



Vitor Augusto de Lima

Bacharel em Engenharia Civil

Influência da Resistência à Flexão de Paredes de Contenção na Rotura de Fundo de Escavações em Condições Drenadas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Estruturas e Geotecnia)

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

Júri

Presidente: Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana
Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho, 2019

Influência da Resistência à Flexão de Paredes de Contenção na Rotura de Fundo de Escavações em Condições Drenadas

Copyright © Vitor Augusto de Lima, 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

Agradeço à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, por assegurar um nível elevado de ensino e propiciar o acesso aos estudantes internacionais. Ao corpo docente do curso de Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas e Geotecnia) do Departamento de Engenharia Civil, por todo o aprendizado adquirido ao longo desse percurso académico. À Coordenadora e Professora Doutora Ildi Cismasiu, pela recepção e pela atenção e assistência dedicadas desde a minha candidatura.

Ao meu orientador, o Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, por quem tenho imensa admiração, agradeço pela inspiração e pelo entusiasmo disseminados ao longo das unidades curriculares por ele lecionadas no âmbito desse curso, pelos conhecimentos científicos transmitidos tão generosamente, pelo tratamento cordial, pela motivação, disponibilidade e empenho com que orientou e possibilitou o desenvolvimento do presente estudo.

À minha família, em especial aos meus pais Raul e Márcia e ao meu irmão Rafael, a minha enorme gratidão por serem os meus exemplos de vida e de princípios, pela minha criação e educação, pelas oportunidades que sempre me proporcionaram de forma altruísta, pelos conselhos, por terem me apoiado em todas as minhas decisões e por estarem sempre presentes apesar da distância.

À minha esposa Fernanda, dedico um agradecimento especial pelo companheirismo e carinho diários, pela amizade, pela confiança, pelas palavras de incentivo e pelo apoio incondicional, sem os quais eu não teria conseguido concluir essa etapa.

Agradeço aos meus amigos de longa data e aos amigos que aqui encontrei, pela amizade sincera, pelo encorajamento e pelos momentos de convívio e de descontração.

Por último, mas não menos importante, agradeço também à Laís e ao Bruno pelas explicações concedidas em relação aos softwares utilizados para a materialização desse trabalho e, à Joana, pela cooperação mútua.

RESUMO

A rotura de fundo de escavações suportadas por paredes de contenção é usualmente analisada sem considerar a hipótese da cortina plastificar, o que implica que esta tenha uma resistência à flexão muito elevada. No entanto, sobretudo em casos em que a profundidade enterrada da cortina é elevada, os momentos flectores assumem valores muito significativos. O presente trabalho investiga a influência da resistência à flexão de paredes de contenção multi-escoradas na rotura de fundo de escavações em solos arenosos, recorrendo-se à modelação por elementos finitos do problema abordado, em estado plano de deformação. Para o efeito, define-se primeiramente um caso de estudo, ramificando-o em três modelos distintos, distinguidos pela presença, disposição e ausência de nível freático no terreno. Em seguida, procede-se à análise tensão-deformação e à determinação numérica do coeficiente de segurança para cada condição. Posteriormente, efectua-se uma análise paramétrica dos factores geométricos que admite-se terem maior relevância nestas situações, nomeadamente a largura da escavação, a profundidade enterrada da cortina e a distância entre o fundo de escavação e o último nível de escoras. Por último, apresentam-se algumas conclusões e propõem-se possíveis desenvolvimentos futuros.

Palavras-chave: escavações profundas em solos arenosos, paredes de contenção multi-escoradas, rotura de fundo, plastificação da cortina, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The basal stability of excavations supported by retaining walls is usually analysed without considering the hypothesis of wall plastification, which implies that this has a very high bending strength. However, especially in the cases where the wall embedment is deep, the bending moments assume very significant values. The present work investigates the influence of the bending strength of multi-propped retaining walls on the basal stability of deep excavations in sandy soils, using a finite element study of the problem approached in plane strain. For this purpose, a case study is designed and branched out into three distinct models, distinguished by the presence and position or absence of groundwater table level. Then, the stress-strain analysis and the numerical determination of the safety factor are accomplished for each condition. Subsequently, a parametric analysis of the geometric factors that are admitted to be more relevant in these situations is performed, namely the width of the excavation, the wall embedment and the distance between the bottom of the excavation and the last level of strut. Finally, the conclusions are presented as well as some possible future developments are proposed.

