a ser compactada, sendo que na obtenção dessa tensão vertical admite-se como válida a condição de repouso.

Mirmoradi e Ehrlich (2015) apresentaram dois procedimentos numéricos para simularem a compactação (figura 2.18), recorrendo ao programa de cálculo automático PLAXIS. Um dos procedimentos numéricos utilizados para simular a compactação foi baseado em Guler et al. (2007), recorrendo a uma carga vertical uniformemente distribuída vertical aplicada no topo de cada camada de aterro. O outro procedimento utilizado consiste na aplicação de uma carga distribuída na base e no topo da camada, tendo este procedimento sido usado por Ehrlich e Mirmoradi (2013), os quais se basearam no procedimento utilizado por Dantas (2004) na consideração das tensões induzidas pela compactação do aterro.

2.4 Com consideração da compactação

O modelo adotado nas suas análises numéricas foi o modelo Hardening Soil disponível no programa de elementos finitos para fins geotécnicos PLAXIS, recorrendo para o módulo de deformabilidade de descarga e recarga o valor: $E_{ur} = 3E_{50}$. Nas suas simulações numéricas, o muro foi considerado sem atrito solo-estrutura.

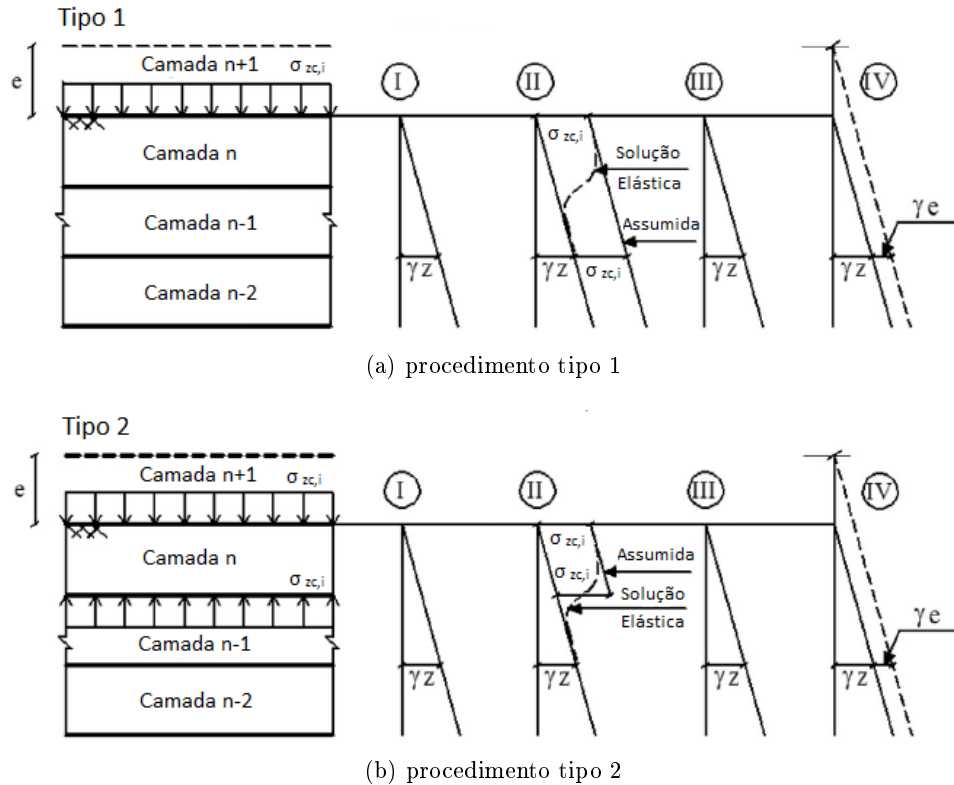


Figura 2.18: Modelação dos ciclos de carga-descarga verificados durante a compactação de uma camada de aterro "n" recorrendo aos dois tipos de procedimentos numéricos (adaptado de Mirmoradi e Ehrlich, 2015)

No procedimento tipo 1, é aplicada uma carga distribuída por cima de cada camada a compactar, $\sigma_{zc,i}$, que representa a tensão vertical máxima induzida pelo equipamento de compactação. No procedimento tipo 2, aplica-se a mesma carga distribuída no topo e na base de cada camada. Para cada camada só se recorre a um ciclo de carga e descarga, considerando-se o seguinte procedimento:

- I colocação da camada;
- II compactação da camada;
- III final da compactação;
- IV colocação da próxima camada.

Analisando a figura 2.18, quando se realiza a compactação da camada, recorrendo ao procedimento tipo 1, ocorre um acréscimo constante das tensões verticais induzidas pela compactação

em todas camadas subjacentes. A distribuição das tensões verticais obtida aplicando o procedimento tipo 1 entra em discordância com a solução elástica, ao esta apresentar o valor máximo onde ocorre o contacto entre o equipamento de compactação-solo e um decréscimo significativo com a profundidade. O procedimento tipo 2 já permite atingir uma boa aproximação com os resultados obtidos a partir da solução elástica. Outro aspeto que se destaca, tanto usando o procedimento tipo 1 como o tipo 2, é que ao retirar a carga de compactação, as tensões verticais voltam a ser iguais às que existiam anteriormente, mais concretamente, às tensões geostáticas (Mirmoradi e Ehrlich, 2015). Este facto é também salientado por Seed (1983) e por Chen e Fang (2008). Chen e Fang (2008) realizaram ensaios experimentais relativos à variação da tensão horizontal presente sobre um muro de contenção não deslocável devido à compactação vibratória, verificando que os efeitos da compactação não apresentam efeitos relevantes na pressão vertical presente no aterro (figura 2.19).

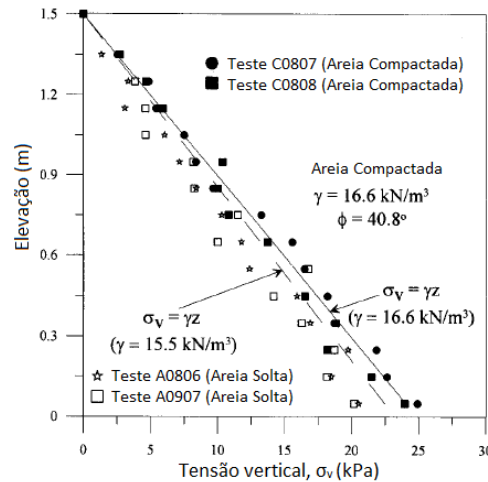


Figura 2.19: Distribuição das tensões verticais medidas no aterro (Chen e Fang, 2008)

Para a obtenção da tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$, para placas vibratórias, Ehrlich e Mitchell (1994) indicam a seguinte equação:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{Q}{A} \quad (2.31)$$

onde A é a área da base do equipamento.

2.5 Considerações adicionais

A partir de ensaios de corte em laboratório, Matos Fernandes (1983) caracterizou as juntas entre o solo e estruturas flexíveis de suporte. De modo a simular o que se utiliza em obra, o autor empregou blocos de betão sobre o solo, com e sem bentonite. Através desses ensaios,

2.5 Considerações adicionais

concluiu que a resistência ao corte na interface era mobilizada para deslocamentos tangenciais de aproximadamente 2 mm.

Ehrlich e Dantas (2000), para uma estrutura de solos reforçados, obtiveram as deformações específicas do solo na direção do reforço no ponto de tração máxima, a partir de um conjunto de parâmetros que incluem a definição de um coeficiente de Poisson, ν , dado por:

$$\nu = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \quad (2.32)$$

no qual $K_{\Delta 2}$ é o coeficiente de decréscimo do impulso de terras para o descarregamento segundo condições K_0 , obtido através de:

$$K_{\Delta 2} = K_0 \frac{OCR - OCR^\alpha}{OCR - 1} \quad (2.33)$$

sendo que K_0 é calculado a partir da equação 2.20, α é o parâmetro adimensional de Duncan e Seed (1986) para a descarga ($\alpha = 0,7 \sin \phi'$ proposto por Ehrlich e Mitchell (1994)) e OCR é o grau de sobreconsolidação considerado constante, obtido através de:

$$OCR = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{ze}} \quad (2.34)$$

onde σ_{zc} é a máxima tensão vertical atuante durante todo o processo construtivo, incluindo as tensões induzidas pela compactação, e σ_{ze} é a tensão vertical atuante no reforço, devido apenas a uma camada da estrutura.

A maior tensão vertical atuante, σ_{zc} , na profundidade em análise, é obtida com base na comparação entre a tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$, e a tensão vertical geostática, σ_v , para a geometria final da estrutura (Ehrlich e Dantas, 2000):

$$\sigma_v < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_{zc,i} \quad (2.35)$$

$$\sigma_v > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_v \quad (2.36)$$

A obtenção deste parâmetro encontra-se esquematizada na figura 2.20.

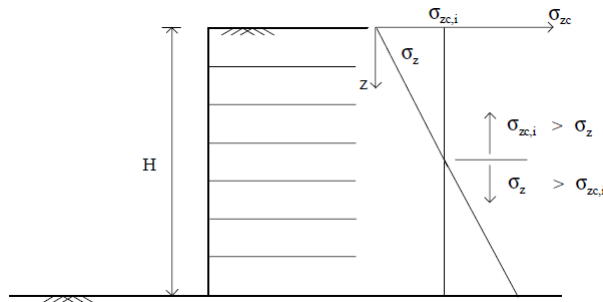


Figura 2.20: Determinação da maior tensão vertical da história do solo, σ_{zc} (Dantas, 2004)

Plaxis (2012) indica que a rigidez da interação entre dois materiais é regulada, a partir do fator de redução da resistência da interface, R_{inter} . Este parâmetro relaciona o ângulo de resistência ao corte do solo com o ângulo de atrito solo-estrutura, a partir da equação 2.37:

$$\tan \delta = R_{inter} \tan \phi' \quad (2.37)$$

Plaxis (2012) indica que a espessura de uma interface é dependente de dois fatores:

- o fator de espessura virtual, sendo 0,1 o valor padrão definido pelo PLAXIS;
- o tamanho global do elemento, que é determinado pelo nível de refinamento da malha, obtido na geração da malha de elementos finitos.

Capítulo 3

Caso de estudo - sem consideração da compactação

3.1 Considerações gerais

As simulações numéricas foram concretizadas no programa de cálculo automático PLAXIS, em estado plano de deformação e usando os modelos Hardening Soil (HS) e Mohr-Coulomb (MC).

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico linear perfeitamente plástico, que necessita de cinco parâmetros para a sua definição: E , ν , ϕ' , c' e ψ (Plaxis, 2012).

O modelo Hardening Soil permite simular o comportamento não linear que os solos tendem a demonstrar quando são solicitados. Trata-se de um modelo de endurecimento hiperbólico no domínio da plasticidade, cujo critério de rotura é o de Mohr-Coulomb incorporando o endurecimento por corte e por compressão, endurecimento este que simula a diminuição irreversível do solo sob compressão primária (Plaxis, 2012).

O modelo HS apresenta os mesmos parâmetros de descrição da resistência estabelecidos por MC. No que toca à rigidez, esta depende do estado de tensão, sendo necessário definir três tipos de módulo de deformabilidade distintos para a caracterizar: E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} .

O Plaxis (2012) sugere como configuração padrão $E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ e $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$, que se adotou no presente trabalho. Os módulos de deformabilidade de referência são relacionados com os módulos de deformabilidade a partir da seguinte relação padrão:

$$E = E_{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \cot \phi_p}{\sigma_{ref} + c' \cot \phi_p} \right)^m \quad (3.1)$$

Caso de estudo - sem consideração da compactação

em que m é tipicamente igual a 0,5 para areias, σ_{ref} é a tensão de referência considerada igual a 100 kPa, σ_3 é a tensão principal menor e ϕ_p é o ângulo de resistência ao corte de pico.

Nas simulações numéricas realizadas ao longo do presente trabalho, consideraram-se as seguintes fases iniciais de cálculo prévias às fases de cálculo relativas à execução do aterro: *in situ*, escavação e instalação do muro.

Nas simulações numéricas, a espessura das camadas foi escolhida de acordo com o referido por Ehrlich e Mitchell (1994), que indicam que a espessura das camadas sujeitas à compactação situa-se entre 0,15 e 0,30 metros. Na realização dos cálculos referentes à situação em que não se considera a compactação foi adotada uma espessura para as camadas de aterro de 0,20 metros.

Para as situações em que é considerada a presença de atrito solo-estrutura, foi adotado um $\delta = \frac{2}{3}\phi'$, sendo que o parâmetro R_{inter} foi obtido a partir da equação 2.37.

Na figura 3.1 representa-se esquematicamente os diferentes materiais usados ao longo do presente trabalho, bem como a geometria final considerada no final do presente capítulo. Ao longo do capítulo são consideradas outras geometrias, mais simples. Na figura 3.1 mostram-se também os eixos x e z adotados na definição da geometria.

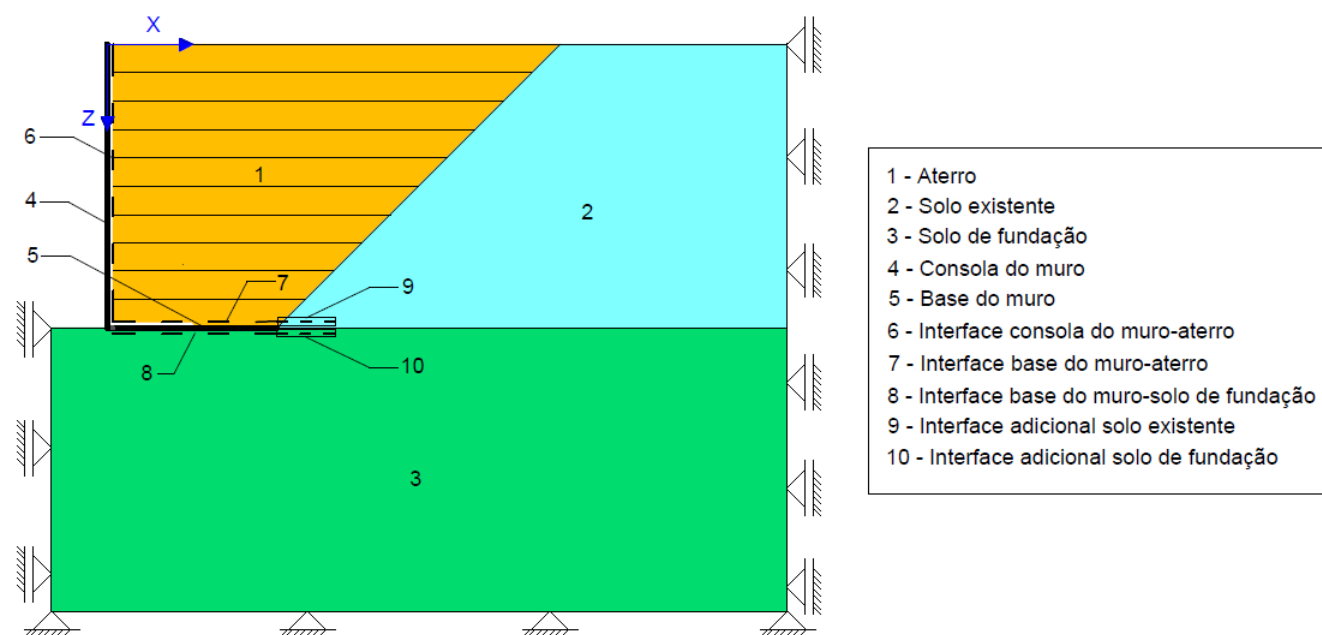


Figura 3.1: Materiais utilizados

3.2 Descrição do caso de estudo

3.2 Descrição do caso de estudo

Admitiu-se um muro em L, com 5 metros de altura, tal como representado na figura 3.1, modelado com elementos finitos tipo viga, considerando-se a execução faseada do aterro no seu tardoz (material 1).

3.2.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento das grandezas identificadas na figura 3.2, admitindo $H = 5\text{ m}$, foi realizado considerando a figura 2.1. Os valores adotados para essas grandezas encontram-se na tabela 3.1.

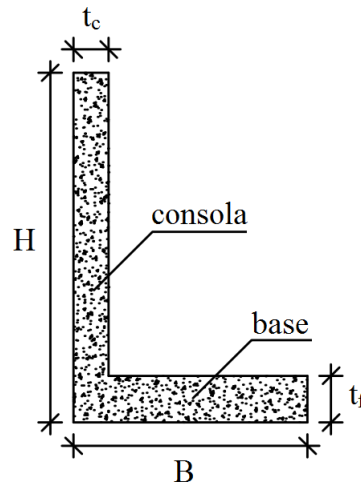


Figura 3.2: Grandezas geométricas associados a um muro de suporte em L

Tabela 3.1: Valores estipulados para as grandezas geométricas associadas a um muro de suporte em L

H (m)	B (m)	t _f (m)	t _c (m)
5,0	3,0	0,6	0,4

Os parâmetros utilizados para caracterizar a base e a consola do muro em consola nas simulações efetuadas até à secção 3.2.3.4, considerando que o muro apresenta um comportamento elástico, encontram-se presentes na tabela 3.2.

3.2.2 Verificação estrutural

De maneira, a averiguar se é possível colocar a armadura necessária para resistir aos esforços máximos atuantes na estrutura dimensionada, mais concretamente na consola do muro, realizou-

Tabela 3.2: Propriedades adotadas para a consola e base do muro de suporte

Comportamento	EA (kN/m)		EI (kNm ² /m)		w (kN/m/m)		ν
	Consola	Base	Consola	Base	Consola	Base	
Elástico	12000000	18000000	160000	540000	10	15	0,20

se uma verificação estrutural. A verificação foi efetuada, tendo em conta o estipulado no NP EN 1992-1-1 (2010). Optou-se por efetuar uma verificação estrutural bastante simplificada, pelo que algumas verificações foram deixadas de parte, de modo a não fugir demasiado do âmbito do trabalho, como por exemplo as verificações aos estados limite de utilização.

Considerou-se a consola do muro de suporte submetida ao maior impulso previsto, mais concretamente ao impulso em repouso, I_0 , para um ângulo de resistência ao corte igual a 30° e um peso volúmico igual a $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e a consola do muro armada apenas numa direção, visto o muro apresentar um desenvolvimento "infinito". O impulso em repouso é obtido a partir de:

$$I_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \tag{3.2}$$

em que K_0 é dado pela equação 2.20.

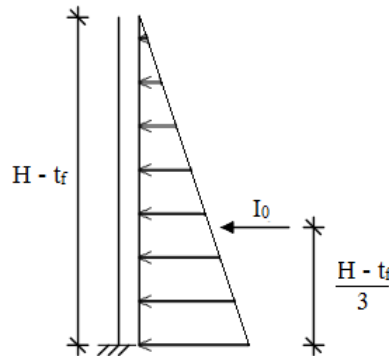


Figura 3.3: Ação e tipo de estrutura considerada na verificação estrutural

Os esforços máximos obtidos encontram-se na tabela 3.3.

Tabela 3.3: Esforços máximos atuantes

Ação	Esforços	
I_0 (kN/m)	V_{Ed} (kN/m)	M_{Ed} (kNm/m)
87,12	87,12	127,78

Os materiais e suas propriedades, bem como as propriedades associadas à secção, utilizados na verificação estrutural encontram-se presentes na tabela 3.4. É de referir que, como se considera

3.2 Descrição do caso de estudo

um muro como sendo "infinito" (estado plano de deformação), estipulou-se que a secção tem uma base, b , igual a um metro, ou seja, por metro de desenvolvimento. Para a altura útil, d , foi adotada a simplificação de que $d = 0,9h_s$.

Tabela 3.4: Propriedades dos materiais e da secção utilizados na verificação estrutural

Secção					Materiais				
					Betão - C25/30			Aço - A500 NR	
b (m/m)	h_s (m)	d (m)	b_t (m/m)	b_w (m/m)	f_{cd} (kPa)	f_{ck} (kPa)	f_{ctm} (kPa)	f_{yd} (kPa)	f_{yk} (kPa)
1,00	0,40	0,36	1,00	1,00	16700	25000	2600	435000	500000

As verificações realizadas são as que se encontram descritas na secção 2.2.2. Os resultados obtidos através das verificações aos estados limites últimos encontram-se presentes na tabela 3.5.

Tabela 3.5: Verificação dos estados limites últimos

Estado limite último de resistência à flexão simples						Estado limite último ao esforço transversal			
Flexão			Armadura mínima longitudinal			k	ν_{min}	A_{sl} (cm ² /m)	$V_{Rd,c}$ (kN)
μ	ω	A_s (cm ² /m)	Armadura escolhida	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura escolhida				
0,06	0,06	8,42	$\phi 12 / 0,125$ (9,05 (cm ² /m))	4,87	$\phi 8 / 0,10$ (5,03 (cm ² /m))	1,75	0,40	9,05	145,27 > V_{Ed}

Como é possível observar pela tabela 3.5, é verificada a segurança aos estados limites últimos e obtida uma armadura longitudinal superior à mínima.

3.2.3 Cálculos preliminares

Os cálculos numéricos preliminares referentes às situações em que não se consideram compactação contemplam 28 fases de cálculo: as três fases iniciais referidas na secção 3.1 e as restantes fases relativas à colocação das 25 camadas de aterro (uma camada por fase de cálculo).

Na tabela 3.6 encontram-se presentes as características impostas aos materiais da figura 3.1 utilizados na secção 3.2.3.

3.2.3.1 Modelo 1

Primeiramente, desenvolveu-se um modelo que conseguisse simular o ensaio relativo à não consideração da compactação realizado por Chen e Fang (2008) (modelo 1). Como tal, considerou-se um muro de suporte não deslocável e sem a presença de atrito solo-estrutura na consola do muro-aterro. De maneira, a assegurar que não ocorriam deslocamentos no muro, foi selecionada *standard fixities* presente no PLAXIS.

Caso de estudo - sem consideração da compactação

Tabela 3.6: Propriedades dos solos e interfaces usadas nos cálculos preliminares - sem consideração da compactação

Material	Secção	Modelo	E (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	γ_h (kN/m ³)	ϕ' (°)	c'_{ref} (kPa)	ψ (°)	ν	R_{inter}	fator de espessura virtual
1 - Aterro = 7 - Interface base do muro-aterro	3.2.3.1 - 3.2.3.5	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,20	0,63	0,10
2 - Solo existente = 9 - Interface adicional solo existente	3.2.3.2 - 3.2.3.5	HS	-	30000	90000	30000	18	30	15	0	0,20	1,00	0,10
3 - Solo de fundação = 10 - Interface adicional solo de fundação	3.2.3.4 - 3.2.3.5	MC	1000000	-	-	-	22	45	250	0	0,23	1,00	0,10
6 - Interface consola do muro-aterro	3.2.3.1 - 3.2.3.5	HS	-	30000	90000	30000	18	0	0	0	0,20	0,63	0,10
8 - Interface base do muro-solo de fundação	3.2.3.5	MC	18000	-	-	-	22	30	0	0	0,33	0,63	0,10

Foi considerado um desenvolvimento horizontal do terreno (L) igual a cinco vezes a altura do muro de suporte (H), de modo a minimizar potenciais erros de cálculo. A geometria e as principais características deste modelo encontram-se representadas na figura 3.4(a), enquanto o modelo numérico encontra-se na figura 3.4(b).

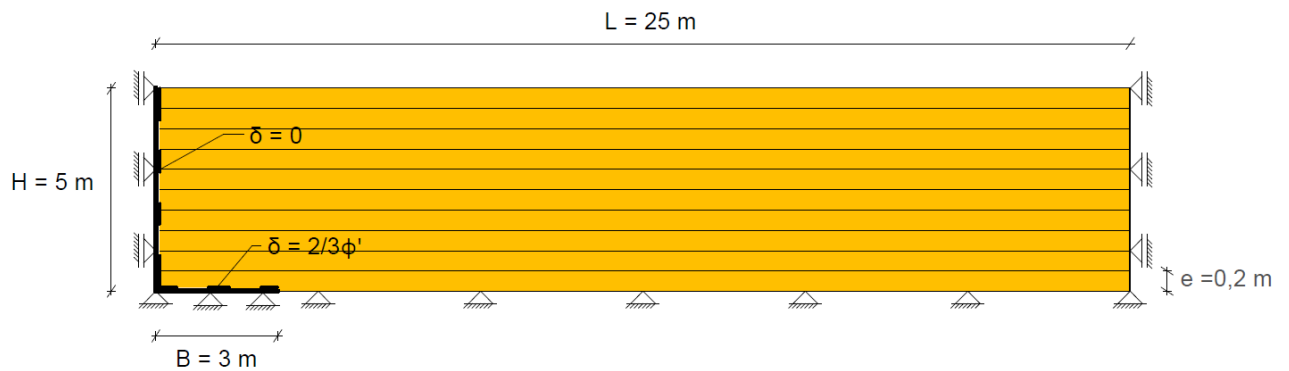
A distribuição das tensões horizontais atuantes contra a consola do muro de suporte para a última fase de cálculo é representada na figura 3.5. É possível observar que as tensões seguem a linha K_0 , o que está de acordo com os resultados obtidos por Chen e Fang (2008).

3.2.3.2 Modelo 2

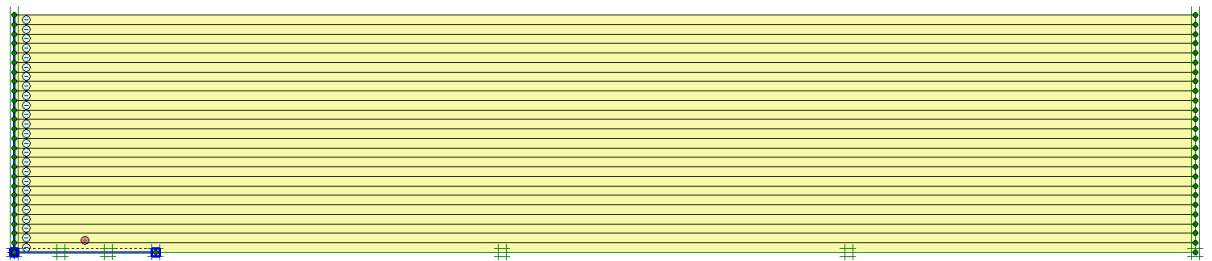
O modelo 2 procura considerar o processo construtivo mais próximo da realidade. O processo passou por considerar a escavação realizada em talude (inclinação igual a 45°). Recorrendo a este tipo de processo construtivo, passaram a existir dois materiais: o aterro e o solo sob o qual se realiza a escavação (solo existente). A geometria e o modelo numérico estão apresentados na figura 3.6.

A figura 3.7 mostra os resultados das tensões horizontais atuantes sobre a consola do muro de suporte obtidos na última fase construtiva, sobrepondo-os aos anteriormente obtidos. Verifica-se

3.2 Descrição do caso de estudo



(a) esquema representativo - modelo 1



(b) modelo numérico - modelo 1

Figura 3.4: Representação do modelo 1

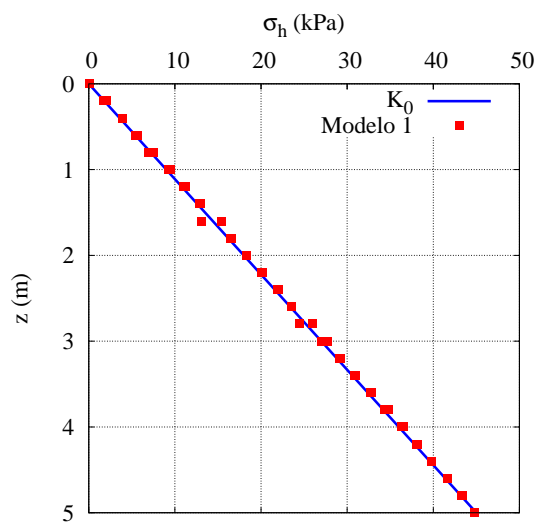
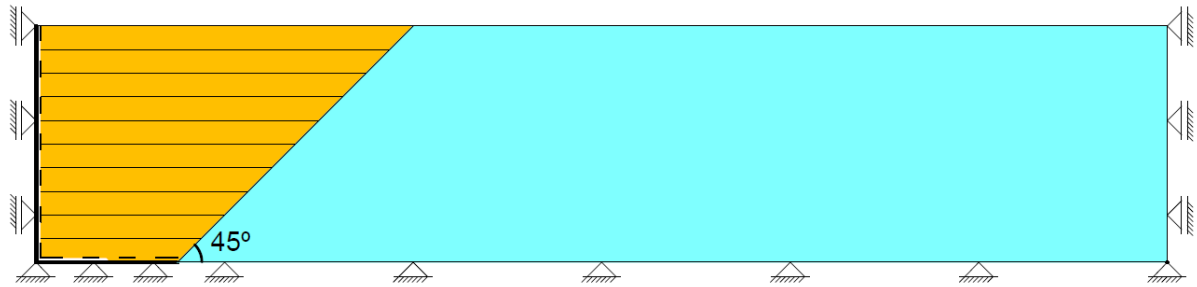


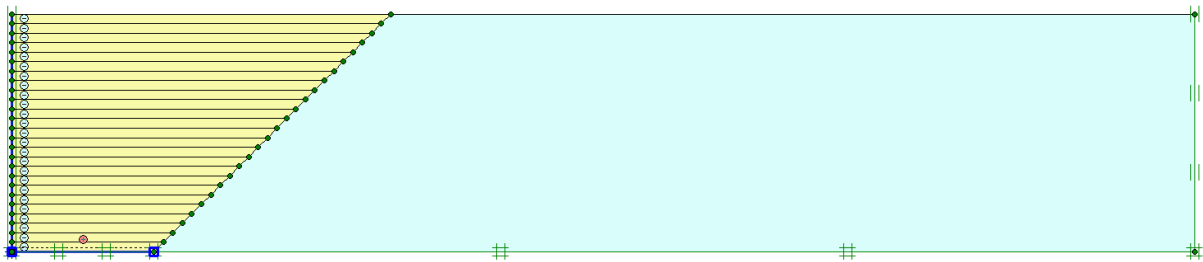
Figura 3.5: Tensões horizontais atuantes sobre a consola do muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo ao modelo 1

que as tensões obtidas pelo modelo 2 seguem, como o modelo 1, a linha do impulso em repouso.

Mostram-se na figura 3.8 as tensões horizontais, verticais e tangenciais na última fase para ambos os modelos. Verifica-se que a presença do talude (modelo 2) provoca alterações na distribuição



(a) esquema representativo - modelo 2



(b) modelo numérico - modelo 2

Figura 3.6: Representação do modelo 2

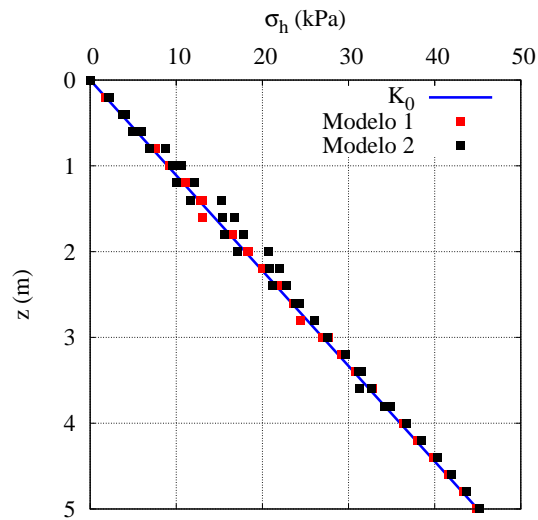


Figura 3.7: Tensões horizontais atuantes sobre a consola do muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo aos modelos 1 e 2

das tensões. No que toca às tensões horizontais e verticais, a presença do talude provoca uma diminuição das tensões à medida que se afasta do muro e se aproxima do talude, sendo essa diminuição mais notória para as maiores profundidades. A consideração do talude origina uma acumulação de tensões tangenciais no mesmo, principalmente junto à base do muro.

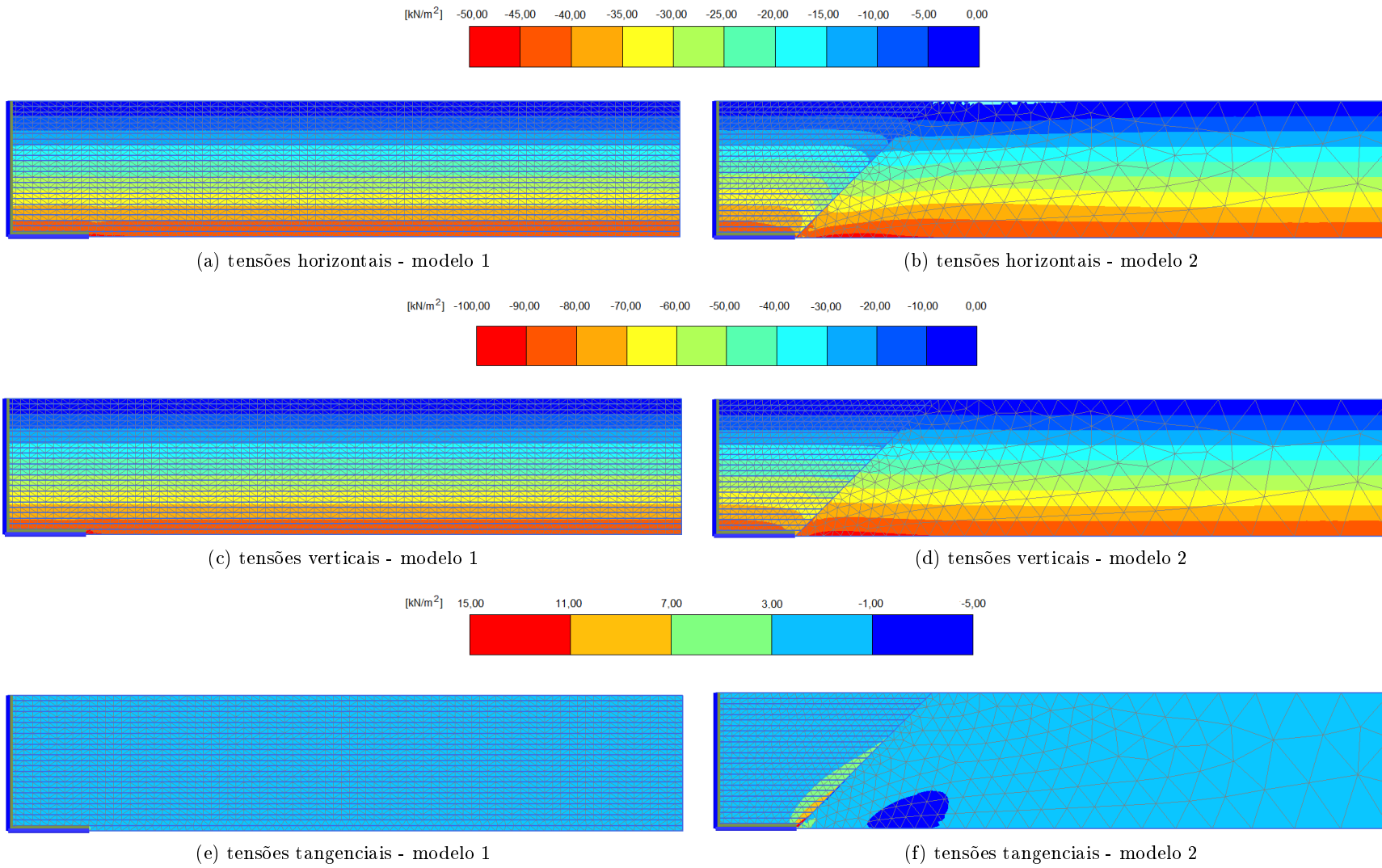


Figura 3.8: Resultados retirados da última fase de cálculo para os modelos 1 e 2

3.2.3.3 Modelo 3

Devido ao elevado número de simulações que se pretendia realizar, foi estudada uma abordagem que permitisse diminuir o tempo de cálculo. A abordagem adotada, modelo 3, passou por considerar um desenvolvimento horizontal do terreno (L) inferior ao considerado no modelo 2, tomando $L = 12\text{ m} \approx 2,5H$. A geometria e o modelo numérico são apresentados na figura 3.9.

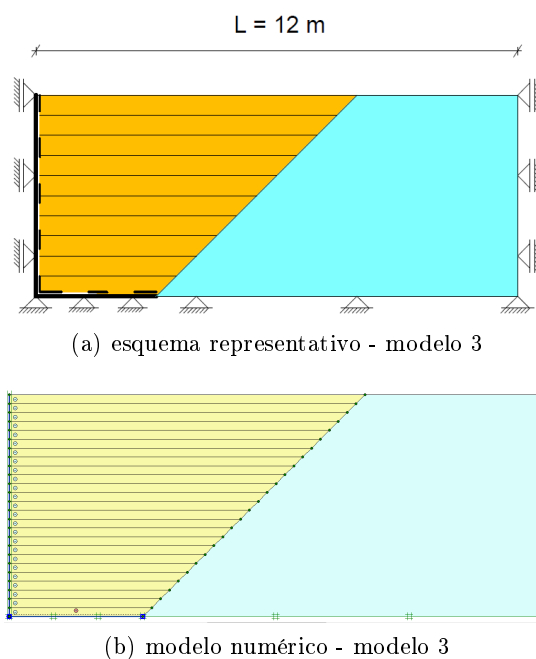


Figura 3.9: Representação do modelo 3

A figura 3.10 ilustra a distribuição das tensões horizontais sobre a consola do muro de suporte recorrendo aos modelo 2 e 3. É possível observar que, apesar de existirem alguns pontos não coincidentes, a distribuição é idêntica. Tendo isto em conta, foi adotado o desenvolvimento horizontal do terreno mais reduzido, nos cálculos seguintes.

3.2.3.4 Modelo 4 e 5

Um dos aspetos fundamentais do presente trabalho é a modelação da interface entre a base do muro e a sua fundação. Por forma, a considerar a junta nas análises numéricas, foi necessário ter em conta a presença do solo de fundação, pretendendo-se que as suas características sejam as de um material muito rígido. Como tal, compararam-se as tensões horizontais sobre a consola do muro de suporte na última fase de cálculo do modelo 4 (figuras 3.11(a) e 3.11(c)), derivado do modelo 3 só que não apresenta apoios na consola do muro, com os do modelo 5 (figuras 3.11(b) e 3.11(d)), no qual se introduz um solo de fundação com rigidez muito elevada. Se os resultados, que se encontram presentes na figura 3.12, forem iguais, significa que se está na presença de um

3.2 Descrição do caso de estudo

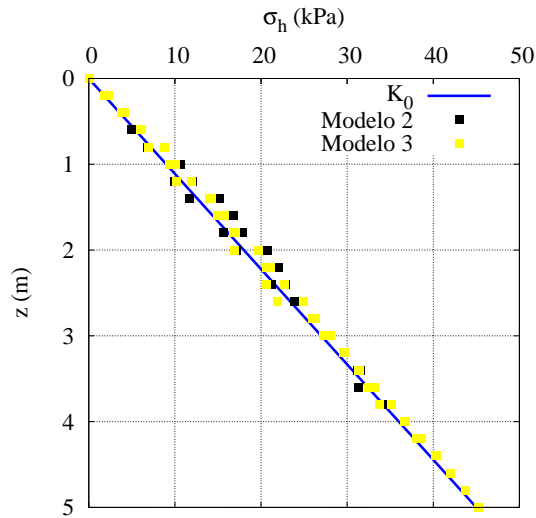


Figura 3.10: Tensões horizontais atuantes sobre o muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo aos modelos 2 e 3

solo de fundação muito rígido.

Como é possível observar na figura 3.12, os resultados são praticamente coincidentes, o que significa que foi caracterizado um solo de fundação muito rígido.

3.2.3.5 Modelo 6

Para o caso de estudo recorreu-se ao modelo 6, derivado do modelo 5, sendo que o modelo 6 ao contrário dos modelos anteriores apresenta uma junta entre o muro e o solo de fundação, mais concretamente a interface base do muro-solo de fundação (material 8 - figura 3.1). A geometria e as especificações associadas a este modelo encontram-se presentes na figura 3.13(a), enquanto o respetivo modelo numérico encontra-se na figura 3.13(b).

A presença no modelo 6 da interface solo existente adicional e solo de fundação adicional (respetivamente material 9 e 10 - figura 3.1), deve-se à necessidade de permitir que o muro de suporte se desloque independentemente do solo de fundação. Ao não existir a interface adicional o ponto extremo da base do muro "liga-se" ao solo de fundação e ao o solo ser muito rígido restringe o deslocamento do ponto extremo do muro.

Para este modelo, optou-se por mudar a largura da base do muro de suporte para a largura necessária para verificar a segurança ao derrubamento e ao deslizamento segundo o NP EN 1997-1 (2010), verificações estas que são as necessárias de assegurar num muro de suporte em consola assente sobre um solo de fundação muito rígido, largura essa denominada por B_{EC7} . Na obtenção de B_{EC7} segundo o NP EN 1997-1 (2010), foram tomadas as seguintes considerações:

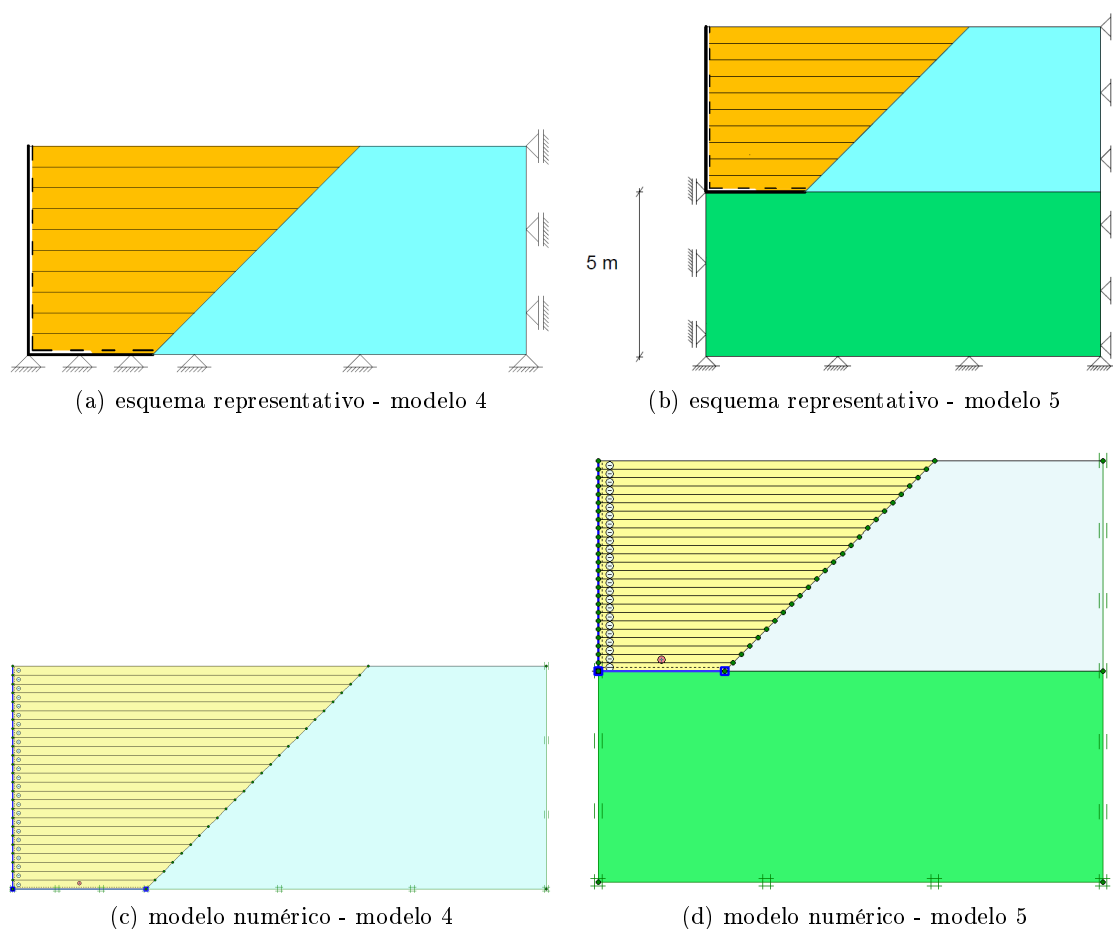


Figura 3.11: Representação dos modelos 4 e 5

- a superfície AB (figura 2.2) intersecta a superfície do terreno e não o paramento vertical do muro de suporte (consola). Desta forma, o impulso atuante sobre a superfície AD (figura 2.2) é dado pelo impulso ativo de Rankine dado pela equação 2.2;
- foi adotada na verificação da segurança ao deslizamento a abordagem de cálculo 1 e a combinação 2;
- os pesos da consola e da base do muro de suporte não são considerados, de modo a estar mais do lado da segurança. Logo, as únicas forças atuantes são o impulso ativo de Rankine, o peso do aterro e a força resultante das tensões tangenciais na base da fundação (F_h). Desta forma, nos cálculos onde é adotado o modelo 6, modelo que recorre a B_{EC7} são impostas ao muro de suporte as características presentes na tabela 3.7.

A largura necessária para verificar a segurança ao deslizamento, $B_{EC7}^{desliz.}$, segundo o NP EN 1997-1 (2010) é obtida a partir da seguinte equação:

3.2 Descrição do caso de estudo

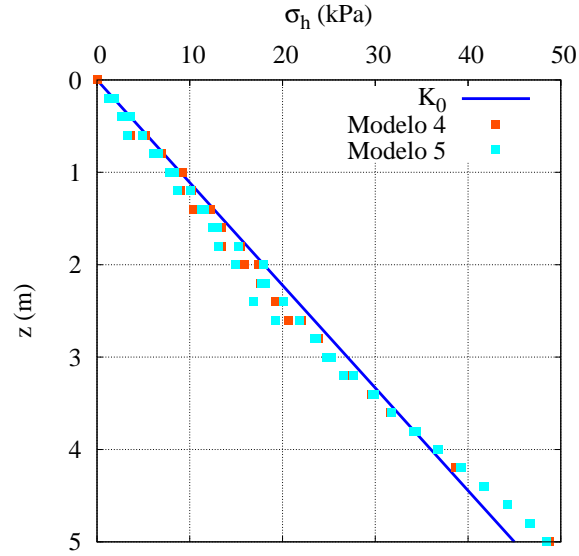


Figura 3.12: Tensões horizontais atuantes sobre o muro de suporte obtidas na última fase de cálculo recorrendo aos modelos 4 e 5

Tabela 3.7: Propriedades do muro de suporte usadas para o modelo 6

EA (kN/m)		EI (kNm ² /m)		w (kN/m/m)		ν
Consola	Base	Consola	Base	Consola	Base	
12000000	18000000	160000	540000	0	0	0,20

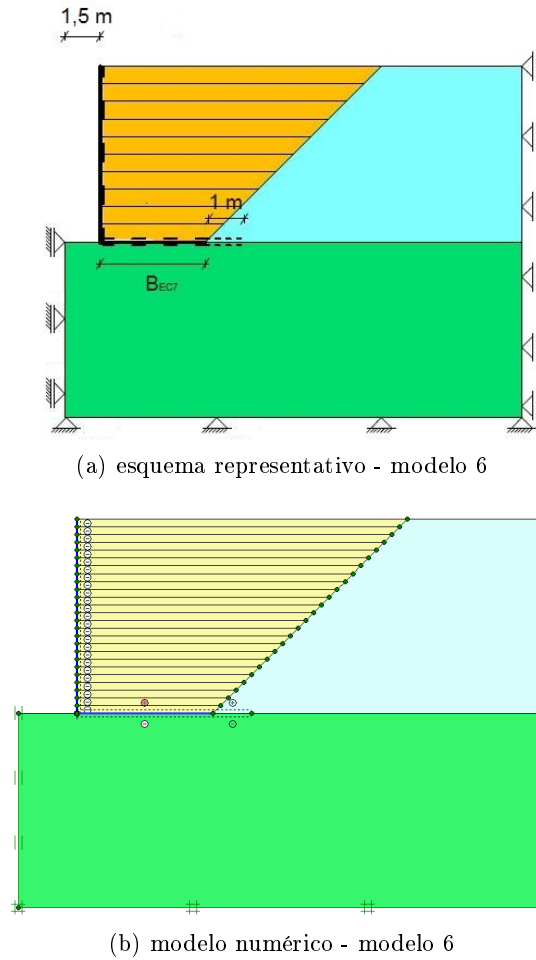
$$B_{EC7}^{desliz.} = \frac{K_{ad}^R H \gamma_{G,desfavorável} \gamma_{R,h}}{2 \tan \delta_d \gamma_{G,favorável}} \quad (3.3)$$

onde $\gamma_{G,favorável}$, $\gamma_{G,desfavorável}$ e $\gamma_{R,h}$ são respetivamente os coeficientes parciais para uma ação favorável, desfavorável e para a capacidade resistente ao deslizamento presentes na tabela 2.1, K_{ad}^R é o valor de cálculo do coeficiente de impulso ativo de Rankine obtido através da equação 2.3 substituindo o ϕ' por ϕ'_d (valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte) obtido através da seguinte equação:

$$\phi'_d = \arctan \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \quad (3.4)$$

A largura necessária para verificar a segurança ao derrubamento, $B_{EC7}^{derrub.}$, segundo o NP EN 1997-1 (2010) é adquirida aplicando a seguinte equação:

$$B_{EC7}^{derrub.} = H \sqrt{\frac{K_{ad}^R \gamma_{G,dst}}{3 \gamma_{G,stab}}} \quad (3.5)$$



(a) esquema representativo - modelo 6

(b) modelo numérico - modelo 6

Figura 3.13: Representação do modelo 6

onde $\gamma_{G,dst}$ e $\gamma_{G,stab}$ são respetivamente os coeficientes parciais para as ações permanentes desestabilizantes e estabilizantes presentes na tabela 2.1.

O B_{EC7} obtido e as propriedades adotadas para o calcular encontram-se na tabela 3.8. O B_{EC7} corresponde à largura mais condicionante, ou seja, à máxima largura entre o $B_{EC7}^{desliz.}$ e $B_{EC7}^{derrub.}$.

Tabela 3.8: Obtenção da largura segundo o NP EN 1997-1 (2010) para os casos de estudo - sem consideração da compactação

ϕ'_{aterro} (°)	$\delta_{fund.}$ (°)	$B_{EC7}^{desliz.}$ (m)	$B_{EC7}^{derrub.}$ (m)	B_{EC7} (m)
30	20	3,5	1,8	3,5

As características da interface base do muro-solo de fundação para o caso de estudo foram escolhidas por forma a respeitar o critério de Matos Fernandes (1983). Na figura 3.14 encontram-se as características que permitiram a obtenção dos melhores resultados.

3.3 Análise do caso de estudo

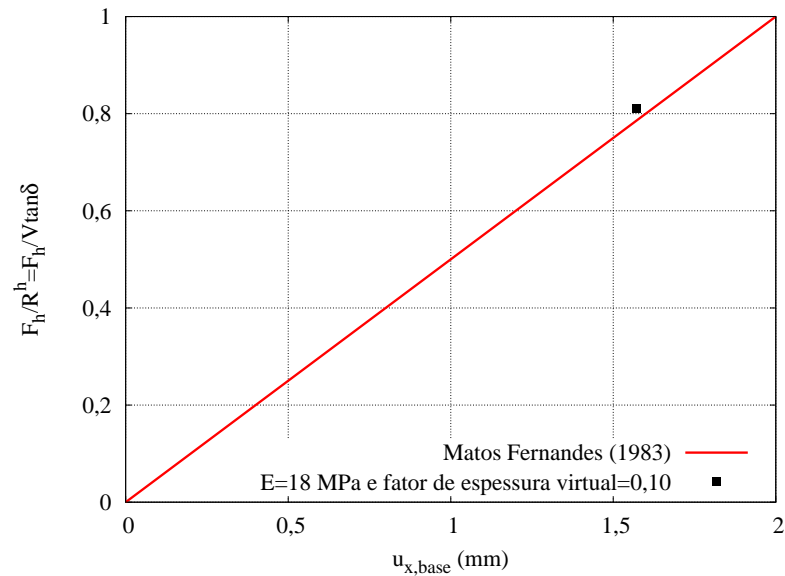


Figura 3.14: Parâmetros de rigidez adequados da interface base do muro-solo de fundação para respeitar o critério de Matos Fernandes (1983)

3.3 Análise do caso de estudo

São apresentados dois casos de estudo, um que não considera atrito solo-estrutura na consola do muro de suporte (c.e.1) e outro que considera o mesmo, situação mais realista (c.e.2). Foi adotado o modelo 6, apresentado na secção 3.2.3.5 e consideradas as propriedades presentes nas tabelas 3.9 e 3.10 para a caracterização dos materiais constituintes do modelo.

3.3.1 Pontos plásticos e tensões de corte relativas

Na figura 3.15 mostram-se os pontos plásticos e as tensões de corte relativas na última fase construtiva .

É possível constatar pela figura 3.15 que:

- ocorre a plastificação total da interface da consola do muro-aterro no c.e.1, enquanto para o c.e.2 a plastificação não é total, ao não plastificar na zona junto à base do muro de suporte;
- a distribuição dos pontos plásticos e das tensões de corte relativas entre os dois casos de estudo é bastante próxima, exceto determinadas zonas junto à consola do muro de suporte, o que se deve à presença ou não de atrito solo-estrutura na mesma;
- ocorre a plastificação da interface base do muro-aterro na zona mais afastada da consola do muro;

Caso de estudo - sem consideração da compactação

Tabela 3.9: Propriedades dos solos e interfaces usadas nos casos de estudo - sem consideração da compactação

Material	Caso de estudo	Modelo	E (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	γ_h (kN/m ³)	ϕ' (°)	c'_{ref} (kPa)	ψ (°)	ν	R_{inter}	fator de espessura virtual
1 - Aterro = 7 - Interface base do muro-aterro	c.e.1 e c.e.2	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,20	0,63	0,10
2 - Solo existente = 9 - Interface adicional solo existente	c.e.1 e c.e.2	HS	-	30000	90000	30000	18	30	15	0	0,20	1,00	0,10
3 - Solo de fundação = 10 - Interface adicional solo de fundação	c.e.1 e c.e.2	MC	1000000	-	-	-	22	45	250	0	0,23	1,00	0,10
6 - Interface consola do muro-aterro	c.e.1	HS	-	30000	90000	30000	18	0	0	0	0,20	0,63	0,10
	c.e.2	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,20	0,63	0,10
8 - Interface base do muro-solo de fundação	c.e.1 e c.e.2	MC	18000	-	-	-	22	30	0	0	0,33	0,63	0,10

Tabela 3.10: Propriedades do muro de suporte usadas nos casos de estudo - sem consideração da compactação

EA (kN/m)		EI (kNm ² /m)		w (kN/m/m)		ν
Consola	Base	Consola	Base	Consola	Base	
12000000	18000000	160000	540000	0	0	0,20

- verifica-se nas tensões de corte relativas o início da formação de uma superfície de rotura na extremidade da base do muro e junto à zona superior do muro de suporte.

Na apresentação e análise de resultados a seguir, procurar-se-á, na medida do possível, mostrar o comportamento da estrutura ao longo da sua construção. Para tal, em alguns casos, apresenta-se os resultados correspondentes à execução das 10^a, 20^a e 25^a camadas, correspondendo às geometrias apresentadas na figura 3.16. Para além disso, na mesma figura encontram-se representadas as disposições dos eixos considerados nas análises de resultados seguintes.

3.3 Análise do caso de estudo

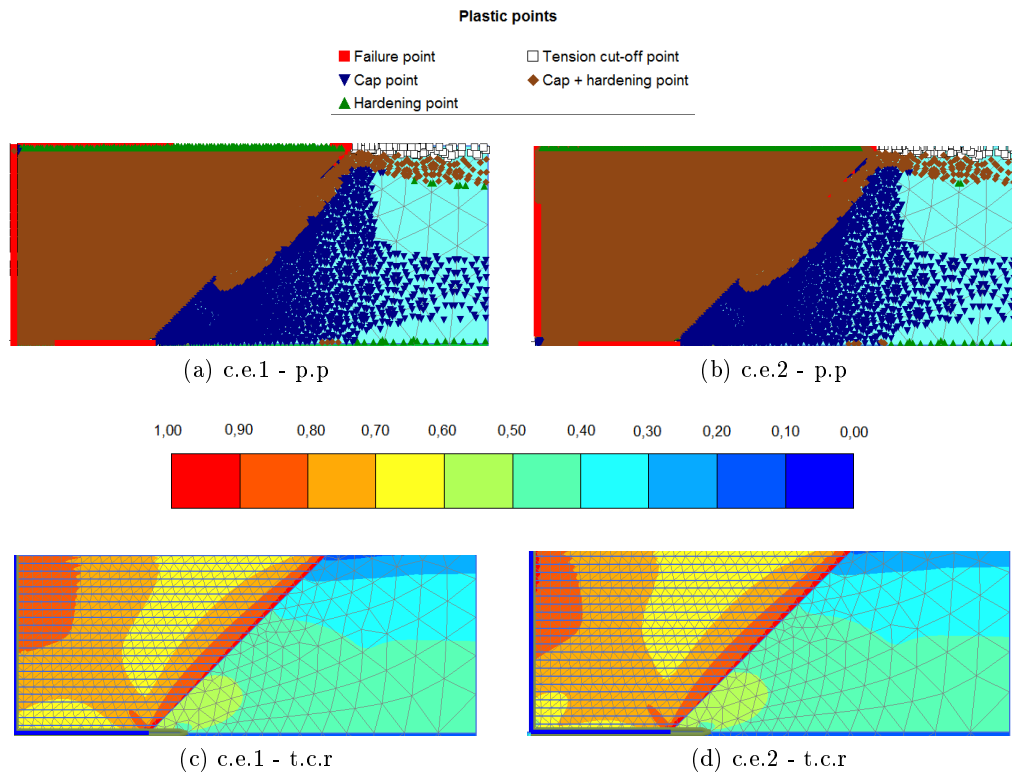


Figura 3.15: Pontos plásticos (p.p) e tensões de corte relativas (t.c.r) presentes na última fase construtiva para os c.e.1 e c.e.2

3.3.2 Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)

A evolução dos deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro nas fases construtivas selecionadas para análise encontra-se na figura 3.17 para os dois casos de estudo.

A análise dos resultados presentes na figura 3.17 permite verificar que a distribuição dos deslocamentos horizontais na consola para os dois casos de estudo é praticamente igual, exceto na última fase construtiva, onde, na parte superior do muro, apresenta valores ligeiramente superiores para o c.e.1, o que se encontra dentro do expectável.

3.3.3 Tensões tangenciais

Na figura 3.18 encontra-se presente uma representação da evolução das tensões tangenciais ao longo do processo construtivo para os dois casos de estudo.

A partir da análise da figura 3.18, é possível concluir que:

- a presença de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro afeta as tensões

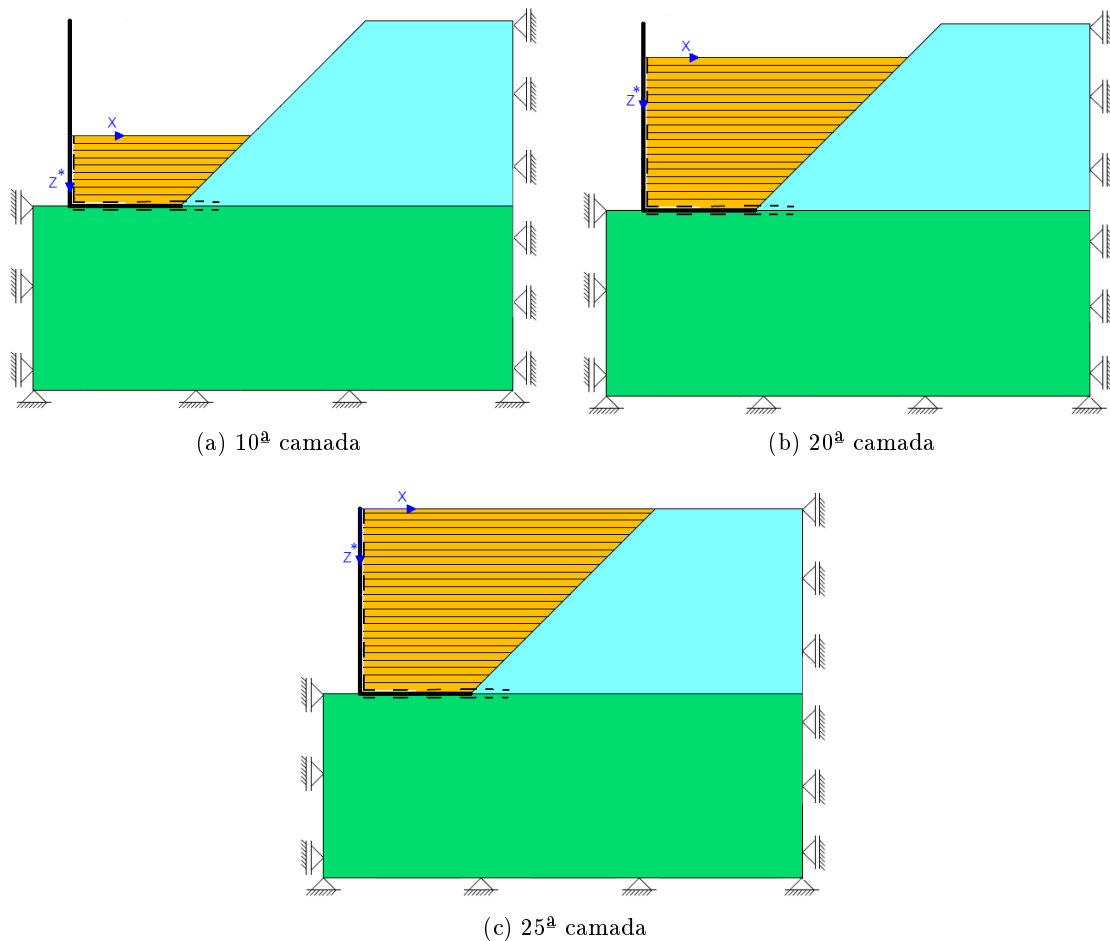


Figura 3.16: Fases de cálculo segundo as quais se apresentaram resultados na análise dos c.e.1 e c.e.2

tangenciais maioritariamente junto à consola, sendo esse efeito mais notório perto do final do processo construtivo, devido à maior presença de contacto do aterro com a consola;

- nos dois casos de estudo desenvolvem-se tensões tangenciais ao longo do talude, exatamente como se verificou na secção 3.2.3.2 (figura 3.8) e na extremidade da base do muro de suporte.

3.3.4 Tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$

A distribuição das tensões verticais e horizontais para os dois casos de estudo nas secções $x=0$ e $x=B$ para as fases construtivas seleccionadas para análise encontram-se representadas na figura 3.19, sendo que a apreciação dos resultados permite aferir o seguinte:

- a presença de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro afeta significativamente as tensões na secção $x=0$, provocando uma diminuição perceptível das tensões. Este

3.3 Análise do caso de estudo

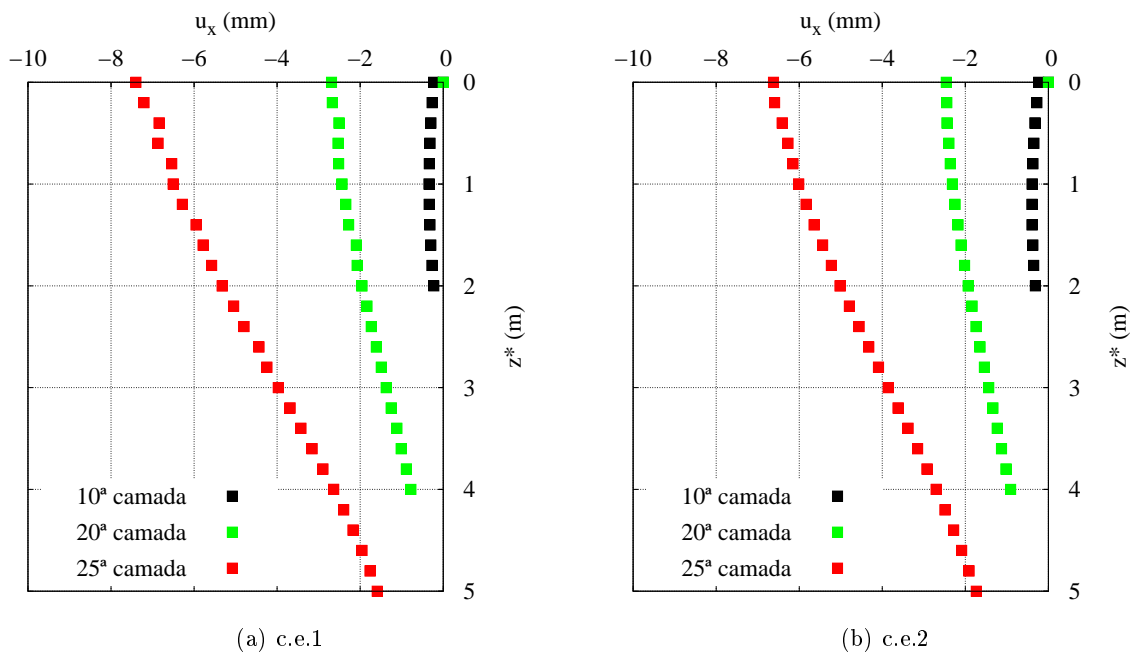


Figura 3.17: Evolução dos deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro para os c.e.1 e c.e.2 com o decorrer das fases construtivas selecionadas para análise

efeito já não se verifica nas tensões presentes na secção $x=B$;

- devido à presença na secção $x=0$ de tensões verticais acima das geoestáticas, principalmente nas zonas de maior profundidade, verifica-se nas tensões horizontais uma tendência destas, para essas mesmas zonas, de serem superiores às tensões de repouso;
- nas tensões horizontais para o c.e.1 na secção $x=0$, denota-se que da 20^a para a 25^a camada as tensões afastam-se do repouso aproximando-se do ativo. Tal pode ser explicado pela grande variação de magnitude dos deslocamentos horizontais (figura 3.17), que existe entre essas duas fases construtivas;
- as tensões horizontais e verticais na secção $x=B$ posicionam-se sempre junto ao repouso e às geoestáticas, respetivamente, exceto para as zonas de maior profundidade, onde ocorre uma diminuição acentuada das tensões, devido à presença notória de tensões tangenciais (figura 3.18);
- comparando o tipo de distribuição das tensões horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ com as distribuições propostas por Goh (1993) (figura 2.6), é possível afirmar que a distribuição apresentada pelo c.e.2 na secção $x=0$ é a única que se enquadra no exposto pelo mesmo autor. As diferenças apresentadas poderão principalmente dever-se ao facto de Goh (1993) recorrer ao modelo Mohr-Coulomb e de, para o caso das tensões presentes na secção $x=B$, existir junto a essa secção um talude, elemento que, como visto na figura 3.8, afeta bastante as tensões junto a essa secção.

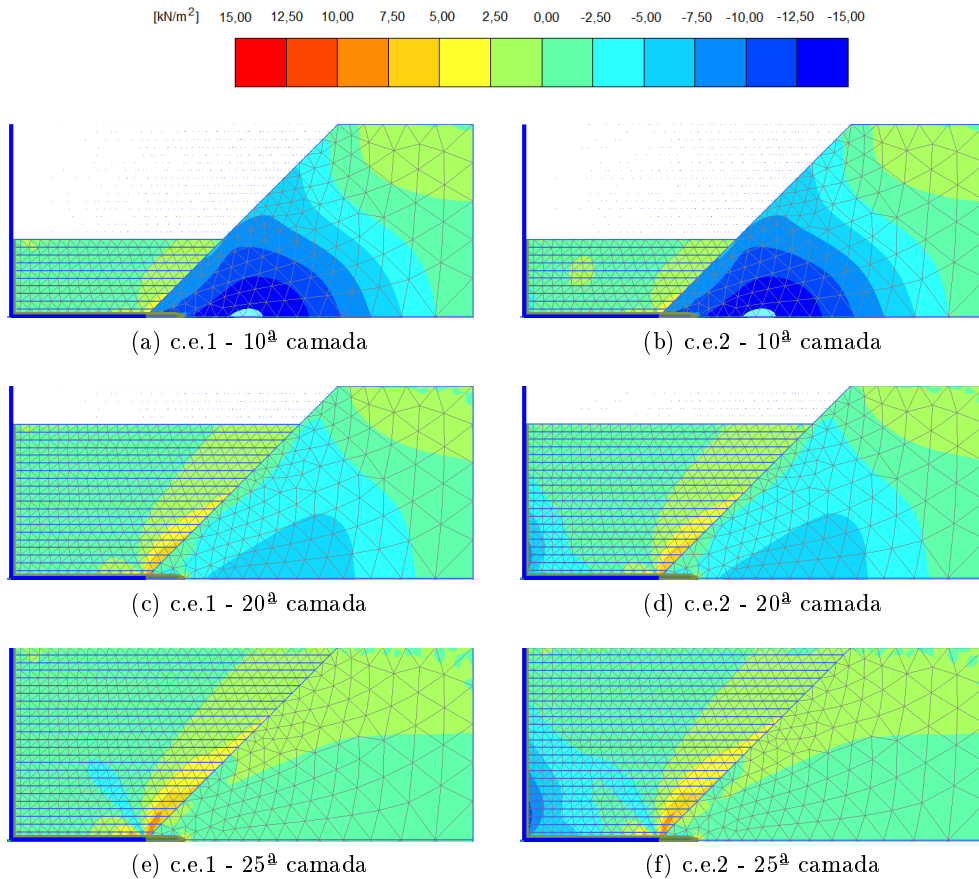


Figura 3.18: Evolução das tensões tangenciais obtidas para os c.e.1 e c.e.2 ao longo das fases construtivas selecionadas para análise

Para os dois casos de estudo também foi vista a alteração da distribuição das tensões horizontais à medida que esta se afasta da consola do muro de suporte e se aproxima da secção $x=B$ (figura 3.20). A figura 3.20 demonstra que na passagem da secção $x=0$ para a secção $x=B$ a distribuição nas zonas de menor e intermédia profundidades dirige-se do ativo para o repouso, enquanto para as zonas de maior profundidade ocorre o oposto. Para além disso, demonstra a perda de influência do ângulo de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro, à medida que se afasta da consola.

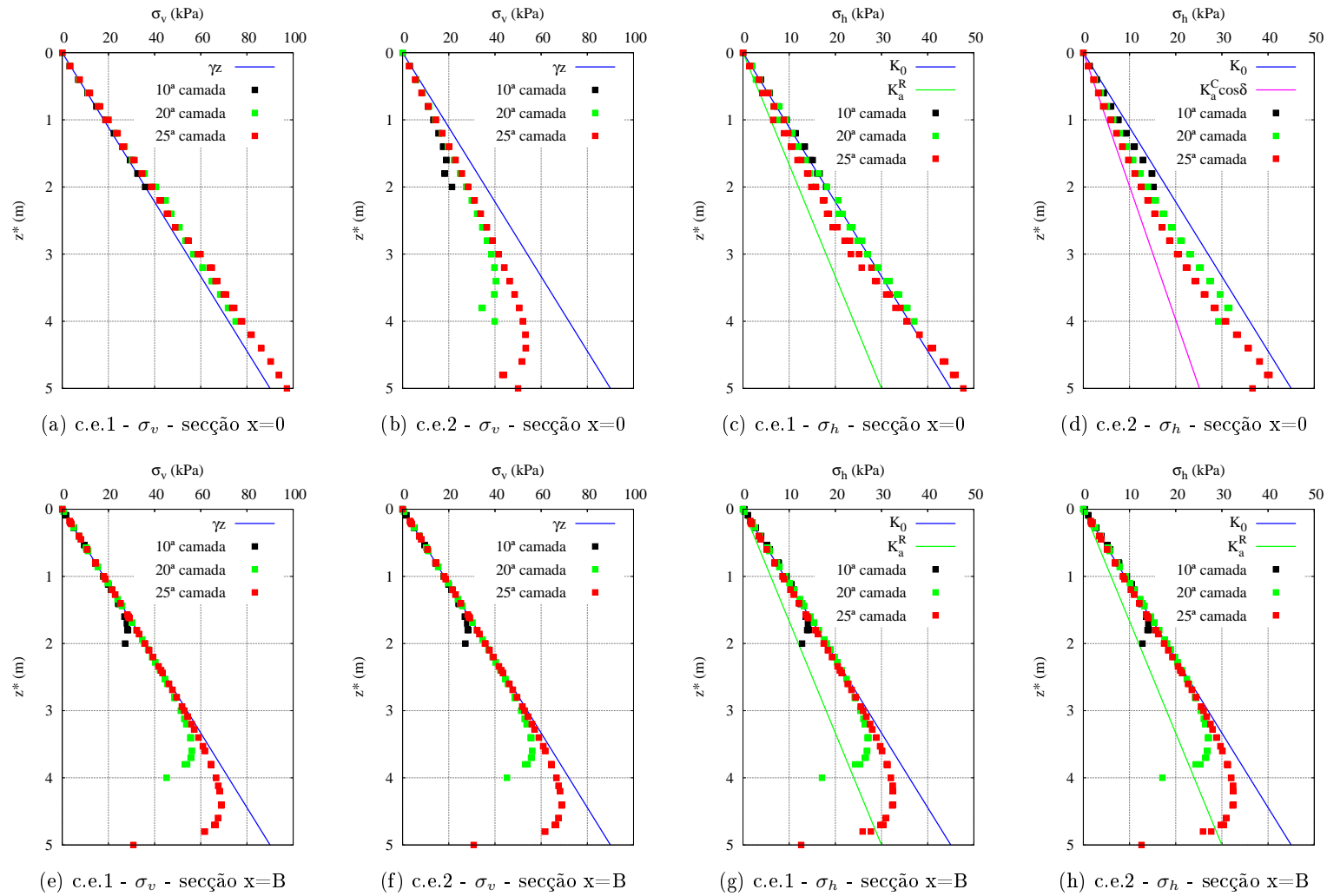


Figura 3.19: Evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ dos c.e.1 e c.e.2 representada a partir das fases construtivas seleccionadas para análise

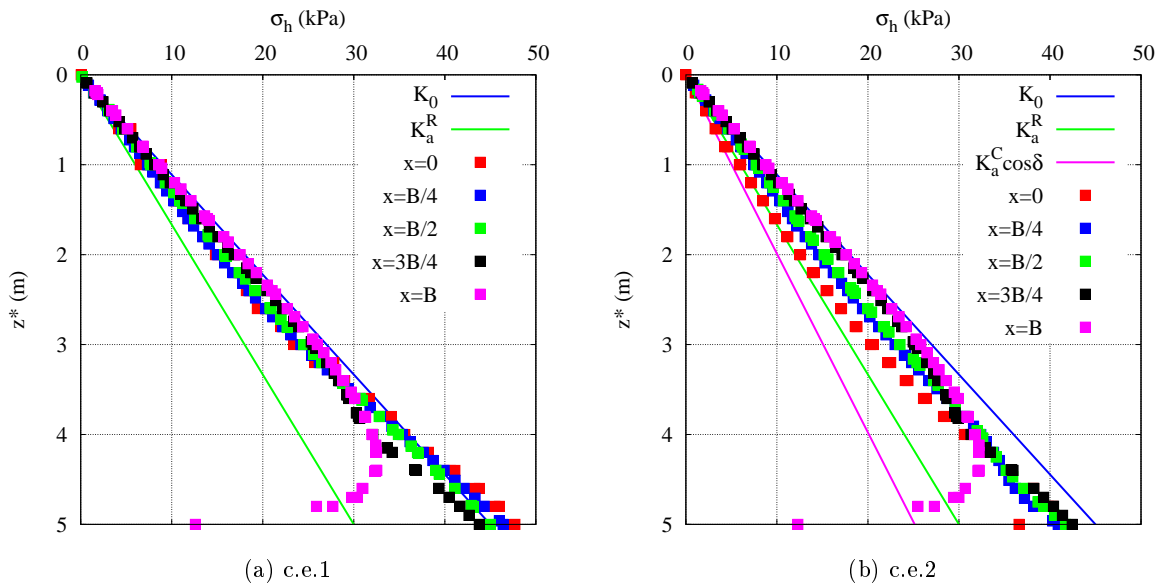


Figura 3.20: Alteração da distribuição das tensões horizontais, à medida que se afasta da secção $x=0$ e se aproxima da secção $x=B$ para os c.e.1 e c.e.2 na última fase construtiva

3.3.5 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

Compara-se na figura 3.21 os impulsos e os momentos obtidos nos cálculos com os valores teóricos. Nesta figura:

- I é o impulso obtido nos cálculos e M o momento máximo aplicado na consola, também obtido nos cálculos;
- I_a^R é o impulso ativo de Rankine, calculado a partir da equação 2.2, e M_a^R é o momento teórico obtido a partir deste impulso:

$$M_a^R = I_a^R \frac{h}{3} \quad (3.6)$$

- $I_{a,H}^C$ e $I_{a,V}^C$ são respetivamente as componentes horizontal e vertical do impulso ativo de Coulomb, I_a^C , obtidos a partir de:

$$I_{a,H}^C = I_a^C \cos \delta \quad (3.7) \quad I_{a,V}^C = I_a^C \sin \delta \quad (3.8)$$

- M_0 é o momento de repouso obtido através do impulso de repouso, I_0 :

$$I_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \quad (3.9) \quad M_0 = I_0 \frac{h}{3} \quad (3.10)$$

3.3 Análise do caso de estudo

- M_a^C é o momento ativo de Coulomb obtido a partir do $I_{a,H}^C$:

$$M_a^C = I_{a,H}^C \frac{h}{3} \quad (3.11)$$

- δ_{mob} é o ângulo de atrito solo-estrutura mobilizado, calculado a partir de:

$$\delta_{mob} = \arctan \frac{I_V}{I_H} \quad (3.12)$$

sendo que I_V é a componente vertical do impulso e I_H a componente horizontal do impulso obtidos nos cálculos.

A análise da figura 3.21 permite afirmar que:

- os momentos e os impulsos apresentam uma descida contínua ao longo das fases construtivas, o que advém do aumento dos deslocamentos horizontais e das tensões tangenciais (secções 3.3.2 e 3.3.3), ao longo das fases construtivas. Tal situação não ocorre com a componente vertical do impulso no c.e.2 na secção $x=0$, que apresenta um aumento exponencial com o decorrer do processo construtivo;
- a presença do ângulo de atrito solo-estrutura influencia os impulsos na secção $x=0$ e momentos e não influencia os mesmos na secção $x=B$, o que entra em concordância com o observado na secção 3.3.4. Na secção $x=0$, o ângulo de atrito solo-estrutura provoca uma diminuição dos impulsos e consequentemente dos momentos, ao apresentar na última fase construtiva impulsos 20% inferiores ao repouso;
- para o c.e.1 para as secções $x=0$ e $x=B$ nas fases construtivas iniciais, os impulsos encontram-se ligeiramente acima do repouso, decrescendo até valores aproximadamente 10% abaixo do repouso, sendo que os impulsos para a secção $x=B$ são inferiores aos da secção $x=0$. Os impulsos para as duas secções na última fase construtiva apresentam-se entre 30% a 40% acima do ativo;
- o δ_{mob} aumenta ao longo das fases construtivas, apresentando para as fases iniciais um aumento que advém do aumento da componente vertical do impulso e de uma diminuição da componente horizontal do mesmo nessas respetivas fases, sendo que para as fases intermédias e finais apresenta um aumento menos pronunciado com o decorrer das fases, o que provém do andamento apresentado pela componente vertical do impulso para essas fases;
- o δ_{mob} não chega a atingir o valor teórico, $\delta = \frac{2}{3}\phi'$, o que entra em concordância com a figura 3.15(b), onde não ocorre a plastificação total da interface consola do muro-aterro. Este acontecimento é provavelmente devido ao facto do impulso ativo não chegar a ser mobilizado.

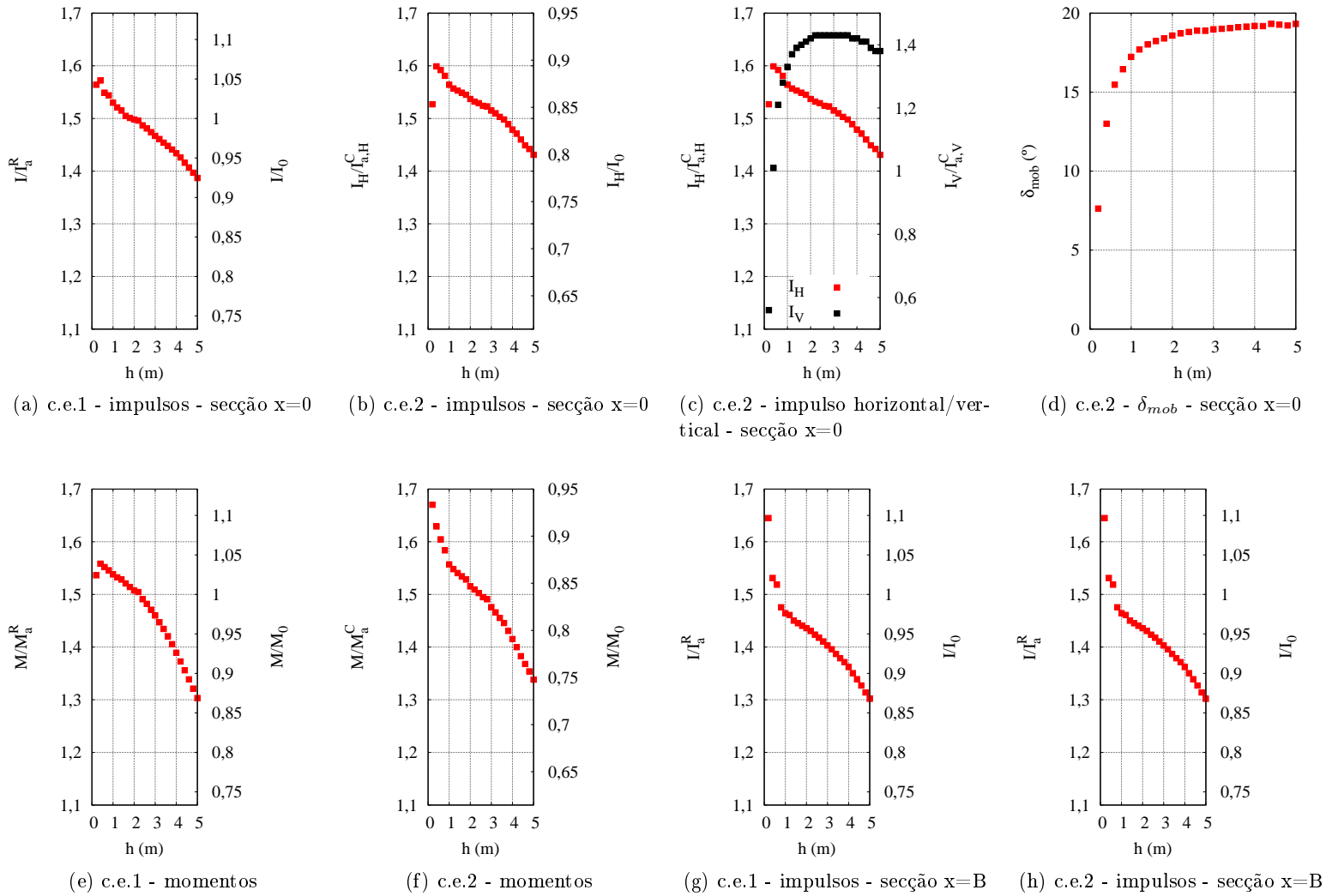


Figura 3.21: Evolução dos impulsos e momentos nas secções x=0 e x=B para os c.e.1 e c.e.2 e do δ_{mob} para o c.e.2 ao longo das fases construtivas

3.3 Análise do caso de estudo

3.3.6 Resistência mobilizada, deslocamentos e tensões na base do muro de suporte

A figura 3.22 mostra a resistência mobilizada e os deslocamentos na base do muro de suporte ao longo das fases construtivas e a resistência mobilizada ao longo da base do muro de suporte para as fases de cálculo relativas às 10^a, 20^a e 25^a camadas. Na figura 3.23 expõem-se as tensões ao longo da base do muro de suporte para as fases de cálculo selecionadas para análise.

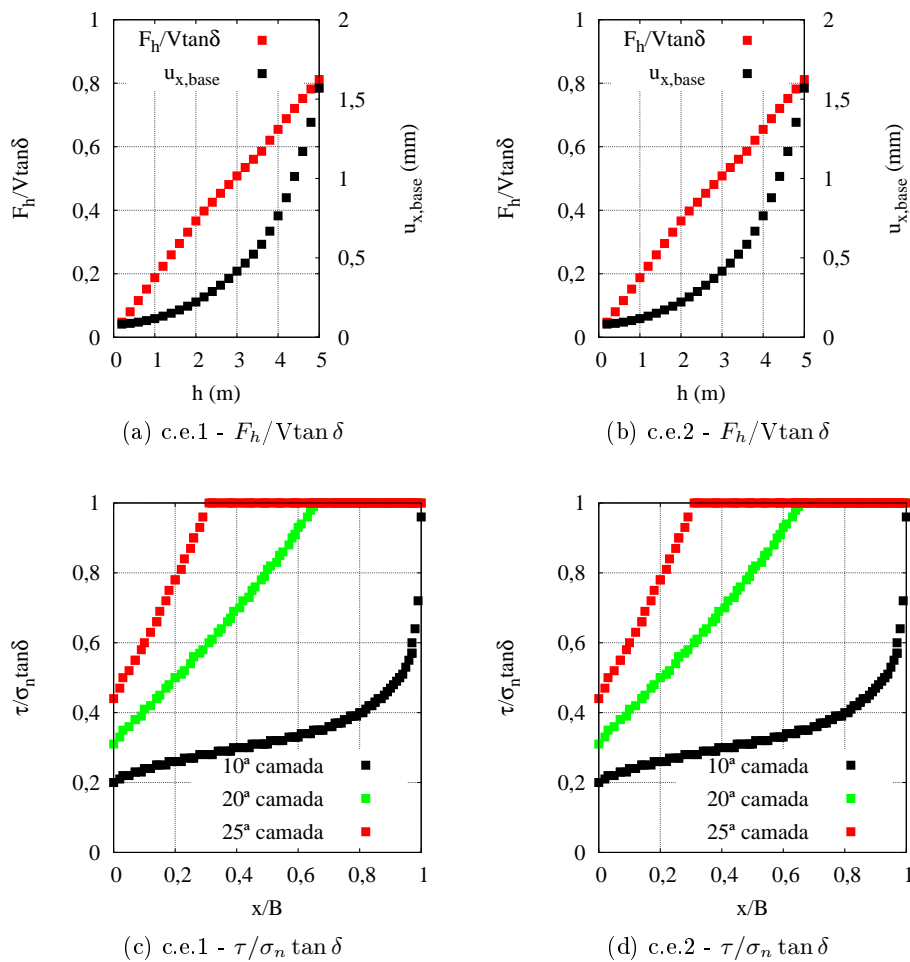


Figura 3.22: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base nos c.e.1 e c.e.2 ao longo das fases construtivas e evolução da resistência mobilizada ao longo da base do muro de suporte nos c.e.1 e c.e.2 representada a partir das fases de cálculo selecionadas para análise

Os resultados presentes nas figuras 3.22 e 3.23 permitem afirmar o seguinte:

- os resultados para os c.e.1 e c.e.2 são iguais, o que significa que o ângulo de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro não influencia as tensões e deslocamentos na base;

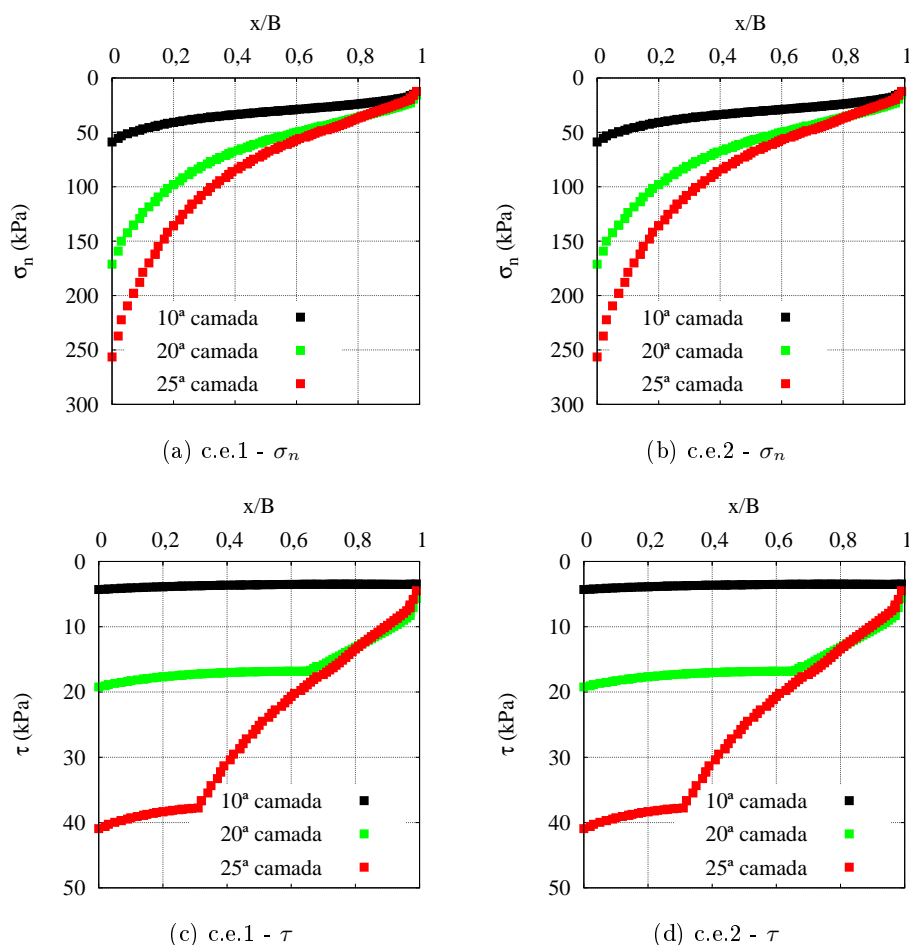


Figura 3.23: Evolução das tensões normais e tangenciais ao longo da base do muro de suporte nos c.e.1 e c.e.2 representada a partir das fases de cálculo selecionadas para análise

- a resistência mobilizada aumenta linearmente com o decorrer das fases construtivas, atingindo 80% da resistência mobilizada no final do processo construtivo para um deslocamento na base de aproximadamente 1,5 mm. Este deslocamento aumenta exponencialmente com o decorrer do processo construtivo;
- a resistência mobilizada não é constante ao longo da base do muro de suporte, apresentando em todas as fases construtivas valores superiores nas extremidades da base e inferiores no início da base ($x=0$). Este fenómeno deve-se ao facto de, a partir de determinada secção da largura da base, a tensão normal apresentar um crescimento mais acentuado que a tensão tangencial, provocando uma diminuição mais acentuada da resistência mobilizada nessas zonas;
- na última fase construtiva, perto de 75% da base tem resistência completamente mobilizada. Tal explica o facto de, na figura 3.15, estar indicado que parte da base se encontra plastificada.

Capítulo 4

Análise paramétrica - sem consideração da compactação

4.1 Introdução

Neste capítulo são demonstrados os resultados obtidos a partir dos estudos paramétricos efetuados, tendo como base os casos de estudo estipulados no capítulo anterior.

Os parâmetros que foram alvo do estudo paramétrico relativos à situação em que não se considera a compactação foram os seguintes:

- largura da base do muro de suporte;
- rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte;
- módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação;
- ângulo de resistência ao corte do aterro;
- peso volúmico do aterro;
- espessura das camadas de aterro;
- ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação.

4.2 Largura da base

As larguras consideradas neste estudo foram as seguintes:

- a largura mínima $B'_{r,f}$, para a qual é possível no programa PLAXIS, chegar ao final do cálculo na última fase construtiva: $B'_{r,f} = B_{r,f} + 0,2 \text{ m}$, sendo $B_{r,f}$ a largura teórica de colapso para a última fase construtiva;
- $B_{int} = \frac{B_{EC7} + B_{r,f}}{2}$;
- B_{EC7} (c.e.1 e c.e.2);
- $1,5B_{EC7}$.

A largura de colapso $B_{r,f}$ (tabela 4.1), corresponde à máxima largura entre a largura de rotura por deslizamento da base, $B_{r,f}^{desliz.}$, e a largura de rotura por derrubamento ($B_{r,f}^{derrub.}$).

A obtenção da largura $B_{r,f}^{desliz.}$ tem como base a equação 3.3 e é realizada através da seguinte equação:

$$B_{r,f}^{desliz.} = \frac{K_a^R H}{2 \tan \delta} \quad (4.1)$$

A determinação de $B_{r,f}^{derrub.}$ tem como base a equação 3.5 e é adquirida da seguinte maneira:

$$B_{r,f}^{derrub.} = H \sqrt{\frac{K_a^R}{3}} \quad (4.2)$$

Tabela 4.1: Obtenção de $B_{r,f}$ para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

ϕ'_{aterro} (°)	$\delta_{fund.}$ (°)	$B_{r,f}^{desliz.}$ (m)	$B_{r,f}^{derrub.}$ (m)	$B_{r,f}$ (m)
30	20	2,3	1,7	2,3

Ao observar os resultados patentes na tabela 4.1, é possível observar que o colapso é regido pela rotura por deslizamento da base.

Na tabela 4.2, encontram-se os valores das larguras consideradas para este estudo.

Tabela 4.2: Larguras da base do muro de suporte consideradas no estudo paramétrico relativo à variação da largura da base - sem consideração da compactação

$B'_{r,f}$ (m)	B_{int} (m)	B_{EC7} (m)	$1,5B_{EC7}$ (m)
2,5	2,9	3,5	5,3

4.2 Largura da base

4.2.1 Pontos plásticos e tensões de corte relativas

A análise deste ponto foi realizada tendo apenas em conta a última fase construtiva de cada um dos cálculos numéricos efetuados. Tal estudo permite avaliar a evolução destes parâmetros ao variar a largura da base do muro de suporte e a formação de superfícies de rotura numa situação perto do colapso. Os resultados propostos a analisar encontram-se na figura 4.1, cuja análise permite tirar as seguintes conclusões:

- à medida que se diminui a largura da base do muro de suporte, aumentam as tensões de corte relativa, sendo que esse aumento se verifica essencialmente nas zonas superior e intermédia da consola do muro e junto ao talude de escavação;
- à medida que se diminui a largura da base do muro de suporte, aumenta o número de pontos plásticos na base do muro, o que possivelmente advém do aumento da resistência mobilizada e que confirma a rotura por deslizamento da base. Para além disso, para os casos relativos à largura da base $B'_{r,f}$ observa-se a presença de pontos de tension cut-off, que apresentam pontos com tensão tangencial nula, demonstrando que a base do muro deixa de estar em contacto com o solo devido a uma consequente rotação do muro de suporte, afastando a base do muro de suporte com o solo de fundação;
- começam a aparecer pontos plásticos no aterro a partir do momento em que a base se apresenta perto de estar totalmente mobilizada;
- os resultados para os casos com e sem atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro são iguais, exceto nos casos de colapso ($B'_{r,f}$);
- para as situações relativas à largura da base $B'_{r,f}$ observa-se a formação de uma superfície de rotura que se inicia no fim da base do muro de suporte e acaba na consola do muro de suporte e de outra para o lado direito, fazendo com esta uma cunha de solo que mostra o modo de mobilização dos impulsos ativos neste tipo de estruturas de suporte.

4.2.2 Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)

Mostram-se na figura 4.2 os deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro para a última fase construtiva e para a fase relativa à 10^a camada de cada um dos cálculos numéricos efetuados.

A análise da figura 4.2 permite aferir o seguinte:

- ao considerar-se atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro, os deslocamentos horizontais apresentam alguma diminuição;

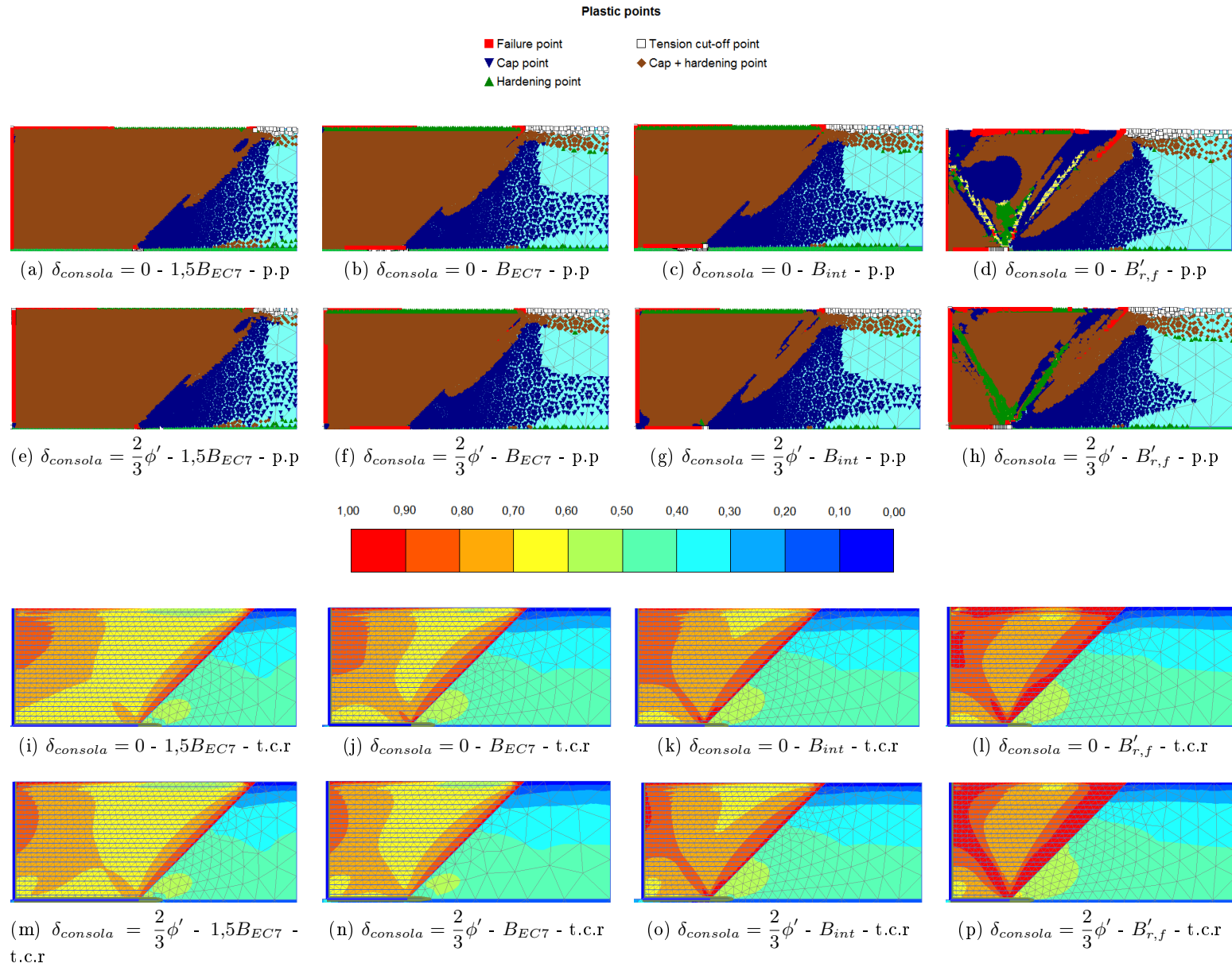


Figura 4.1: Pontos plásticos (p.p) e tensões de corte relativas (t.c.r) presentes na última fase construtiva para cada um dos cálculos numéricos efetuados para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

4.2 Largura da base

- à medida que se diminui a largura da base do muro de suporte, os deslocamentos aumentam;
- na fase relativa à 10^a camada, os deslocamentos entre os cálculos numéricos apresentam entre si aproximadamente a mesma distância, o que já não se verifica na última fase de cálculo, onde os casos relativos a $B'_{r,f}$ apresentam grande diferença relativamente aos restantes, tal justifica-se pela maior mobilização da força de atrito na base do muro para estes casos, induzindo deslocamentos causados pelo deslizamento do muro;
- na 25^a camada todos os casos apresentam a mesma distribuição de deslocamentos, apresentando deslocamentos máximos no topo da consola e mínimos na base.