Keywords: deep excavations in sandy soils, multi-propped retaining walls, basal stability, plastification of the retaining wall, finite element method.

ÍNDICE DE MATÉRIAS

Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xix
Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos	xxi
1 Introdução	1
2 Revisão Bibliográfica	3
2.1 Considerações Gerais	3
2.2 Estabilidade do Fundo da Escavação	5
2.2.1 Rotura de fundo em condições não-drenadas	5
2.2.1.1 Métodos clássicos	6
2.2.1.2 Métodos baseados em cálculo numérico	8
2.2.2 Rotura de fundo em condições drenadas	8
2.2.2.1 Abordagem da rotura de fundo devido ao levantamento hidráulico	9
2.2.2.2 Abordagem da rotura de fundo devido à insuficiente re- sistência do solo	11
2.3 Influência da Profundidade Enterrada e da Resistência à Flexão de Paredes de Contenção	14
2.4 Influência da Adesão Solo-Estrutura e da Relação entre a Largura e a Pro- fundidade da Escavação	17
2.5 Influência da Presença de Estrato Rígido	20
3 Caso Base	21
3.1 Introdução	21
3.2 Modelo Constitutivo	22
3.3 Análise da Segurança	23
3.4 Modelação do Caso Base	24
3.5 Análise de Resultados Relativos aos Modelos do Caso Base	29
3.5.1 Verificação em relação ao levantamento hidráulico	30
3.5.2 Ângulo de resistência ao corte no colapso	32

3.5.3	Deslocamentos totais	36
3.5.4	Deslocamentos horizontais	41
3.5.5	Deslocamentos verticais	41
3.5.6	Tensões de corte relativas	45
3.5.7	Deformadas	45
3.5.8	Pontos plásticos	49
3.5.9	Esforços na parede	52
3.5.10	Deslocamentos da cortina e no tardoz	58
3.5.11	Forças nas escoras	61
3.6	Considerações Finais	63
4	Estudo Paramétrico dos Factores Geométricos	67
4.1	Introdução	67
4.2	Influência da Largura da Escavação	67
4.2.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	68
4.2.2	Deslocamentos totais, deformadas e pontos plásticos no colapso	77
4.3	Influência da Profundidade Enterrada da Cortina	90
4.3.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	91
4.3.2	Deslocamentos totais, deformadas e pontos plásticos no colapso	102
4.3.3	Verificação em relação ao levantamento hidráulico	111
4.4	Influência da Distância entre o Fundo da Escavação e o Último Nível de Escoras	112
4.4.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	113
4.4.2	Deslocamentos totais, deformadas e pontos plásticos no colapso	120
5	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	129
5.1	Conclusões	129
5.2	Desenvolvimentos Futuros	131
	Bibliografia	133

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Guerra, 2018a)	4
2.2	Factores de capacidade de carga em função da geometria, para solos argilosos moles (Skempton, 1951) - adaptado de Matos Fernandes (1983)	7
2.3	Mecanismos de rotura de Terzaghi (1943), Bjerrum e Eide (1956) e Eide et al. (1972), considerando-se: (a) a presença de um estrato rígido e (b) o prolongamento da cortina para além do fundo da escavação (Ukritchon et al., 2003) .	8
2.4	Bloco de material para análise da rotura de fundo da escavação devido ao levantamento hidráulico	9
2.5	Representação esquemática do método proposto por Costet e Sanglerat (1975)	11
2.6	Efeitos da profundidade enterrada da cortina na rotura de fundo de escavações profundas realizadas em solos argilosos (Ukritchon et al., 2003)	14
2.7	Mecanismos de colapso previstos por análise limite superior para paredes de contenção com elevada profundidade enterrada de rácio $f/H = 2$ (Ukritchon et al., 2003)	15
2.8	Resumo das previsões da análise limite inferior para paredes de contenção com elevada profundidade enterrada de rácio $f/H = 2$ (Ukritchon et al., 2003)	16
2.9	Rácios de dissipação relativa para $H/B = 2$, considerando-se $f/H = 0,5$ (superior à esquerda), $f/H = 1$ (superior à direita) e $f/H = 2$ (inferior) (onde a cor cinzenta claro corresponde ao rácio de dissipação relativa nula e a cor preta corresponde ao máximo valor) (Josefino et al., 2010)	18
2.10	Efeitos da adesão solo-parede e da relação entre largura e profundidade na estabilidade do fundo de escavações realizadas em solos argilosos (Ukritchon et al., 2003)	18
2.11	Rácios de dissipação relativa para $H/B = 0,2$ (superior), $H/B = 0,5$ (inferior à esquerda) e $H/B = 27,5$ (inferior à direita), para um rácio de profundidade $d/H = 1$ (onde a cor cinzenta claro corresponde ao rácio de dissipação relativa nula e a cor preta corresponde ao máximo valor) (Josefino et al., 2010)	19
2.12	Efeitos da presença de estrato rígido na rotura de fundo de escavações suportadas por paredes de contenção sem profundidade enterrada (Ukritchon et al., 2003)	20
3.1	Representação esquemática do caso base	21