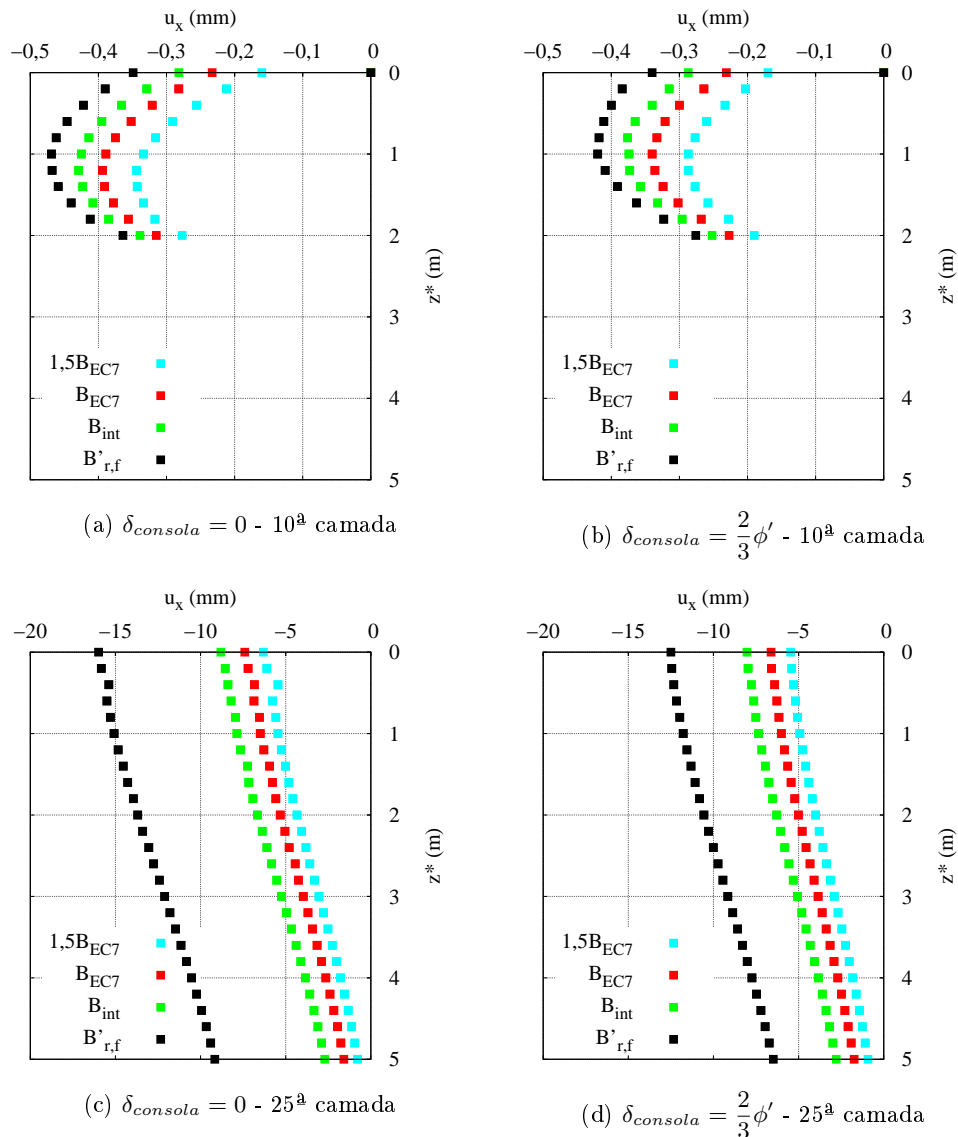


Figura 4.2: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro nas fases de cálculo seleccionadas para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

4.2.3 Tensões tangenciais

Na figura 4.3 mostram-se as tensões tangenciais na última fase de cálculo, podendo verificar-se que à medida que se diminui a largura da base, aumentam as tensões tangenciais na secção $x=B$ e nas imediações das superfícies de rotura que se identificaram na secção 4.2.1.

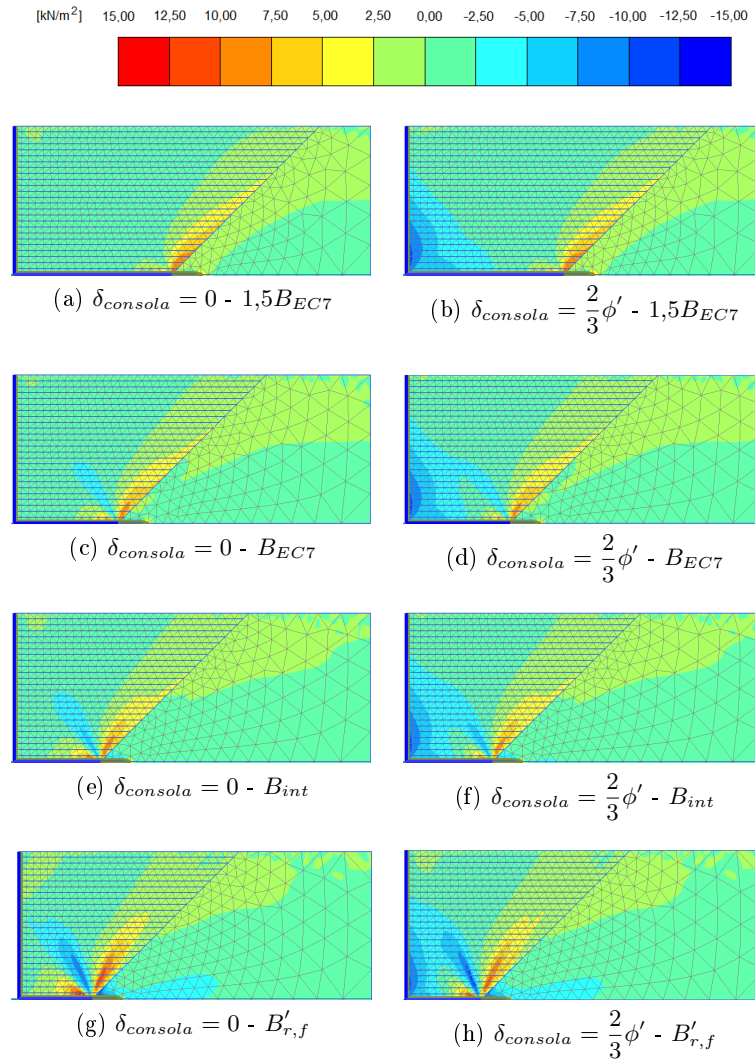


Figura 4.3: Tensões tangenciais na última fase de cálculo para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

4.2.4 Tensões horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$

A figura 4.4 mostra as distribuições das tensões horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ para cada um dos cálculos numéricos na última fase construtiva.

4.2 Largura da base

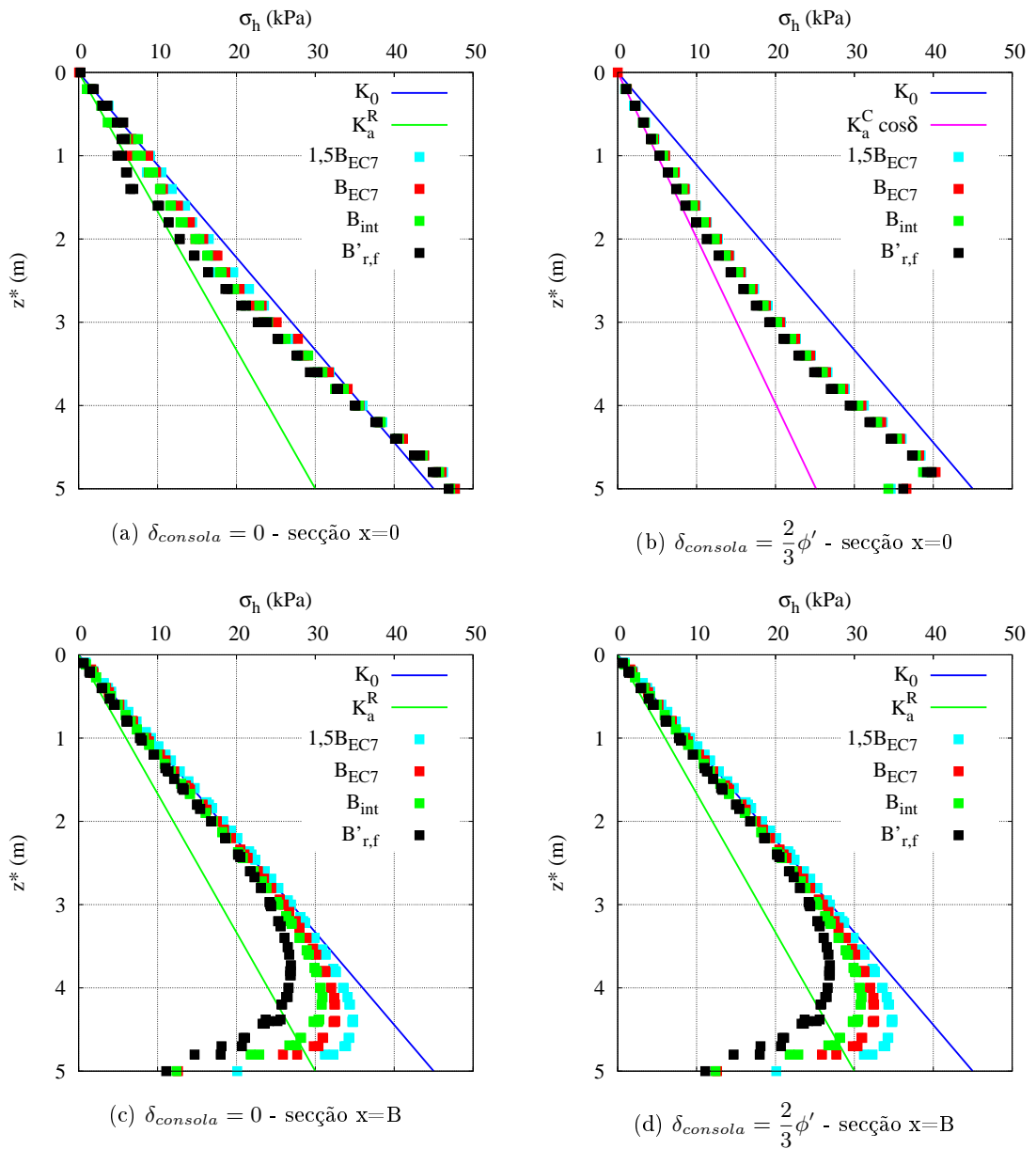


Figura 4.4: Distribuição das tensões horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ na última fase construtiva para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

A observação dos resultados presentes na figura 4.4 permite deduzir o seguinte:

- nas secções $x=0$ e $x=B$ verifica-se uma diminuição das tensões à medida que se reduz a largura da base, o que está de acordo com o observado por Goh (1993) (secção 2.3);
- com o diminuir da largura da base do muro de suporte, verifica-se uma aproximação das tensões para o ativo, o que entra em concordância com o observado na secção 4.2.2;
- a mudança da largura da base do muro de suporte induz alterações na distribuição das

tensões horizontais na secção $x=B$ essencialmente nas zonas de maior profundidade, o que se deve principalmente às tensões tangenciais que alteram significativamente nessas zonas (secção 4.2.3).

4.2.5 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

A evolução dos impulsos e momentos na consola com o decorrer das fases construtivas para os cálculos numéricos efetuados é representada na figura 4.5.

Ao observar a figura 4.5, é possível indicar que:

- a mudança da largura da base do muro de suporte não apresenta influência nos impulsos na secção $x=0$ e momentos nas fases construtivas iniciais e intermédias, devido ao impacto ligeiro que essa mudança induz nos deslocamentos horizontais (figura 4.2). Nas fases construtivas finais a alteração da largura da base já apresenta impacto significativo nos impulsos na secção $x=0$ e nos momentos;
- na última fase construtiva os casos relativos a $B'_{r,f}$ apresentam impulsos na secção $x=0$ com um afastamento considerável relativamente aos restantes casos, o que entra em concordância com o demonstrado na figura 4.2;
- na secção $x=B$ os impulsos entre os casos estudados vão se afastando cada vez mais entre si à medida que se aproxima da última fase construtiva;
- os casos correspondentes a $B'_{r,f}$ na última fase construtiva encontram-se na secção $x=0$ aproximadamente a 30% do ativo, enquanto na secção $x=B$ apresentam-se aproximadamente a 10%. O caso relativo a $1,5B_{EC7}$ encontra-se a 40% do ativo na secção $x=0$ ($\delta_{consola} = 0$) e a aproximadamente 35% na secção $x=B$. Tal indica que, à medida que se aproxima da situação de colapso, a diferença entre os impulsos entre as secções $x=0$ e $x=B$ vai aumentando.

4.2.6 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

A resistência mobilizada ao longo das várias fases construtivas, bem como a sua variação ao longo da largura da base do muro de suporte na última fase construtiva, para cada um dos cálculos numéricos efetuados para este estudo, encontra-se na figura 4.6. Não se apresentam os resultados para o caso com atrito solo-estrutura na consola visto produzir os mesmos resultados que para o caso sem atrito solo-estrutura, tal como demonstrado na secção 3.3.6.

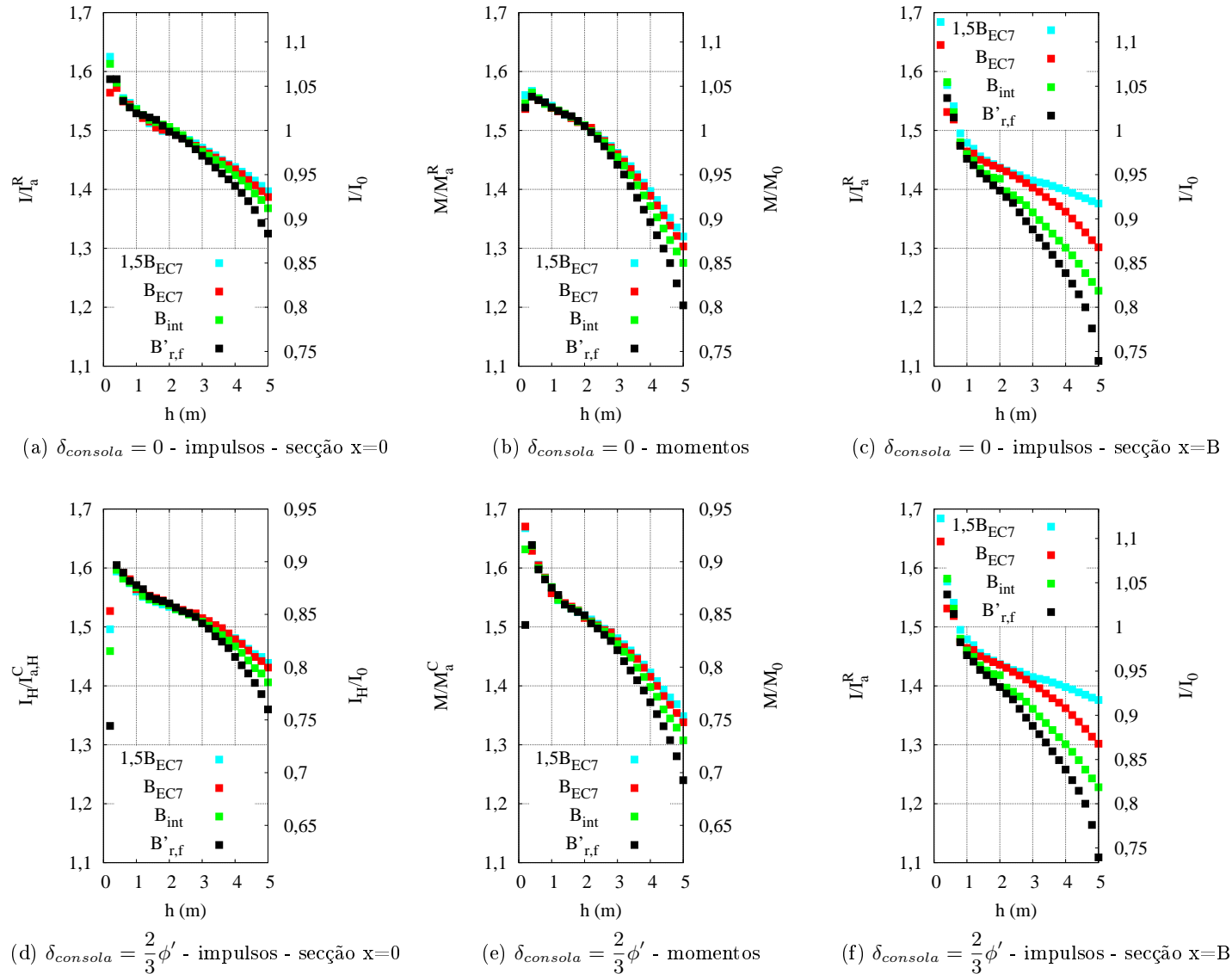


Figura 4.5: Evolução dos impulsos nas secções x=0 e x=B e momentos ao longo das fases construtivas para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

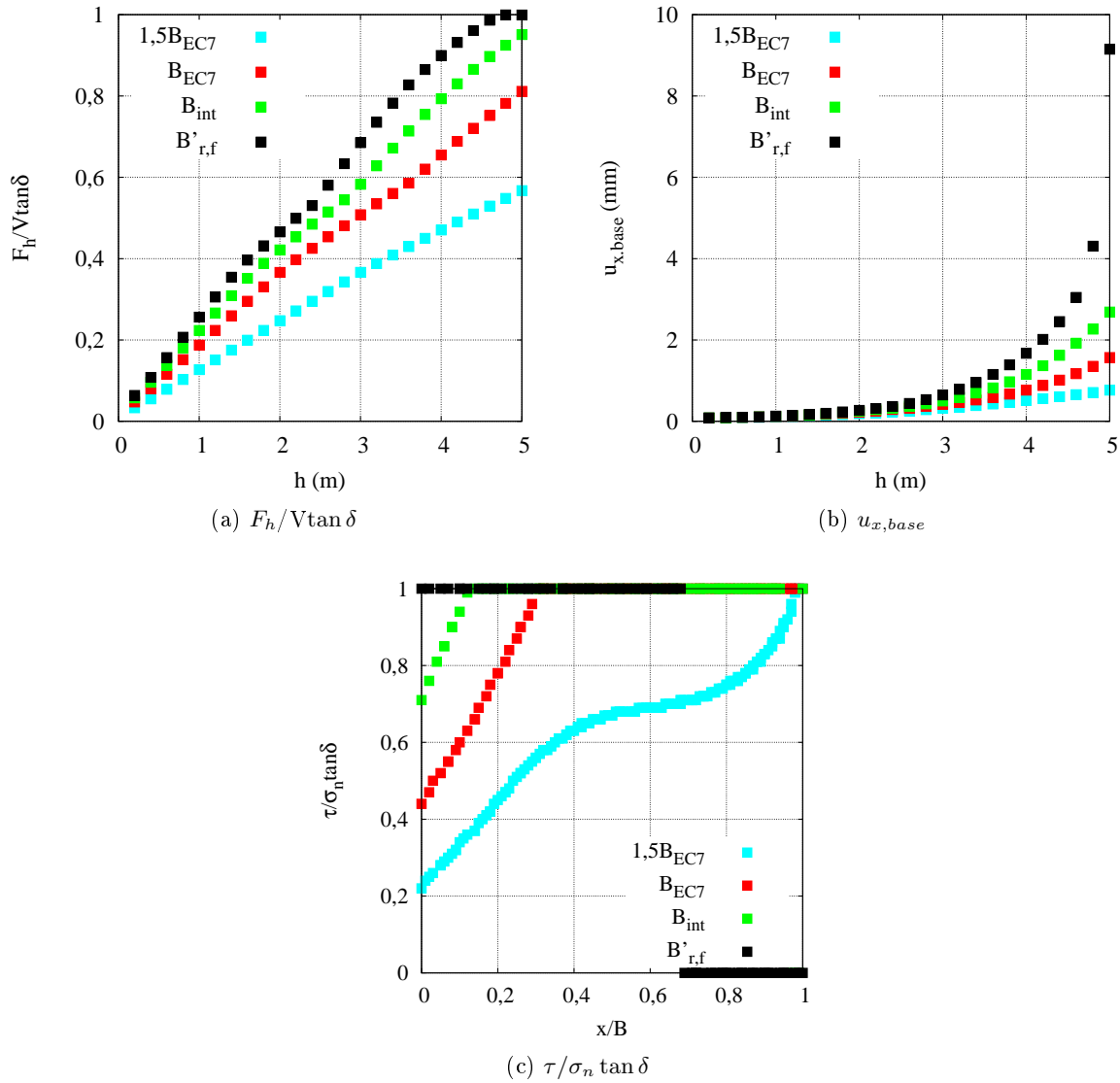


Figura 4.6: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base ao longo das fases construtivas e variação da resistência mobilizada para a última fase construtiva ao longo da base do muro de suporte para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

Os resultados presentes na figura 4.6 demonstram que:

- quanto menor a largura da base, maior a resistência mobilizada e maiores os deslocamentos, aproximando-se do colapso por deslizamento;
- os casos correspondentes a $B'_{r,f}$ mobilizam totalmente a resistência para um deslocamento de aproximadamente 9 mm. Tal ocorre para um impulso na secção $x=B$ cerca de 10% superior ao impulso ativo teórico (figura 4.5), o que, a menor desta pequena diferença, está de acordo com a total mobilização da resistência na base do muro de suporte;

4.2 Largura da base

- a situação relativa a $1,5B_{EC7}$ apresenta um andamento da resistência mobilizada distinto dos restantes casos, o que se deve ao comportamento distinto que a mesma apresenta ao longo da base do muro de suporte comparativamente aos restantes casos;
- a distribuição da resistência mobilizada ao longo da base do caso correspondente a $1,5B_{EC7}$ assemelha-se à apresentada na 10^a camada para os casos relativos a B_{EC7} , mais concretamente os casos de estudo (figura 3.22).

Foi realizada uma análise onde se compara diretamente as resistências mobilizadas e os deslocamentos na base do muro de suporte com o critério de Matos Fernandes (1983) (figura 4.7). Através da figura 4.7 observa-se que todos os casos seguem aproximadamente a mesma trajetória, não apresentando um grande afastamento do critério de Matos Fernandes (1983).

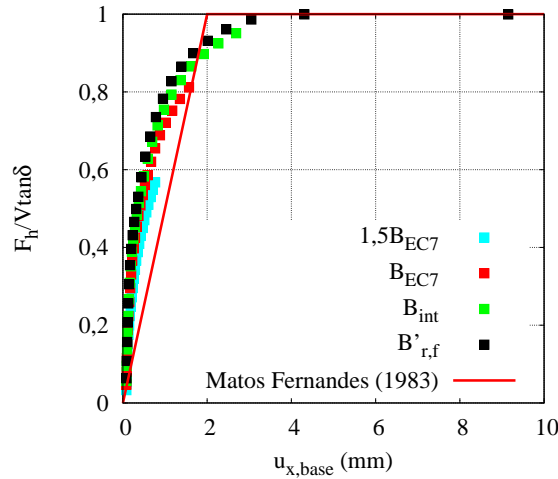


Figura 4.7: Comparação da relação entre a resistência mobilizada e o deslocamento na base obtida no estudo da variação da largura da base com a relação proposta por Matos Fernandes (1983)

4.2.7 Estudo adicional

A partir da secção 4.2.5, é possível observar que a mudança da largura da base apresenta grande influência nos impulsos e conseqüentemente nos momentos obtidos, forças essas que dependem adicionalmente da altura de terreno suportado. Tendo isto em conta, apresenta-se na figura 4.8 a evolução dos impulsos e momentos atuantes adimensionalizados com a relação B_r/B , sendo B_r a largura de colapso para cada altura de terreno suportado, h , que corresponde à máxima largura entre a largura de rotura por deslizamento da base, $B_r^{desliz.}$, e a largura de rotura por derrubamento ($B_r^{derrub.}$):

$$B_r^{desliz.} = \frac{K_a^R h}{2 \tan \delta} \quad (4.3)$$

$$B_r^{derrub.} = h \sqrt{\frac{K_a^R}{3}} \quad (4.4)$$

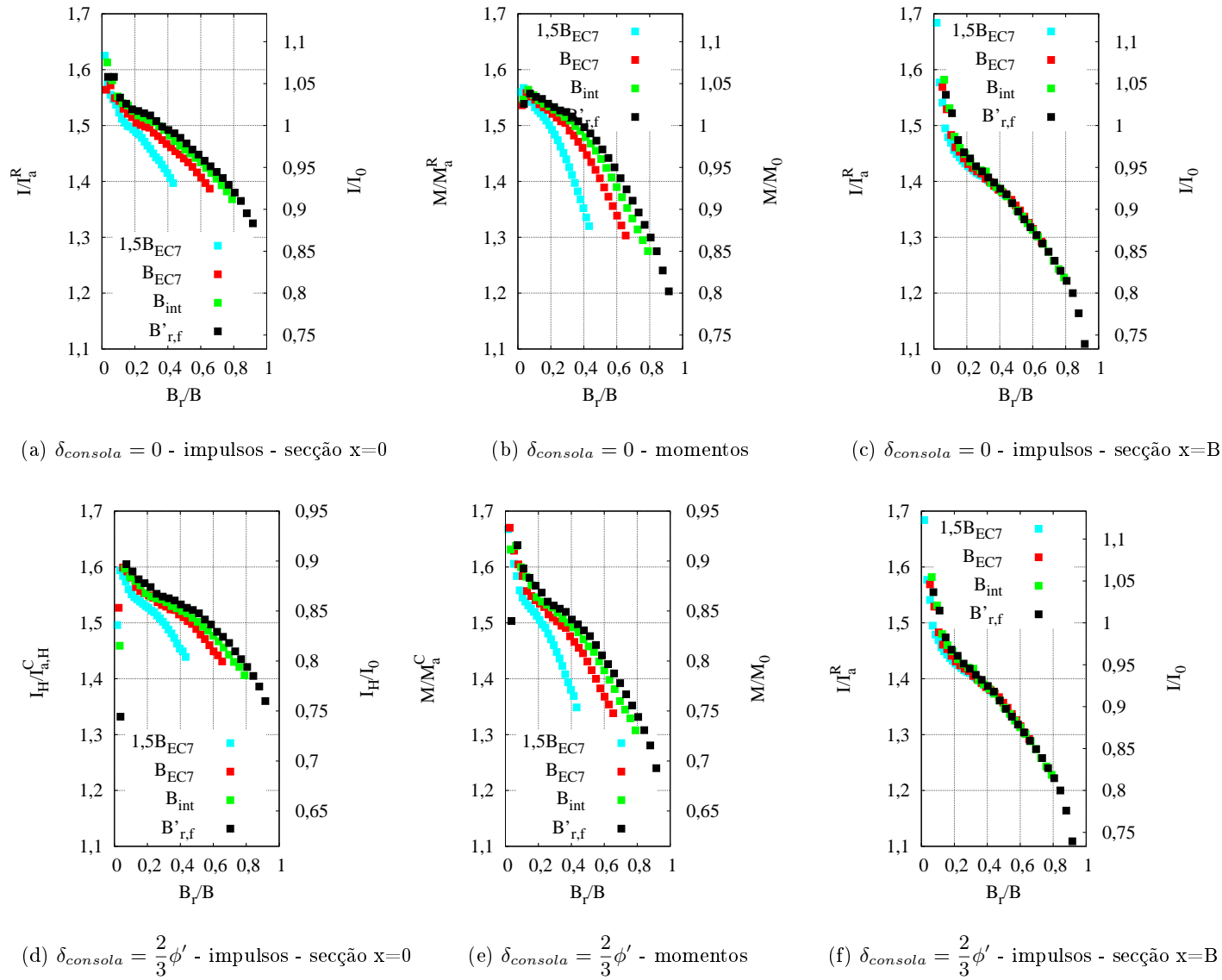


Figura 4.8: Evolução dos impulsos e momentos nas secções $x=0$ e $x=B$ conforme B_r/B para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

4.2 Largura da base

A análise da figura 4.8 permite chegar às seguintes conclusões:

- os momentos e os impulsos presentes na secção $x=0$ apresentam resultados muito diferentes comparativamente aos impulsos na secção $x=B$;
- os impulsos atuantes na secção $x=B$ apresentam uma relação direta com o B_r/B , exceto nas fases construtivas iniciais, onde existe uma discrepância entre os resultados, o que também é visível na figura 4.5. Tal poderá dever-se ao facto de para as fases construtivas iniciais (B_r/B baixos) os impulsos serem muito reduzidos e bastar apenas uma ligeira diferença nos resultados para ocorrer uma grande disparidade entre os mesmos;
- os impulsos na secção $x=0$ e os momentos não apresentam uma relação direta com B_r/B , podendo depender de uma ou mais relações adicionais.

Como o impulso na secção $x=B$ apresenta uma relação direta com B_r/B e o mesmo está diretamente relacionado com a resistência mobilizada, optou-se por estender a análise realizada aos impulsos à resistência mobilizada (figura 4.9(a)). Efetua-se também a análise para os deslocamentos na base (figura 4.9(b)). A apreciação dos resultados demonstrados na figura 4.9 leva a concluir que a resistência mobilizada e os deslocamentos na base, tal como os impulsos na secção $x=B$, apresentam uma ligação direta com B_r/B .

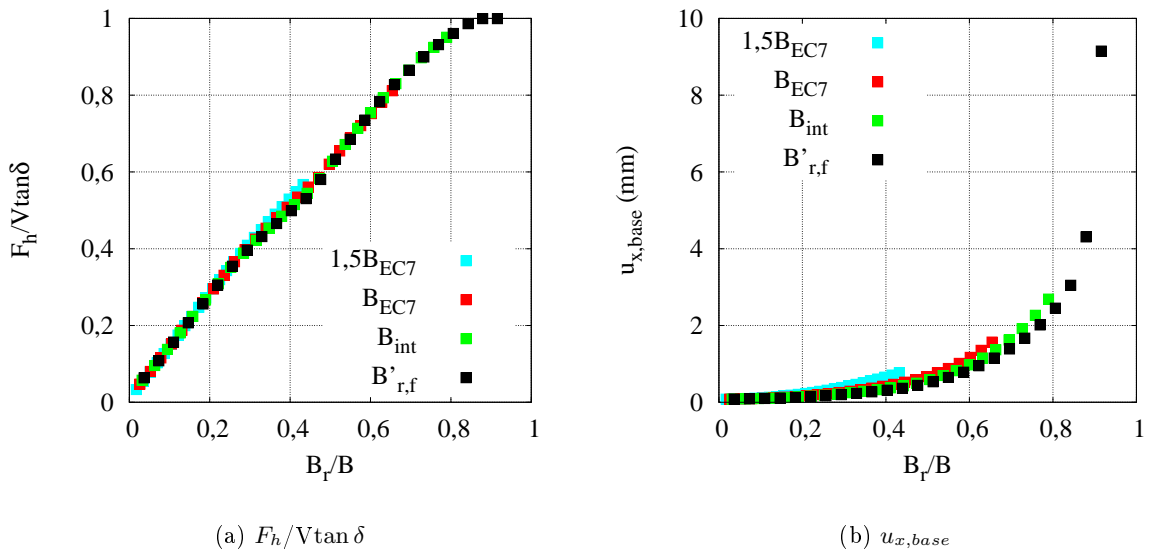


Figura 4.9: Evolução da resistência mobilizada consoante B_r/B para o estudo da variação da largura da base - sem consideração da compactação

Dado que não é necessário considerar diversos valores de B , para se obter um intervalo largo de B_r/B , opta-se nos cálculos seguintes por considerar apenas duas larguras do muro de suporte: B_{EC7} e $B'_{r,f}$.

4.3 Rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte

Os valores de rigidez à flexão para a consola e para a base do muro de suporte estudados foram os seguintes:

- $10EI_i$: $EI_c = 1600000 \text{ kNm}^2/\text{m}$, $EI_f = 5400000 \text{ kNm}^2/\text{m}$;
- EI_i : $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$, $EI_f = 540000 \text{ kNm}^2/\text{m}$;
- $EI_i/2$: $EI_c = 80000 \text{ kNm}^2/\text{m}$, $EI_f = 270000 \text{ kNm}^2/\text{m}$.

4.3.1 Deslocamentos horizontais (secção x=0)

Na figura 4.10 expõem-se os deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para cada um dos cálculos numéricos efetuados. A análise dessa figura permite extrair que a diminuição da rigidez à flexão provoca um aumento dos deslocamentos horizontais, enquanto o aumento da mesma, ao invés, provoca uma diminuição destes.

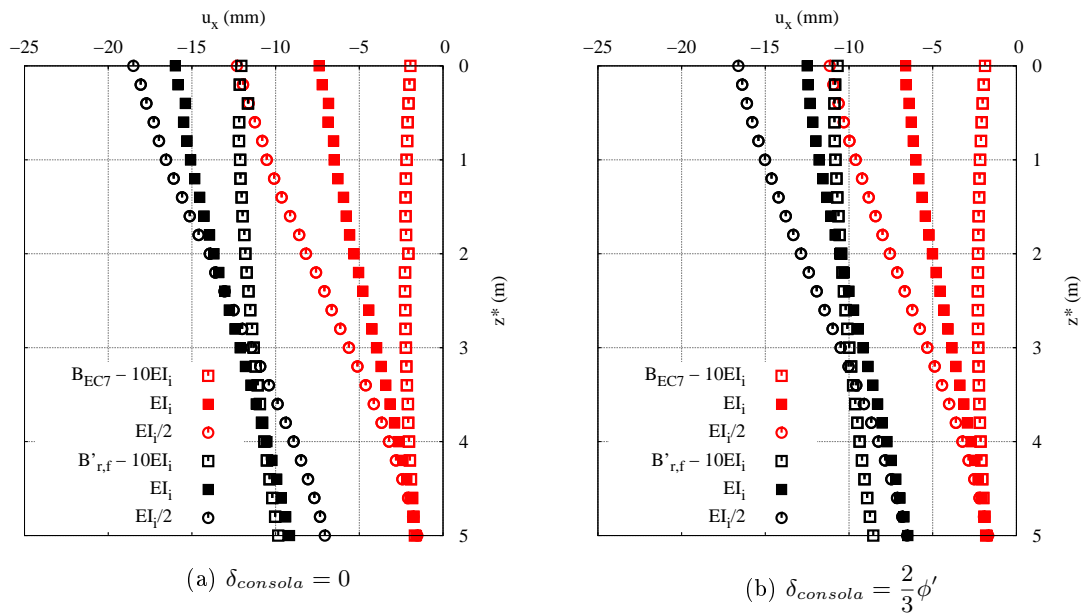


Figura 4.10: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo da variação da rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte - sem consideração da compactação

4.3 Rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte

4.3.2 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

A evolução dos impulsos e dos momentos conforme B_r/B consta na figura 4.11. A apreciação dos resultados patentes na figura 4.11 indica que:

- a variação da rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte apresenta impacto relevante nos impulsos na secção $x=0$ e momentos, enquanto na secção $x=B$ apresenta pouca ou nenhuma relevância nos impulsos;
- na secção $x=0$, o aumento da rigidez provoca um conseqüente aumento dos impulsos/momentos, que advém da diminuição dos deslocamentos (figura 4.10) e vice-versa;
- na secção $x=B$ a alteração da rigidez à flexão não provoca alterações significativas nos impulsos, podendo estes impulsos ser dados pela relação B_r/B ;
- a variação da rigidez à flexão apresenta efeitos equivalentes aos referidos por Goh (1993) no seu estudo paramétrico referente à alteração do módulo de elasticidade do muro de suporte (secção 2.3), visto o aumento da rigidez provocar um aumento das tensões e conseqüentemente do impulso e vice-versa.

4.3.3 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 4.12 expõem-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base do muro de suporte conforme B_r/B .

O estudo dos resultados presentes na figura 4.12 permite aferir que:

- a resistência mobilizada apresenta diferenças muito pouco significativas quando sujeita a alterações na rigidez à flexão, o que entra em concordância com os resultados evidenciados pelos impulsos na secção $x=B$ (figura 4.11) e com os deslocamentos horizontais presentes na base;
- os deslocamentos horizontais na base também não são alterados significativamente pela rigidez à flexão do muro de suporte.

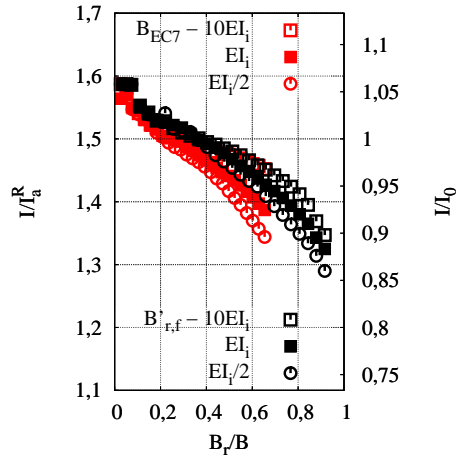
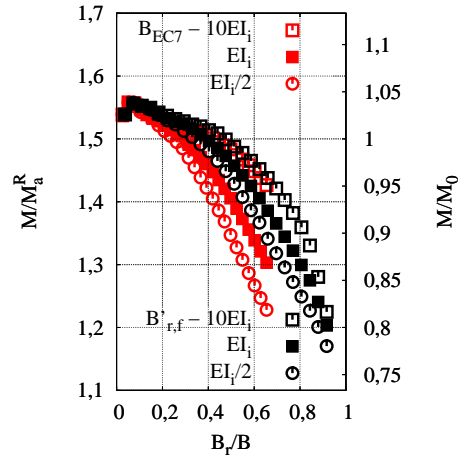
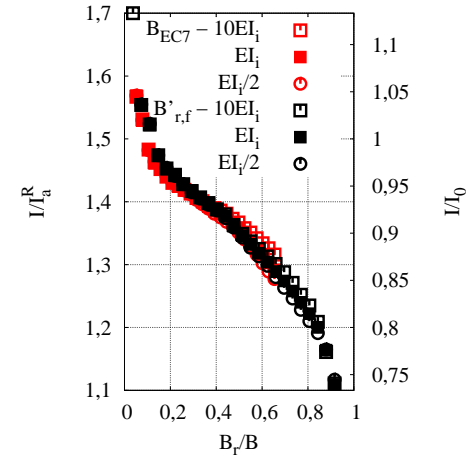
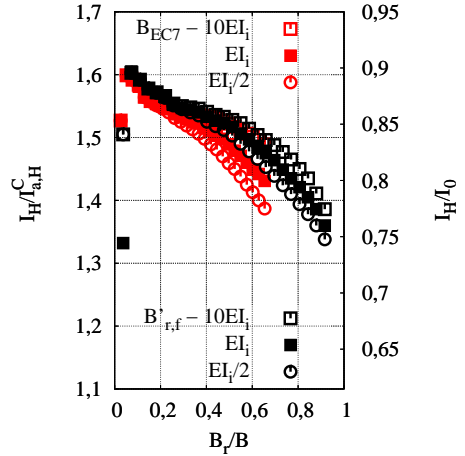
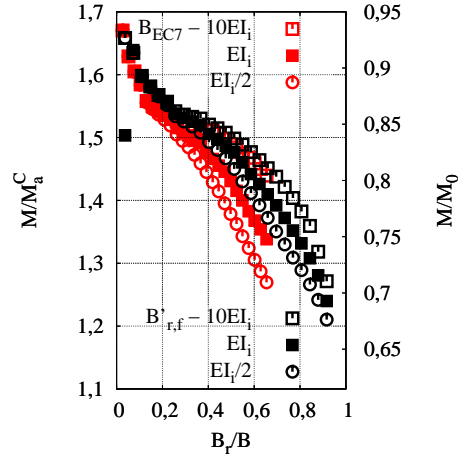
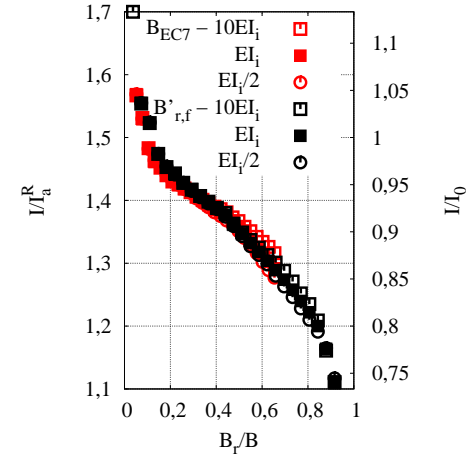
(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=0$ (b) $\delta_{consola} = 0$ - momentos(c) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=B$ (d) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=0$ (e) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - momentos(f) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=B$

Figura 4.11: Evolução dos impulsos e dos momentos consoante B_r/B para o estudo da variação da rigidez da consola e da base do muro de suporte - sem consideração da compactação

4.4 Módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação

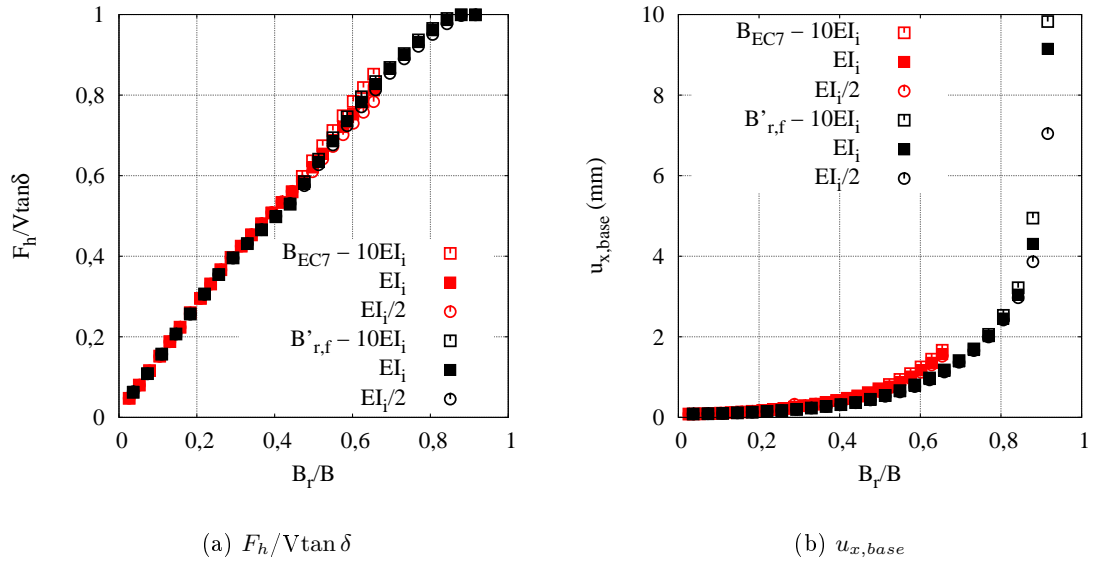


Figura 4.12: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação da rigidez da consola e da base do muro de suporte - sem consideração da compactação

4.4 Módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação

Os módulos de elasticidade da interface muro-solo de fundação considerados no estudo paramétrico foram os seguintes:

- $10E_i = 180$ MPa;
- $E_i = 18$ MPa;
- $E_i/1,8 = 10$ MPa.

4.4.1 Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)

Na figura 4.13 mostram-se os deslocamentos horizontais na última fase construtiva sendo que a partir da sua análise conclui-se que a diminuição do módulo de elasticidade da interface muro-solo de fundação promove um aumento dos deslocamentos horizontais e vice-versa.

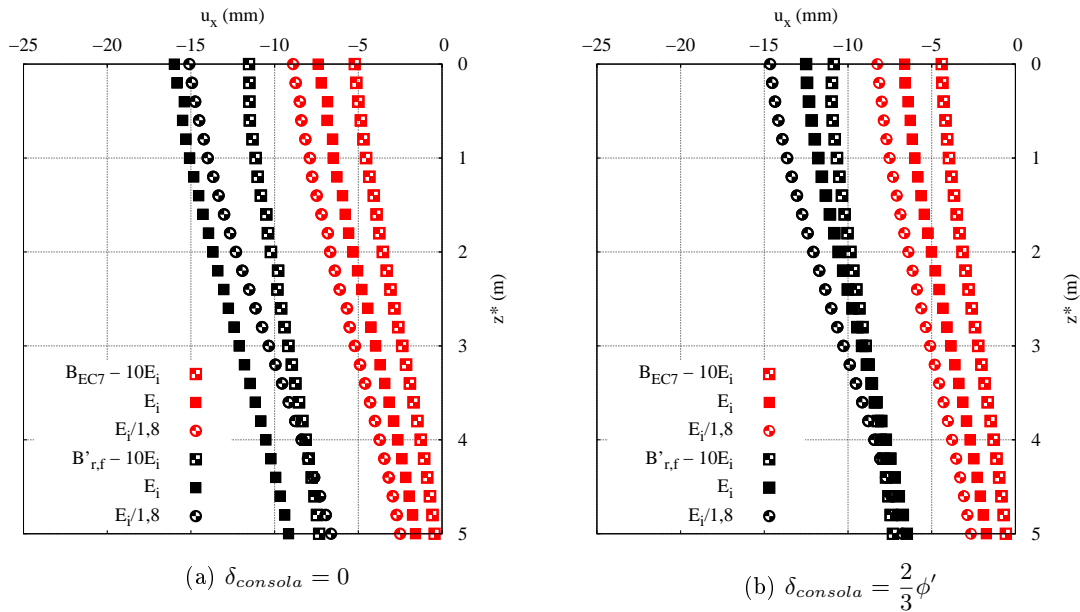
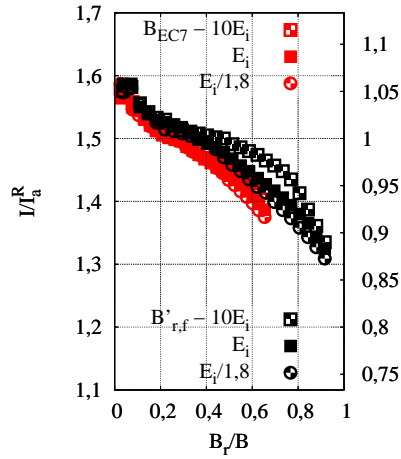


Figura 4.13: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo da variação da rigidez da interface muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

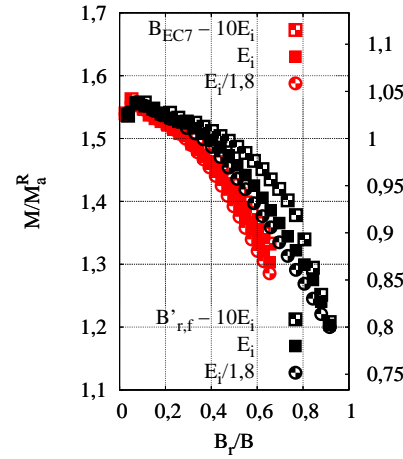
4.4.2 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

A análise dos impulsos e dos momentos é realizada consoante B_r/B (figura 4.14), sendo que a mesma concede as seguintes conclusões:

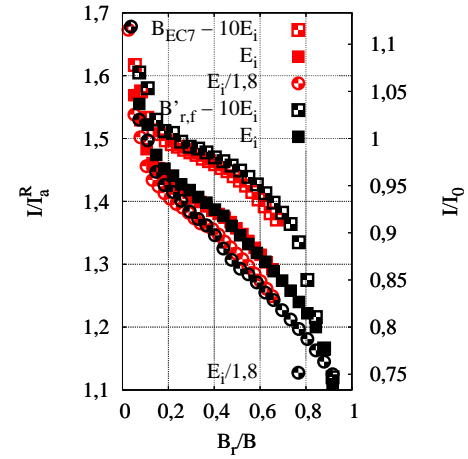
- o aumento do módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação provoca um conseqüente aumento dos impulsos/momentos, que advém da diminuição dos deslocamentos (figura 4.13) e vice-versa;
- os impulsos na secção $x=B$ dependem não só da relação B_r/B , como também do módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação, sendo que quanto maior o módulo maiores os impulsos para um dado B_r/B ;
- a diminuição do módulo de elasticidade apresenta efeitos equivalentes aos referidos por Goh (1993) no seu estudo paramétrico referente à alteração da rigidez tangencial da interface muro-solo de fundação (secção 2.3), visto a diminuição do módulo provocar uma diminuição dos impulsos e, obviamente, das tensões, como observado por Goh (1993), ao diminuir a rigidez tangencial.



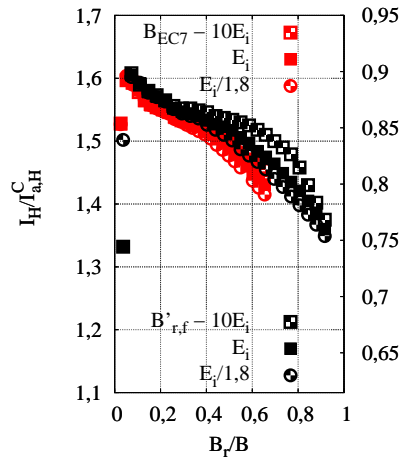
(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=0$



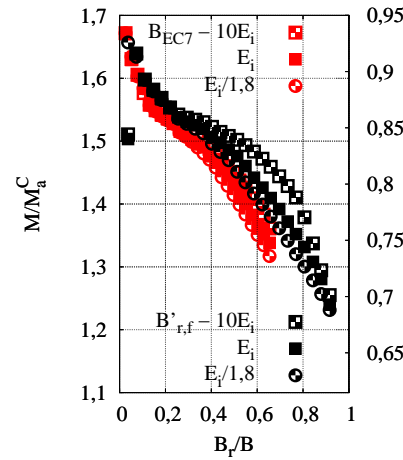
(b) $\delta_{consola} = 0$ - momentos



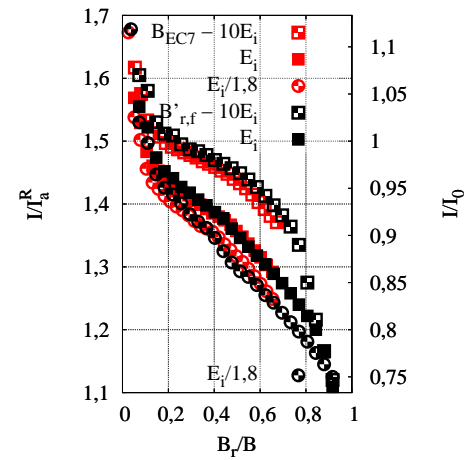
(c) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=B$



(d) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=0$



(e) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - momentos



(f) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=B$

Figura 4.14: Evolução dos impulsos e dos momentos conforme B_r/B para o estudo da variação da rigidez da interface muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

4.4.3 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 4.15 encontram-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base conforme B_r/B , sendo que a sua análise permite aferir que:

- os cálculos referentes a $B'_{r,f}$ convergem todos para uma resistência totalmente mobilizada;
- a resistência mobilizada e os deslocamentos na base são afetados pelo módulo de elasticidade da interface muro-solo de fundação;
- o aumento do módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação provoca uma diminuição dos deslocamentos na base e vice-versa;
- o aumento do módulo de elasticidade provoca o aumento da resistência mobilizada, o que advém do conseqüente aumento dos impulsos na secção $x=B$ e vice-versa.

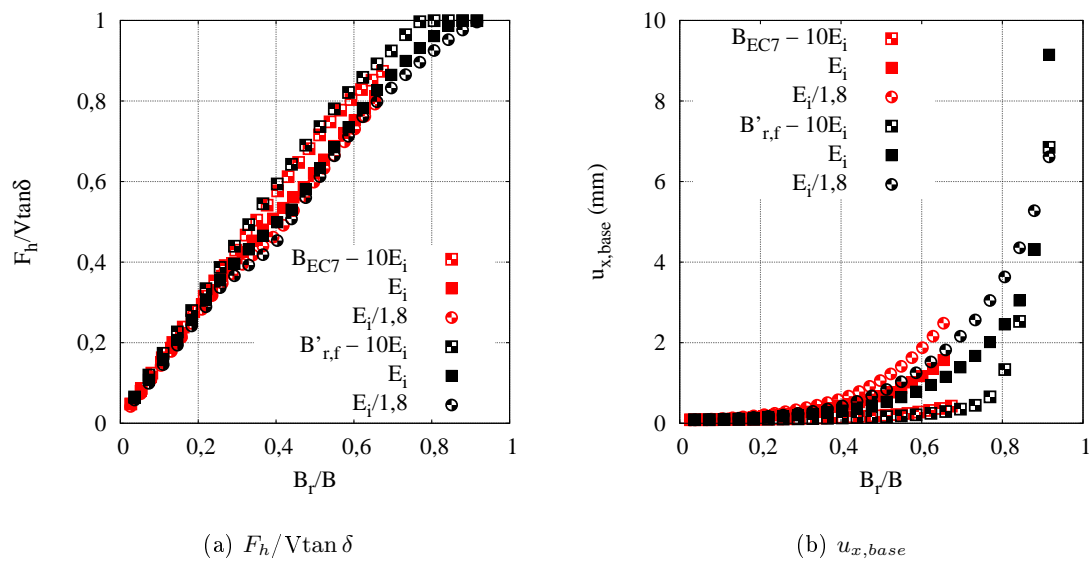


Figura 4.15: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação da rigidez da interface muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

4.5 Ângulo de resistência ao corte do aterro

Os valores do ângulo de resistência ao corte estudados para o aterro foram os seguintes:

- $\phi' = 30^\circ$ ($\psi = 0^\circ$ e $R_{inter} = 0,63$);
- $\phi' = 40^\circ$ ($\psi = 10^\circ$ e $R_{inter} = 0,60$);

4.5 Ângulo de resistência ao corte do aterro

- $\phi' = 50^\circ$ ($\psi = 20^\circ$ e $R_{inter} = 0,55$).

Para os cálculos numéricos referentes ao $\phi' = 50^\circ$, foi necessário introduzir $E_{oed}^{ref} = 20$ MPa, pois o PLAXIS impedia de realizar o cálculo com o valor estipulado para os casos de estudo ($E_{oed}^{ref} = 30$ MPa).

Apenas são considerados os resultados de colapso relativos a situações de colapso por deslizamento, sendo que para o cálculo relativo a $\phi' = 40^\circ$ não foi possível de obter resultados correspondentes à situação de colapso visto o PLAXIS não ter possibilitado a obtenção dos mesmos. Logo, neste estudo apenas se apresentam os resultados respetivos a B_{EC7} .

Os B_{EC7} e $B_{r,f}$ relativos aos ângulos de resistência ao corte do aterro considerados neste estudo encontram-se na tabela 4.3.

Tabela 4.3: B_{EC7} e $B_{r,f}$ do estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação

ϕ'_{aterro} ($^\circ$)	$\delta_{fund.}$ ($^\circ$)	$B_{EC7}^{desliz.}$ (m)	$B_{EC7}^{derrub.}$ (m)	B_{EC7} (m)	$B_{r,f}^{desliz.}$ (m)	$B_{r,f}^{derrub.}$ (m)	$B_{r,f}$ (m)
30	20	3,5	1,8	3,5	2,3	1,7	2,3
40		2,4	1,5	2,4	1,5	1,3	1,5
50		1,6	1,2	1,6	0,9	1,1	1,1

4.5.1 Deslocamentos horizontais (secção x=0)

Os resultados deste parâmetro na última fase construtiva encontram-se na figura 4.16, sendo que a sua apreciação leva a afirmar que ao aumentar-se o ângulo de resistência ao corte do aterro, os deslocamentos horizontais aumentam, apesar de existirem menores tensões horizontais atuantes contra o muro de suporte. O aumento dos deslocamentos poderá advir da diminuição da largura da base, que provoca consequentemente maior presença de deslocamentos.

4.5.2 Tensões tangenciais

Na figura 4.17 mostram-se as tensões tangenciais para a última fase construtiva, sendo que a sua análise permite afirmar que o aumento do ângulo de resistência ao corte provoca um aumento das tensões tangenciais na secção x=B.

4.5.3 Impulsos atuantes nas secções x=0 e x=B e momentos atuantes

Na figura 4.18 mostram-se os impulsos e momentos consoante B_r/B . A análise dos resultados permite as seguintes conclusões:

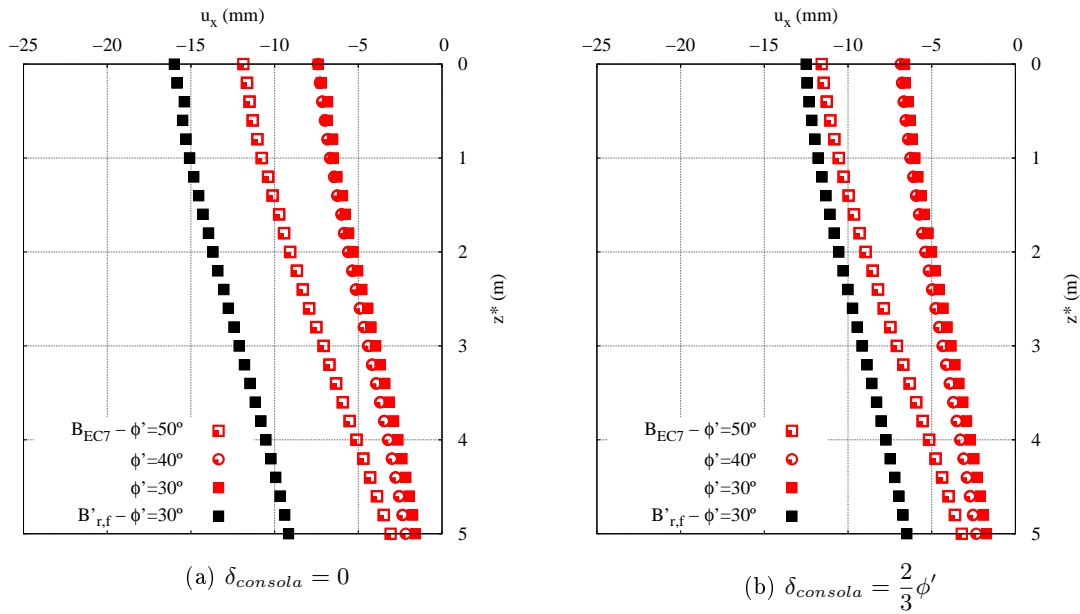


Figura 4.16: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação

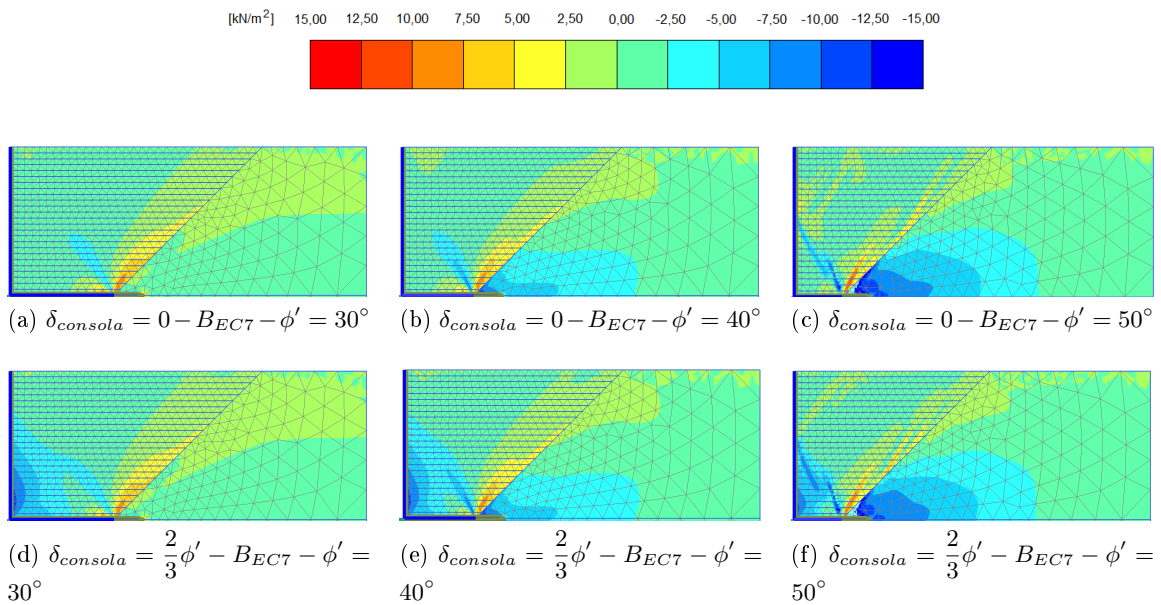


Figura 4.17: Tensões tangenciais na última fase de cálculo para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação

- o ângulo de resistência ao corte do aterro é um parâmetro que apresenta grande influência nos impulsos e momentos;

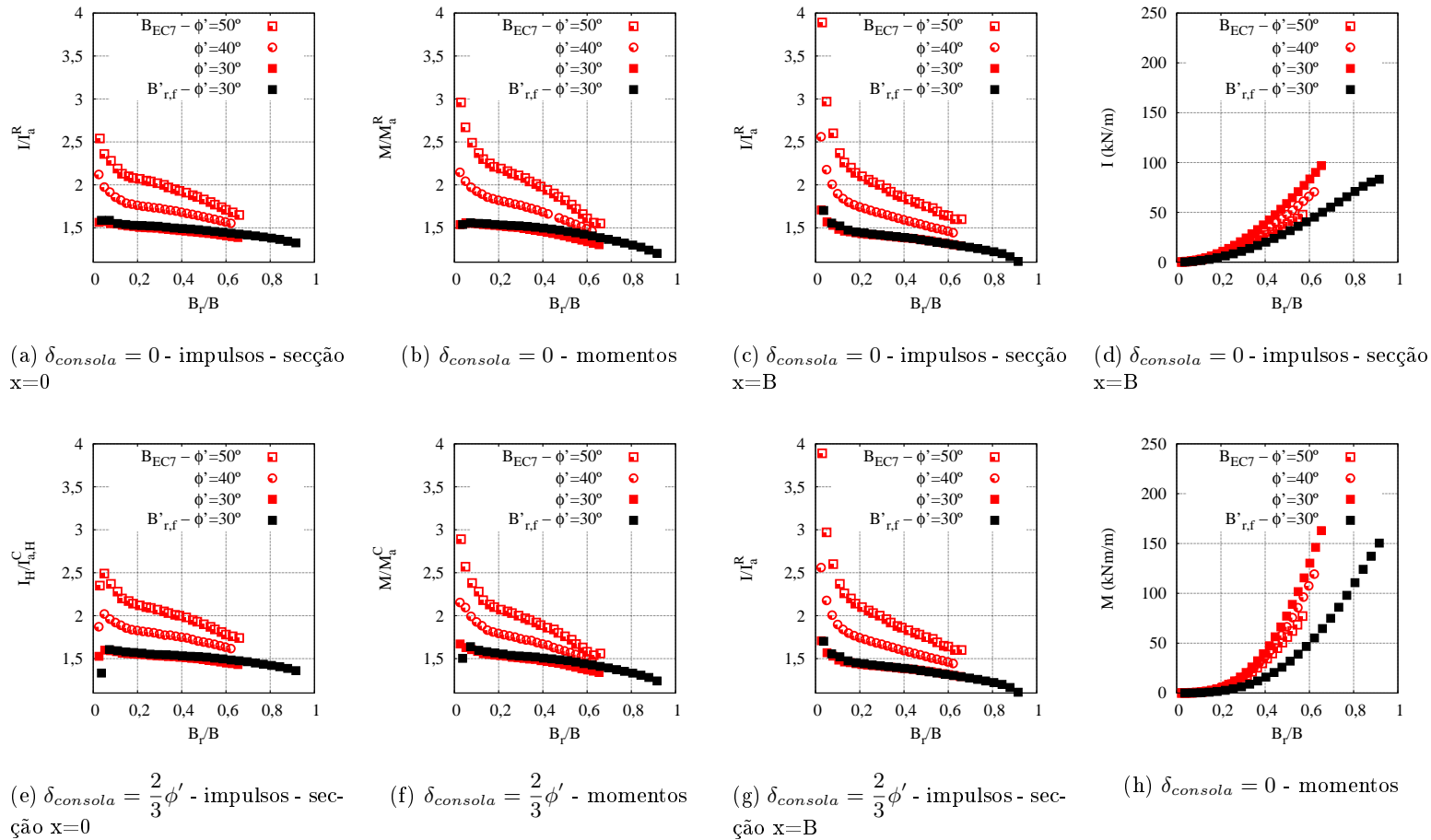


Figura 4.18: Evolução dos impulsos e momentos conforme B_r/B para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação

- nas secções 4.5.1 e 4.5.2, observou-se que as tensões tangenciais e os deslocamentos horizontais aumentam à medida que se aumenta o ângulo de resistência ao corte do aterro. Apesar disso, os impulsos e os momentos afastam-se cada vez mais da situação do ativo;
- apesar de os impulsos e momentos apresentarem uma diminuição à medida que se aumenta o ângulo de resistência ao corte (figuras 4.18(d) e 4.18(h)), essa diminuição não é suficiente para se atingir valores tão próximos do ativo, como se atinge para valores de resistência ao corte mais baixos (figuras 4.21(b) e 4.18(c));
- é possível observar no andamento dos impulsos e dos momentos que consoante B_r/B se aproxima de 1, ou seja, da situação relativa ao colapso, os impulsos e os momentos convergem todos para os mesmos valores, sendo que, à medida que se adota um maior ângulo de resistência ao corte maior, mais acentuada é a convergência/declive.

4.5.4 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 4.19 encontram-se presentes a resistência mobilizada e os deslocamentos na base conforme B_r/B .

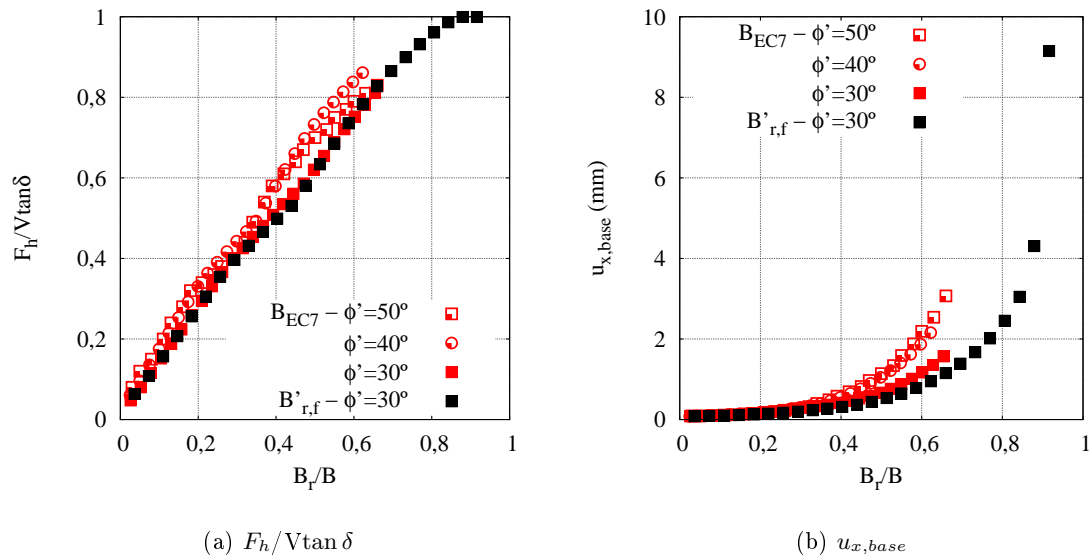


Figura 4.19: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação do ângulo de resistência ao corte do aterro - sem consideração da compactação

A partir da observação dos resultados expostos na figura 4.19, conclui-se que à medida que se aumenta o ângulo de resistência ao corte, a resistência mobilizada e os deslocamentos na base são superiores, o que se deve ao aumento da relação dos impulsos teóricos com os impulsos na secção $x=B$.

4.6 Peso volúmico do aterro

Os pesos volúnicos do aterro considerados no estudo paramétrico foram os seguintes:

- $11\gamma_i/3 = 24 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_i = 18 \text{ kN/m}^3$;
- $2\gamma_i/3 = 12 \text{ kN/m}^3$.

4.6.1 Deslocamentos horizontais (secção x=0)

Os deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro para a última fase construtiva estão expostos na figura 4.20, sendo possível de observar que o aumento do peso volúmico provoca um aumento dos deslocamentos horizontais e vice-versa.

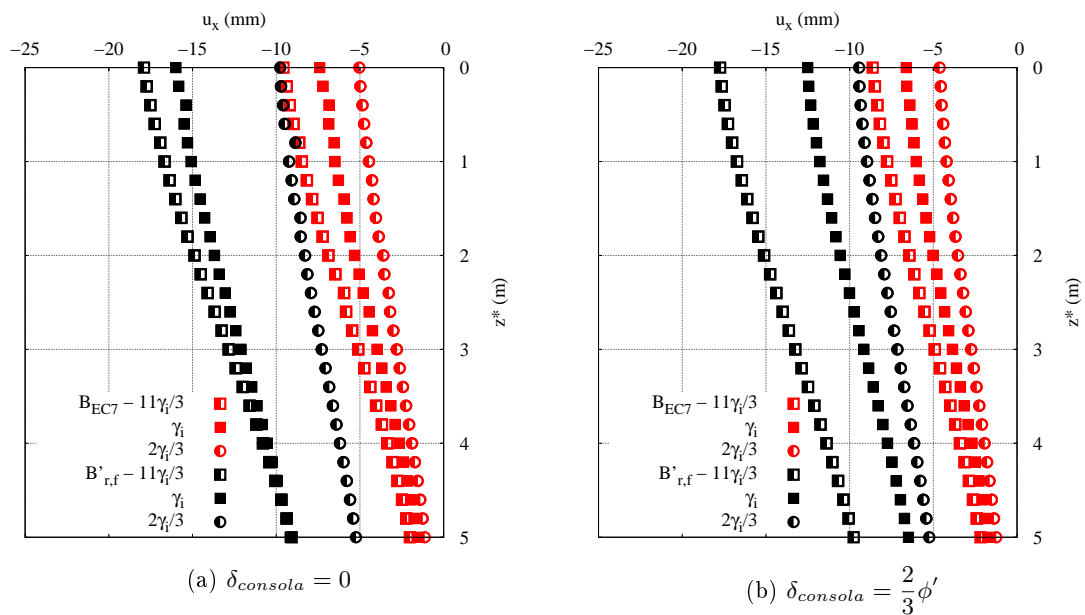


Figura 4.20: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação

4.6.2 Impulsos atuantes nas secções x=0 e x=B e momentos atuantes

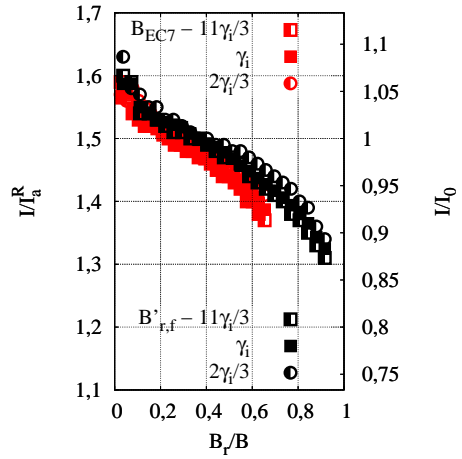
Na figura 4.21 encontram-se os impulsos e momentos conforme B_r/B , sendo que a interpretação dos seus resultados promove as seguintes conclusões:

- a alteração do peso volúmico do aterro não promove alterações muito significativas nos resultados obtidos;
- a diminuição do peso volúmico provoca um aumento dos impulsos e momentos e vice-versa. Este efeito provavelmente deve-se ao facto de ao diminuir o peso volúmico os deslocamentos diminuem (figura 4.20), o que provoca uma menor redução das tensões horizontais atuantes e consequentemente maiores impulsos e de ao aumentar o peso volúmico acontece o fenómeno oposto;
- na secção $x=B$ é possível de observar que os impulsos para além de serem dependentes da relação B_r/B , do módulo de elasticidade da interface base do muro-solo de fundação e do ângulo de resistência ao corte do aterro são também dependentes do peso volúmico do aterro.

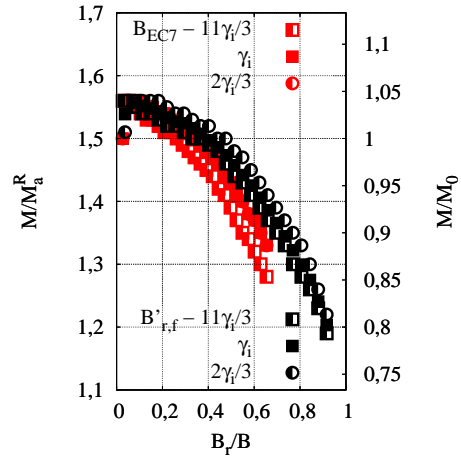
4.6.3 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 4.22 encontram-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base consoante B_r/B . A apreciação dos resultados presentes na figura 4.22 permite afirmar o seguinte:

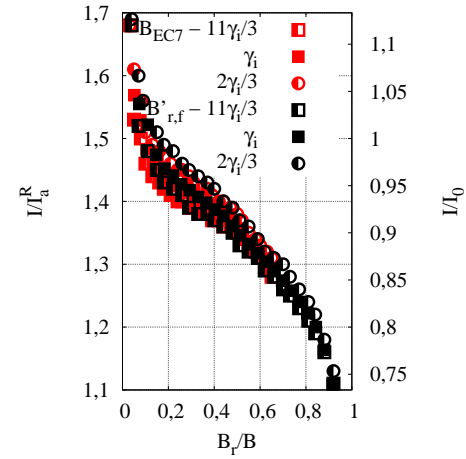
- a alteração do peso volúmico do aterro apresenta alguma influência nos deslocamentos horizontais na base, o que já não acontece para a resistência mobilizada, que não apresenta nenhuma influência;
- na figura 4.21(c), verifica-se uma ligeira modificação dos valores com a alteração do peso volúmico, o que já não acontece com a resistência mobilizada, o que se deve ao facto de a resistência mobilizada se relacionar com a relação h/B ($F_h/V \tan \delta = Kh/2B \tan \delta$), que define o peso do aterro e que se altera consoante o peso volúmico, enquanto $I/I_a^R = K/K_a^R$ não se relaciona com esse parâmetro. Para se demonstrar este efeito, encontra-se presente na figura 4.23 o resultado do I/I_a^R ao ser multiplicado por h/B .



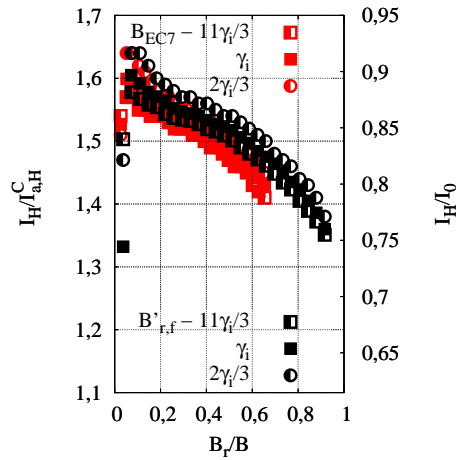
(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=0$



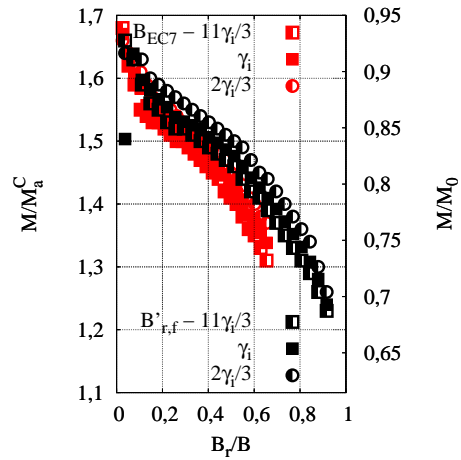
(b) $\delta_{consola} = 0$ - momentos



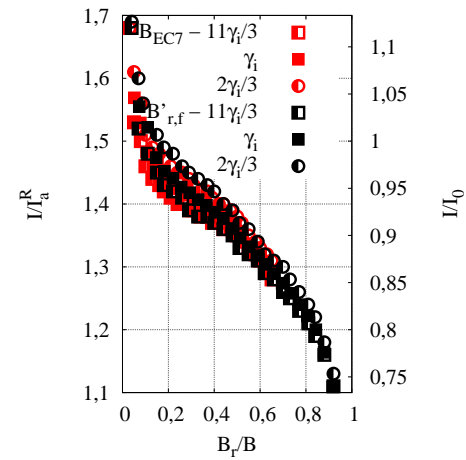
(c) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=B$



(d) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=0$



(e) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - momentos



(f) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=B$

Figura 4.21: Evolução dos impulsos e momentos consoante B_r/B para o estudo da variação do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação

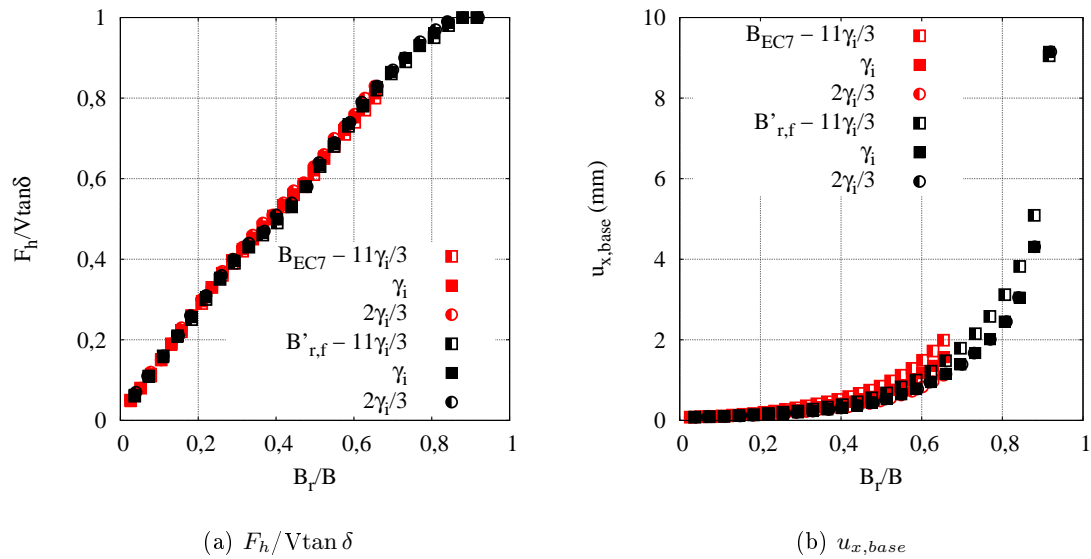


Figura 4.22: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo da variação do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação

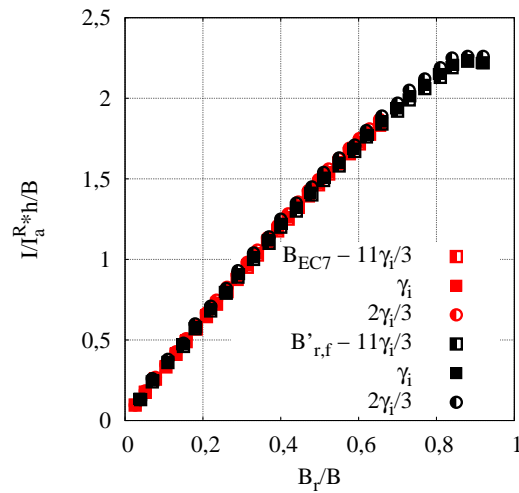


Figura 4.23: $I/I_a^R * h/B$ na secção $x=B$ consoante B_r/B para o estudo da variação do peso volúmico do aterro - sem consideração da compactação

4.7 Espessura das camadas de aterro

4.7 Espessura das camadas de aterro

As espessuras das camadas de aterro analisadas no estudo paramétrico foram as seguintes:

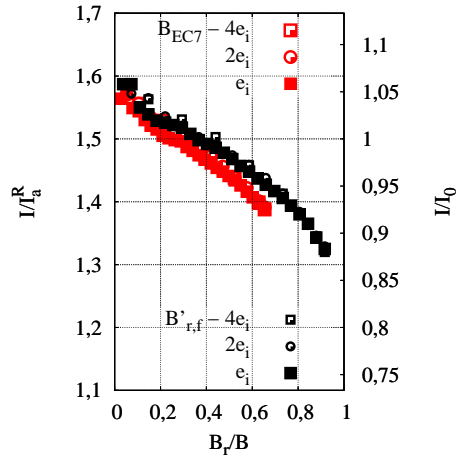
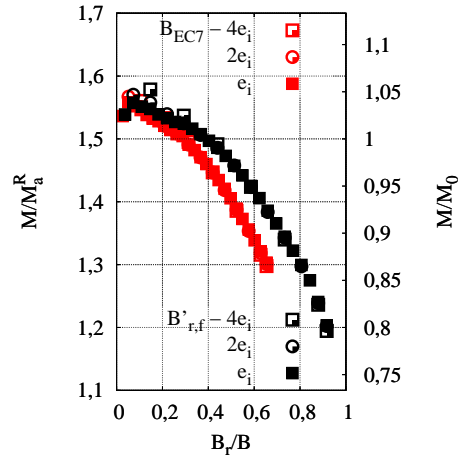
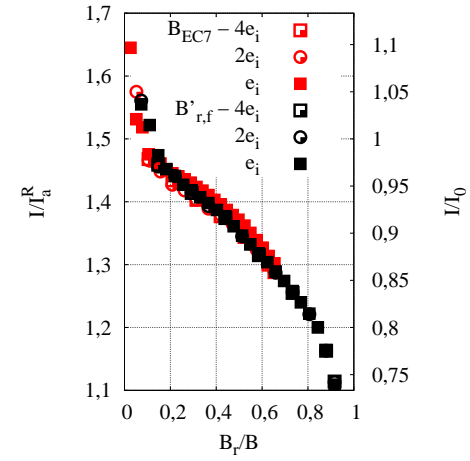
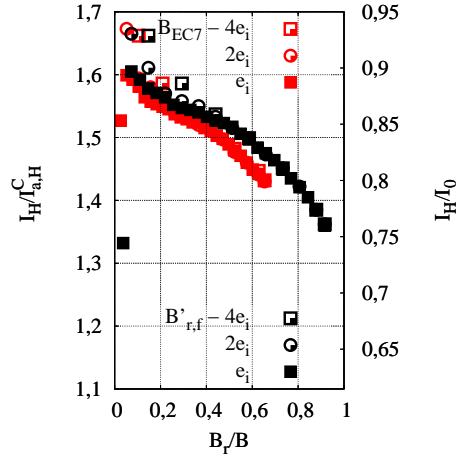
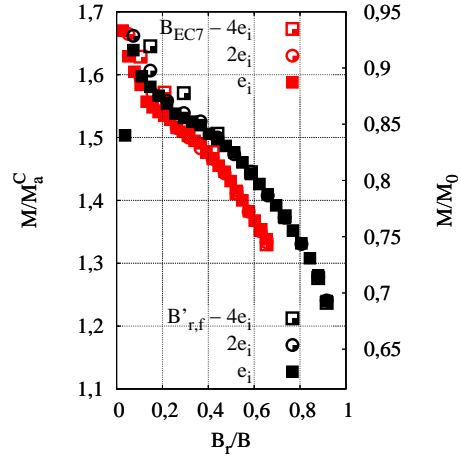
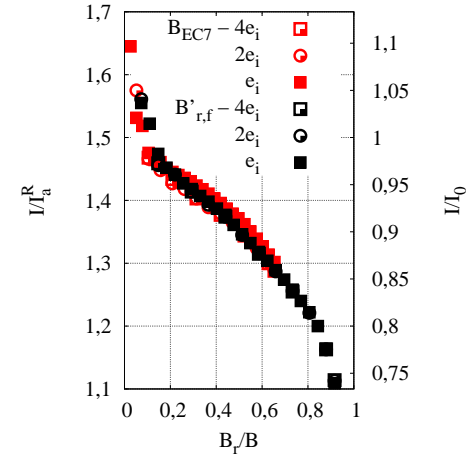
- $e_i = 0,2$ m;
- $2e_i = 0,4$ m;
- $4e_i = 0,8$ m.

4.7.1 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

A figura 4.3.3 mostra os impulsos e momentos consoante B_r/B , sendo possível de observar que a alteração da espessura das camadas não provoca modificações nos impulsos e nos momentos, o que significa que a espessura das camadas não apresenta influência nos mesmos.

4.7.2 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 4.25 mostram-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base do muro de suporte consoante B_r/B , observando-se que a espessura das camadas do aterro não apresenta influência na resistência mobilizada, o que entra em concordância com o facto de a espessura também não afetar os impulsos da secção $x=B$. Para além disso, também se observa que não influencia os deslocamentos na base.

(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=0$ (b) $\delta_{consola} = 0$ - momentos(c) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=B$ (d) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=0$ (e) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - momentos(f) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=B$ Figura 4.24: Evolução dos impulsos e momentos conforme B_r/B para o estudo da variação da espessura das camadas de aterro - sem consideração da compactação

4.8 Ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação

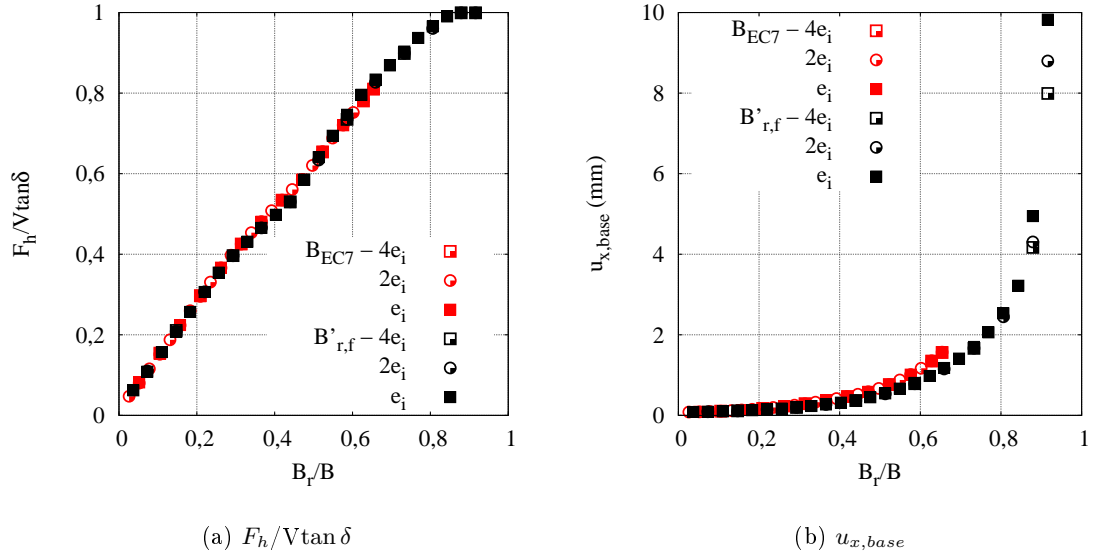


Figura 4.25: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo da variação da espessura das camadas de aterro - sem consideração da compactação

4.8 Ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação

No estudo paramétrico relativo a este parâmetro foram analisados os seguintes valores:

- $\delta = \phi' = 30^\circ$ ($R_{inter} = 1,00$);
- $\delta = \frac{2}{3}\phi' = 20^\circ$ ($R_{inter} = 0,63$).

Os B_{EC7} e $B_{r,f}$ relativos às propriedades da interface base do muro-solo de fundação consideradas neste estudo encontram-se na tabela 4.4.

Tabela 4.4: B_{EC7} e $B_{r,f}$ do estudo da variação do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

ϕ'_{aterro} ($^\circ$)	$\delta_{fund.}$ ($^\circ$)	$B_{EC7}^{desliz.}$ (m)	$B_{EC7}^{derrub.}$ (m)	B_{EC7} (m)	$B_{r,f}^{desliz.}$ (m)	$B_{r,f}^{derrub.}$ (m)	$B_{r,f}$ (m)
30	20	3,5	1,8	3,5	2,3	1,7	2,3
	30	2,2	1,8	2,2	1,4	1,7	1,7

Neste estudo apenas se apresentam os resultados relativos a B_{EC7} .

4.8.1 Deslocamentos horizontais (secção x=0)

Os deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva (figura 4.26) demonstram que o aumento do ângulo de atrito solo-estrutura na interface da base do muro do solo de fundação provoca um aumento dos deslocamentos horizontais.

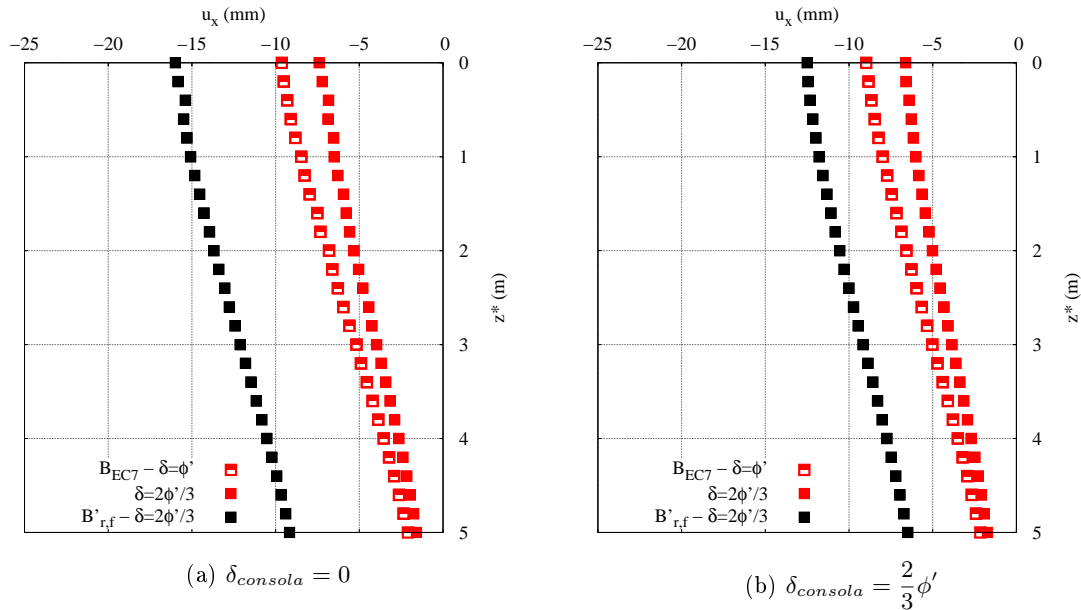


Figura 4.26: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva para o estudo do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

4.8.2 Impulsos atuantes nas secções x=0 e x=B e momentos atuantes

Na figura 4.27 mostram-se os impulsos e os momentos consoante B_r/B . A análise da figura 4.27 permite aferir o seguinte:

- a alteração feita no ângulo de atrito solo-estrutura da interface da base do muro do solo de fundação provoca uma ligeira modificação dos impulsos e dos momentos;
- os impulsos na secção x=B para além de dependerem de B_r/B , do módulo de elasticidade da interface da base do muro-solo de fundação, do ângulo de resistência ao corte e do peso volúmico do aterro dependem também do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação.

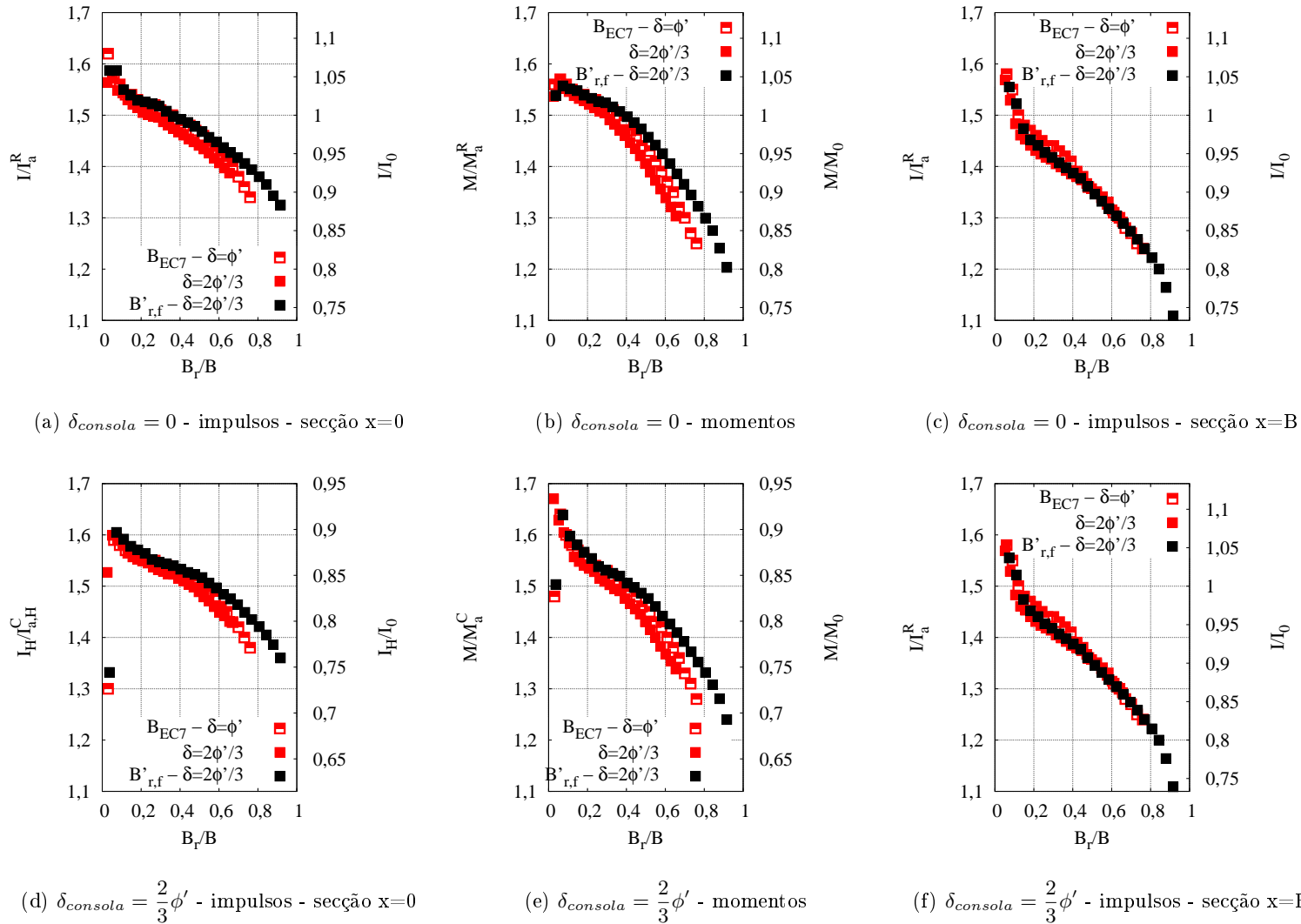


Figura 4.27: Evolução dos impulsos e dos momentos consoante B_r/B para o estudo da variação do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

4.8.3 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 4.28 mostram-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base conforme B_r/B , sendo possível de observar que a alteração feita no ângulo de atrito solo-estrutura da interface da base do muro do solo de fundação modifica a resistência mobilizada.

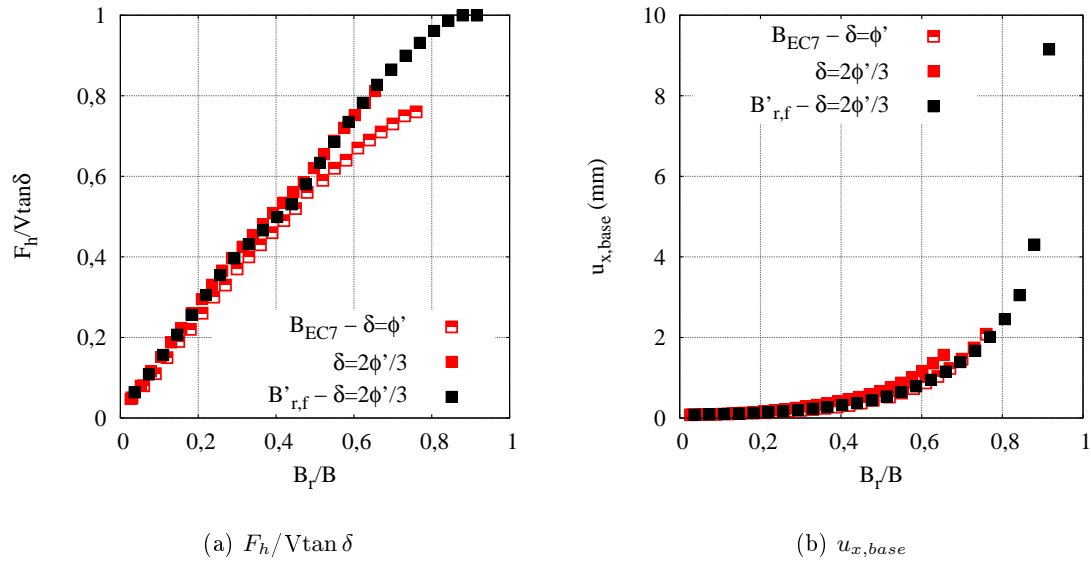


Figura 4.28: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo da variação do ângulo de atrito solo-estrutura na interface base do muro-solo de fundação - sem consideração da compactação

Capítulo 5

Caso de estudo - com consideração da compactação

5.1 Considerações gerais

Na realização dos cálculos preliminares referentes à consideração da compactação, foi adotada uma espessura para as camadas de aterro de 0,30 metros. Esta escolha deve-se à necessidade de diminuir as fases de cálculo, situação essa que, para a compactação, aumenta consideravelmente.

5.2 Cálculos preliminares

Os cálculos foram realizados com o objetivo de encontrar um procedimento numérico que estivesse o máximo possível em concordância com a solução analítica apresentada por Duncan e Seed (1986). A solução apresentada por estes autores, foi a solução encontrada na pesquisa bibliográfica que demonstra melhores resultados quando confrontada com resultados obtidos por ensaios de campo. De maneira a conseguir atingir o objetivo proposto, foi necessário aplicar nos cálculos numéricos a restrição de deslocamentos no muro de suporte e a ausência de atrito solo-estrutura na interface da consola do muro-aterro. Tendo em conta as especificações necessárias a adotar nos cálculos numéricos, foi escolhido o modelo 1 (secção 3.2.3.1). A representação do modelo 1 adotado para os cálculos referentes à consideração da compactação está patente na figura 5.1.

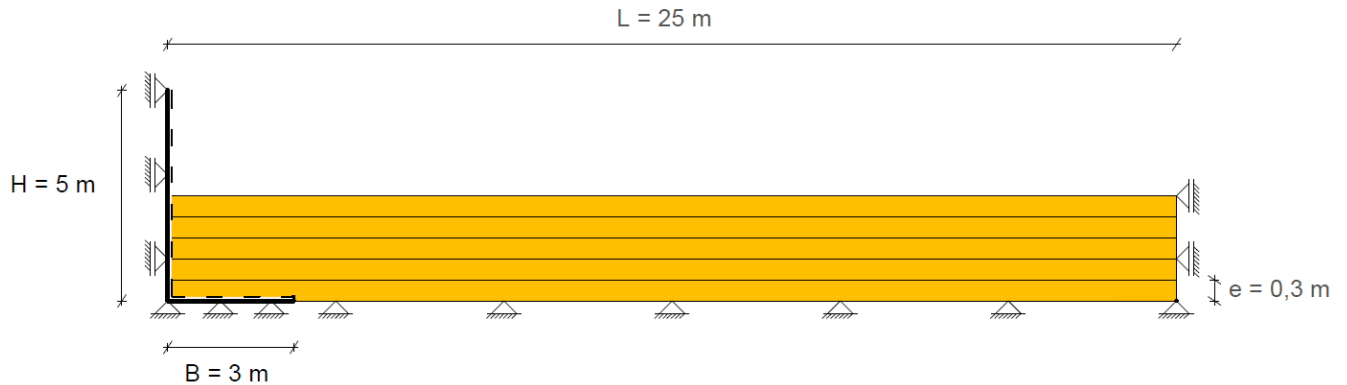


Figura 5.1: Representação do modelo 1 - com consideração da compactação

Como a solução analítica de Duncan e Seed (1986) é aplicável para a geometria final do aterro, os resultados foram retirados da última camada de aterro. Os resultados retirados foram os seguintes:

- tensões horizontais atuantes contra a consola do muro de suporte na última fase de cálculo;
- na secção 5.2.1, as tensões verticais obtidas na última e penúltima fase de cálculo, fases relativas à ativação e retirada da carga de compactação na última camada, aplicando os procedimentos numéricos propostos por Mirmoradi e Ehrlich (2015).