3.2	Geometria do caso base	24
3.3	Malha de elementos finitos	27
3.4	Sequência esquemática das fases construtivas e da análise da segurança	28
3.5	Representação esquemática dos modelos simulados	29
3.6	Carga hidráulica do modelo A na última fase construtiva (8ª fase)	30
3.7	Pressões intersticiais do modelo A na última fase construtiva (8ª fase)	30
3.8	Força resultante da pressão intersticial na base do bloco (U)	31
3.9	Variação dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}	33
3.10	Variação dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$	35
3.11	Deslocamentos totais nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)	37
3.12	Deslocamentos totais na fase de colapso (9)	38
3.13	Mecanismos formados no modelo A a partir dos quais não ocorre plastificação da cortina	39
3.14	Deslocamentos totais na fase de colapso (9) para todos os valores de M_{pl} atribuídos à cortina	40
3.15	Deslocamentos horizontais nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)	42
3.16	Deslocamentos horizontais na fase de colapso (9)	43
3.17	Deslocamentos verticais nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)	44
3.18	Deslocamentos verticais na fase de colapso (9)	45
3.19	Tensões de corte relativas nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)	46
3.20	Tensões de corte relativas na fase de colapso (9)	47
3.21	Deformadas nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)	48
3.22	Deformadas na fase de colapso (9)	49
3.23	Deformadas na fase de colapso (9) para todos os valores de M_{pl} atribuídos à cortina	50
3.24	Pontos plásticos nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)	51
3.25	Pontos plásticos na fase de colapso (9)	52
3.26	Esforços na cortina na fase 2 para diferentes valores de M_{pl}	53
3.27	Esforços na cortina na fase 4 para diferentes valores de M_{pl}	54
3.28	Esforços na cortina na fase 6 para diferentes valores de M_{pl}	55
3.29	Esforços na cortina na fase 8 para diferentes valores de M_{pl}	56
3.30	Esforços na cortina no colapso (fase 9) para diferentes valores de M_{pl}	57
3.31	Deslocamentos na cortina e no tardoiz na fase 2 para diferentes valores de M_{pl}	59
3.32	Deslocamentos na cortina e no tardoiz na fase 4 para diferentes valores de M_{pl}	59
3.33	Deslocamentos na cortina e no tardoiz na fase 6 para diferentes valores de M_{pl}	60
3.34	Deslocamentos na cortina e no tardoiz na fase 8 para diferentes valores de M_{pl}	60
3.35	Deslocamentos na cortina e no tardoiz no colapso (fase 9) para diferentes valores de M_{pl}	61
3.36	Resumo dos comportamentos característicos associados às zonas I, II, III e IV assinaladas na Figura 3.10 para o modelo A	65

4.1	Influência da largura da escavação nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A	69
4.2	Influência da largura da escavação nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B	70
4.3	Influência da largura da escavação nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C	71
4.4	Comportamento inesperado verificado no modelo A para as curvas correspondentes aos valores de $B/2$ iguais a 50 m e 60 m	72
4.5	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo A em função de $B/2$	73
4.6	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo B em função de $B/2$	74
4.7	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo C em função de $B/2$	75
4.8	Intersecção entre as curvas de valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da análise da influência de $B/2$ e as retas correspondentes aos valores de ϕ' iguais a $22,5^\circ$, 25° e $27,5^\circ$	76
4.9	Situações limites de colapso por rotura de fundo para combinações de valores de M_{pl} e de $B/2$	77
4.10	Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m	78
4.11	Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m	79
4.12	Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m	80
4.13	Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m	81
4.14	Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m	82
4.15	Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m	83
4.16	Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m	84
4.17	Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m	85
4.18	Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m	86
4.19	Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m	87
4.20	Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m	88