A análise das tensões horizontais foi sempre realizada tendo em conta as tensões horizontais obtidas pela relação K_0 e através da relação K_1 (igual a K_p^R), condições limite de Duncan e Seed (1986). Por sua vez, a análise das tensões verticais foi sempre efetuada tendo em conta as tensões geostáticas, que segundo Seed (1983) é o patamar que define as tensões verticais após a compactação.

Nas tabelas 5.2 e 5.1 encontram-se presentes as características impostas aos materiais da figura 3.1 utilizados na secção 5.2. Na secção 5.2 recorre-se à mesma disposição dos eixos x e z adotada na figura 3.1.

Tabela 5.1: Propriedades adotadas para a consola e base do muro de suporte nos cálculos preliminares - com consideração da compactação

Comportamento	EA (kN/m)		EI (kNm ² /m)		w (kN/m/m)		ν
	Consola	Base	Consola	Base	Consola	Base	
Elástico	12000000	18000000	160000	540000	10	15	0,20

5.2 Cálculos preliminares

Tabela 5.2: Propriedades dos solos e interfaces usadas nos cálculos preliminares - com consideração da compactação

Material	Secção	Modelo	E (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	γ_h (kN/m ³)	ϕ' (°)	c'_{ref} (kPa)	ψ (°)	ν	R_{inter}	fator de espessura virtual
1 - Aterro = 7 - Interface base do muro-aterro	5.2.1	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,20	0,63	0,10
	5.2.2	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,33	0,63	0,10
											0,31		
											0,25		
											0,20		
	5.2.3	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,31	0,63	0,10
5.2.4	HS	-	30000	90000	30000	18	30	0	0	0,31	0,63	0,10	
							40			0,23	0,60		
							50			0,15	0,55		
5.2.5 - 5.2.6	HS	-	30000	90000	30000	18	40	0	0	0,23	0,60	0,10	
2 - Solo existente	5.2.6	HS	-	30000	90000	30000	18	30	15	0	0,20	-	-
6 - Interface consola do muro-aterro	5.2.1 - 5.2.4 e 5.2.6	HS	-	30000	90000	30000	18	0	0	0	= Aterro	0,63	0,10
	5.2.5	HS	-	30000	90000	30000	18	40	0	0	0,23	0,60	0,10

5.2.1 Escolha do procedimento numérico

No estudo realizado para a escolha do procedimento numérico para os cálculos referentes à consideração da compactação foi adotada uma carga de compactação, $\sigma_{zc,i}$, igual a 8 kPa (também adotada por Ehrlich e Mirmoradi (2013)), valor que representa a carga imposta pela placa vibratória Dynapac LF 81, $\phi' = 30^\circ$ e $\nu = 0,20$. A escolha desta carga prende-se com o facto de para alguns procedimentos numéricos testados não ser possível aplicar valores de carga mais elevados.

Os procedimentos numéricos testados mais relevantes neste trabalho foram os seguintes:

- procedimento A - corresponde ao procedimento tipo 1 proposto por Mirmoradi e Ehrlich (2015) (secção 2.4.2). A aplicação deste procedimento em conjunto com o número de camadas consideradas origina 54 fases de cálculo, incluindo as fases iniciais de cálculo. Na figura 5.2, encontra-se representada a aplicação deste modelo para uma dada camada de aterro;
- procedimento B - tenta simular com maior realismo o processo da compactação. Assume-se que o equipamento de compactação se desloca paralelamente ao muro, realizando a compactação da camada por secções. De modo a simular este procedimento construtivo, a carga distribuída aplicada no procedimento anterior, que apresentava uma extensão igual à da camada a compactar, é dividida em quatro secções. A divisão não foi realizada tendo em conta a dimensão de um equipamento real, pois gerava um grande número de passos de cálculo. Considerando a divisão e o número de camadas, foram obtidas 156 fases de cálculo. Na figura 5.3, encontra-se representada a aplicação deste modelo para uma dada camada de aterro;

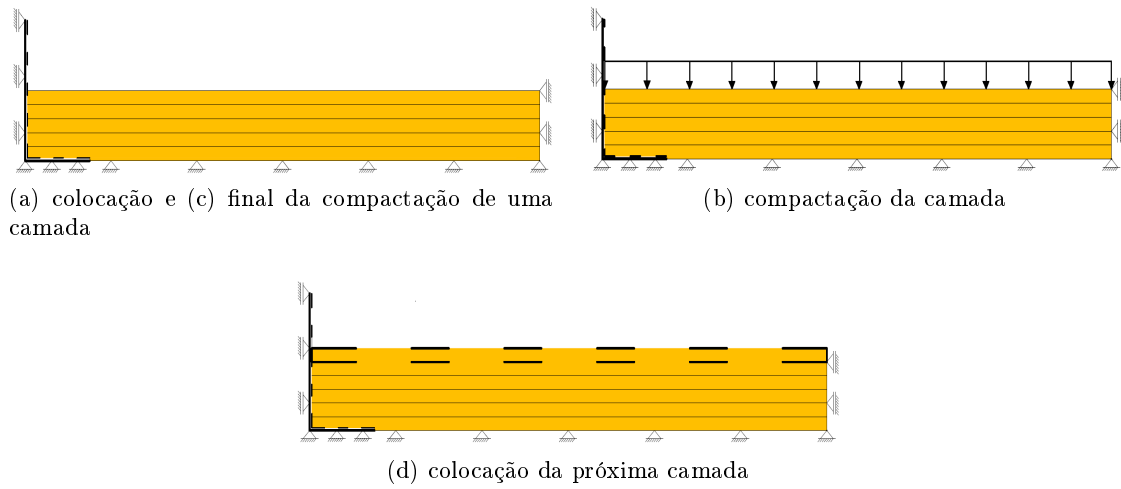


Figura 5.2: Representação da aplicação do procedimento A para uma dada camada de aterro

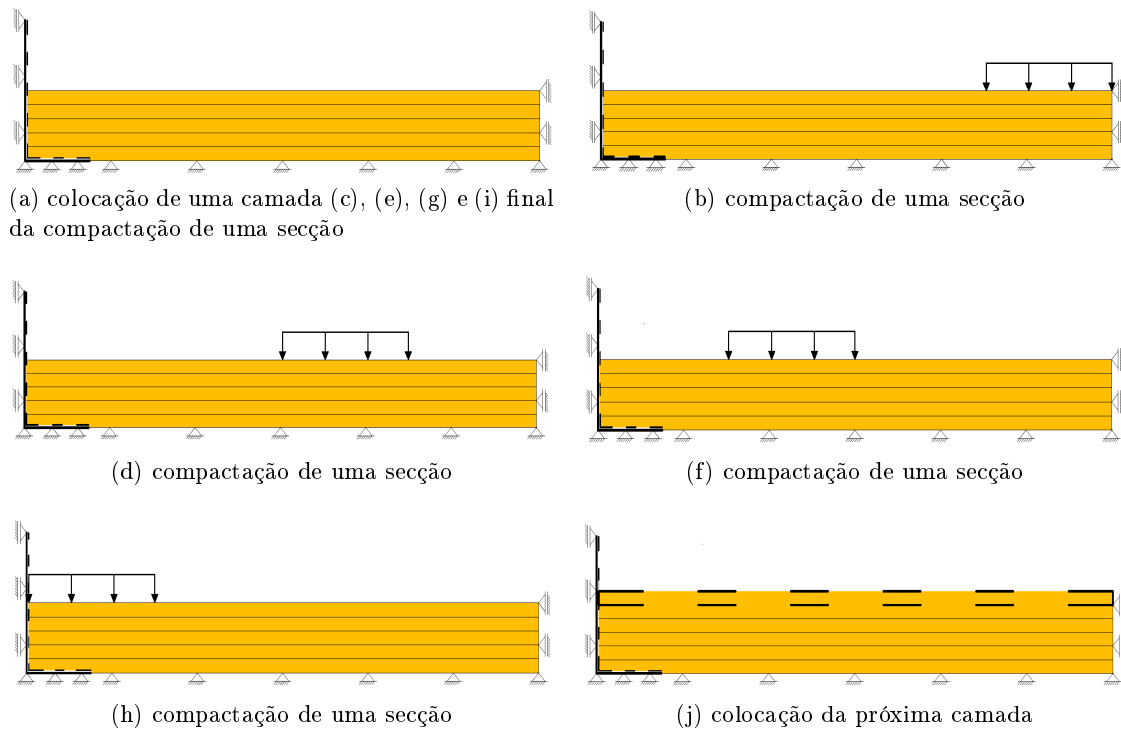


Figura 5.3: Representação da aplicação do procedimento B para uma dada camada de aterro

- procedimento C - Duncan e Seed (1986) consideram a aplicação de uma carga uniformemente distribuída de extensão finita aplicada na posição mais crítica, de acordo com o ponto de interesse. Se o ponto de interesse for o muro de suporte, a posição mais crítica é a mais próxima do muro. Tendo isto em conta, foi desenvolvido um procedimento numérico no qual a carga é aplicada com um comprimento igual ao do equipamento de compactação

5.2 Cálculos preliminares

em questão (0,42 metros), adjacente ao muro. A aplicação deste procedimento origina 54 fases de cálculo. A representação da aplicação deste procedimento, encontra-se presente na figura 5.4;

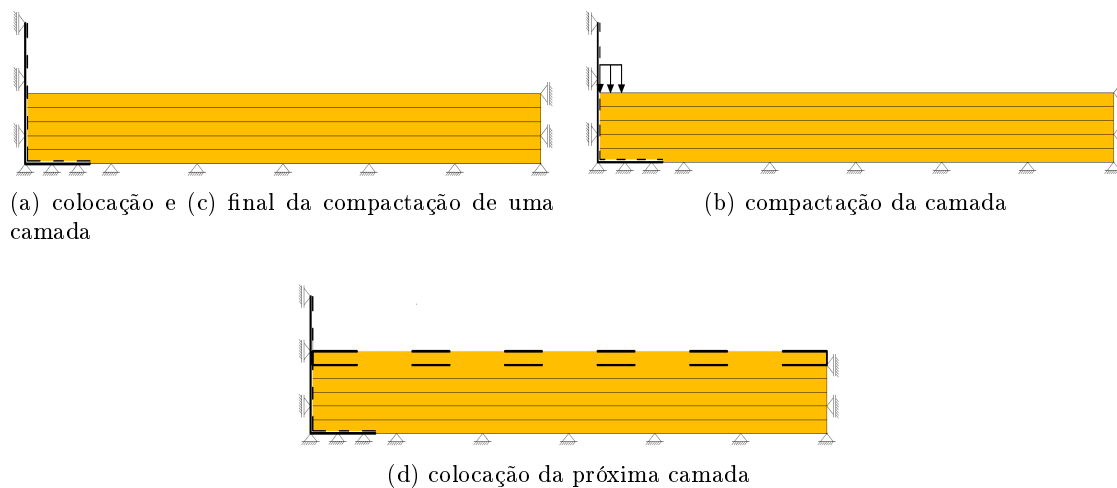


Figura 5.4: Representação da aplicação do procedimento C para uma dada camada de aterro

- procedimento D - corresponde ao procedimento tipo 2 proposto por Mirmoradi e Ehrlich (2015) (secção 2.4.2), no qual a mesma carga distribuída do procedimento A no momento da aplicação de carga é aplicada simultaneamente por cima e na base da camada, sendo que na base da camada é aplicada com sentido ascendente. Na figura 5.5, encontra-se representada a aplicação deste procedimento.

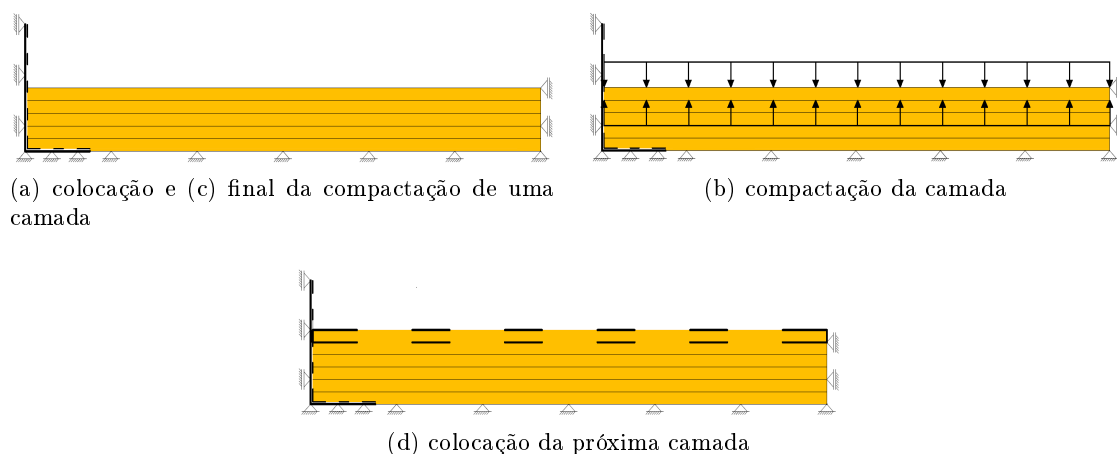


Figura 5.5: Representação da aplicação do procedimento D para uma dada camada de aterro

Na figura 5.6 mostram-se os resultados adquiridos a partir dos procedimentos numéricos A, B, C e D.

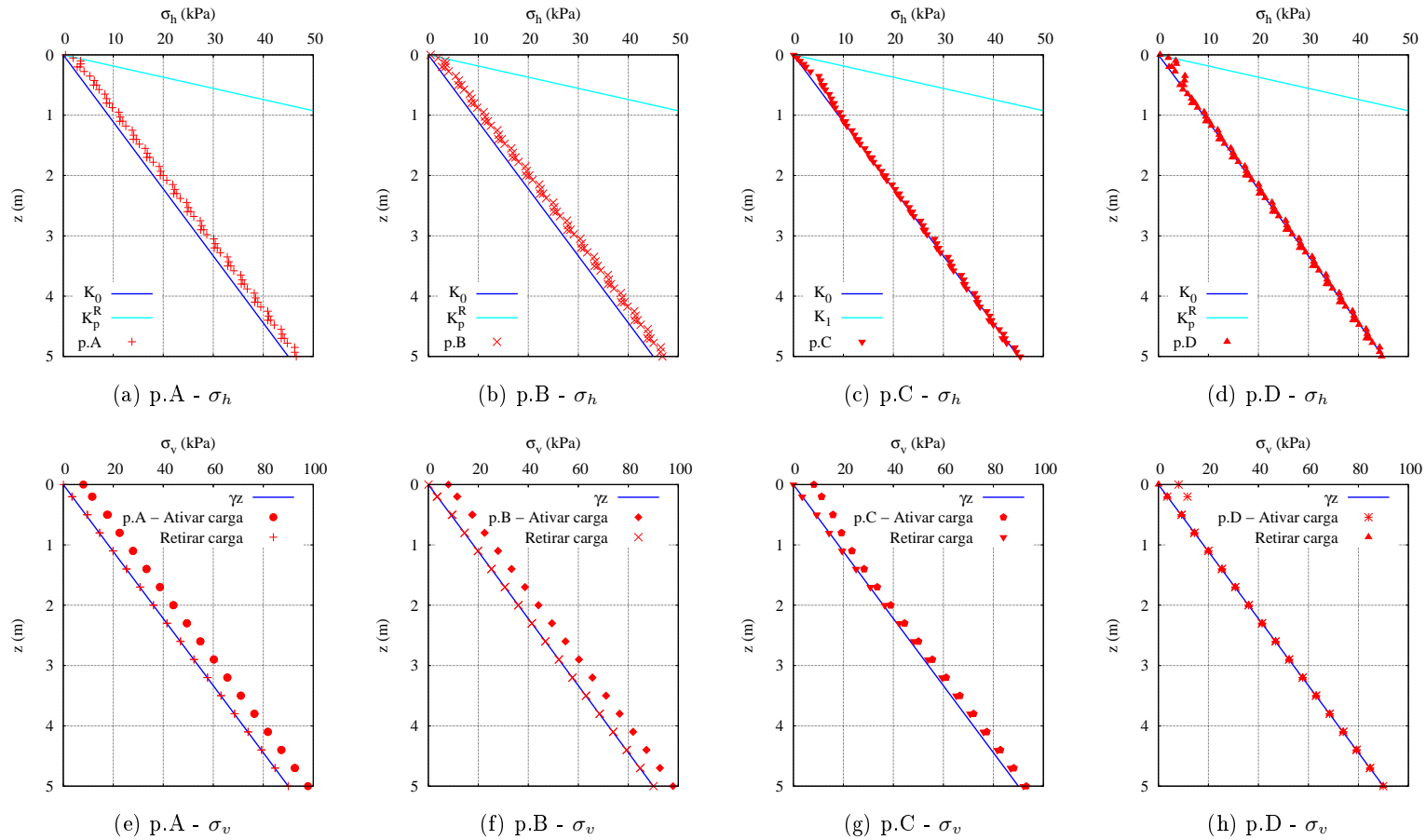


Figura 5.6: Tensões horizontais na última fase de cálculo e tensões verticais na última e penúltima fases de cálculo na consola do muro de suporte recorrendo aos procedimentos A (p.A), B (p.B), C (p.C) e D (p.D), utilizando $\phi' = 30^\circ$, $\nu = 0,20$ e $\sigma_{z_c,i} = 8$ kPa

5.2 Cálculos preliminares

A partir da análise da figura 5.6 é possível de concluir que o procedimento D é o que demonstra melhores resultados, ao apresentar uma distribuição de tensões verticais, que entra em concordância com Mirmoradi e Ehrlich (2015), para as fases relativas à aplicação e retirada da carga. Além disso, no que diz respeito às tensões horizontais, a aplicação deste procedimento fornece uma distribuição que corrobora o defendido por Duncan e Seed (1986), na medida em que:

- é limitada pelas duas condições limite, mais concretamente o repouso e passivo;
- a zona de maior influência da compactação é junto à superfície, sendo possível observar que esta vai perdendo essa influência à medida que aumenta a profundidade, aproximando-se então do repouso.

Como o procedimento D é o procedimento numérico que apresenta melhores resultados, nos cálculos seguintes adota-se este procedimento.

5.2.2 Influência do coeficiente de Poisson

Apesar da influência do coeficiente de Poisson não ser visível na secção 5.2.1 (para cargas de compactação pequenas), trata-se de aspeto importante para cargas superiores, tal como a carga imposta pela placa vibratória Bomag BP 10/36 ($\sigma_{zc,i} = 50$ kPa). Para demonstrar a influência deste parâmetro compara-se as tensões horizontais obtidas na última fase cálculo (figura 5.7) para $\phi' = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa e para os seguintes coeficientes de Poisson:

- $\nu = 0,33$ - obtido a partir da equação 2.26;
- $\nu = 0,31$ - obtido a partir da equação 2.32;
- $\nu = 0,25$;
- $\nu = 0,20$ - valor padrão no PLAXIS associado ao modelo HS.

A partir da análise da figura 5.7 conclui-se que os melhores resultados são obtidos recorrendo ao Poisson obtido a partir da equação 2.32 ($\nu = 0,31$), ao apresentar uma distribuição que se encontra próxima do tipo de distribuição defendida por Duncan e Seed (1986), visto as tensões junto à superfície do terreno serem controladas pelo passivo, demonstrando que a compactação apresentou impacto nas tensões horizontais ao contrário do que se verifica para $\nu = 0,33$, e que à medida que aumenta a profundidade as tensões dirigem-se para o repouso e não para tensões inferiores, como os casos $\nu = 0,20$ e $0,25$.

Como o coeficiente de Poisson obtido pela equação 2.32 é o que confere melhores resultados, nos cálculos seguintes adota-se esta equação na obtenção do coeficiente de Poisson.

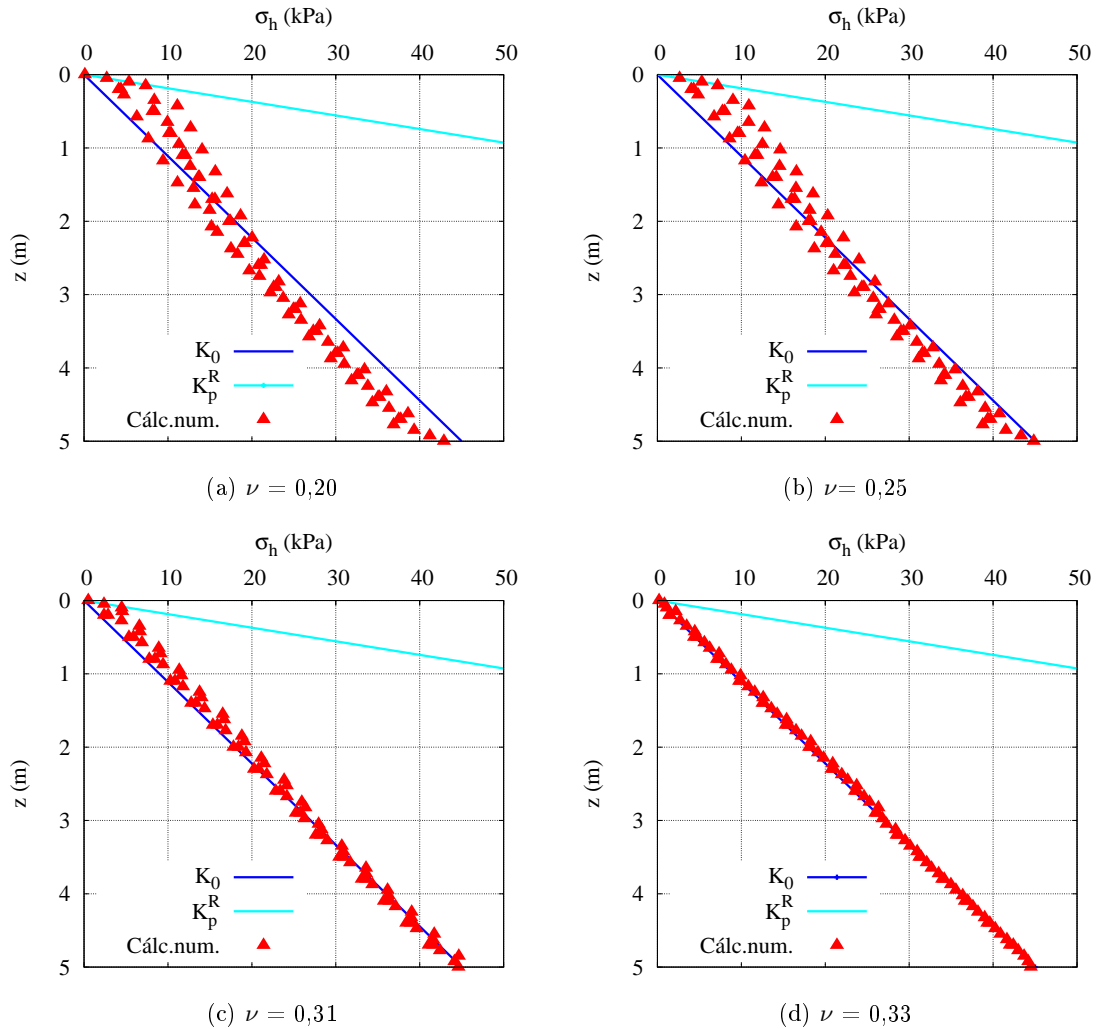


Figura 5.7: Tensões horizontais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo recorrendo a $\phi' = 30^\circ$, $\sigma_{z_c,i} = 50$ kPa e $\nu = 0,20; 0,25; 0,31; 0,33$

5.2.3 Influência da carga de compactação

É estudada a influência da carga de compactação nas tensões horizontais atuantes contra a consola do muro de suporte (figura 5.8), para $\phi' = 30^\circ$, $\nu = 0,31$ e $\sigma_{z_c,i} = 8$ kPa (Dynapac LF 81); 25 kPa; 50 kPa (Bomag BP 10/36); 73 kPa (Wacker BPS 1330). A figura 5.8 demonstra que recorrendo a novas cargas de compactação para um $\phi' = 30^\circ$ e um ν obtido através da equação 2.32 obtém-se uma distribuição que se enquadra dentro do defendido por Duncan e Seed (1986).

5.2 Cálculos preliminares

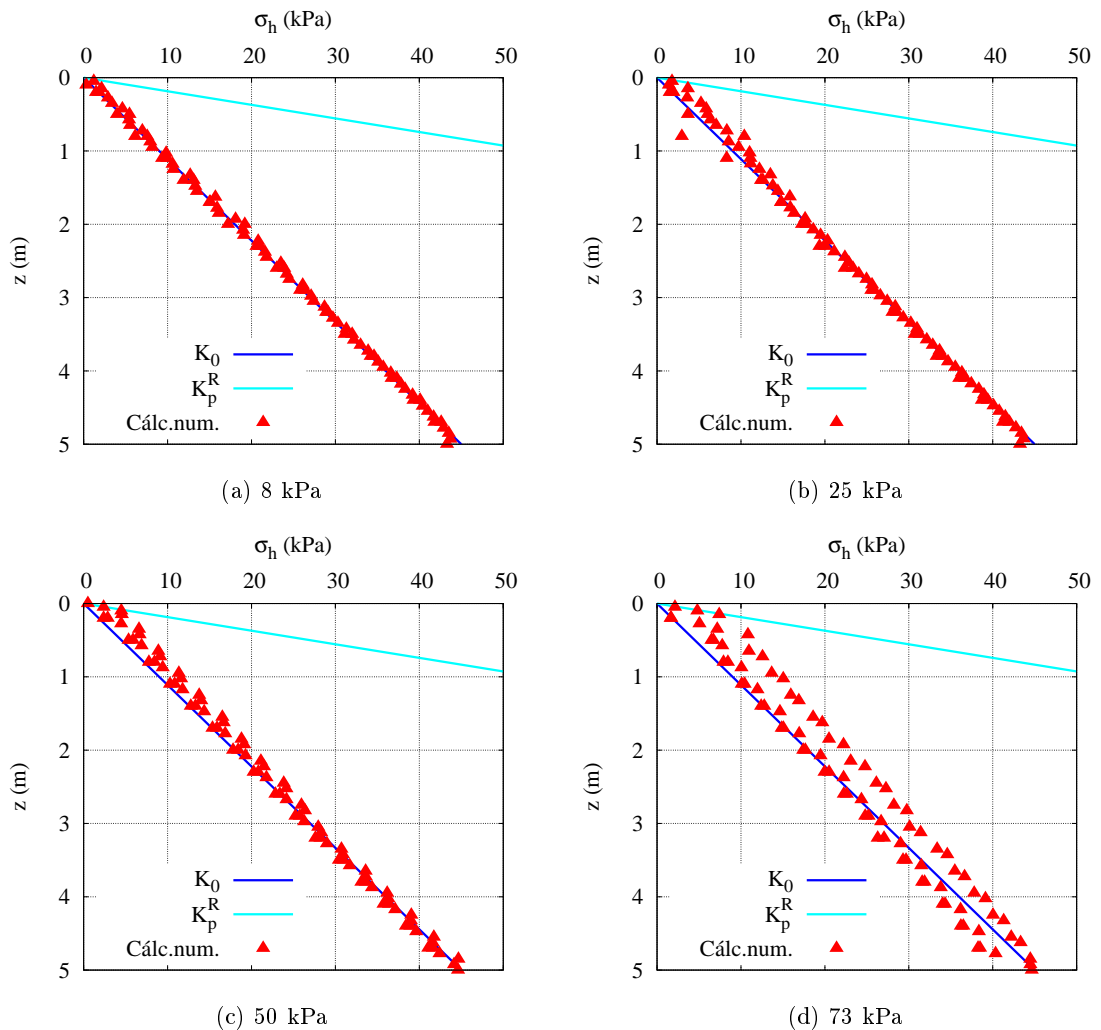


Figura 5.8: Tensões horizontais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo recorrendo a $\phi' = 30^\circ$, $\nu = 0,31$ e $\sigma_{z_c,i} = 8$ kPa ; 25 kPa; 50 kPa; 73 kPa

5.2.4 Influência do ângulo de resistência ao corte e validação dos resultados com soluções analíticas

De modo a comprovar a influência do ângulo de resistência ao corte observaram-se as tensões horizontais atuantes contra a consola do muro de suporte na última fase de cálculo (figura 5.9), para $\phi' = 30^\circ$; 40° ; 50° , para valores relativos $\nu = 0,31$; $0,23$; $0,15$ e para $\sigma_{z_c,i} = 8$ kPa; 25 kPa; 50 kPa; 73 kPa. Na figura 5.9 também se efetua uma validação das distribuições das tensões horizontais obtidas nos cálculo numéricos, ao compará-las com as relativas soluções analíticas dadas a partir da aplicação do procedimento manual proposto por Duncan e Seed (1986) (secção 2.4.1). É de referir que no procedimento manual optou-se por recorrer ao ν_{eff} , obtido a partir da equação 2.25, visto Seed (1983) defender que é este o coeficiente de Poisson que permite a obtenção da melhor solução analítica.

Caso de estudo - com consideração da compactação

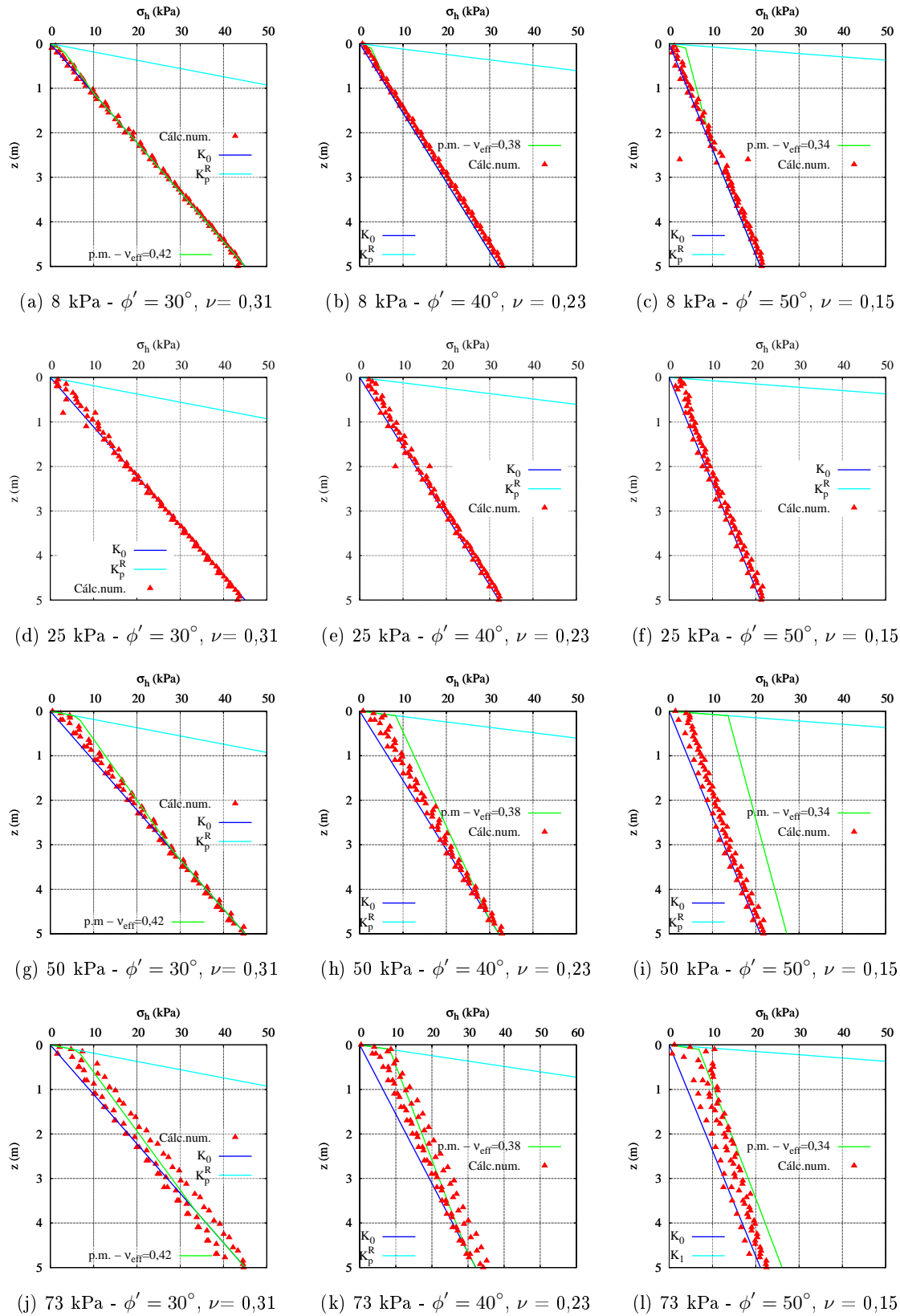


Figura 5.9: Tensões horizontais na consola do muro de suporte na última fase construtiva recorrendo a $\phi' = 30^\circ$; 40° ; 50° , para valores relativos $\nu = 0,31$; $0,23$; $0,15$ e para $\sigma_{zc,i} = 8$ kPa; 25 kPa; 50 kPa; 73 kPa e distribuições obtidas aplicando o procedimento manual (p.m.) de Duncan e Seed (1986)

5.2 Cálculos preliminares

A análise da figura 5.9 permite chegar às seguintes conclusões:

- os resultados apresentam boa concordância com as distribuições obtidas a partir do procedimento manual de Duncan e Seed (1986), exceto para os casos relativos a $\phi' = 50^\circ$, no qual, apesar de apresentar um andamento muito semelhante, apresenta tensões superiores às obtidas pelos cálculos numéricos;
- a solução analítica trata-se de uma solução simples, que apresenta sempre um erro associado, o que pode explicar a diferença de valores nos resultados relativos a $\phi' = 50^\circ$ entre os cálculos numéricos e o procedimento manual de Duncan e Seed (1986);
- apesar de não ter sido possível obter uma distribuição para $\sigma_{zc,i} = 25$ kPa a partir do procedimento manual de Duncan e Seed (1986), devido ao facto desta carga não estar associada a nenhum equipamento de compactação e conseqüentemente não se saber o valor da sua carga pontual (secção 2.4.1), é possível de observar que as distribuições obtidas nos cálculos numéricos para esta carga apresentam um andamento que se enquadra dentro do defendido por Duncan e Seed (1986).

5.2.5 Influência do atrito solo-estrutura

Realizou-se um cálculo numérico com o intuito de verificar a influência que o atrito solo-estrutura apresenta nos resultados, mais concretamente o atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro. O cálculo foi efetuado para $\phi' = 40^\circ$, $\nu = 0,23$ e $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa. Na figura 5.10 mostram-se as tensões horizontais, verticais e tangenciais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo, sendo que a sua análise demonstra que:

- a presença de atrito solo-estrutura apresenta influência nas tensões horizontais e verticais atuantes na consola do muro de suporte, reduzindo as tensões para valores inferiores ao repouso e às geostáticas;
- a redução das tensões verticais e horizontais deve-se à presença notória de tensões tangenciais, que com a presença de atrito solo-estrutura na consola do muro de suporte aumentam substancialmente;
- a discrepância entre os resultados obtidos com e sem atrito solo-estrutura é superior à descrita por Seed (1983) nos seus cálculo numéricos (secção 2.4.1). Nestes cálculos Seed (1983) não considerou elementos de interface.

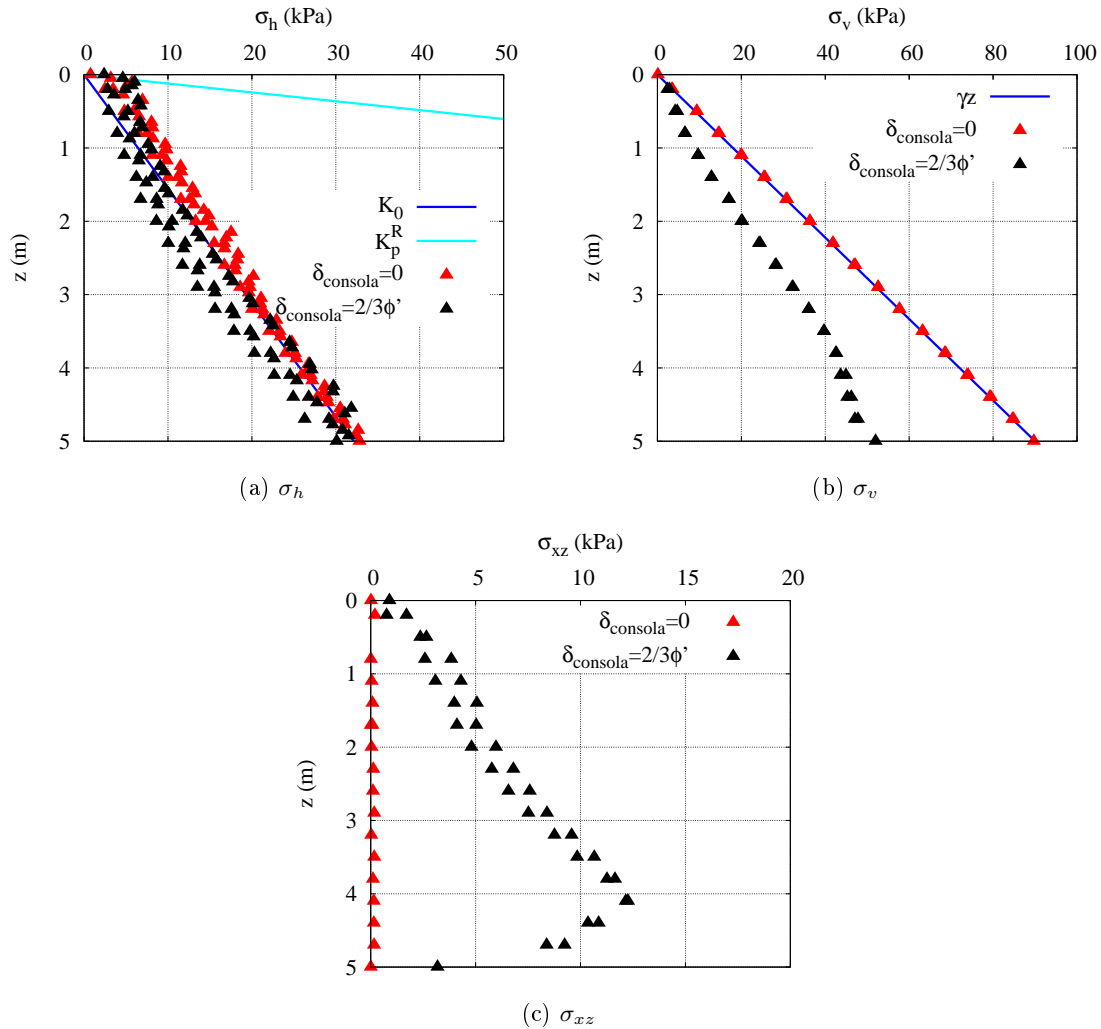


Figura 5.10: Tensões horizontais, verticais e tangenciais na última fase de cálculo na consola do muro de suporte recorrendo a $\phi' = 40^\circ$, $\nu = 0,23$ e $\sigma_{z_c,i} = 50$ kPa

5.2.6 Influência do talude de escavação

O estudo apresentado nas secções 5.2.1 a 5.2.5 baseou-se no modelo 1 (secção 3.2.3.1), modelo este que não considera a a escavação em talude. Tendo isto em conta, estuda-se o efeito que a escavação em talude pode apresentar nas tensões horizontais atuantes induzidas pela compactação na consola do muro de suporte. Este estudo é realizado recorrendo ao modelo 3 (secção 3.2.3.3), sendo que na figura 5.11 encontra-se representada a aplicação do procedimento D no modelo 3.

De maneira a realizar o estudo proposto comparam-se na figura 5.12 as tensões horizontais atuantes contra a consola do muro de suporte na última fase de cálculo, recorrendo ao modelo 1 e ao modelo 3 para $\phi' = 40^\circ$, $\nu = 0,23$ e $\sigma_{z_c,i} = 50$ kPa.

5.2 Cálculos preliminares

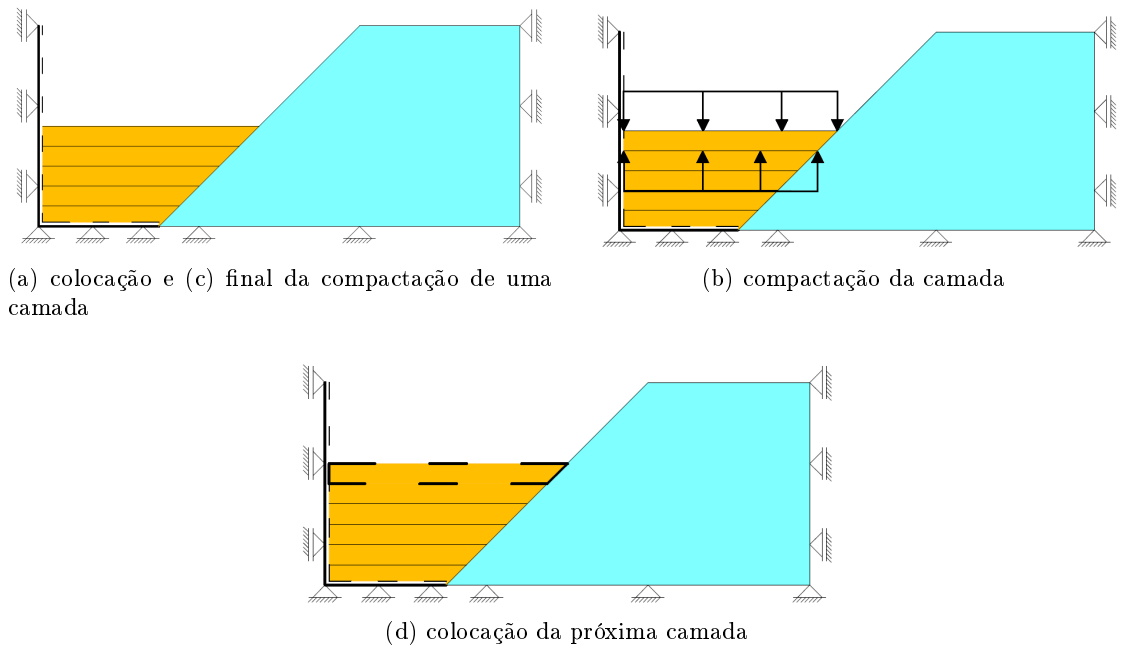


Figura 5.11: Representação da aplicação do procedimento D no modelo 3 para uma dada camada de aterro

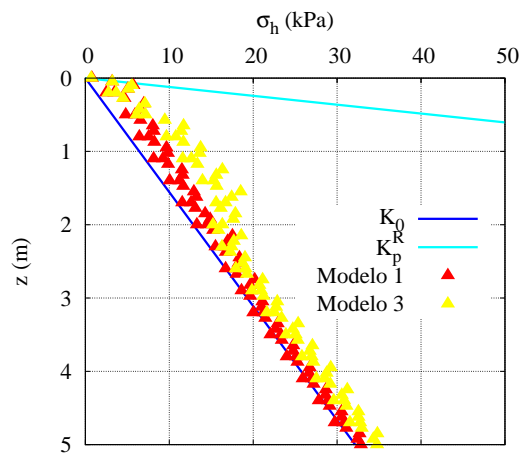


Figura 5.12: Tensões horizontais atuantes na consola do muro de suporte na última fase de cálculo recorrendo ao modelo 1 e ao modelo 3 para $\phi' = 40^\circ$, $\nu = 0,23$ e $\sigma_{z_c,i} = 50$ kPa

É possível observar pela figura 5.12 que a presença do talude afeta em determinadas profundidades as tensões horizontais, o que pode advir dos diferentes comprimentos de carga distribuída presentes no topo e na base da camada no momento da aplicação da carga, que o modelo 3 induz devido à presença do talude, provocando conseqüentemente um acréscimo de tensão horizontal. Apesar disso, a presença do talude não apresenta grande impacto na aproximação das tensões ao repouso com o aumento da profundidade.

5.3 Definição do caso de estudo e sua análise

São definidos dois casos de estudo, um que não considera atrito solo-estrutura na consola do muro de suporte (c.e.3) e outro que considera o mesmo, situação mais realista (c.e.4). Para os dois casos de estudo utilizou-se o modelo 6 (secção 3.2.3.5), o procedimento D, uma carga de compactação de 25 kPa e espessura das camadas de aterro igual a 0,30 metros. As propriedades de rigidez da interface base do muro-solo de fundação utilizadas foram as determinadas na secção 3.2.3.5.

O ângulo de resistência ao corte adotado para estes casos de estudo foi superior ao escolhido para o caso em que não se considera a compactação, para simular um valor de pico de resistência devido à compactação.

Nas tabelas 5.3 e 5.4 encontram-se presentes as características impostas aos materiais da figura 3.1, utilizados nos casos de estudo.

Tabela 5.3: Propriedades dos solos e interfaces usadas nos casos de estudo - com consideração da compactação

Material	Caso de estudo	Modelo	E (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	γ_h (kN/m ³)	ϕ' (°)	c'_{ref} (kPa)	ψ (°)	ν	R_{inter}	fator de espessura virtual
1 - Aterro = 7 - Interface base do muro-aterro	c.e.3 e c.e.4	HS	-	30000	90000	30000	18	40	0	10	0,23	0,60	0,10
2 - Solo existente = 9 - Interface adicional solo existente	c.e.3 e c.e.4	HS	-	30000	90000	30000	18	30	15	0	0,20	1,00	0,10
3 - Solo de fundação = 10 - Interface adicional solo de fundação	c.e.3 e c.e.4	MC	1000000	-	-	-	22	45	250	0	0,23	1,00	0,10
6 - Interface consola do muro-aterro	c.e.3	HS	-	30000	90000	30000	18	0	0	0	0,23	0,60	0,10
	c.e.4	HS	-	30000	90000	30000	18	40	0	10	0,23	0,60	0,10
8 - Interface base do muro-solo de fundação	c.e.3 e c.e.4	MC	18000	-	-	-	22	30	0	0	0,33	0,63	0,10

A largura da base do muro de suporte adotada nos casos de estudo é a que verifica a segurança de acordo com o NP EN 1997-1 (2010), B_{EC7} (secção 3.2.3.5). O valor de B_{EC7} obtido encontra-se na tabela 5.5.

5.3 Definição do caso de estudo e sua análise

Tabela 5.4: Propriedades do muro de suporte usadas nos casos de estudo - com consideração da compactação

EA (kN/m)		EI (kNm ² /m)		w (kN/m/m)		ν
Consola	Base	Consola	Base	Consola	Base	
12000000	18000000	160000	540000	0	0	0,20

Tabela 5.5: Obtenção da largura segundo o NP EN 1997-1 (2010) para os casos de estudo - com consideração da compactação

ϕ'_{aterro} (°)	$\delta_{fund.}$ (°)	$B_{EC7}^{desliz.}$ (m)	$B_{EC7}^{derrub.}$ (m)	B_{EC7} (m)
40	20	2,4	1,5	2,4

Na análise dos casos de estudo observou-se para cada altura de terreno suportado, h , as fases de cálculo relativas à colocação da camada, ativação e retirada da carga.

5.3.1 Pontos plásticos e tensões de corte relativas

Os pontos plásticos e as tensões de corte relativas para a última camada de aterro encontram-se na figura 5.13.

Os resultados que se encontram na figura 5.13 permitem indicar o seguinte:

- o c.e.4 apresenta uma distribuição de pontos plásticos e de tensões de corte relativas muito semelhante ao do c.e.3, exceto na consola do muro de suporte e zonas anexadas à mesma;
- a ativação da carga provoca alterações mais significativas na camada onde está a ser realizada a compactação, o que se deve ao facto do procedimento adotado para simular a compactação, o procedimento D, alterar fundamentalmente o estado de tensão da camada onde se está a realizar a compactação, não apresentando influencia relevante nas camadas subjacentes;
- a retirada da carga provoca diminuição dos pontos plásticos e de tensões de corte relativas.

Na apresentação e análise de resultados a seguir, procurar-se-á, na medida do possível, mostrar o comportamento da estrutura ao longo da sua construção. Para tal, em alguns casos, apresenta-se os resultados correspondentes à execução das 7^a, 13^a e 17^a camadas (inclui as fases relativas à colocação da camada, ativação e retirada da carga), correspondendo às geometrias apresentadas na figura 5.14. Para além disso, na mesma figura encontram-se representadas as disposições dos eixos considerados nas análises de resultados seguintes.