4.21 Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m	89
4.22 Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A e para o valor de d constante e igual a 17,5 m	92
4.23 Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B e para o valor de d constante e igual a 17,5 m	93
4.24 Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C e para o valor de d constante e igual a 17,5 m	94
4.25 Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A e para o valor de D constante e igual a 10 m	96
4.26 Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B e para o valor de D constante e igual a 10 m	97
4.27 Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C e para o valor de D constante e igual a 10 m	98
4.28 Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo A em função de f (com h' constante e igual a 2,5 m)	99
4.29 Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo B em função de f (com h' constante e igual a 2,5 m)	100
4.30 Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo C em função de f (com h' constante e igual a 2,5 m)	101
4.31 Intersecção entre as curvas de valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da análise da influência de f e as retas correspondentes aos valores de ϕ' iguais a 22,5°, 25° e 27,5° para os casos 1 e 2	103
4.32 Situações limites de colapso por rotura de fundo para combinações de valores de M_{pl} e de f para os casos 1 e 2	104
4.33 Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m	105
4.34 Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m	106
4.35 Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m	107
4.36 Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m	108
4.37 Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m	109
4.38 Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m	110

4.39	Influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A	114
4.40	Influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B	115
4.41	Influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C	116
4.42	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo A em função de h' (com f constante e igual a 7,5 m)	117
4.43	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo B em função de h' (com f constante e igual a 7,5 m)	118
4.44	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo C em função de h' (com f constante e igual a 7,5 m)	119
4.45	Intersecção entre as curvas de valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da análise da influência de h' e as retas correspondentes aos valores de ϕ' iguais a 22,5°, 25° e 27,5°	121
4.46	Situações limites de colapso por rotura de fundo para combinações de valores de M_{pl} e de h'	121
4.47	Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m	122
4.48	Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m	123
4.49	Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m	124
4.50	Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m	125
4.51	Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m	126
4.52	Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m	127

ÍNDICE DE TABELAS

2.1	Soluções clássicas para a rotura de fundo - adaptado de Ukritchon et al. (2003)	7
3.1	Parâmetros geotécnicos adoptados para o solo	25
3.2	Parâmetros estruturais adoptados para a cortina	25
3.3	Valores de M_{pl} atribuídos à cortina	26
3.4	Parâmetro estrutural adoptado para as escoras	26
3.5	Valores de FS e de $\phi'_{colapso}$ dos modelos A, B e C para todos os valores de M_{pl} considerados	32
3.6	Verificação da segurança em relação à insuficiente capacidade resistente do solo	33
3.7	Valores de $1/M_{pl}$	34
3.8	Forças das escoras nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8) e de colapso (9)	62
4.1	Valores de f e de D adoptados	90
4.2	Valores de f e de d considerados	90
4.3	Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III para os diferentes valores de f do caso 1 (d constante)	95
4.4	Comparativo entre os valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III para os diferentes valores de f dos casos 1 (d constante) e 2 (D constante)	95
4.5	Verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico no modelo A para os diferentes valores de f do caso 1	112
4.6	Verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico no modelo A para os diferentes valores de f do caso 2	112

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

EC7 Eurocódigo 7.

HYD Estado limite último de levantamento hidráulico.

Siglas

HS Hardening Soil.

MC Mohr-Coulomb.

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia.

UNL Universidade Nova de Lisboa.

Símbolos

A área.

B largura da escavação.

c' coesão efectiva do solo.

$c'_{inicial}$ coesão efectiva inicial do solo.

$c'_{colapso}$ coesão efectiva do solo no colapso.

c'_{ref} coesão efectiva de referência.

c_u resistência ao corte não drenada.

d distância entre o fundo da escavação e o estrato rígido.

D distância entre o estrato rígido e o pé da parede de contenção.

E módulo de elasticidade.

EA rigidez axial.

EI rigidez de flexão da parede de contenção.

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

- E_{50} módulo de deformabilidade secante do ensaio triaxial em condições drenadas, correspondente a 50% da tensão de colapso.
- E_{50}^{ref} módulo de deformabilidade secante de referência do ensaio triaxial em condições drenadas, correspondente a 50% da tensão de colapso.
- E_{oed} módulo de deformabilidade tangente para carregamento edométrico primário.
- E_{oed}^{ref} módulo de deformabilidade tangente de referência para carregamento edométrico primário.
- E_{ur} módulo de deformabilidade de descarga/recarga.
- E_{ur}^{ref} módulo de deformabilidade de descarga/recarga de referência.
- f profundidade enterrada da parede de contenção no terreno, comumente designada de “ficha”.
- FS coeficiente de segurança.
- FS_{lh} coeficiente de segurança global relativamente ao levantamento hidráulico.
- FS_{rf} coeficiente de segurança global relativamente à rotura de fundo.
- FS_{rf}^{CS} coeficiente de segurança global relativamente à rotura de fundo obtido através do método de Costet e Sanglerat (1975).
- G' peso efectivo do bloco de solo para verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico.
- h' distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras.
- H profundidade escavada.
- I momento de inércia.
- K_0 coeficiente de impulso de terras em repouso.
- K_x coeficiente de percolação horizontal.
- K_y coeficiente de percolação vertical.
- m potência necessária para traduzir a dependência da rigidez do solo da tensão a que este está submetido.
- M momento flector.
- M_p momento plástico referente ao trabalho desenvolvido por Ukritchon et al. (2003).
- M_{pl} momento plástico atribuído à parede de contenção.

N esforço axial.

N_c factor de capacidade de carga.

$N_{c,BE}$ factor de capacidade de carga relativo ao método de Bjerrum e Eide (1956).

$N_{c,T}$ factor de capacidade de carga relativo ao método de Terzaghi (1943).

N_{pl} esforço axial plástico atribuído à parede de contenção.

N_q coeficiente de capacidade de carga.

N_{qd} valor de cálculo do coeficiente de capacidade de carga.

N_s número de estabilidade.

p_{ref} tensão efectiva média de referência.

R_{inter} factor redutivo da resistência da interface solo-estrutura.

s_u resistência ao corte não drenada.

u pressão intersticial.

U força resultante da pressão intersticial na base do bloco.

U_{perc} força de percolação na base do bloco.

V esforço transversal.

w peso da parede de contenção por metro.

$\sum Msf$ define o valor de FS ao fim de um determinado número de passos de cálculo.

δ ângulo de atrito solo-estrutura.

γ peso volúmico do solo.

γ' peso volúmico submerso do solo.

γ_{sat} peso volúmico saturado.

γ_w peso volúmico da água.

γ_G coeficiente parcial para as acções permanentes.

$\gamma_{\phi'}$ coeficiente parcial para o ângulo de resistência ao corte.

$\gamma_{G,dst}$ coeficiente parcial para verificação de estados limites últimos de levantamento hidráulico para as acções permanentes desfavoráveis (desestabilizantes).

$\gamma_{G,stab}$ coeficiente parcial para verificação de estados limites últimos de levantamento hidráulico para as acções permanente favoráveis (estabilizantes).

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$\gamma_{R,v}$ coeficiente parcial para a capacidade resistente do terreno ao carregamento.

ϕ' ângulo de resistência ao corte.

$\phi'_{inicial}$ ângulo de resistência ao corte inicial do solo.

$\phi'_{colapso}$ ângulo de resistência ao corte no colapso.

ϕ'_d ângulo de resistência ao corte de cálculo.

ψ ângulo de dilatância.

σ tensão vertical total.

σ_A tensão vertical total no ponto A.

σ_B tensão vertical total no ponto B.

σ' tensão vertical efectiva.

σ'_A tensão vertical efectiva no ponto A.

σ'_B tensão vertical efectiva no ponto B.

ν coeficiente de Poisson.

INTRODUÇÃO

Um dos principais objectivos da geotecnia é prever o comportamento de materiais *in natura* (solos e rochas) e a sua interacção com as estruturas neles construídas, visando subsidiar a elaboração de soluções técnica e economicamente viáveis que possibilitem ultrapassar os desafios na engenharia impostos pela natureza e pela sociedade contemporânea.

Para permitir o crescimento e o ordenamento de zonas urbanas com elevada densidade de ocupação do solo, surgiu a necessidade de se aproveitar melhor o espaço subterrâneo destas para a construção de edificações e a implantação de infraestruturas, o que gerou uma demanda ainda mais veemente de se realizar escavações de maiores proporções, envolvendo grandes volumes de terras e atingindo profundidades significativas.