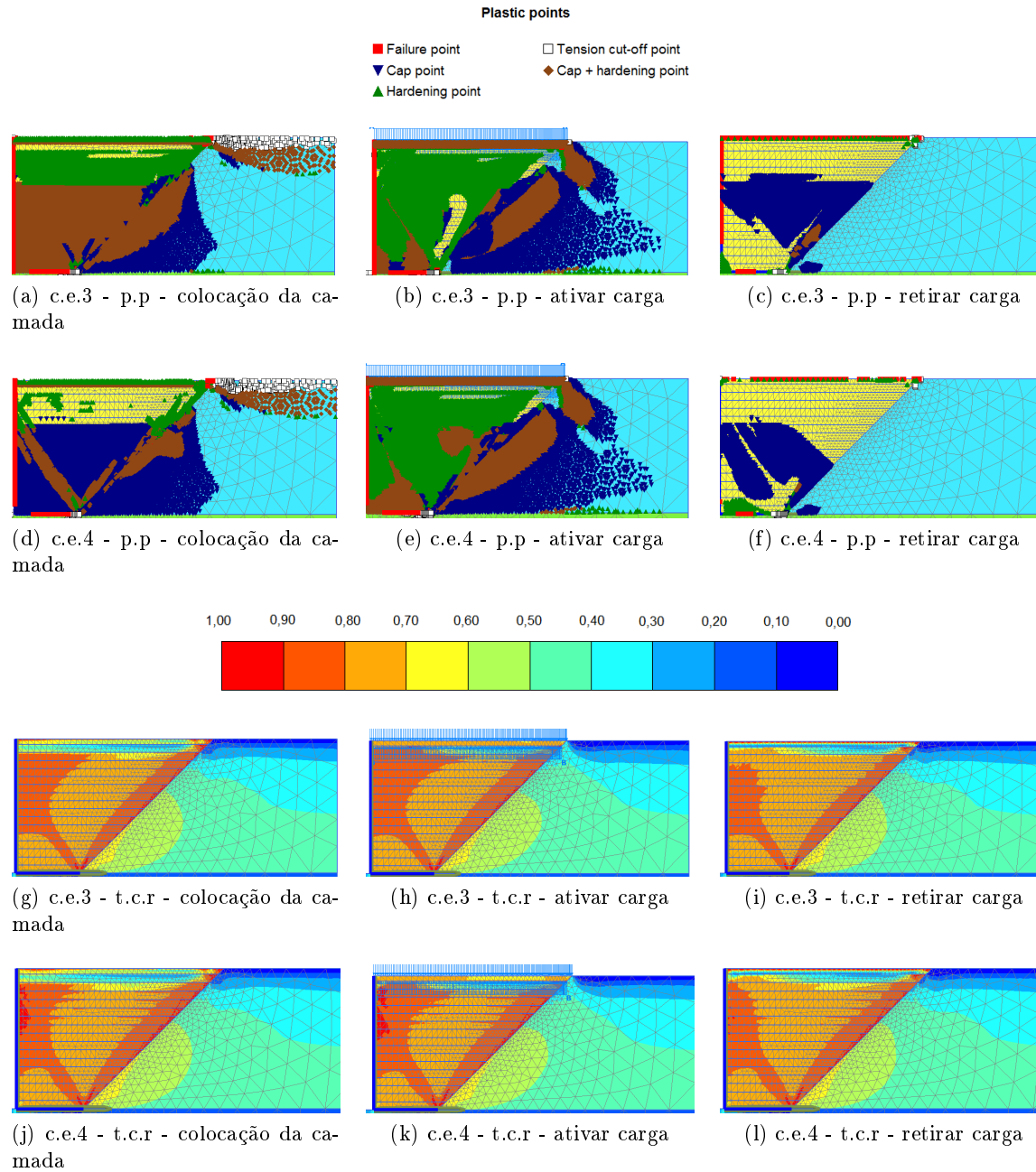
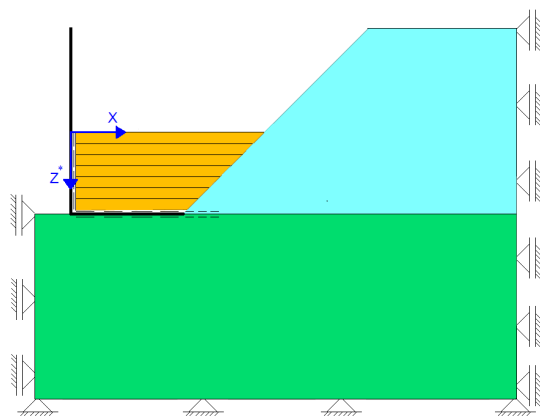
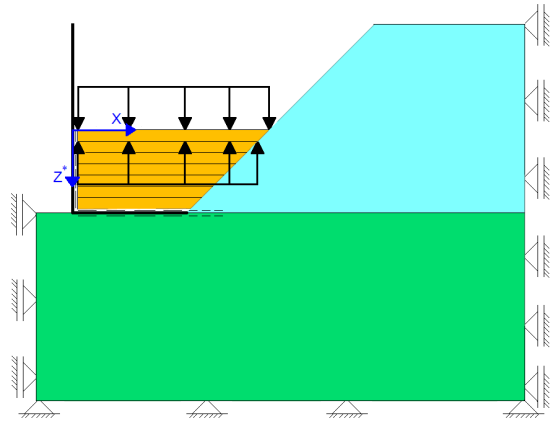


Figura 5.13: Pontos plásticos (p.p) e tensões de corte relativas (t.c.r) presentes na última camada de aterro para os c.e.3 e c.e.4

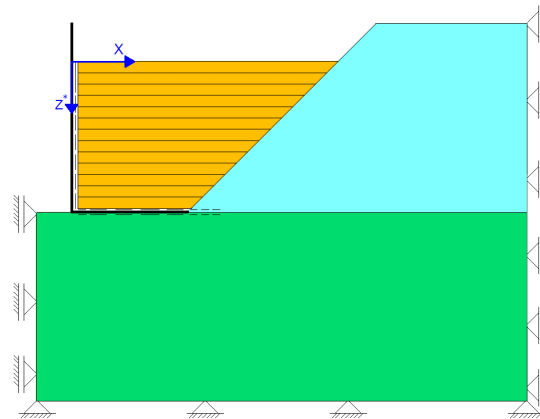
5.3 Definição do caso de estudo e sua análise



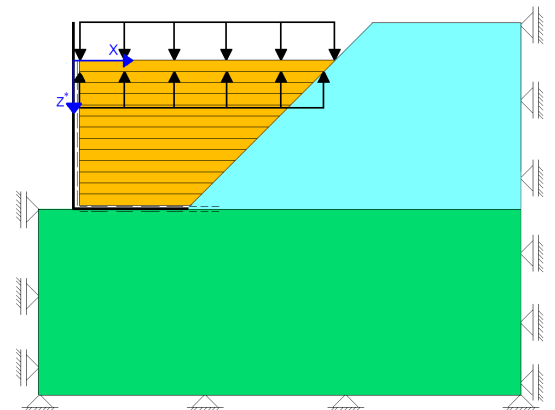
7ª camada - (a) colocar a camada e (c) retirar a carga



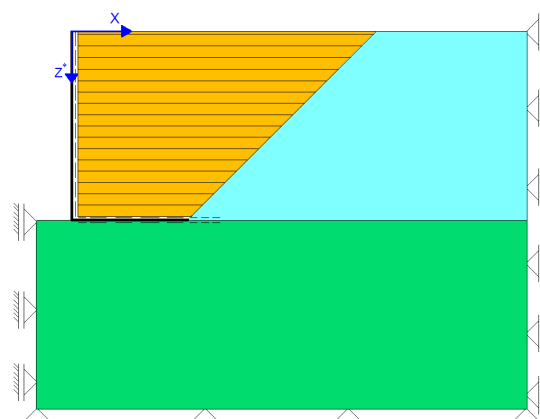
7ª camada - (b) ativar carga



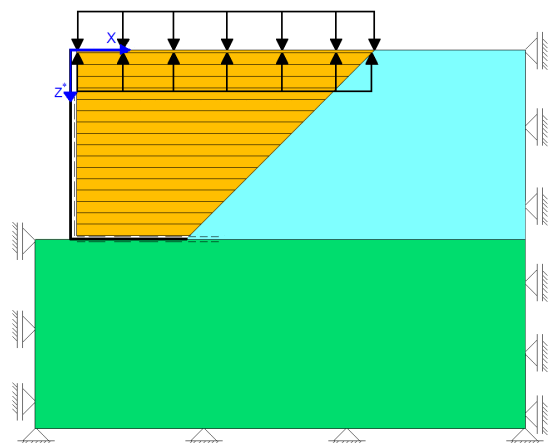
13ª camada - (d) colocar a camada e (f) retirar a carga



13ª camada - (e) ativar carga



17ª camada - (g) colocar a camada e (i) retirar a carga



17ª camada - (h) ativar carga

Figura 5.14: Fases de cálculo segundo as quais se apresentaram resultados na análise dos c.e.3 e c.e.4

5.3.2 Deslocamentos horizontais (secção x=0)

A evolução dos deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro com o decorrer do processo construtivo, encontra-se representada na figura 5.15.

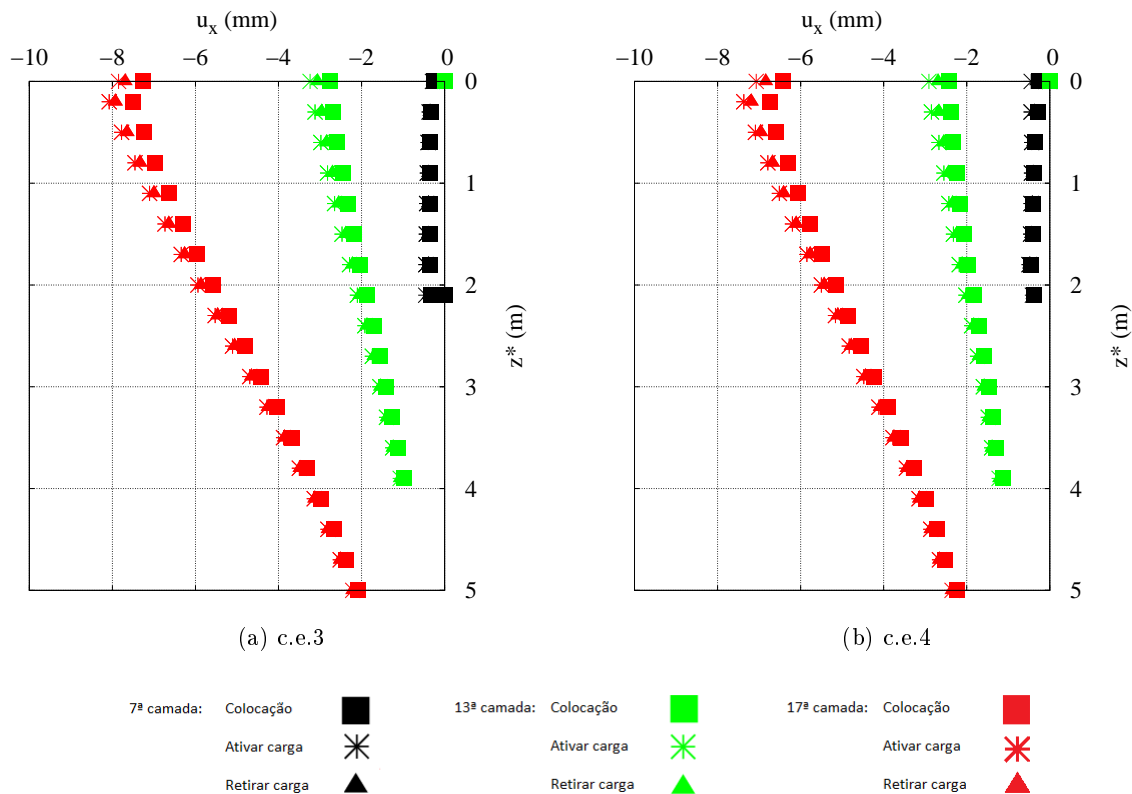


Figura 5.15: Evolução dos deslocamentos da interface consola do muro-aterro para os c.e.3 e c.e.4 com o decorrer das fases construtivas selecionadas para análise

A interpretação dos resultados presentes na figura 5.15 permite afirmar o seguinte:

- os deslocamentos para o c.e.3 são ligeiramente superiores aos do c.e.4;
- a aplicação e a retirada da carga não provoca alterações significativas nos deslocamentos do muro. Apesar disso, os deslocamentos nessas fases são superiores às fases relativas à colocação das camadas.

5.3.3 Tensões tangenciais

A representação da evolução das tensões tangenciais ao longo do processo construtivo para os dois casos de estudo encontra-se na figura 5.16.

O estudo dos resultados presentes na figura 5.16 permite aferir o seguinte:

5.3 Definição do caso de estudo e sua análise

- o c.e.3 e c.e.4 diferem apenas nas zonas anexas à consola do muro de suporte, o que advém do ângulo de atrito solo-estrutura;
- a distribuição das tensões tangenciais não apresenta variações ao realizar-se o processo da compactação, pois a distribuição não se altera ao aplicar-se e retirar-se a carga.

5.3.4 Tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$

A evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais ao longo das fases construtivas para os dois casos de estudo nas secções $x=0$ e $x=B$ encontra-se representada nas figuras 5.17 e 5.18. A análise das figuras 5.17 e 5.18 induz o seguinte:

- na secção $x=B$ as tensões são iguais para os dois casos de estudo, realçando a influência inexistente que o ângulo de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro apresenta nessa secção;
- a distribuição das tensões nas fases relativas à colocação das camadas de aterro é afetada pela compactação da camada anterior, sendo isso possível de observar na zona superior de cada uma das fases construtivas;
- a existência de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro provoca uma maior dispersão dos resultados obtidos.

A alteração da distribuição das tensões horizontais à medida que se afasta da consola do muro de suporte e se aproxima da secção $x=B$ encontra-se na figura 5.19, que demonstra que na passagem da secção $x=0$ para a secção $x=B$ a distribuição nas zonas de profundidade intermédia dirige-se do ativo para o repouso e nas zonas de profundidade elevada apresenta o comportamento contrário. Nas zonas de menor profundidade a distribuição é igual para qualquer secção, o que está relacionado com o facto de a carga ser exercida na extensão total da camada. Para além disso, demonstra a perda de influência do ângulo de atrito solo-estrutura da interface consola do muro-aterro, à medida que se afasta da consola.

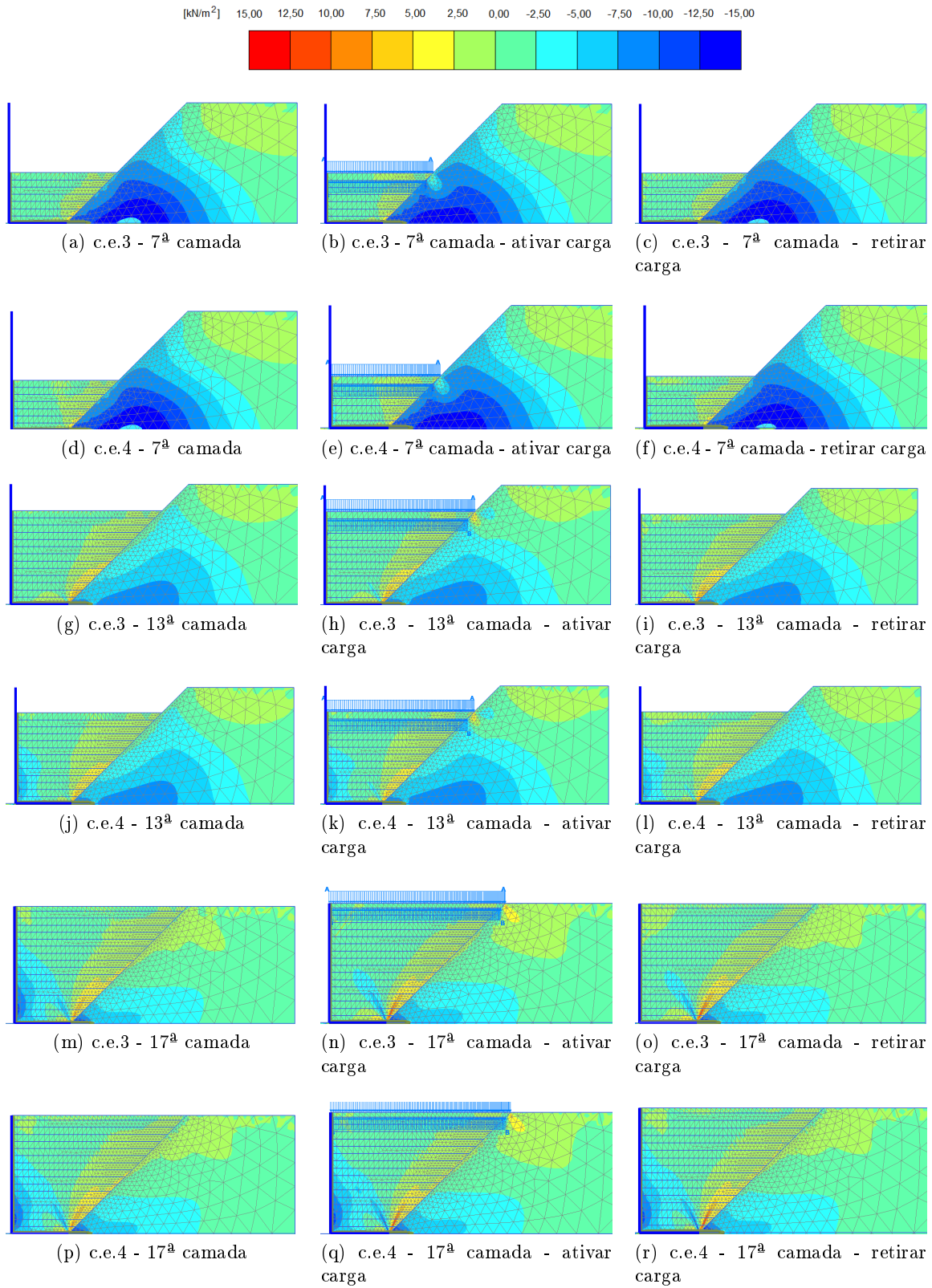
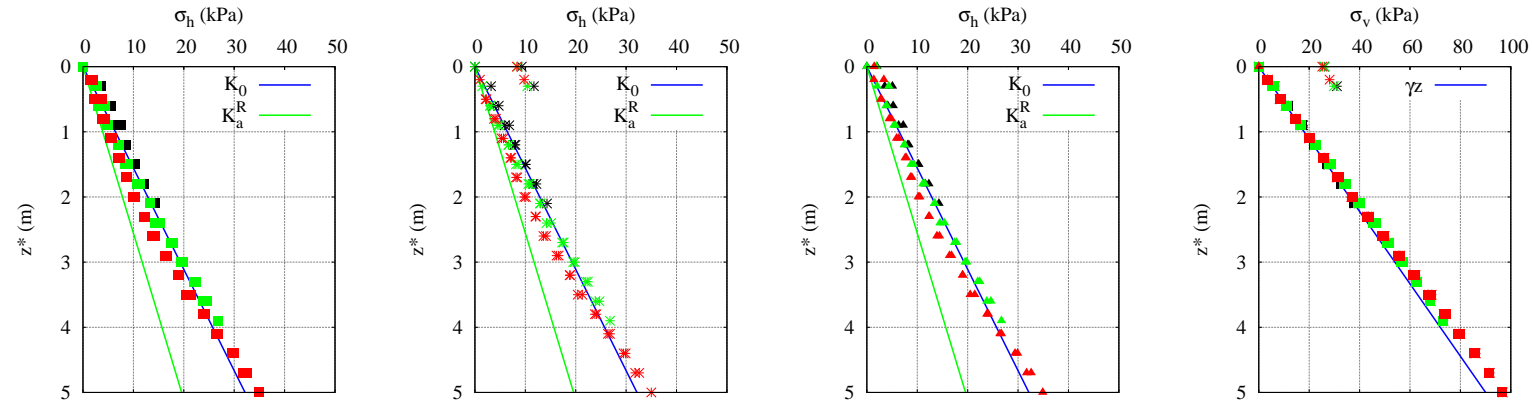
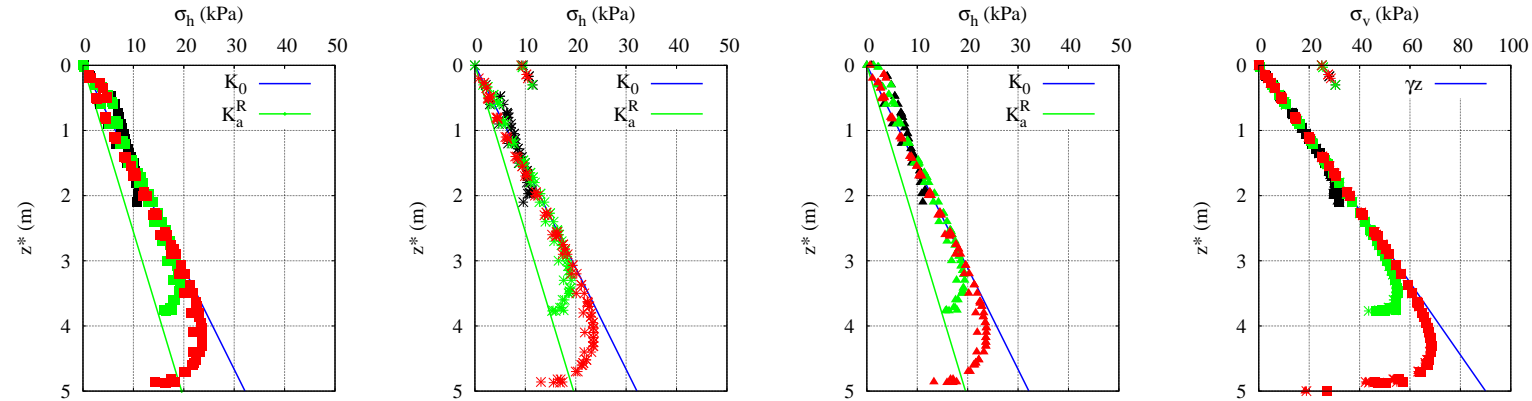


Figura 5.16: Evolução das tensões tangenciais obtidas para os c.e.3 e c.e.4 ao longo das fases construtivas selecionadas para análise



(a) σ_h - colocação da camada - secção x=0 (b) σ_h - ativar carga - secção x=0 (c) σ_h - retirar carga - secção x=0 (d) σ_v - secção x=0



(e) σ_h - colocação da camada - secção x=B (f) σ_h - ativar carga - secção x=B (g) σ_h - retirar carga - secção x=B (h) σ_v - secção x=B

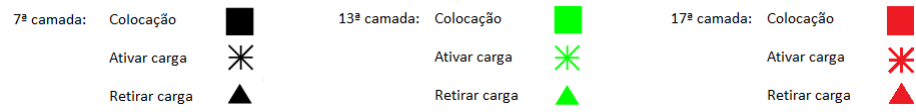


Figura 5.17: Evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais nas secções x=0 e x=B para o c.e.3 ao longo das fases construtivas selecionadas para análise

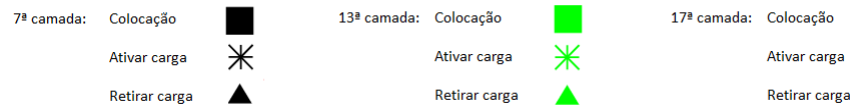
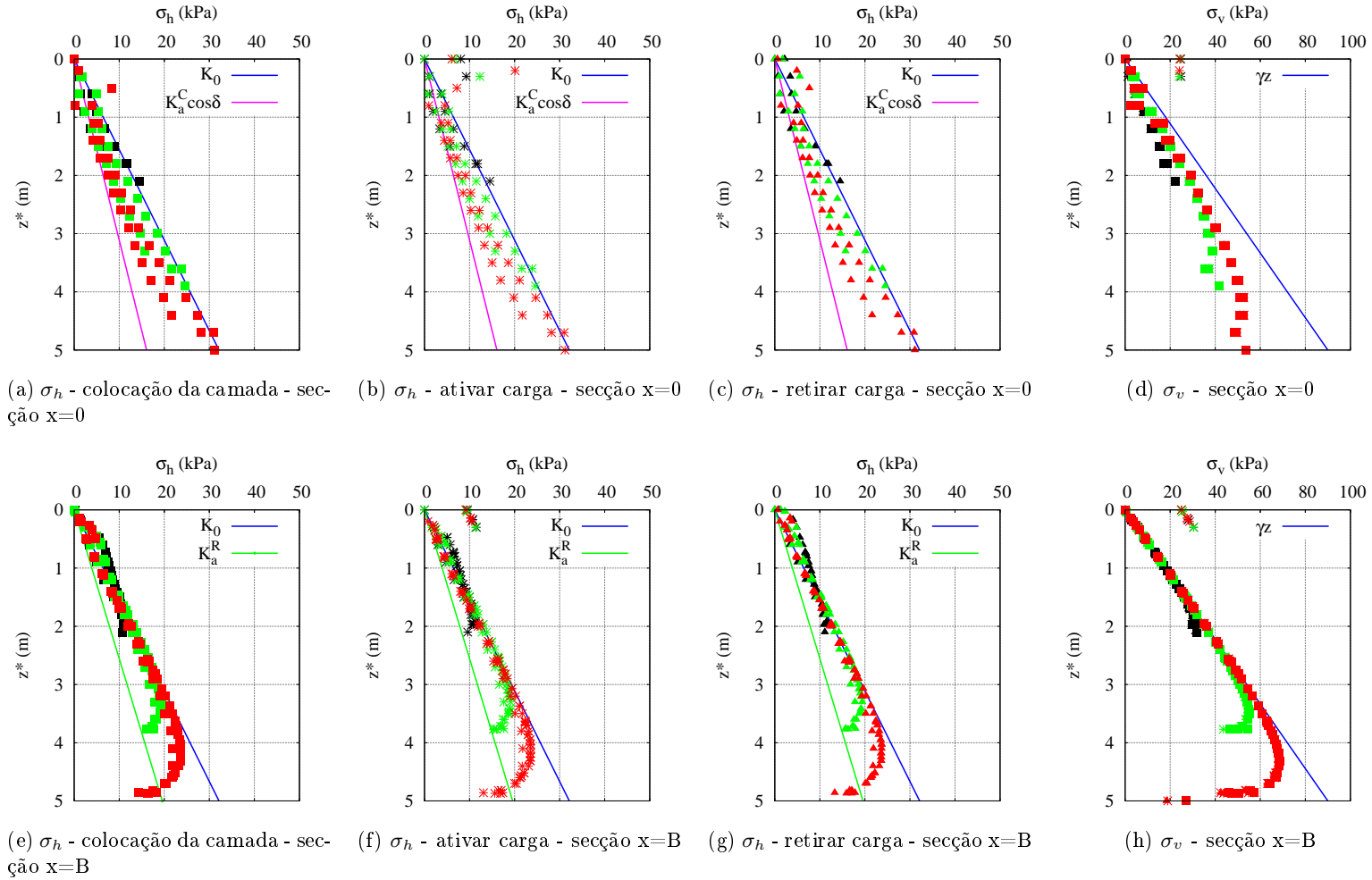
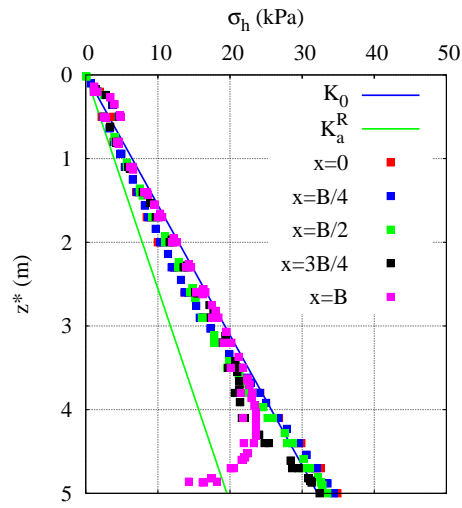
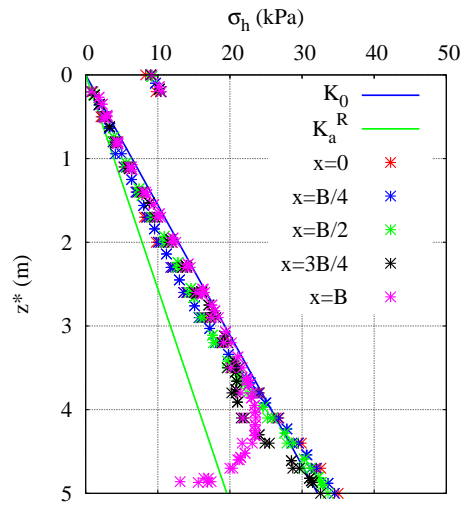


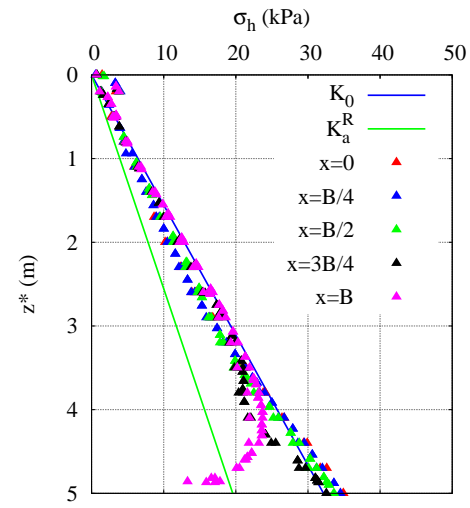
Figura 5.18: Evolução da distribuição das tensões verticais e horizontais nas secções $x=0$ e $x=B$ para o c.e.4 ao longo das fases construtivas selecionadas para análise



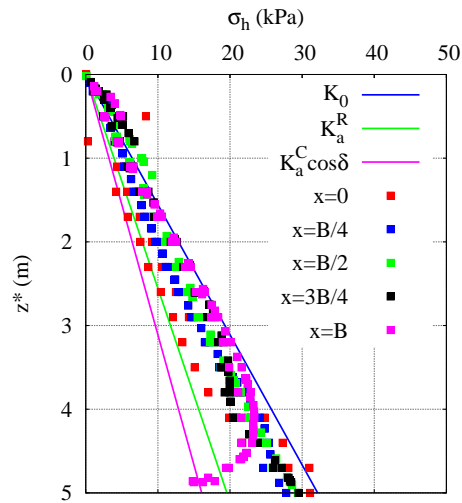
(a) c.e.3 - colocação da camada



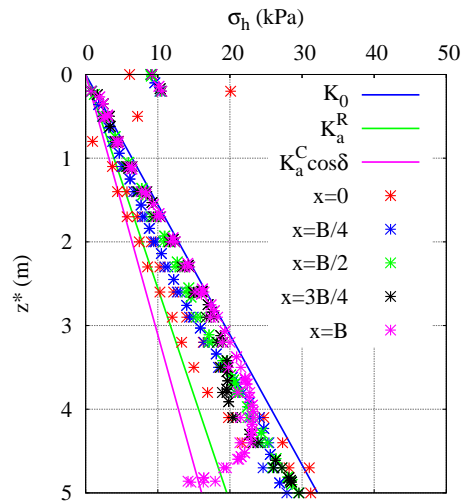
(b) c.e.3 - ativar carga



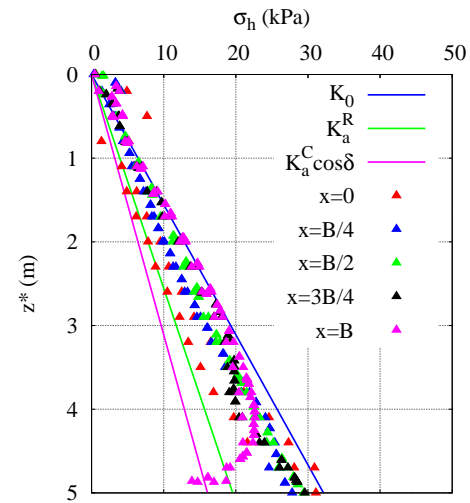
(c) c.e.3 - retirar carga



(d) c.e.4 - colocação da camada



(e) c.e.4 - ativar carga



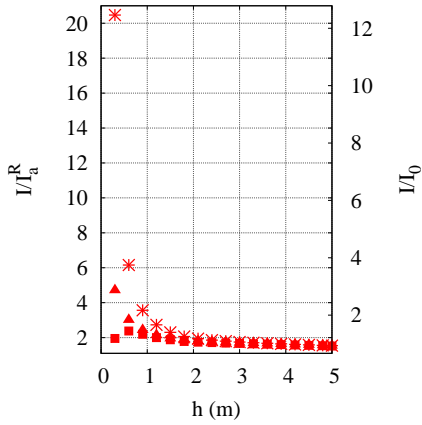
(f) c.e.4 - retirar carga

Figura 5.19: Alteração da distribuição das tensões horizontais, à medida que se afasta da secção $x=0$ e se aproxima da secção $x=B$ para os c.e.3 e c.e.4 na última camada de aterro

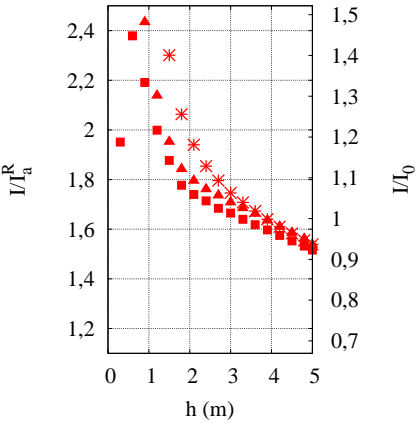
5.3.5 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

Comparam-se nas figuras 5.20 e 5.21 os impulsos e momentos obtidos nos cálculos numéricos para os dois casos de estudo com os momentos e impulsos teóricos, sendo que a partir da sua análise é possível de afirmar o seguinte:

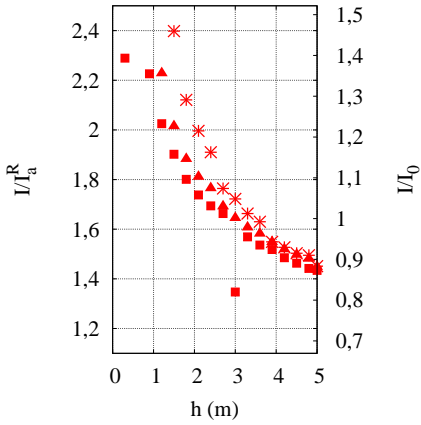
- os impulsos e momentos apresentam valores muito elevados nas fases construtivas iniciais comparativamente com os valores teóricos, visto a compactação induzir valores bastante mais elevados de tensão que os induzidos pelas tensões geostáticas nessas fases (figura 5.20(a));
- os impulsos e momentos retomam valores mais próximos dos valores teóricos com o decorrer das fases construtivas, o que se deve à perda de influência da compactação nos impulsos e momentos à medida que se avança no processo construtivo;
- as fases relativas à ativação e retirada da carga apresentam valores mais elevados de impulsos e momentos comparativamente às fases de colocação da carga, sendo que as fases relativas à ativação da carga são ligeiramente superiores às da retirada da carga;
- na secção $x=B$ o c.e.3 e c.e.4 apresentam aproximadamente os mesmos resultados para os impulsos e momentos, confirmando novamente a influência inexistente que o ângulo de atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro apresenta nos resultados para essa secção;
- os resultados apresentados pela componente vertical do impulso no c.e.4 na secção $x=0$ para as fases relativas à colocação das camadas e para as fases relativas à ativação e retirada da carga são bastante diferentes. Tal se deve à grande influência apresentada pela compactação na componente vertical do impulso para as fases construtivas iniciais e à perda dessa influência à medida que as tensões geostáticas aumentam com o decorrer do processo construtivo;
- as fases relativas à colocação da camada e retirada da carga atingem na última fase construtiva um δ_{mob} aproximadamente de 25° , que é praticamente o ângulo de atrito solo-estrutura teórico $\delta = \frac{2}{3}\phi'$. A fase relativa à ativação da carga é que apresenta um valor acima destas fases, o que pode advir do facto de a aplicação da carga provocar um maior contacto entre o solo e o muro e de essa forma aumentar o δ_{mob} .



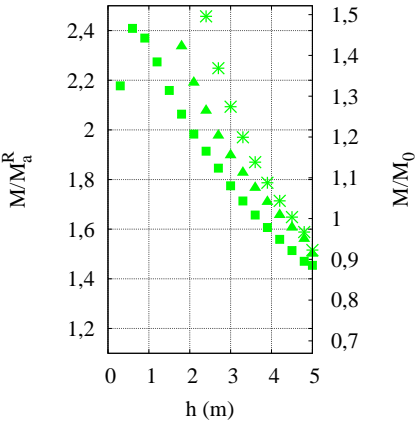
(a) impulsos - secção x=0



(b) impulsos - secção x=0 - redução da escala



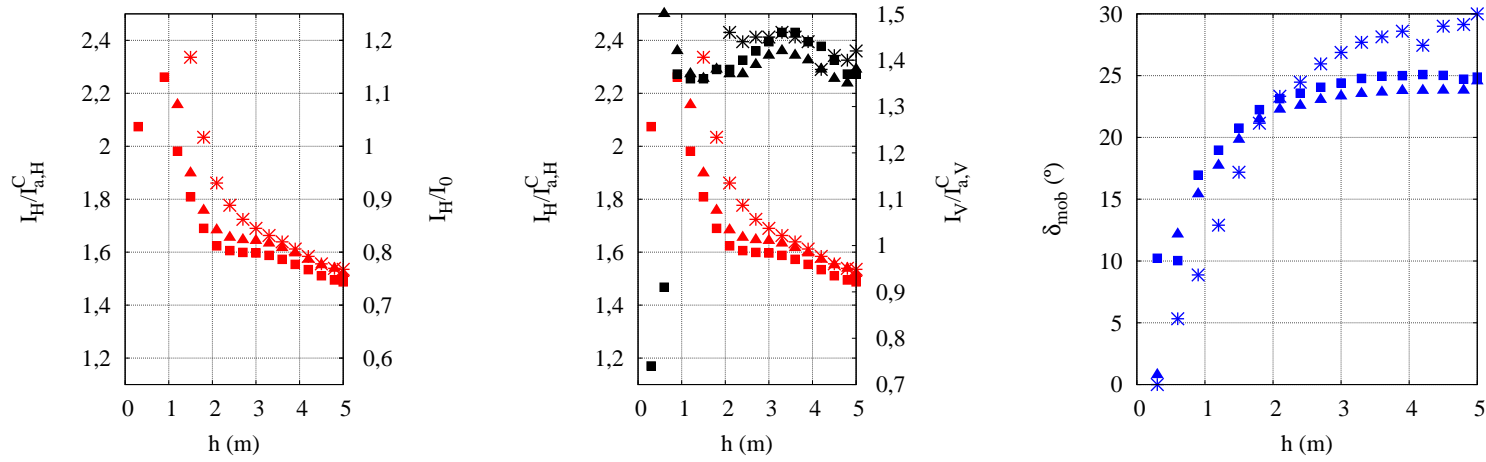
(c) impulsos - secção x=B - redução da escala



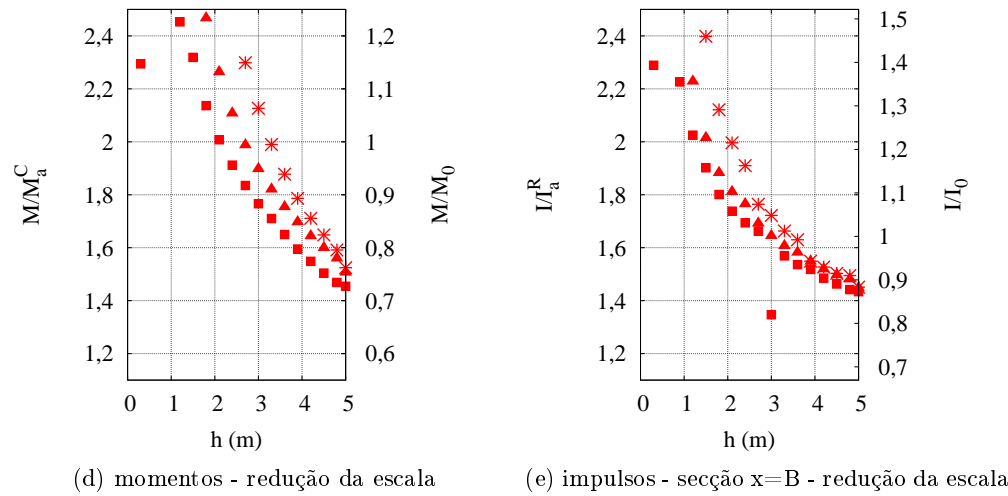
(d) momentos - redução da escala

I :	Colocação	■	M :	Colocação	■
	Ativar carga	*		Ativar carga	*
	Retirar carga	▲		Retirar carga	▲

Figura 5.20: Evolução dos impulsos e momentos nas secções x=0 e x=B para o c.e.3 ao longo das fases construtivas



(a) impulsos - secção x=0 - redução da escala (b) impulso horizontal/vertical - secção x=0 - redução da escala (c) δ_{mob} - secção x=0



(d) momentos - redução da escala (e) impulsos - secção x=B - redução da escala

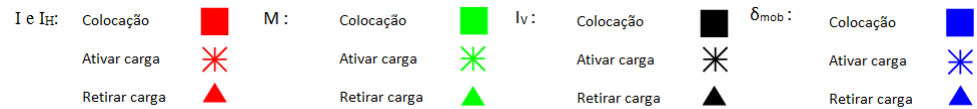


Figura 5.21: Evolução dos impulsos e momentos nas secções x=0 e x=B e do δ_{mob} para o c.e.4 ao longo das fases construtivas

5.3.6 Resistência mobilizada, deslocamentos e tensões na base do muro de suporte

A figura 5.22 mostra a resistência mobilizada ao longo das fases construtivas e a mesma ao longo da base do muro de suporte para as fases de cálculo relativas às 7^a, 13^a e 17^a camadas. Na figura 5.23 encontram-se também as tensões presentes na base para essas mesmas fases de cálculo enunciadas. A apreciação dos resultados presentes nas figuras 5.22 e 5.23 origina as seguintes conclusões:

- o atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro não apresenta influência na resistência mobilizada, o que entra em concordância com o facto do mesmo parâmetro não influenciar os impulsos na secção $x=B$ (secção 5.3.5). Os deslocamentos na base também não são influenciados pelo atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro;
- a resistência mobilizada para as fases relativas à ativação da carga nas fases iniciais apresenta valores bastante elevados. Tal deve-se ao facto de a compactação apresentar grande influência nas fases iniciais, mais concretamente nos impulsos atuantes na secção $x=B$, que por sua vez influenciam as tensões tangenciais na base, aumentando dessa maneira a resistência mobilizada;
- com o decorrer das fases construtivas, a resistência mobilizada e o deslocamento na base relativos às fases de ativação e retirada da carga vão-se aproximando dos valores apresentados nas fases relativas à colocação da camada, o que demonstra que a compactação vai perdendo influencia com o decorrer das fases construtivas;
- na última fase construtiva é mobilizada 85% da sua resistência para um deslocamento na base de aproximadamente 2 mm, sendo que, é mobilizada aproximadamente 85% da base do muro de suporte;
- a compactação apresenta influência nas tensões tangenciais e pouca ou nenhuma influência nas tensões normais, o que explica o aumento da resistência mobilizada no momento em que se aplica a carga de compactação;
- na extremidade da base, a resistência mobilizada é nula, devido às tensões tangenciais nesse mesmo local serem nulas. A presença de tensões tangenciais nulas na extremidade da base explica a presença de cut-off points nesse mesmo local (figura 5.13).

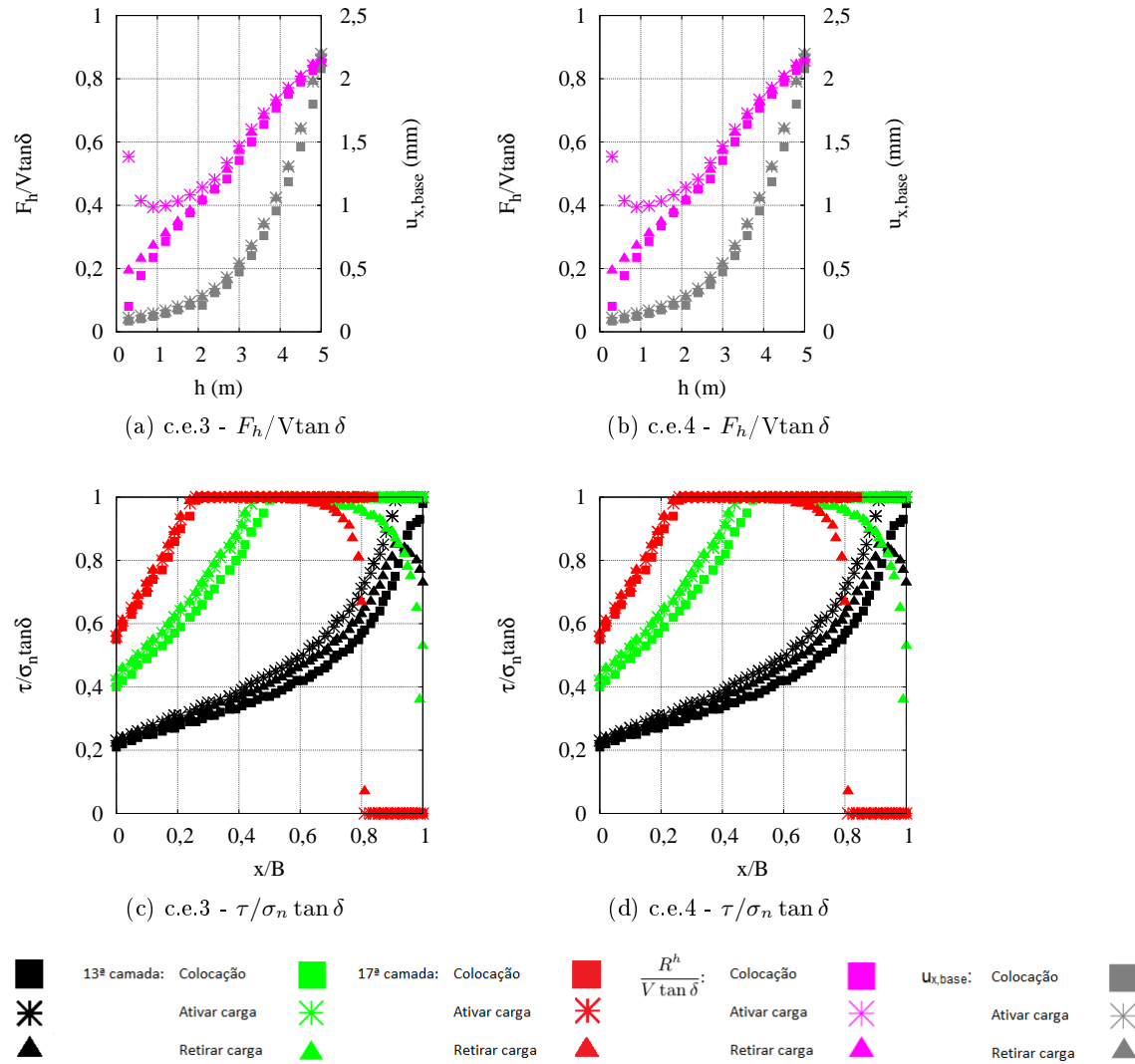


Figura 5.22: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base nos c.e.3 e c.e.4 ao longo das fases construtivas e evolução da resistência mobilizada ao longo da base do muro de suporte nos c.e.3 e c.e.4 representada a partir das fases de cálculo seleccionadas para análise

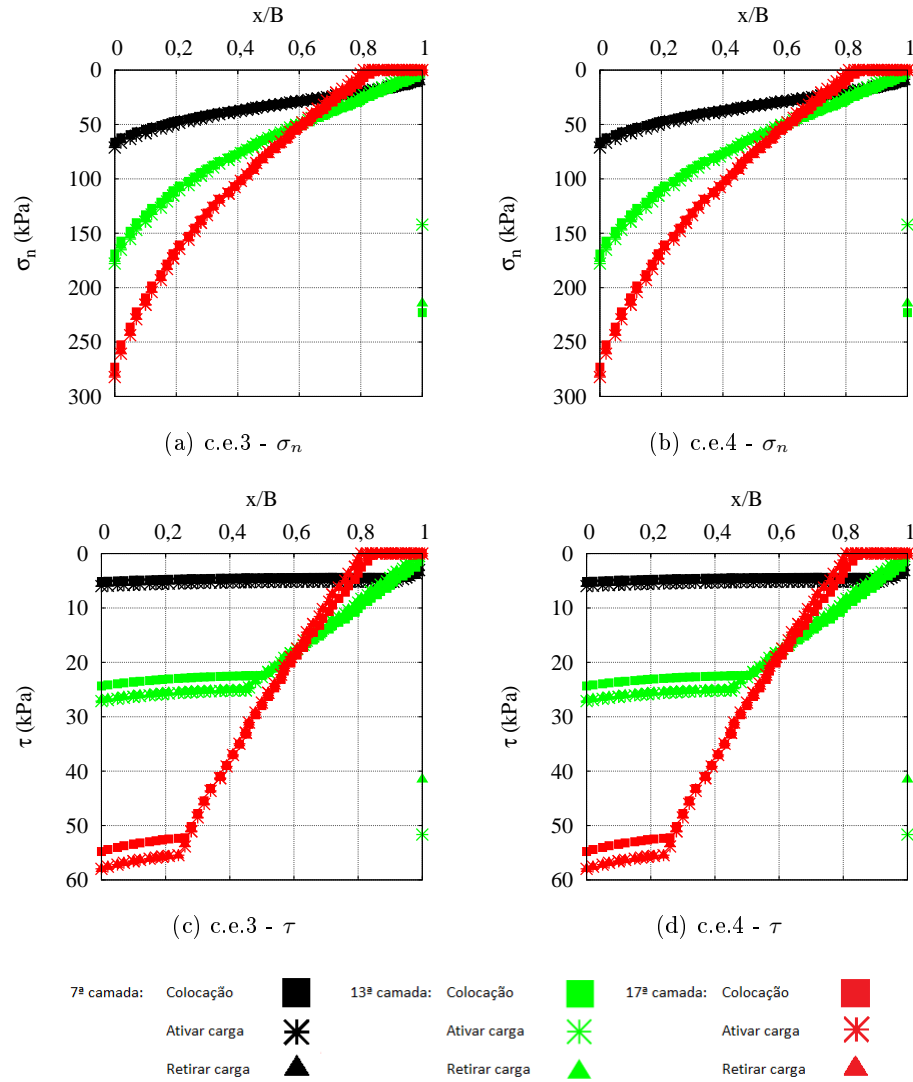


Figura 5.23: Evolução das tensões normais e tangenciais ao longo da base do muro de suporte nos c.e.3 e c.e.4 representada a partir das fases de cálculo seleccionadas para análise

Capítulo 6

Análise paramétrica - com consideração da compactação

6.1 Introdução

Os parâmetros que foram alvo do estudo paramétrico relativos à situação em que se considera a compactação foram os seguintes:

- a largura da base;
- a carga de compactação.

Neste estudo apenas são apresentados os resultados obtidos nas fases relativas à ativação da carga, visto serem os valores mais condicionantes para uma possível abordagem de dimensionamento.

6.2 Largura da base

As larguras consideradas foram as seguintes:

- B_{int} ;
- B_{EC7} ;
- $1,5B_{EC7}$.

A obtenção de $B_{r,f}$, segundo o que se encontra exposto na secção 4.2, encontra-se na tabela 6.1.

Tabela 6.1: Obtenção de $B_{r,f}$ para o estudo da variação da largura da base - com consideração da compactação

ϕ'_{aterro} (°)	$\delta_{fund.}$ (°)	$B_{r,f}^{desliz.}$ (m)	$B_{r,f}^{derrub.}$ (m)	$B_{r,f}$ (m)
40	20	1,5	1,3	1,5

Não foi possível obter resultados relativos ao colapso devido ao que se encontra exposto na secção 4.5.

Na tabela 6.2 encontram-se presentes os valores das larguras considerados neste estudo.

Tabela 6.2: Larguras da base do muro de suporte consideradas no estudo paramétrico relativo à variação da largura da base - com consideração da compactação

B_{int} (m)	B_{EC7} (m)	$1,5B_{EC7}$ (m)
2,0	2,4	3,7

6.2.1 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

A evolução dos impulsos e momentos consoante a relação B_r/B encontra-se na figura 6.1, sendo que a sua análise permite aferir o seguinte:

- a alteração da largura da base do muro de suporte apresenta o mesmo efeito verificado na secção 4.2;
- para valores reduzidos de B_r/B correspondentes a resultados provenientes de alturas construídas iniciais, a carga proveniente da compactação apresenta uma grande influência sobre os momentos e impulsos devido à sua bastante superior magnitude relativamente às tensões geoestáticas presentes. Para B_r/B mais elevados, os momentos aproximam-se dos obtidos no caso em que não se considera compactação (secção 4.5), o que advém da perda de influência da compactação com o decorrer das fases construtivas. Desta maneira, tanto os momentos como os impulsos nas secções $x=0$ e $x=B$ passam a depender de uma relação da carga de compactação com as tensões geoestáticas presentes.

6.2.2 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 6.2 expõem-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base do muro de suporte conforme B_r/B . Não se apresentam os resultados para o caso com atrito solo-estrutura na interface consola do muro-aterro visto produzir os mesmos resultados que para o caso sem atrito solo-estrutura, tal como demonstrado na secção 5.3.6.

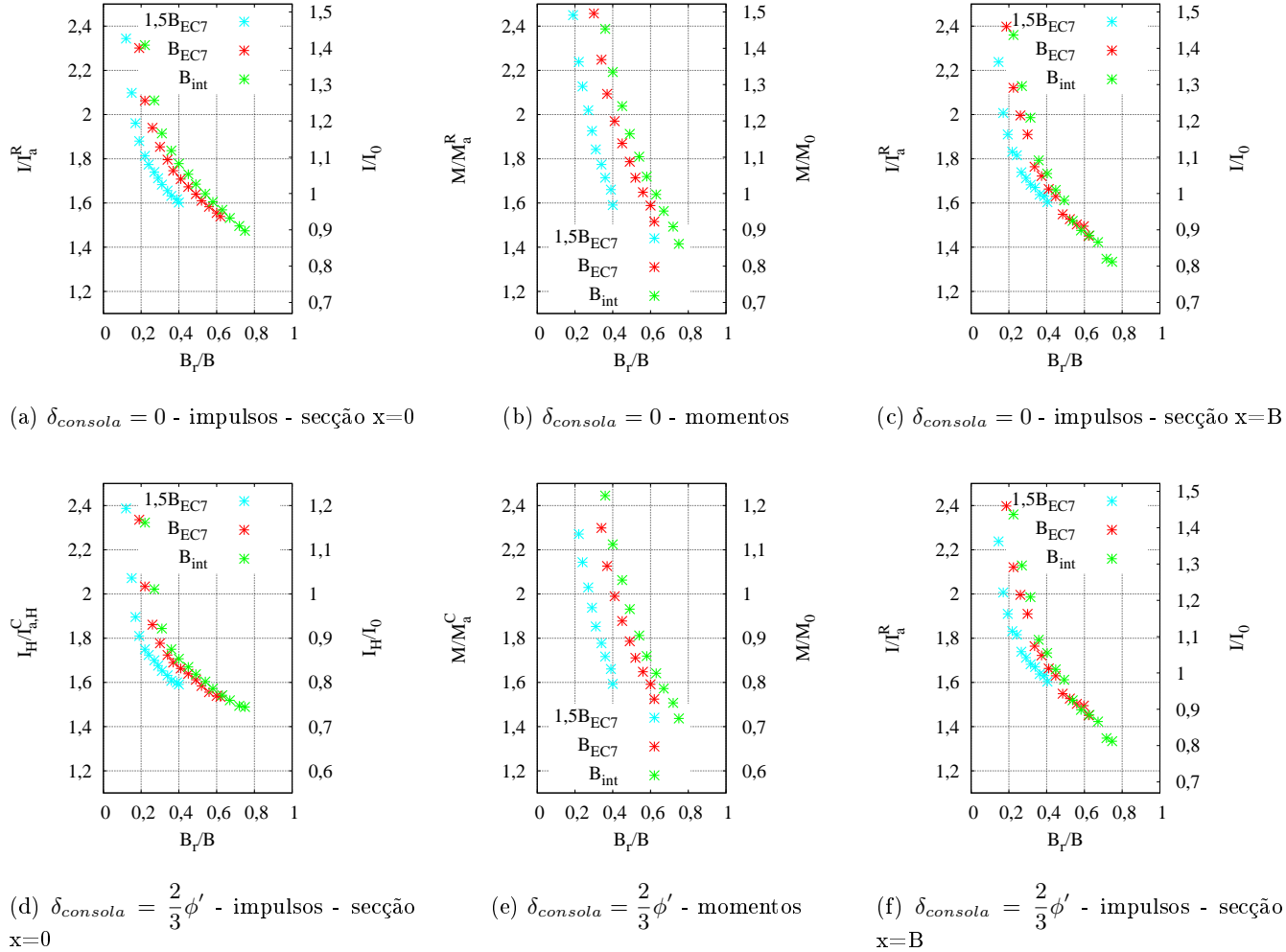


Figura 6.1: Evolução dos impulsos e momentos com escala reduzida consoante B_r/B para o estudo da variação da largura da base do muro de suporte - com consideração da compactação

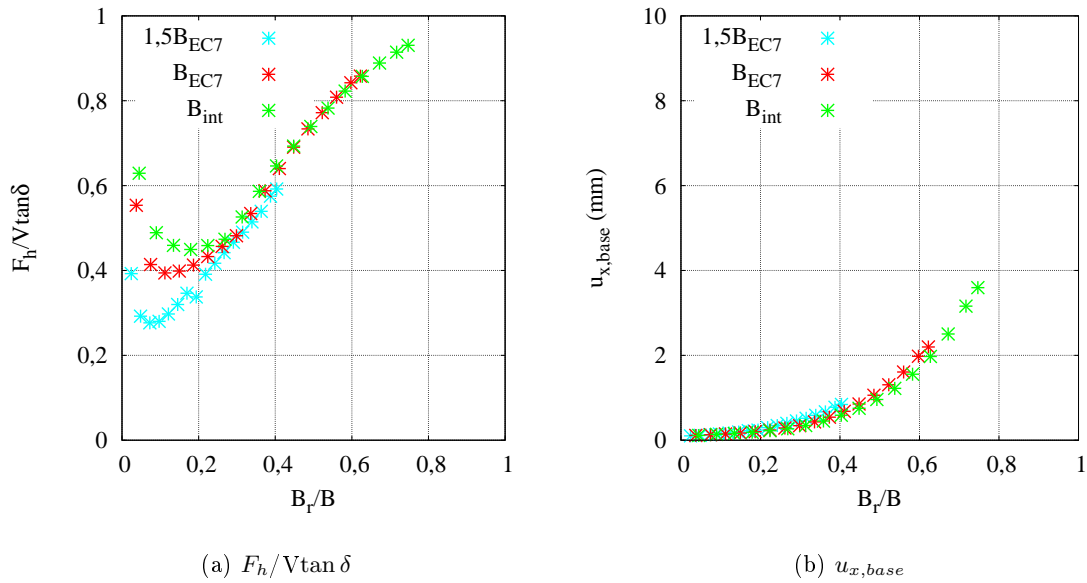


Figura 6.2: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B para o estudo relativo à variação da largura da base do muro de suporte - com consideração da compactação

A observação dos resultados presentes na figura 6.2 permite deduzir o seguinte:

- a resistência mobilizada apresenta valores elevados para B_r/B próximos de 0, o que advém da influência da compactação dos impulsos na secção $x=B$ para fases construtivas iniciais. Essa influência diminui com o aumento de B_r/B , como ocorre para os impulsos na secção $x=B$ (secção 6.2.1);
- com a perda da influência da compactação com o decorrer das fases construtivas, para B_r/B mais elevados, a resistência mobilizada converge para os valores obtidos no caso em que não se considera compactação (secção 4.5).

6.3 Carga de compactação

As cargas de compactação consideradas neste estudo foram as seguintes:

- $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa;
- $\sigma_{zc,i} = 25$ kPa;
- $\sigma_{zc,i} = 8$ kPa.

O presente estudo foi apenas efetuado para o B_{EC7} .

6.3 Carga de compactação

6.3.1 Deslocamentos horizontais (secção $x=0$)

Na figura 6.3 encontram-se os deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última fase construtiva, sendo que a partir da sua análise é possível de afirmar que o aumento da carga de compactação provoca um aumento dos deslocamentos horizontais e vice-versa.

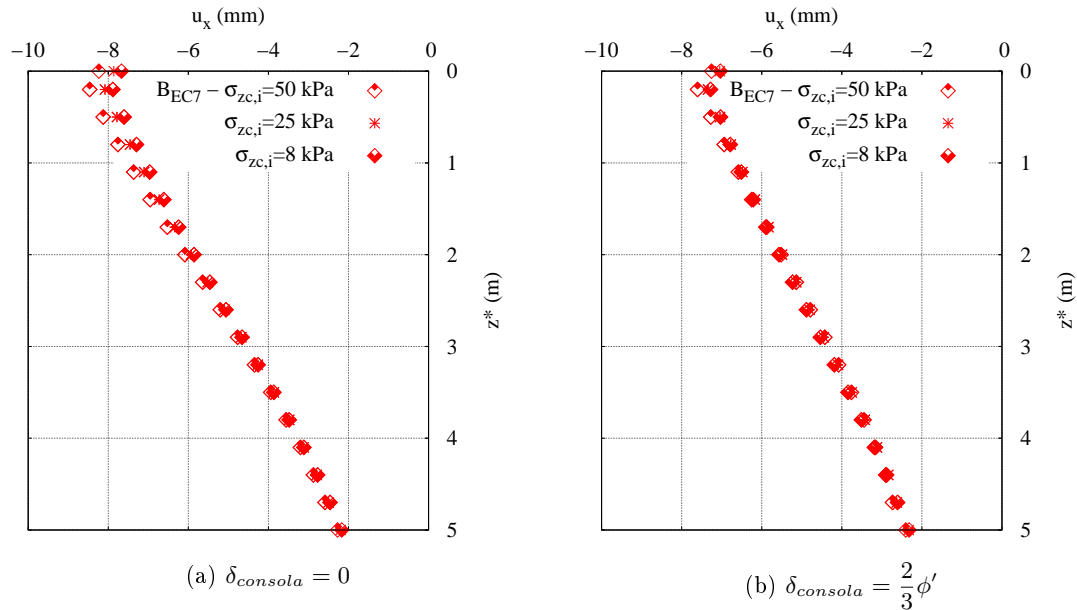
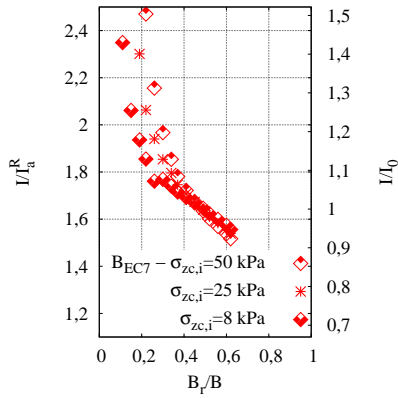


Figura 6.3: Deslocamentos horizontais da interface consola do muro-aterro na última camada de aterro para o estudo da variação da carga de compactação

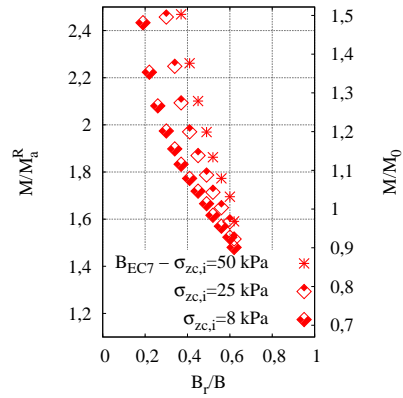
6.3.2 Impulsos atuantes nas secções $x=0$ e $x=B$ e momentos atuantes

A evolução dos impulsos e dos momentos conforme B_r/B consta na figura 6.4, sendo que a apreciação dos seus resultados indica que:

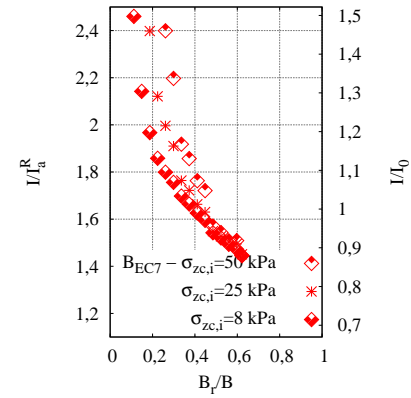
- o aumento da carga de compactação provoca um aumento dos impulsos e consequentemente dos momentos e vice-versa, sendo esse fenómeno mais evidente para as fases construtivas iniciais;
- os impulsos tendem a convergir para o mesmo valor nas fases construtivas finais para qualquer uma das cargas indicadas, o que se deve à perda de influência das três cargas à medida que se aproxima dessas fases e à diferença de deslocamentos entre as cargas, em que para cargas superiores ocorrem maiores deslocamentos e vice-versa (figura 6.3);
- os momentos e os impulsos não podem apenas ser caracterizados pelas relações B_r/B , dependendo possivelmente também de um parâmetro que relacione a carga de compactação aplicada com a tensão geoestática presente.



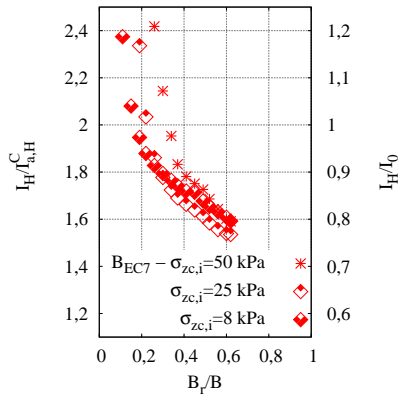
(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=0$



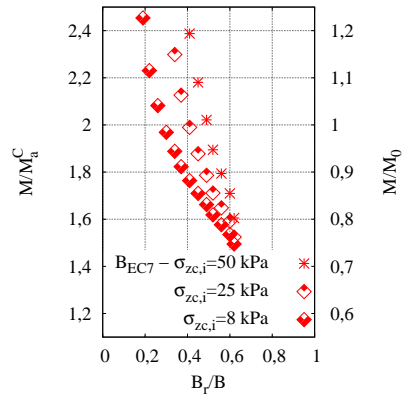
(b) $\delta_{consola} = 0$ - momentos



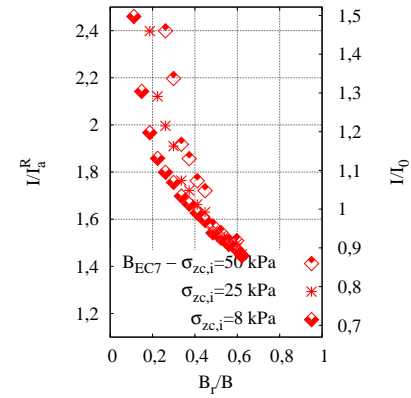
(c) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos - secção $x=B$



(d) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=0$



(e) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - momentos



(f) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos - secção $x=B$

Figura 6.4: Evolução dos impulsos e momentos com escala reduzida conforme B_r/B para o estudo da variação da carga de compactação

6.3 Carga de compactação

6.3.3 Resistência mobilizada e deslocamentos na base do muro de suporte

Na figura 6.5 expõem-se a resistência mobilizada e os deslocamentos na base do muro de suporte conforme B_r/B .

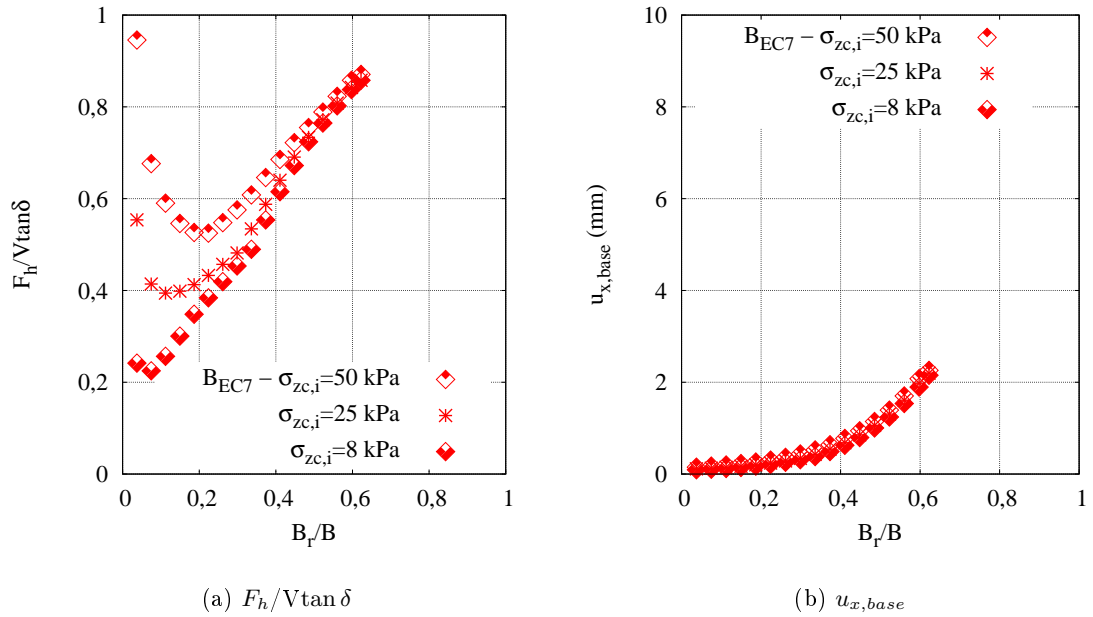


Figura 6.5: Evolução da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base consoante B_r/B para o estudo da variação da carga de compactação

A análise dos resultados presentes na figura 6.5 permite afirmar o seguinte:

- a carga de compactação não apresenta grande influência nos deslocamentos na base, tal fenómeno pode ser devido ao procedimento escolhido para modelar a compactação, pois com esse procedimento a carga só apresenta influência na camada sob a qual está atuar, não afetando as camadas subjacentes e consequentemente a base do muro de suporte;
- quanto maior a carga de compactação, maior a resistência mobilizada e vice-versa, sendo esse fenómeno, tal como nos impulsos na secção $x=B$, mais evidente para as fases construtivas iniciais (figura 6.4);
- a resistência mobilizada, tal como os impulsos na secção $x=B$ (figura 6.4), deixa de ser apenas caracterizada pela relação B_r/B , passando também possivelmente a ser caracterizada por outra relação que associe a carga de compactação aplicada à tensão geostática presente.

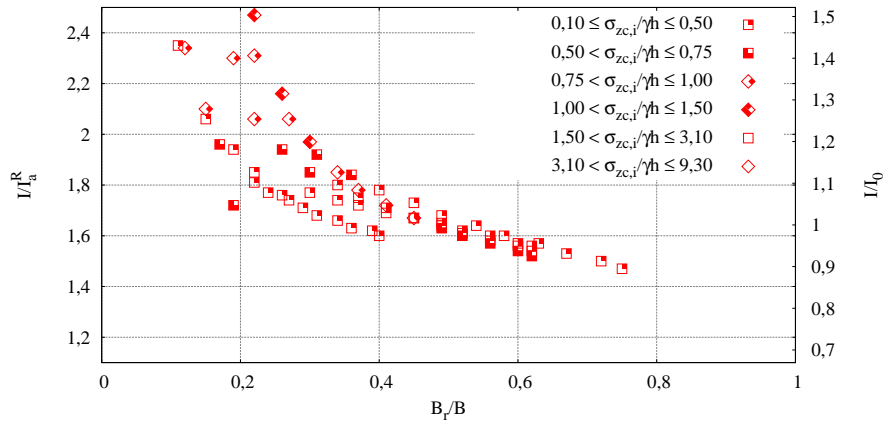
6.3.4 Estudo adicional

Observou-se na secção 6.3.2 que B_r/B não é suficiente para caracterizar os impulsos e os momentos. Este aspeto encontra-se patente na figura 6.4, na qual é evidenciado essencialmente nas fases construtivas iniciais uma divergência de resultados, devido ao facto das cargas de compactação serem bastante superiores às tensões geoestáticas presentes. Tendo isto em conta, desenvolveu-se um parâmetro, mais concretamente $\sigma_{zc,i}/\gamma h$, que relaciona a carga de compactação exercida com a tensão geoestática presente. Na realização deste estudo também se recorre a resultados provenientes da secção 6.2. Na figura 6.6 encontram-se os momentos e os impulsos obtidos na secção $x=0$ segundo as relações B_r/B e $\sigma_{zc,i}/\gamma h$, sendo que a partir da sua análise é possível de concluir que:

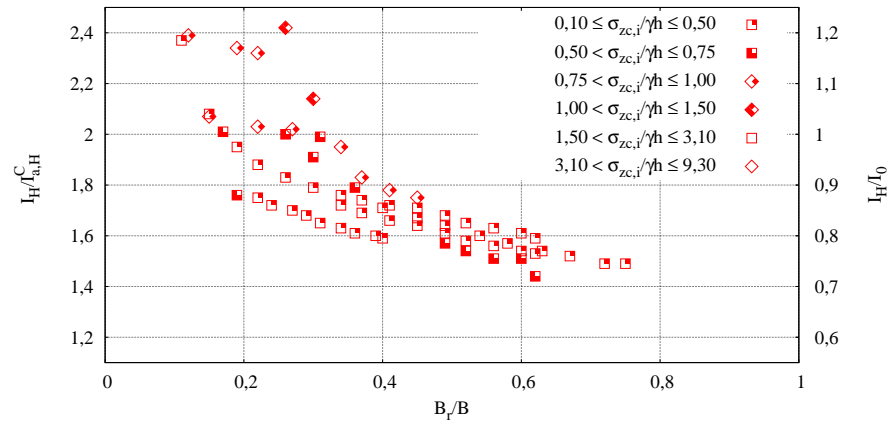
- para um dado valor de B_r/B , os momentos e impulsos são superiores quanto maior for a carga relativamente à tensão geoestática presente;
- a relação $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ é essencial para compreender e caracterizar os momentos e os impulsos.

Na figura 6.7 encontram-se os impulsos na secção $x=B$, a resistência mobilizada e o deslocamentos na base segundo as relações B_r/B e $\sigma_{zc,i}/\gamma h$, sendo que ao observar os seus resultados conclui-se o seguinte:

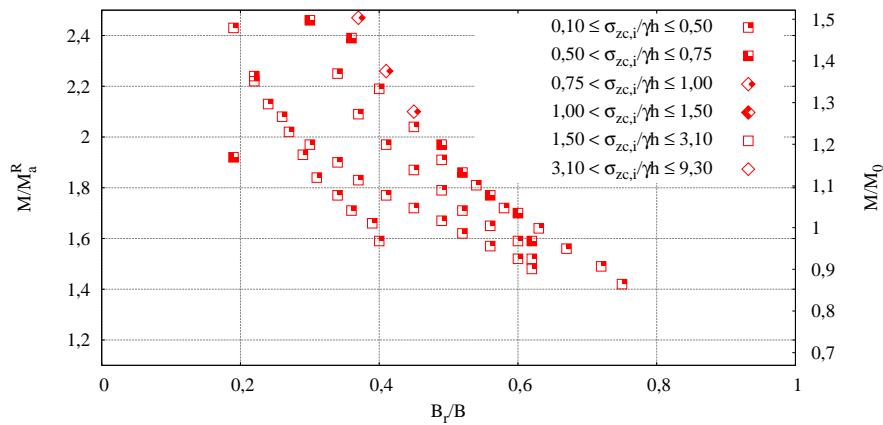
- para um dado valor de B_r/B os impulsos e os momentos são superiores quanto maior for a carga relativamente à tensão geoestática presente. O mesmo ocorre para a resistência mobilizada;
- para valores de $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ mais próximos de 0, ou seja, para valores pequenos os quais a carga de compactação não apresenta grande impacto relativamente à tensão geoestática presente, os impulsos na secção $x=B$ e conseqüentemente a resistência mobilizada apresentam uma maior proximidade;
- nos impulsos na secção $x=B$ e na resistência mobilizada observa-se claramente para cada patamar de $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ um determinado andamento. Esse fenómeno é notório no caso da resistência mobilizada, no qual quanto menor o $\sigma_{zc,i}/\gamma h$, mais rapidamente se mobiliza a resistência consoante B_r/B .



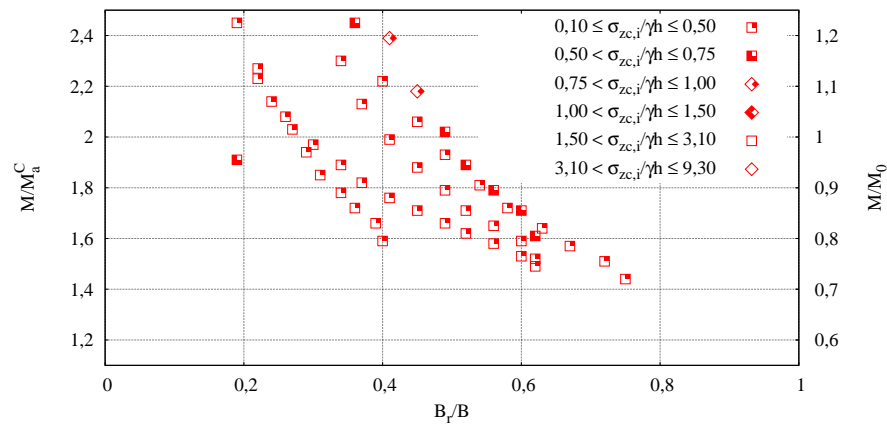
(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos



(b) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos



(c) $\delta_{consola} = 0$ - momentos



(d) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - momentos

Figura 6.6: Evolução dos momentos e impulsos na seção $x=0$ com escala reduzida conforme B_r/B e $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ para o estudo da variação da carga da compactação

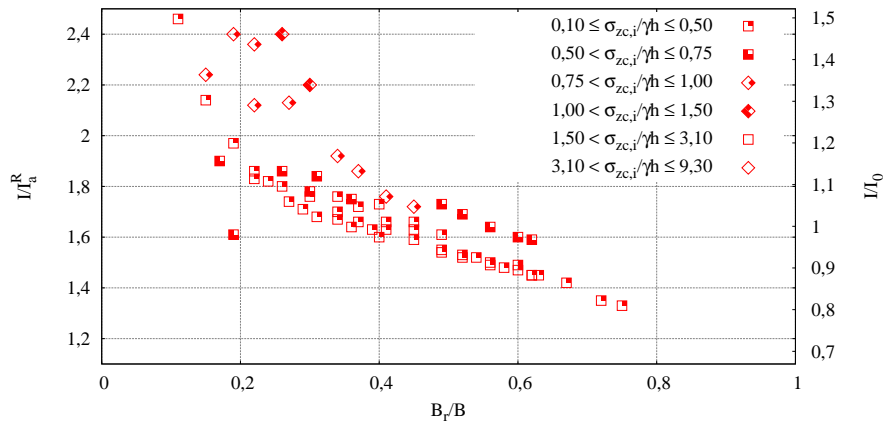
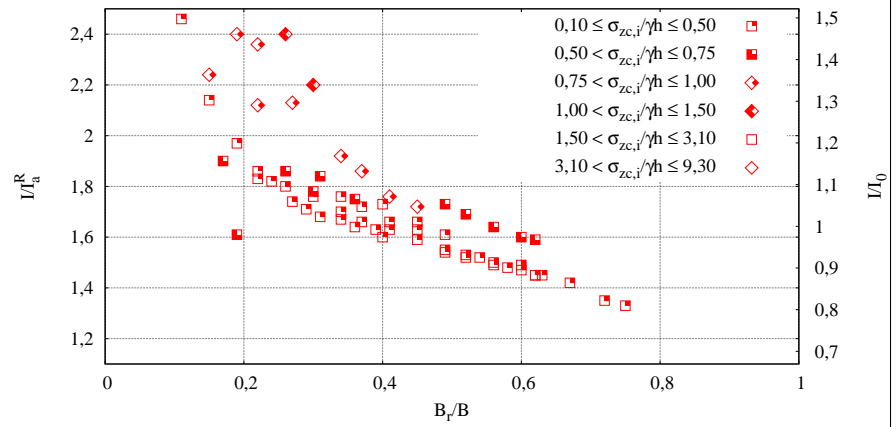
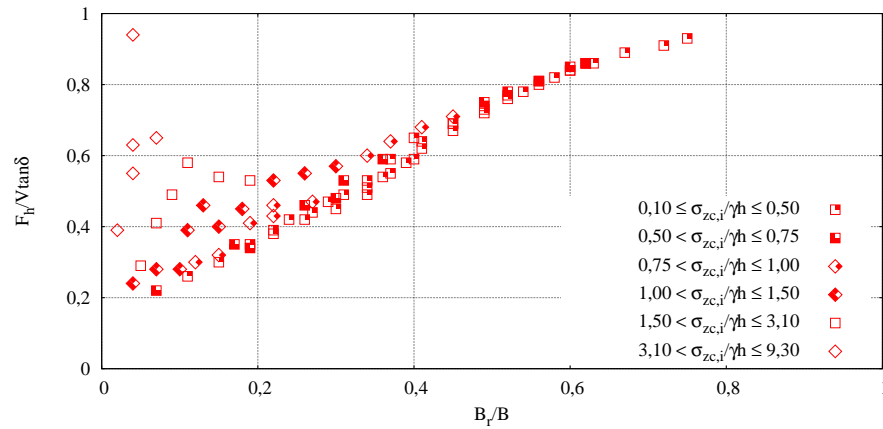
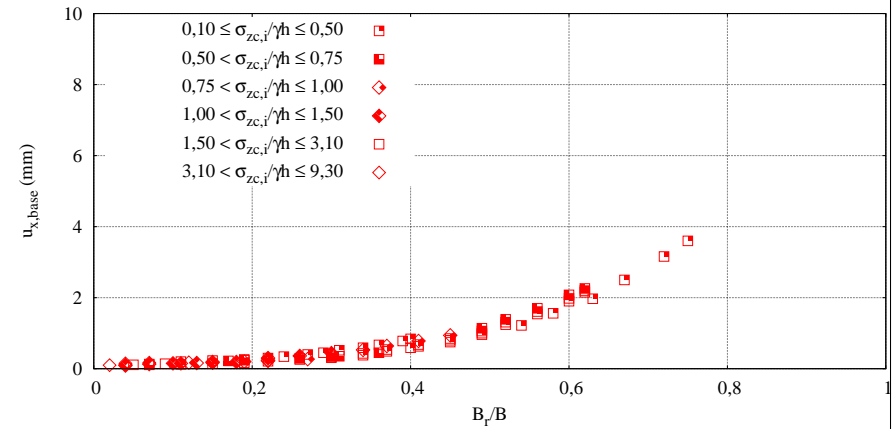
(a) $\delta_{consola} = 0$ - impulsos(b) $\delta_{consola} = \frac{2}{3}\phi'$ - impulsos(c) $F_h/V \tan \delta$ (d) $u_{x,base}$

Figura 6.7: Evolução dos impulsos na seção $x=B$ com escala reduzida, da resistência mobilizada e dos deslocamentos na base conforme B_r/B e $\sigma_{zc,i}/\gamma h$ para o estudo da variação da carga da compactação

Capítulo 7

Propostas para dimensionamento

7.1 Introdução

Como referido no capítulo 1, o objetivo final deste trabalho é apresentar propostas para o dimensionamento de muros de suporte em L, fundado em terrenos com elevadas características mecânicas com a escavação realizada em talude. Como tal, organizam-se os resultados obtidos nos capítulos 4 e 6, com vista ao dimensionamento daquele tipo de estruturas analisadas.

Neste capítulo, apenas são apresentados e analisados os resultados que consideram atrito solo-estrutura na consola, visto ser essa a situação mais relevante para uma possível abordagem de dimensionamento.

7.2 Sem consideração da compactação

7.2.1 Influência conjunta da relação B_r/B e da rigidez à flexão do muro de suporte

Decidiu-se averiguar qual a influência conjunta das relações B_r/B e da rigidez à flexão do muro de suporte.

Ao realizar-se o estudo paramétrico da mudança da rigidez à flexão do muro de suporte (secção 4.3), concluiu-se que os momentos e impulsos na secção $x=0$ são influenciados pela rigidez à flexão. A mesma apresenta como um dos parâmetros de controlo a espessura do elemento. Como tal, optou-se por organizar os resultados obtidos a partir de B_r/B e das medidas de esbelteza da consola e da base do muro de suporte, respetivamente $h/t_{c,r}$ e $h/t_{f,r}$, em que $t_{c,r}$ e $t_{f,r}$ são espessuras equivalentes, obtidas normalizando a rigidez à flexão do módulo $E_i^{muro} = 30$ GPa

conforme as equações:

$$t_{c,r} = \sqrt[3]{\frac{12EI_c}{E_i^{muro}}} \quad (7.1)$$

$$t_{f,r} = \sqrt[3]{\frac{12EI_f}{E_i^{muro}}} \quad (7.2)$$

sendo que EI_c é a rigidez à flexão da consola do muro de suporte, EI_f é a rigidez à flexão da base do muro de suporte e E_i^{muro} é o módulo de elasticidade para o muro de suporte considerado no presente trabalho.

Na figura 7.1 mostram-se os resultados apresentados na secção 4.3, provenientes dos cálculos que utilizaram a largura B_{EC7} , segundo as relações: B_r/B e $h/t_{c,r}$. Na mesma figura encontram-se presentes resultados provenientes da última fase construtiva de dois cálculos numéricos adicionais (Pontos 1 e 2), que têm como objetivo estudar a influência conjunta de B_r/B , $h/t_{f,r}$ e $h/t_{c,r}$. Estes dois cálculos numéricos adicionais foram efetuados considerando o c.e.2 (secção 3.3), alterando apenas a rigidez à flexão na consola e na base do muro de suporte (tabela 7.1).

Tabela 7.1: Valores de rigidez à flexão da consola e da base do muro de suporte considerados nos cálculos numéricos adicionais - Pontos 1 e 2

	EI_c (kNm^2/m)	EI_f (kNm^2/m)
Ponto 1	313000	1050000
Ponto 2	313000	540000

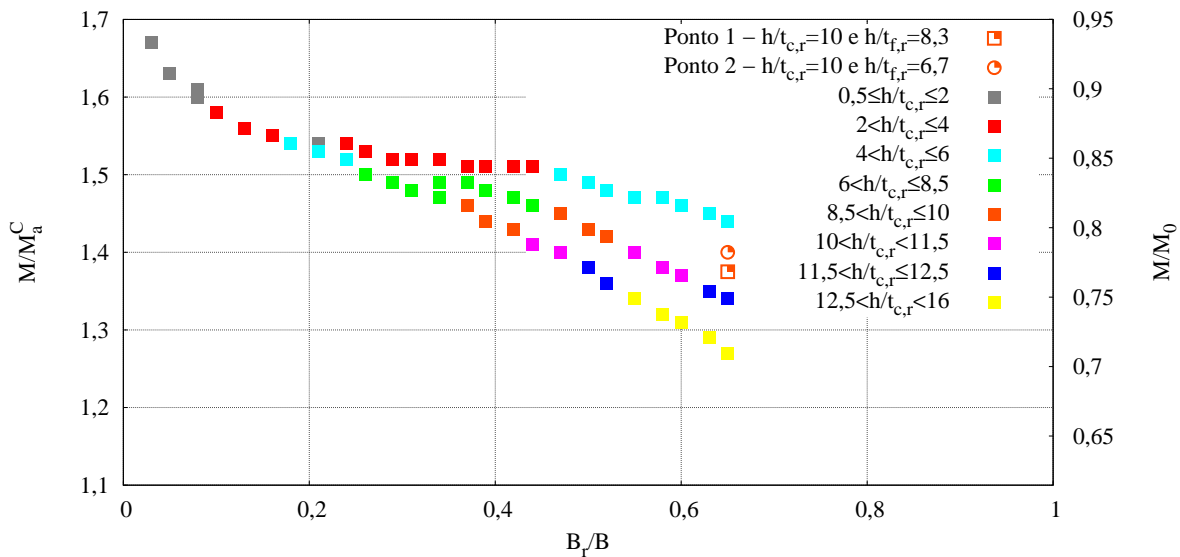


Figura 7.1: Estudo da influência conjunta da relação B_r/B , $h/t_{f,r}$ e $h/t_{c,r}$

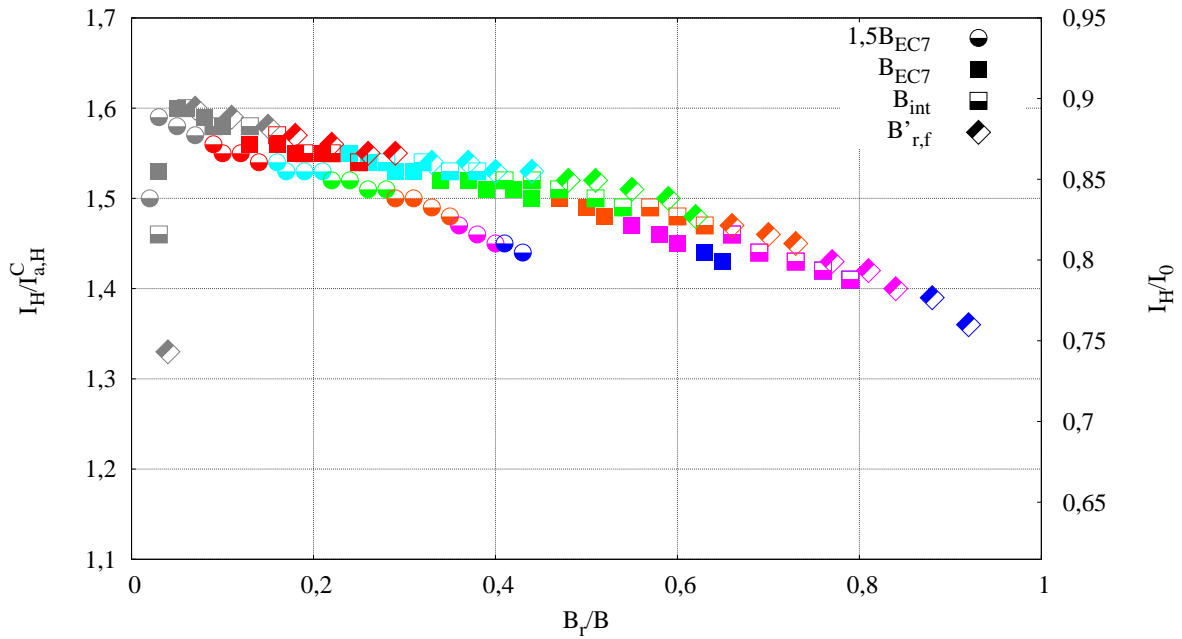
7.2 Sem consideração da compactação

A apreciação dos resultados presentes na figura 7.1 permite chegar às seguintes conclusões:

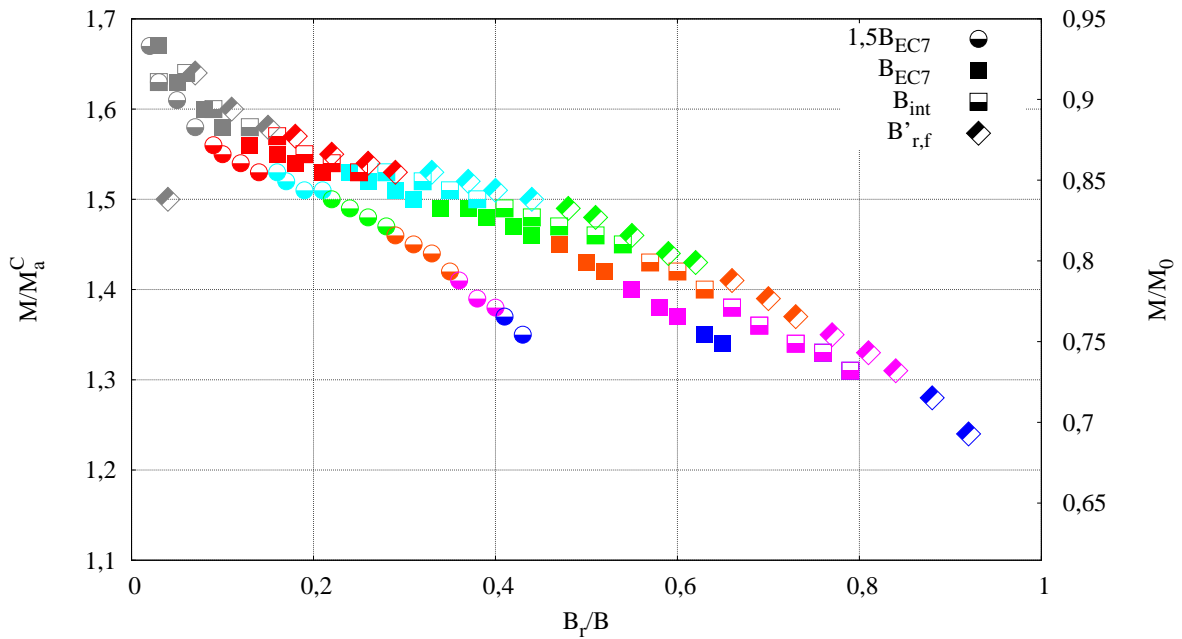
- os momentos demonstram que possuem uma relação com B_r/B e $h/t_{c,r}$ e $h/t_{f,r}$;
- quanto maiores as relações $h/t_{c,r}$ e $h/t_{f,r}$ para um dado B_r/B , menores os momentos, o que se deve ao facto de menores espessuras (menor rigidez à flexão) provocarem maiores deslocamentos e consequentemente menores momentos;
- a partir dos dois cálculos adicionais realizados (Pontos 1 e 2), é possível de observar que a rigidez à flexão da base do muro de suporte não apresenta influência significativa nos resultados, podendo desta maneira a rigidez à flexão do muro de suporte estar apenas associada à da consola do muro ($h/t_{c,r}$).

Nas figuras 7.2 à 7.8 mostram-se os impulsos e momentos na consola obtidos no capítulo 4 segundo as relações B_r/B e $h/t_{c,r}$ para cada um dos estudos realizados nesse capítulo, sendo que a análise dessas figuras permite retirar o seguinte:

- os momentos e impulsos na consola variam consoante a largura da base do muro de suporte, a rigidez à flexão do muro de suporte, a rigidez tangencial da interface base do muro-solo de fundação, o peso volúmico do aterro, o ângulo de resistência ao corte do aterro e o ângulo de atrito solo-estrutura da interface base do muro-solo de fundação, mas não variam consoante a espessura das camadas de aterro;
- o ângulo de resistência ao corte do aterro é o parâmetro que apresenta maior impacto nos impulsos e momentos atuantes na consola do muro de suporte alterando completamente os seus valores.