Nesse contexto, soluções estruturais, técnicas construtivas e materiais, inerentes à execução de estruturas de suporte de terras, têm sido desenvolvidos e aprimorados ao longo das últimas décadas.

Concomitantemente a esse estágio evolutivo, faz-se imprescindível realizar, continuamente e quando pertinentes, adequações aos métodos de dimensionamento usualmente praticados na concepção destas estruturas, de modo a atender às exigências actuais e futuras no que diz respeito à segurança e economia das construções, bem como promover o aprofundamento das questões teóricas aplicáveis ao seu estudo e emprego. Dentre elas, o fenómeno da rotura de fundo de escavações suportadas por estruturas de contenção.

A rotura de fundo de escavações profundas em solos arenosos com nível freático elevado é usualmente analisada como um problema de levantamento hidráulico, em que

o colapso ocorre por anulação das tensões efectivas. Outras abordagens admitem que a rotura ocorre por redução da capacidade resistente do terreno antes da anulação das tensões efectivas.

A investigação da rotura de fundo de escavações em solos arenosos admitindo-se a hipótese desta ocorrer devido à baixa capacidade resistente do terreno foi realizada por Aleixo (2015), por Andrade Viana et al. (2016) e por Patrício (2016). Faz-se importante referir que nos primeiros dois estudos assinalados os seus autores consideraram o comportamento elástico da parede de contenção. No terceiro estudo foi iniciada a avaliação da influência do comportamento plástico da parede de contenção.

Pretendendo-se prosseguir com essa investigação, desenvolve-se o presente trabalho, o qual consiste em um estudo da influência da resistência à flexão de paredes de contenção multi-escoradas na rotura de fundo de escavações em solos arenosos, considerando-se a hipótese da cortina plastificar, através de uma análise paramétrica dos factores geométricos que assume-se terem maior relevância nestas situações, nomeadamente a largura da escavação, a profundidade enterrada da cortina e a distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras.

Este documento contempla 5 capítulos, os quais são sucintamente descritos a seguir:

- Capítulo 1: breve introdução do tema e do seu enquadramento;
- Capítulo 2: explanação do estudo bibliográfico realizado;
- Capítulo 3: apresentação do caso de estudo, da metodologia aplicada e da análise dos resultados obtidos;
- Capítulo 4: apresentação da análise paramétrica efectuada dos factores geométricos ora destacados;
- Capítulo 5: anunciação de conclusões e de propostas de desenvolvimentos futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Gerais

De acordo com a NP EN 1997-1 (2010), as estruturas de suporte são definidas como *“estruturas que retêm terreno (compreendendo solo, rocha ou aterro de reenchimento) e água. O material considera-se retido (suportado) se é mantido com um talude mais inclinado do que aquele com que ficaria se não existisse estrutura. As estruturas de suporte incluem todos os tipos de muros e de sistemas de sustimento nos quais existam elementos estruturais submetidos a esforços impostos pelo material suportado.”*

As estruturas de suporte podem ser classificadas em estruturas de suporte rígidas ou em estruturas de suporte flexíveis, consoante sua deformabilidade, condições de apoio e tipo de movimento a que estão sujeitas em serviço.

As estruturas de suporte rígidas contemplam os muros de gravidade e os muros de betão armado, os quais estão sujeitos, sobretudo, a movimentos de corpo rígido e as pressões de terras que neles se desenvolvem podem ser determinadas por diversas teorias de cálculos de impulsos. A designação “muros de gravidade” é comumente atribuída aos muros de alvenaria, de betão não armado e de gabiões, cujas forças gravíticas são essenciais para a sua estabilidade. Os muros de betão armado são frequentemente designados de “muros em L” ou de “muros em T invertido” e, diferentemente dos muros de gravidade, o próprio terreno é, de certo modo, envolvido na estabilidade da estrutura.

Consideradas estruturas de suporte flexíveis, as cortinas baseiam-se em estruturas esbeltas de aço, de betão armado ou de madeira, suportadas por ancoragens, por escoras e/ou por pressões de terras de tipo passivo. Dentre as suas propriedades fundamentais,

a capacidade resistente à flexão desempenha uma função considerável no suporte do material retido, enquanto que a contribuição do seu peso é desprezável.