(a) impulsos



(b) momentos

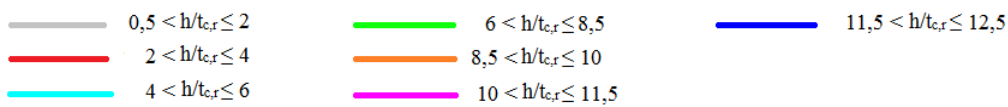
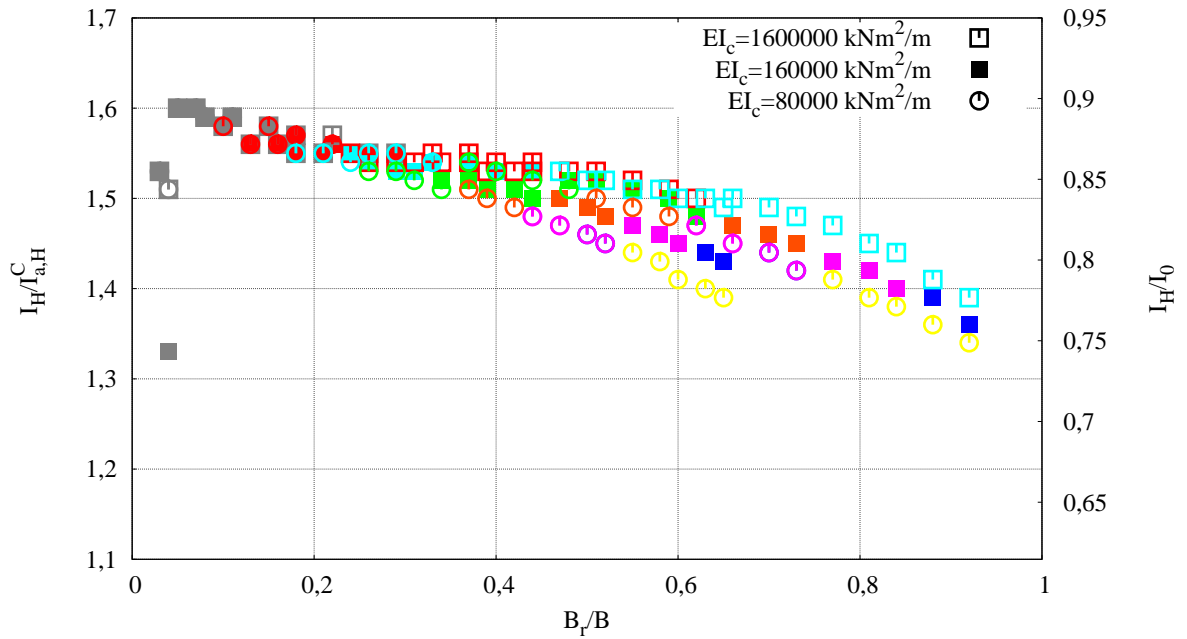
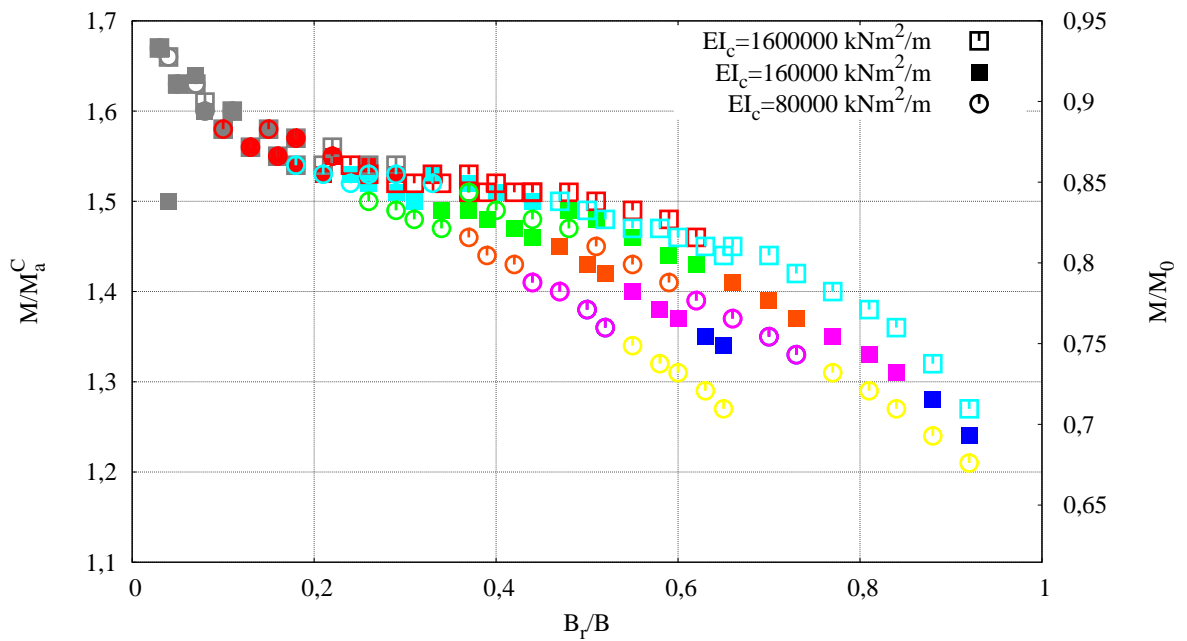


Figura 7.2: Influência da largura da base do muro de suporte nos impulsos e nos momentos na consola para $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$

7.2 Sem consideração da compactação



(a) impulsos



(b) momentos

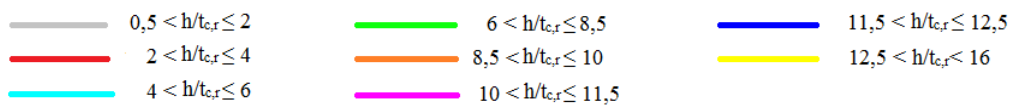
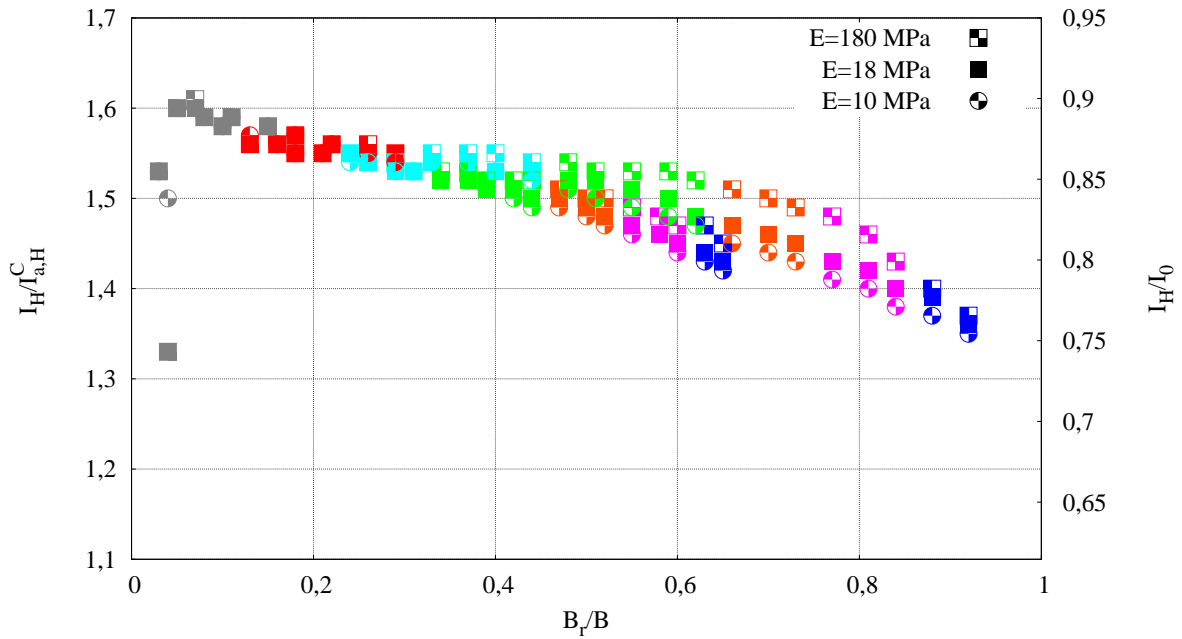
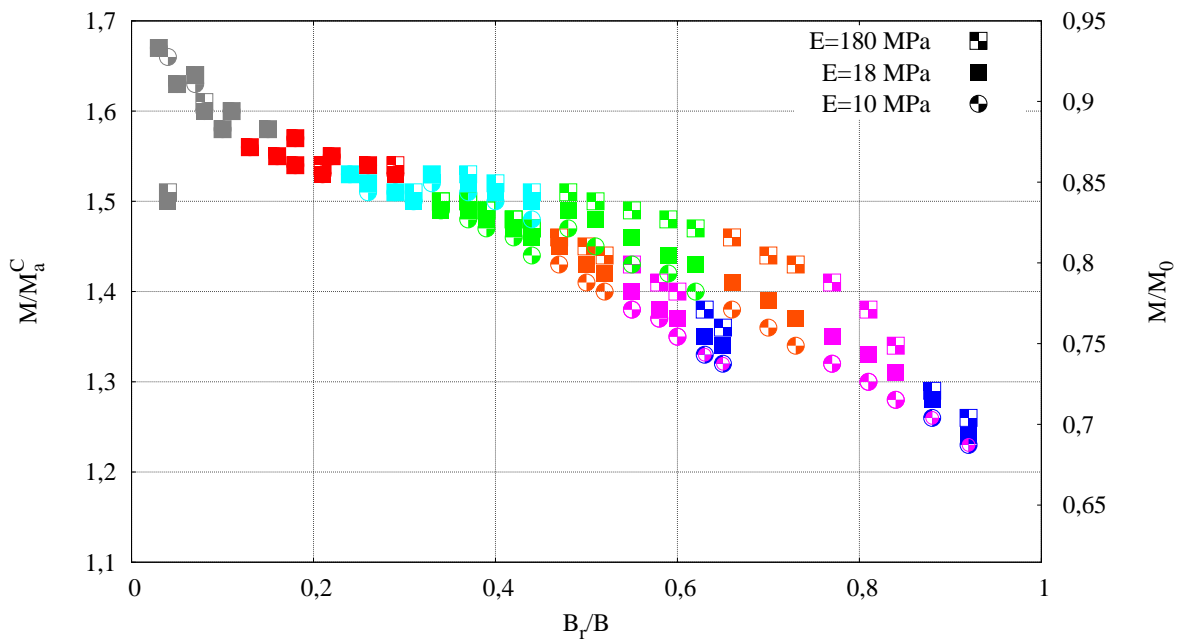


Figura 7.3: Influência da rigidez à flexão do muro de suporte nos impulsos e nos momentos na consola para $BEC7$; $B'_{r,f}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$



(a) impulsos



(b) momentos

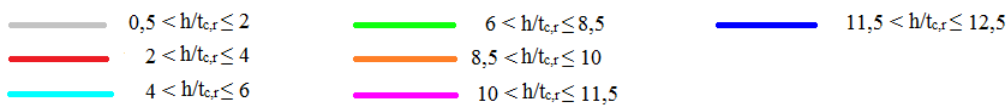
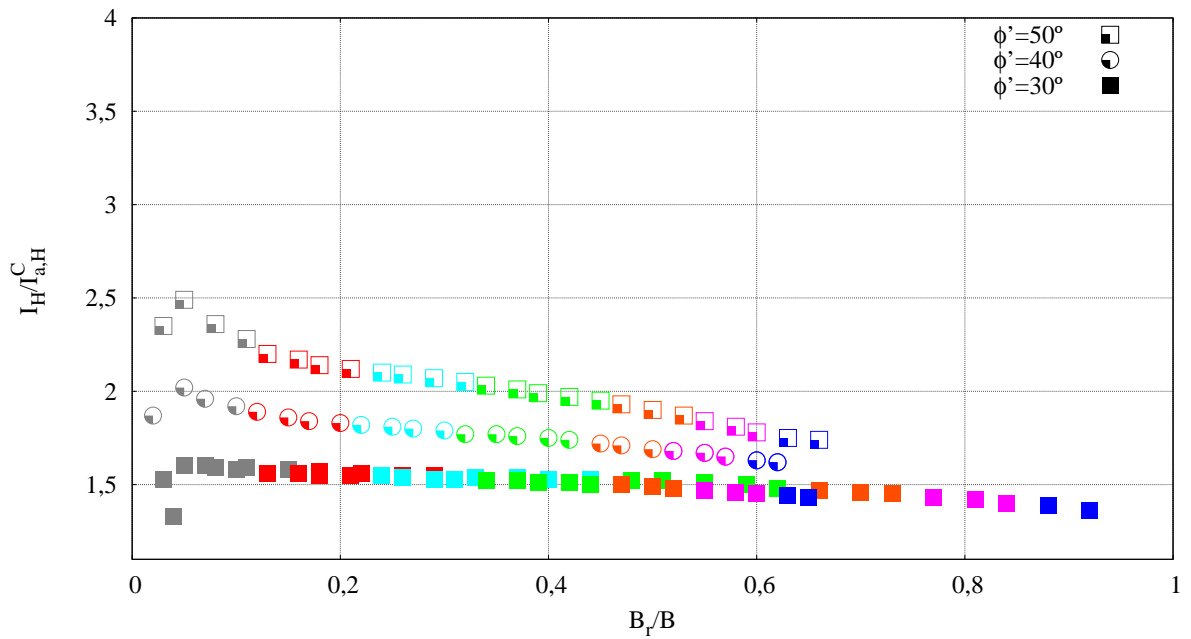
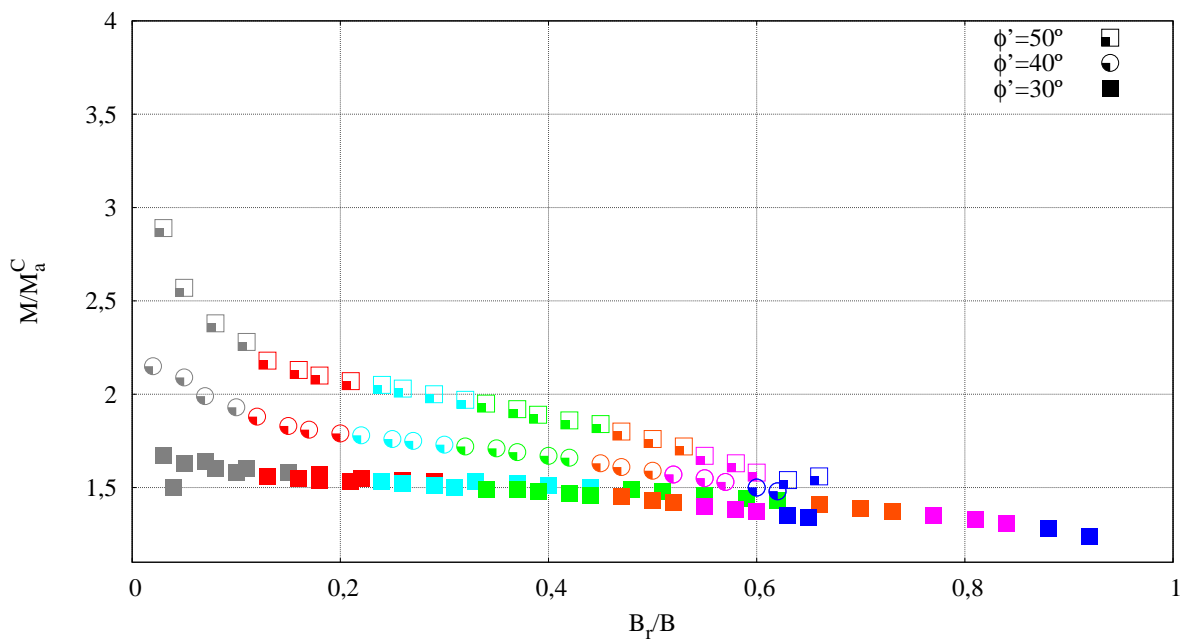


Figura 7.4: Influência da rigidez tangencial da interface base do muro-solo de fundação nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B'_{r,f}$; $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN}/\text{m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$

7.2 Sem consideração da compactação



(a) impulsos



(b) momentos

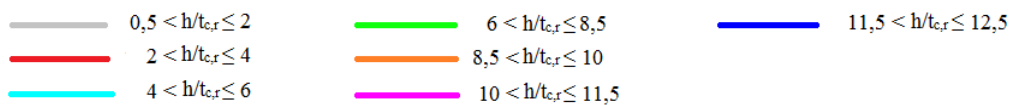
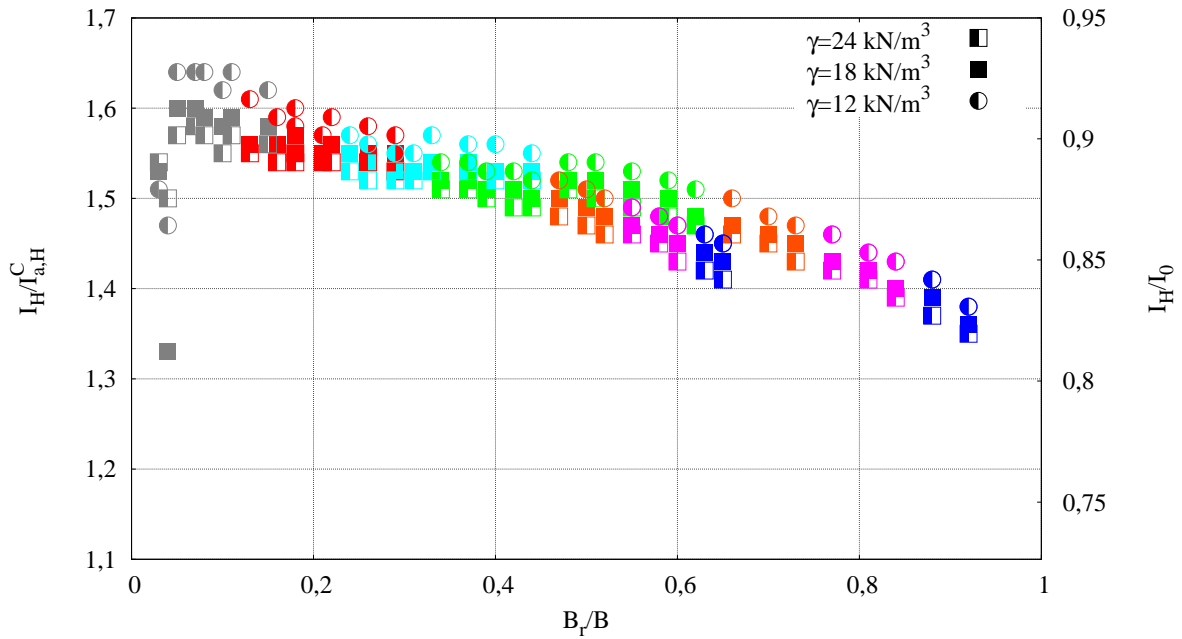
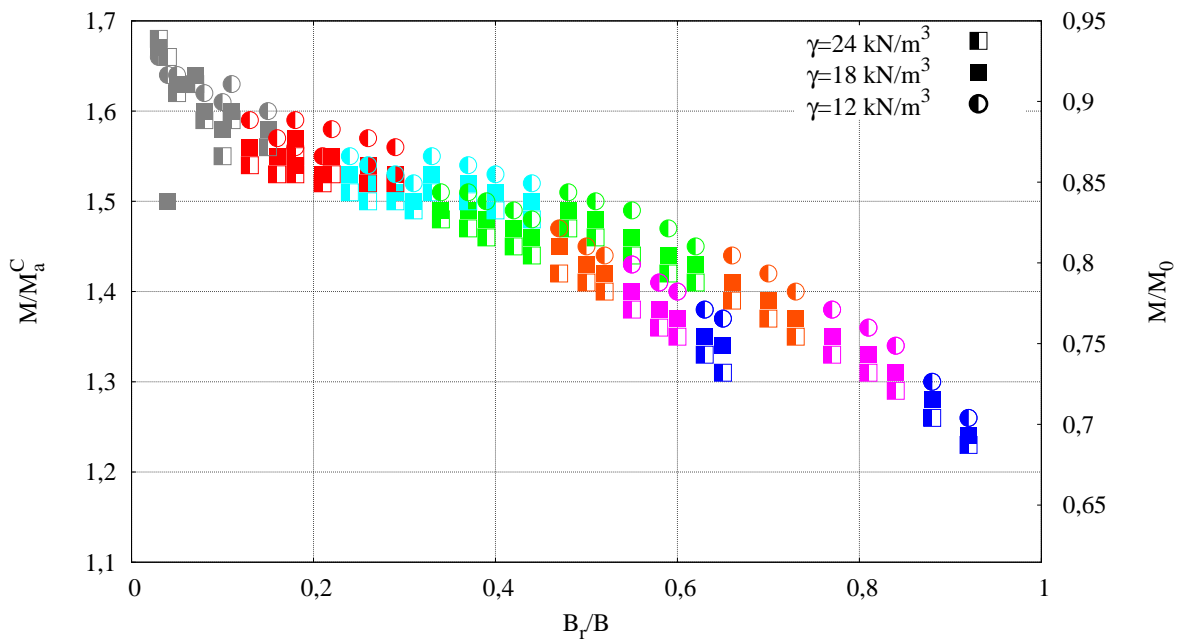


Figura 7.5: Influência do ângulo de resistência ao corte do aterro nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ($\phi' = 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$); $B'_{r,f}$ ($\phi' = 30^\circ$); $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$



(a) impulsos



(b) momentos

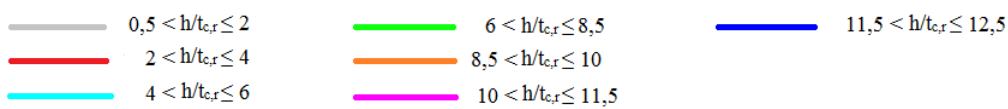
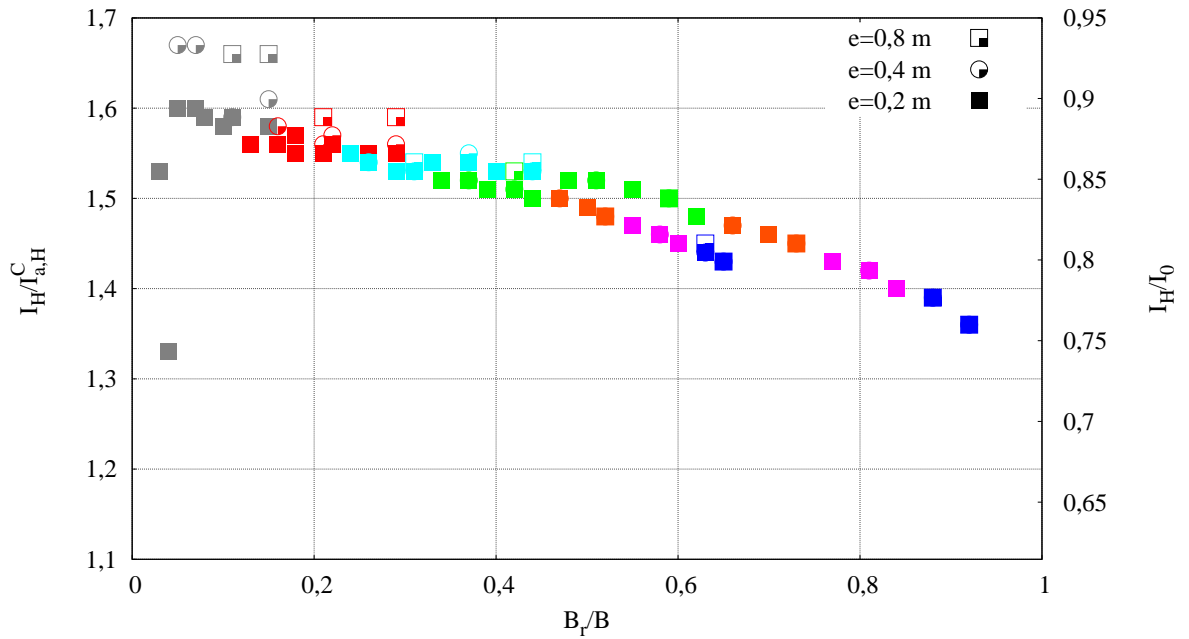
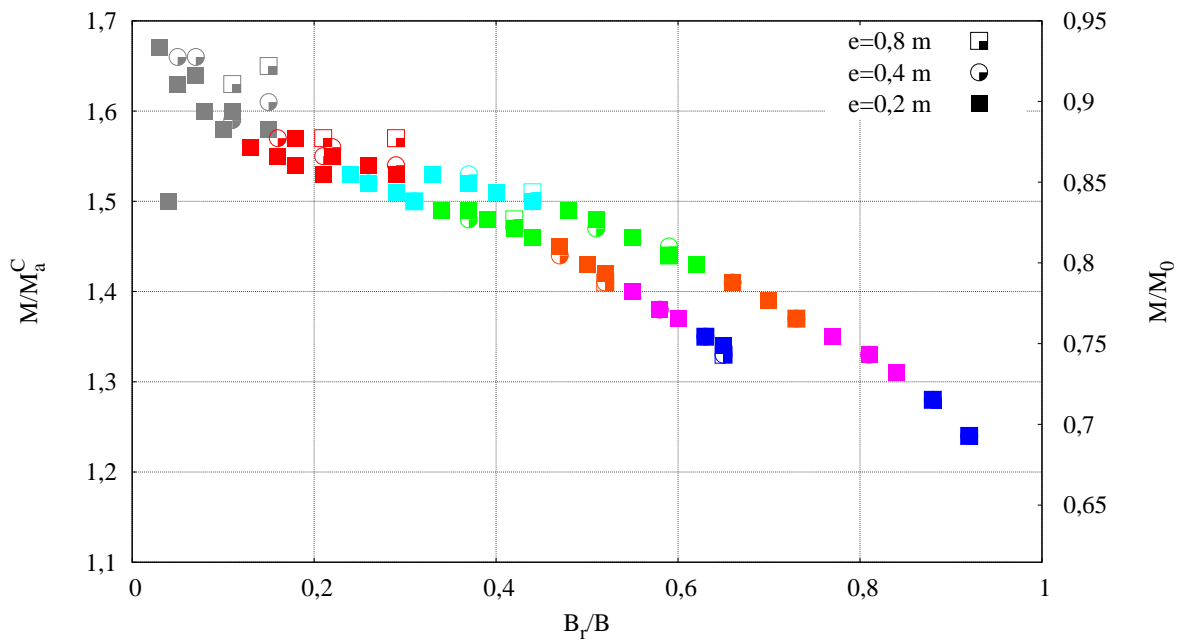


Figura 7.6: Influência do peso volúmico do aterro nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B'_{r,f}$; $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $e = 0,2 \text{ m}$; $\delta = 20^\circ$

7.2 Sem consideração da compactação



(a) impulsos



(b) momentos

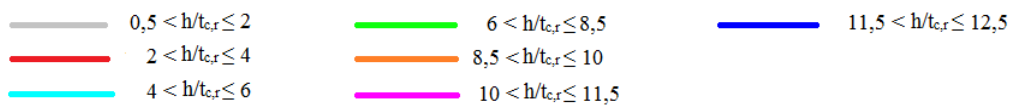
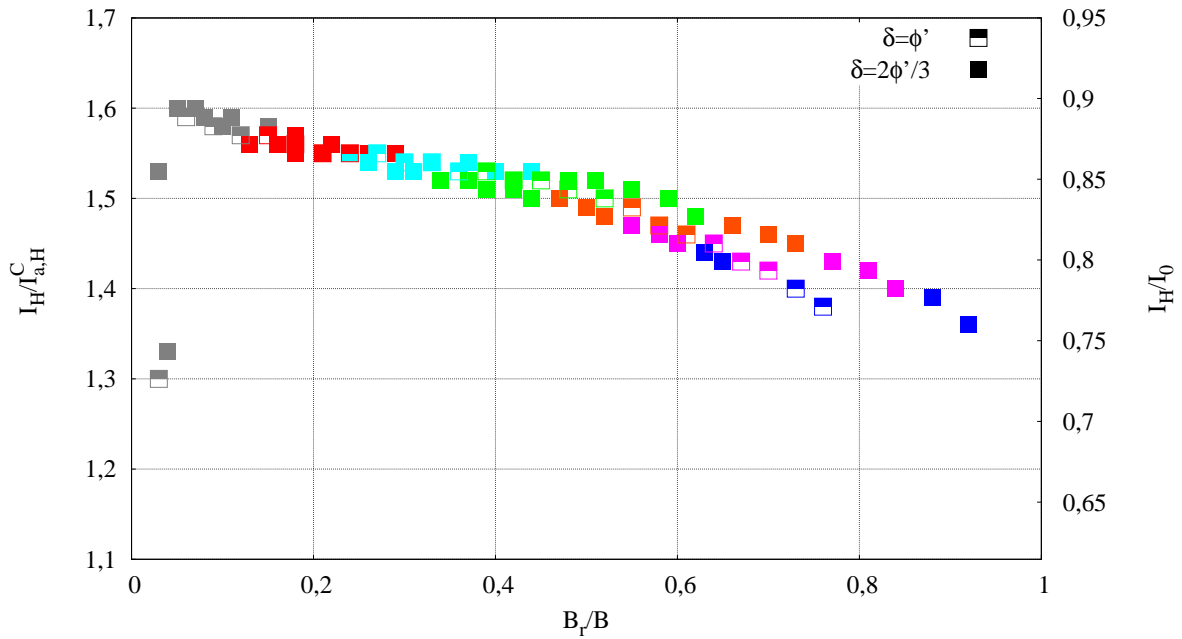
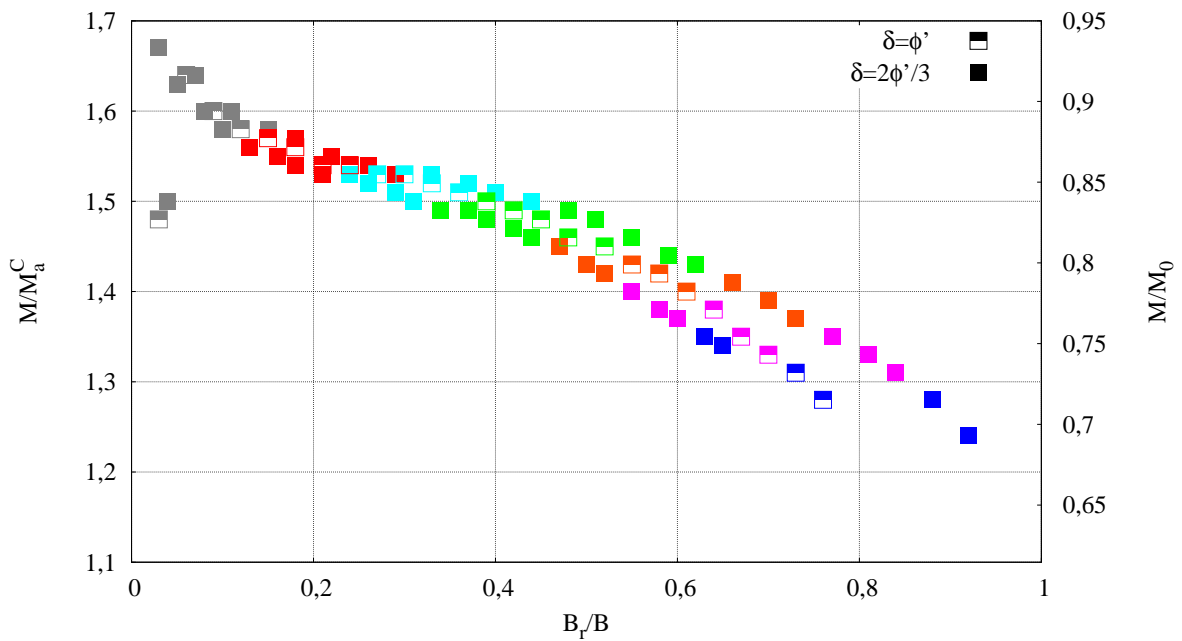


Figura 7.7: Influência da espessura das camadas de aterro nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ; $B_{r,f}$; $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $\delta = 20^\circ$



(a) impulsos



(b) momentos

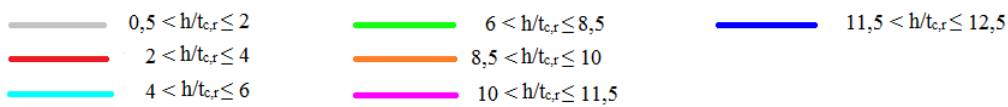


Figura 7.8: Influência do ângulo de atrito solo-estrutura da interface base do muro-solo de fundação nos impulsos e nos momentos na consola para B_{EC7} ($\delta = 20^\circ, 30^\circ$); $B'_{r,f}$ ($\delta = 20^\circ$); $EI_c = 160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $E = 18 \text{ MPa}$; $\phi' = 30^\circ$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,2 \text{ m}$

7.3 Com consideração da compactação

7.2.2 Proposta para dimensionamento

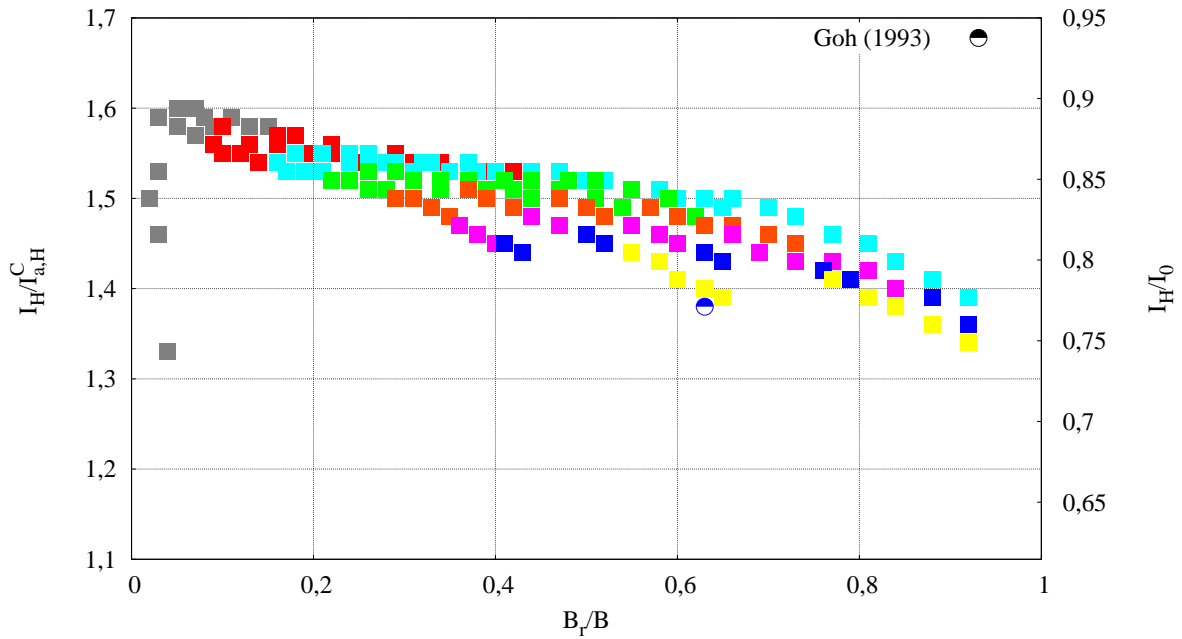
A partir dos resultados presentes nas figuras 7.2 à 7.8 reúnem-se os resultados, com o intuito de fornecer propostas para dimensionamento. Os resultados provenientes da figura 7.5 não são considerados nas propostas, visto a variação do ângulo de resistência ao corte do aterro provocar uma grande alteração dos impulsos e momentos impossibilitando reunir esses resultados com os resultados obtidos nos restantes estudos. Na figura 7.9 agregam-se resultados das figuras 7.2 e 7.3, enquanto na figura 7.10 reúnem-se os resultados das figuras 7.2, 7.3, 7.4, 7.6 e 7.8. A figura 7.9 inclui igualmente o resultado obtido através da proposta de Goh (1993), representada na figura 2.6(a), e das características usadas para a estrutura de suporte no seu estudo.

Analisando as figuras 7.9 e 7.10 é possível de concluir que apesar da proposta da figura 7.10 apresentar valores para mais situações de dimensionamento do que os da figura 7.9, a consideração dos valores presentes nesta figura como proposta de dimensionamento não apresenta grande erro associado. Além disso, é possível de observar pela figura 7.9 que o resultado dos momentos provenientes de Goh (1993) insere-se perfeitamente nos resultados do presente estudo, sendo o dos impulsos um pouco inferior.

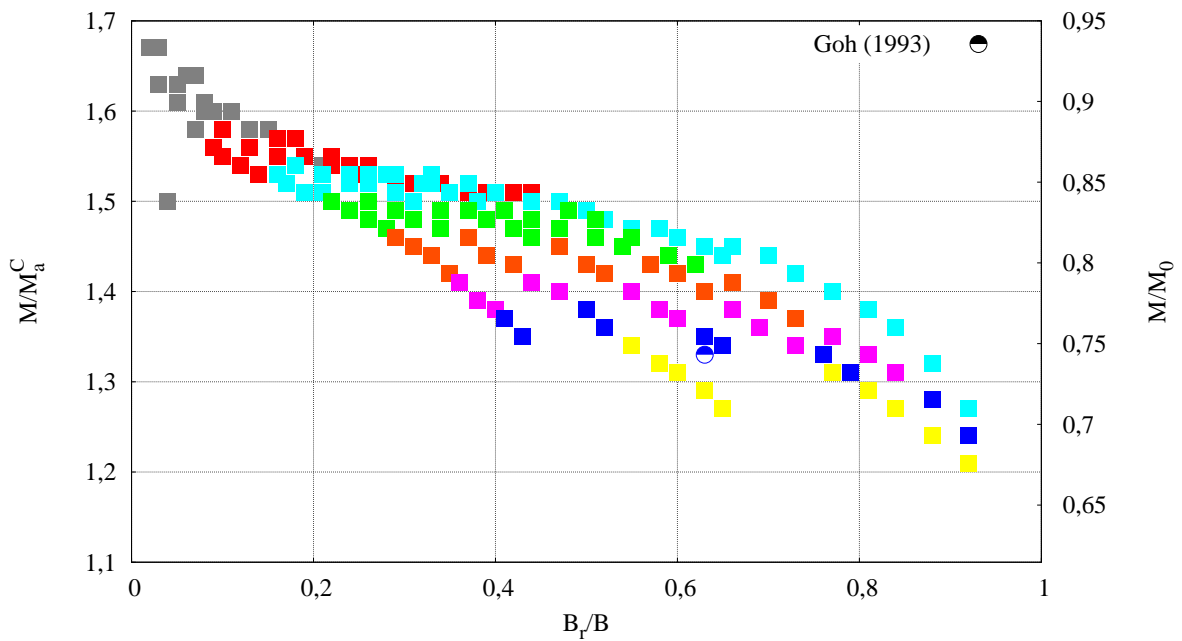
7.3 Com consideração da compactação

7.3.1 Proposta para dimensionamento

Optou-se por apresentar os momentos e impulsos na secção $x=0$ segundo as relações B_r/B e $\sigma_{z_c,i}/\gamma h$, devido à sua importância na caracterização dos impulsos e momentos, bem como segundo $h/t_{c,r}$ (secção 7.2.1), de maneira a existir um consenso entre as recomendações para o dimensionamento efetuadas para os casos com e sem consideração da compactação. Os momentos e impulsos obtidos no capítulo 6 segundo estas relações encontram-se reunidos na figura 7.11.



(a) impulsos



(b) momentos

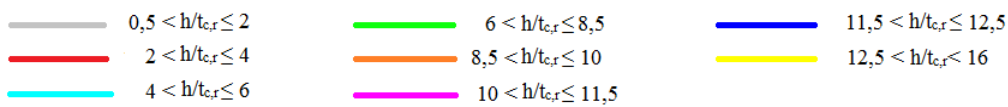
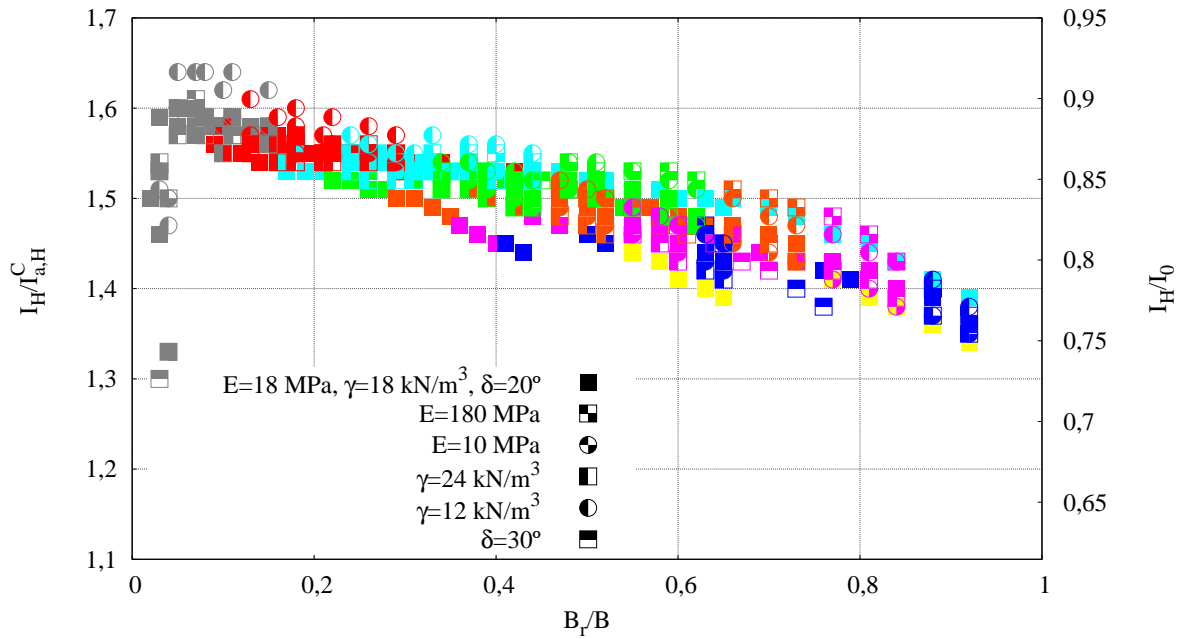
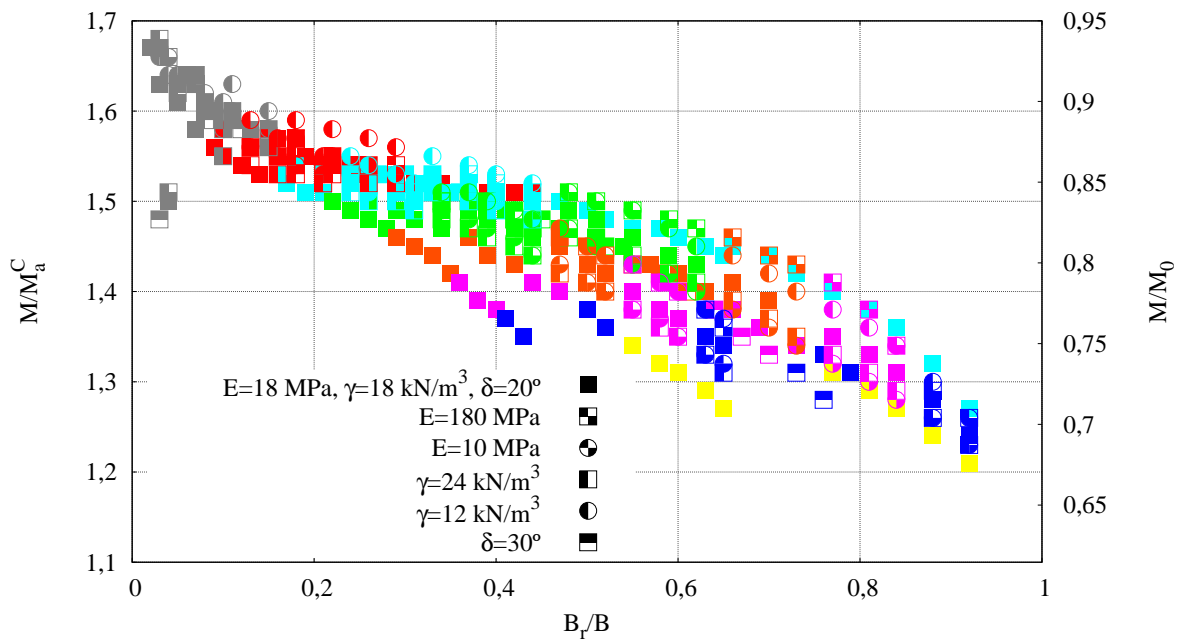


Figura 7.9: Proposta simplificada para o dimensionamento de muros de suporte em L para um aterro com $\phi' = 30^\circ$ - sem consideração da compactação

7.3 Com consideração da compactação



(a) impulsos



(b) momentos

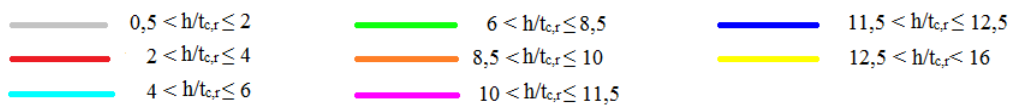
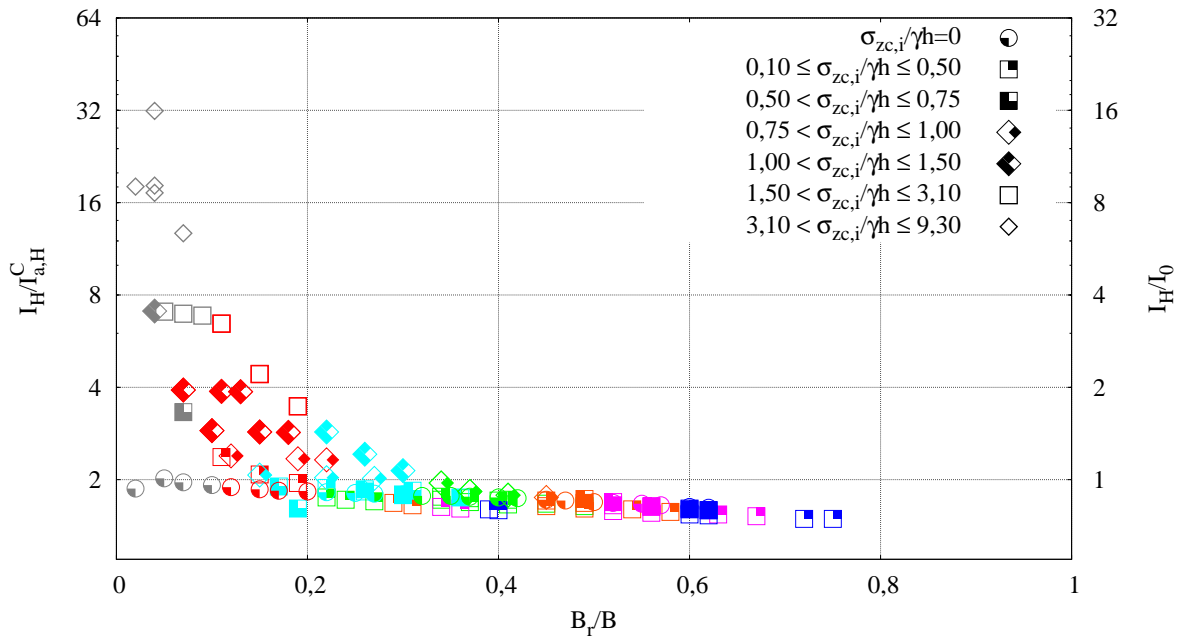
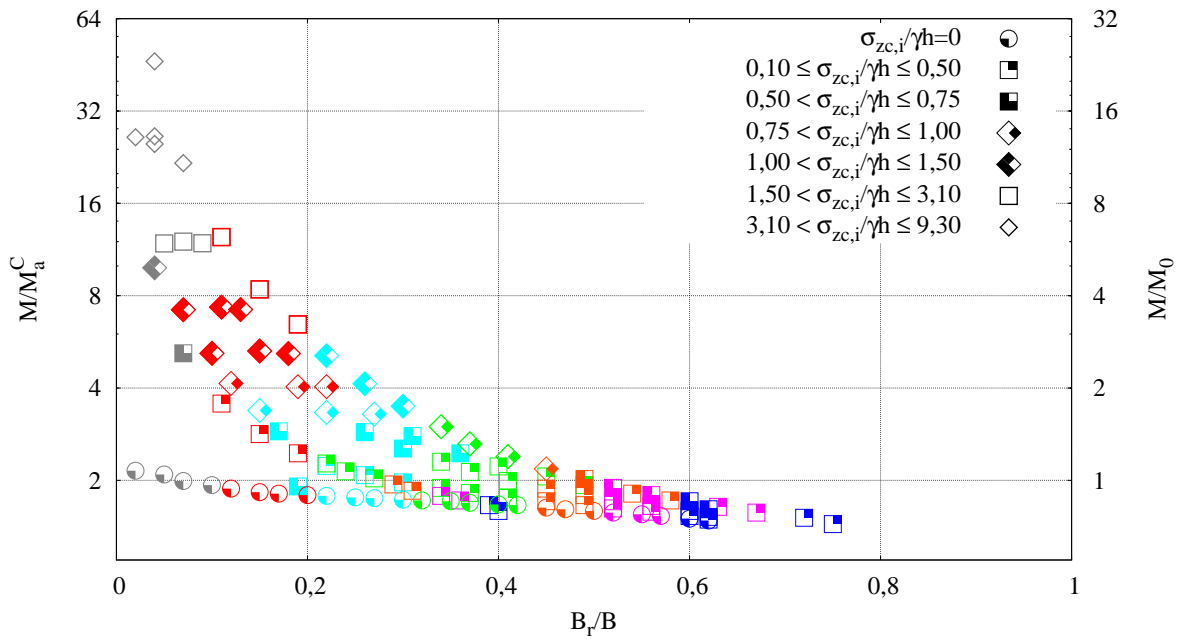


Figura 7.10: Proposta completa para o dimensionamento de muros de suporte em L para um aterro com $\phi' = 30^\circ$ - sem consideração da compactação



(a) impulsos



(b) momentos

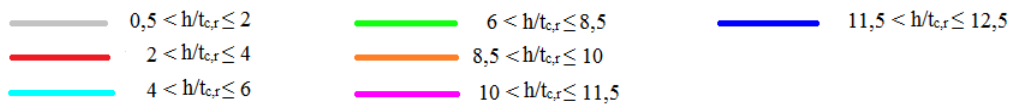


Figura 7.11: Proposta para o dimensionamento de muros de suporte em L para um aterro com $\phi' = 40^\circ$ - com consideração da compactação

Capítulo 8

Considerações finais

8.1 Conclusões

O estudo realizado permite chegar às seguintes conclusões:

- para atingir a distribuição das tensões induzidas pela compactação atuantes contra o muro de suporte, defendida por Duncan e Seed (1986), é necessário estabelecer uma relação entre as propriedades resistentes do solo a compactar e o coeficiente de Poisson do mesmo. A relação que confere melhores resultados é a apresentada por Ehrlich e Dantas (2000) para o cálculo das deformações específicas no solo numa estrutura de solos reforçados. Aqui, a carga de compactação exercida não interfere significativamente na obtenção do coeficiente de Poisson que melhor se adequa às propriedades resistentes do solo a compactar;
- a presença do talude de escavação provoca alteração nas tensões junto ao talude e, consequentemente, nas da secção $x=B$;
- os esforços atuantes num muro de suporte em consola dependem das técnicas de execução do aterro (com ou sem consideração da compactação), das propriedades resistentes do aterro, das propriedades resistentes e rígidas da interface base do muro-solo de fundação e das propriedades geométricas do muro de suporte. No entanto, a espessura das camadas de aterro não apresenta influência nos esforços atuantes do muro de suporte;
- para cada uma das técnicas de execução do aterro foi possível organizar os resultados obtidos, mais concretamente, os esforços atuantes no muro de suporte em consola, de maneira a conferir propostas para o seu dimensionamento. Para o caso em que não se considerou a compactação na execução do aterro, organizaram-se os esforços através das relações: $h/t_{c,r}$ e B_r/B . Para a realização do aterro através da compactação, foi necessário incluir na organização dos esforços atuantes um parâmetro que conseguisse explicar a alteração

da influência que a compactação apresenta nas tensões horizontais consoante as tensões geoestáticas presentes ($\sigma_{zc,i}/\gamma h$);

- as propostas de dimensionamento realizadas para o caso em que não se considera a compactação, apresentam boa concordância com os impulsos e momentos obtidos a partir de Goh (1993);
- apesar do grande número de parâmetros, que influencia os esforços no muro de suporte, o presente estudo permite apresentar propostas de dimensionamento para um grande número de situações.

8.2 Desenvolvimentos futuros

Com a finalidade de contribuir para o seguimento de estudos futuros dentro do tema apresentado no presente trabalho, propõe-se a realização de cálculos numéricos complementares associados à compactação do aterro, de modo a possibilitar mais propostas de dimensionamento além das apresentadas neste trabalho. Recomenda-se também a realização de ensaios experimentais, de modo a validar o estudo apresentado.

Por fim, considera-se que seria pertinente a realização do estudo realizado neste trabalho para solos de fundação flexíveis.

Bibliografia

- Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Imprimerie L.Danel, Lille (obra não consultada diretamente).
- Broms, B. (1971). "Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils". Em: *Proceedings, 4th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering* 24(4), pp. 489–502.
- Cernica, J. N. (1994). *Geotechnical engineering: foundation design*. Wiley (obra não consultada diretamente).
- Chen, T.-J. e Y.-S. Fang (2008). "Earth pressure due to vibratory compaction". Em: *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 134(4), pp. 437–444.
- Dantas, B. T. (2004). "Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho". Tese de doutoramento. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Duncan, J. M. e R. B. Seed (1986). "Compaction-induced earth pressures under K 0-conditions". Em: *Journal of Geotechnical Engineering* 112(1), pp. 1–22.
- Ehrlich, M. e B. T. Dantas (2000). "Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho". Em: *Solos e Rochas* 23(2), pp. 113–133.
- Ehrlich, M. e S. H. Mirmoradi (2013). "Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls". Em: *Geotextiles and Geomembranes* 40, pp. 28–36.
- Ehrlich, M. e J. K. Mitchell (1994). "Working stress design method for reinforced soil walls". Em: *Journal of geotechnical engineering* 120(4), pp. 625–645.
- Goh, A. T. (1993). "Behavior of cantilever retaining walls". Em: *Journal of geotechnical engineering* 119(11), pp. 1751–1770.
- Guerra, N. (2012). *Análise de Estruturas Geotécnicas*. FCT/UNL, Caparica.
- Guler, E. et al. (2007). "Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills". Em: *Geosynthetics International* 14(6), pp. 330–345.
- Lysmer, J. e J. M. Duncan (1969). *Stresses and deflections in foundations and pavements*. Department of Civil Engineering, ITTE, University of California, Berkeley (obra não consultada diretamente).
- Matos Fernandes, M. (1983). "Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento". Tese de doutoramento. FEUP, Porto.

- Mirmoradi, S. H. e M. Ehrlich (2015). “Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls”. Em: *Geotextiles and Geomembranes* 43(1), pp. 82–88.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2, Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Rel. téc. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico, Parte 1: Regras Gerais*. Rel. téc. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- Plaxis (2012). *Plaxis 2D Manual*.
- Poulos, H. G. e E. H. Davis (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. John Wiley.
- Seed, R. B. (1983). *Soil-structure interaction effects of compaction-induced stresses and deflections*. Rel. téc. University of California, Berkeley.
- Terzaghi, K. (1954). “Anchored Bulkheads”. Em: *Trans. ASCE* 119, pp. 1243–1324.
- Terzaghi, K. (1934). “Large retaining wall tests (I): pressure of dry sand”. Em: *Engineering News Record* 112, pp. 136–140.