Segundo Terzaghi (1943), essas estruturas experimentam em serviço deformações por flexão susceptíveis de condicionar a grandeza e a distribuição das pressões de terras que actuam sobre elas e, por conseguinte, dos esforços para os quais são dimensionadas (esforços transversos e momentos flectores). Deste modo, a deformabilidade da estrutura de suporte altera o diagrama de pressões, o que modifica os esforços e as deformações da estrutura, sucessivamente. Refere-se que, nestes casos, o problema em causa é de interacção solo-estrutura, pelo que a pressão no contacto entre o solo e a estrutura não pode ser explicada por nenhuma teoria de impulsos. Menciona-se ainda que a grandeza e distribuição das pressões de terras mobilizadas dependem, para além da deformabilidade da cortina, das suas condições de apoio (posição e rigidez de escoras e ancoragens) e do estado de tensão inicial do terreno.

No que diz respeito ao procedimento construtivo e materiais constituintes, as cortinas de contenção flexíveis podem ser estacas-pranchas, paredes moldadas, paredes de estacas, paredes tipo Berlim, etc.

Relativamente à forma como é assegurada a estabilidade a partir da sua implantação no terreno e, portanto, no que concerne também ao tipo de dimensionamento a ser adoptado para sua concepção, as mesmas podem ser distinguidas em:

- simplesmente encastradas ou auto-portantes (Figura 2.1a);
- mono-apoiadas, mono-ancoradas ou mono-escoradas (Figura 2.1b);
- multi-apoiadas, multi-ancoradas ou multi-escoradas (Figura 2.1c).

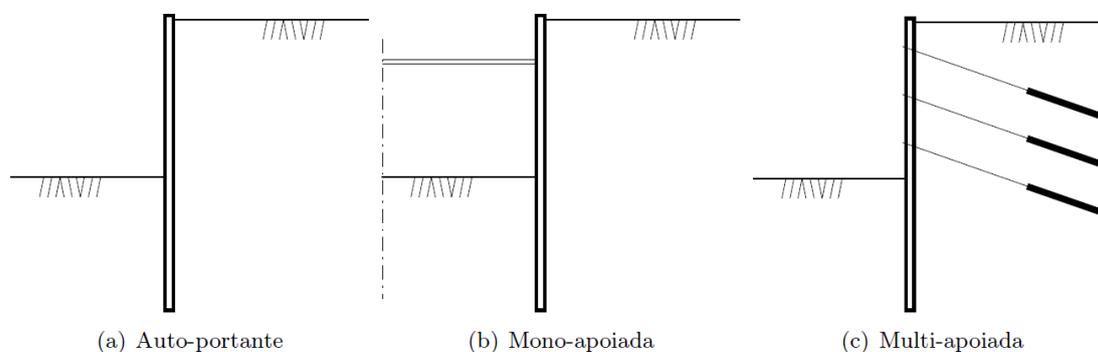


Figura 2.1: Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Guerra, 2018a)

Para o desenvolvimento do presente trabalho, considerar-se-ão as cortinas multi-escoradas, mais especificamente aquelas para as quais possam ser conferidos os valores do momento plástico atribuído à parede de contenção (M_{pl}) estabelecidos no próximo capítulo.

As cortinas multi-escoradas são amplamente aplicadas na realização de escavações, podendo ser empregadas na execução de valas destinadas à introdução ou reparação de infraestruturas urbanas (entivacões), na contenção periférica para a construção de caves de edifícios e na execução de túneis a céu aberto para a implantação de meios de transporte público, por exemplo.

Com o intuito de se otimizar a eficiência das estruturas de contenção flexíveis e de assegurar a verificação da segurança destas estruturas em relação à estabilidade do fundo de escavações, faz-se importante continuar a investigar o fenómeno da rotura de fundo, buscando a sua plena compreensão.

O fenómeno da rotura de fundo é normalmente associado a escavações profundas realizadas em solos argilosos respondendo em condições não drenadas e suportadas por estruturas de contenção. Nestes casos, a rotura ocorre devido à profundidade da escavação ser superior àquela para a qual o solo existente abaixo da superfície do terreno escavado apresenta capacidade resistente suficiente para conter o peso da massa de solo sobrejacente (dos lados não escavados).

Na realização de escavações profundas em solos arenosos respondendo em condições drenadas, a rotura de fundo é usualmente analisada nos casos em que se verifica a presença de níveis freáticos elevados no terreno, o que implica a necessidade de se proceder ao rebaixamento do nível de água no interior da escavação à medida que esta é realizada. Tal facto pode conduzir à passagem da água para o interior da escavação contornando inferiormente a cortina impermeável e ocasionando em torno desta a instalação de um regime de percolação associado ao fluxo ascendente em relação ao fundo da escavação, admitido permanente. Deste modo, a rotura de fundo de escavações pode ocorrer por “piping” ou por levantamento hidráulico devido à anulação das tensões efectivas (Guerra, 2018b).

2.2 Estabilidade do Fundo da Escavação

2.2.1 Rotura de fundo em condições não-drenadas

Conforme enunciado previamente, a rotura de fundo em argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas ocorre quando o peso das massas de solo

remanescente nos lados da escavação ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente (Matos Fernandes, 1983).

2.2.1.1 Métodos clássicos

Existem na literatura diversos estudos desenvolvidos por diferentes autores no âmbito do problema geotécnico que engloba o fenómeno da rotura de fundo. Dentre eles, destacam-se os trabalhos de Terzaghi (1943) e de Bjerrum e Eide (1956), cujas metodologias tornaram-se clássicas, sobretudo quando são abordados os casos em que se analisa a existência de um estrato rígido abaixo da base da escavação que possa influenciar no desenvolvimento das superfícies de cedência e da profundidade enterrada da cortina. Nota-se que os critérios da primeira referência são usualmente aplicados para escavações pouco profundas e, os da segunda, para escavações profundas.

Suas propostas de resolução para as questões referidas anteriormente partiram do pressuposto de que não havia estrato rígido e nem profundidade enterrada da cortina (situação tida inicialmente como ideal). Posteriormente, estas foram complementadas com a consideração da presença de um estrato mais resistente próximo do fundo da escavação e do prolongamento da cortina para além do fundo da escavação.

De modo geral, os métodos clássicos são definidos pelo número de estabilidade (N_s) e a rotura de fundo de uma escavação ocorre quando se verifica a seguinte relação:

$$\frac{\gamma H}{c_u} = N_s \quad (2.1)$$

onde:

- γ é o peso volúmico do solo;
- H é a profundidade de escavação;
- c_u é a resistência ao corte não drenada do terreno.

Na Tabela 2.1 são apresentados, resumidamente, as expressões de N_s obtidas através dos métodos clássicos para a análise da rotura de fundo, em que B representa a largura da escavação, d a distância do fundo da escavação ao estrato rígido e f a profundidade enterrada da cortina.

2.2. ESTABILIDADE DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

Tabela 2.1: Soluções clássicas para a rotura de fundo - adaptado de Ukritchon et al. (2003)

Referência	N_s	Aplicação (caso)
Terzaghi (1943)	$N_{c,T} + \sqrt{2} \left(\frac{H}{B} \right)$	Argila homogénea (1)
Bjerrum e Eide (1956)	$N_{c,BE}$	Argila homogénea (2)
Terzaghi (1943)	$N_{c,T} + \frac{H}{d}$	Efeito da presença de estrato rígido (3)
Terzaghi (1943)	$N_{c,T} + \sqrt{2} \left(\frac{H+f}{B} \right) + 2 \left(\frac{f}{B} \right)$	Efeito da profundidade enterrada (4)
Bjerrum e Eide (1956)	$N_{c,BE} + 2 \left(\frac{f}{B} \right)$	Efeito da profundidade enterrada (5)

Para a verificação da segurança de escavações pouco profundas em relação à rotura de fundo (casos 1, 3 e 4 da Tabela 2.1), emprega-se habitualmente a metodologia proposta por Terzaghi (1943), com factor de capacidade de carga (N_c) admitido igual a 5,7, o qual é designado de $N_{c,T}$ para efeitos do presente trabalho.

Todavia, para a verificação da segurança de escavações profundas em relação à rotura de fundo (casos 2 e 5 da Tabela 2.1), aplica-se geralmente a metodologia proposta por Bjerrum e Eide (1956) para fundações superficiais, a qual é julgada mais adequada para esta situação, sendo o correspondente N_c designado de $N_{c,BE}$ no actual trabalho. Atenta-se que, nesses casos, o factor de capacidade de carga deverá ser corrigido para ter em conta a forma da fundação e a resistência ao corte do solo acima da base. A Figura 2.2 fornece os valores de $N_{c,BE}$ já afectados destas correcções, propostos por Skempton (1951) para o dimensionamento de fundações superficiais em maciços argilosos.

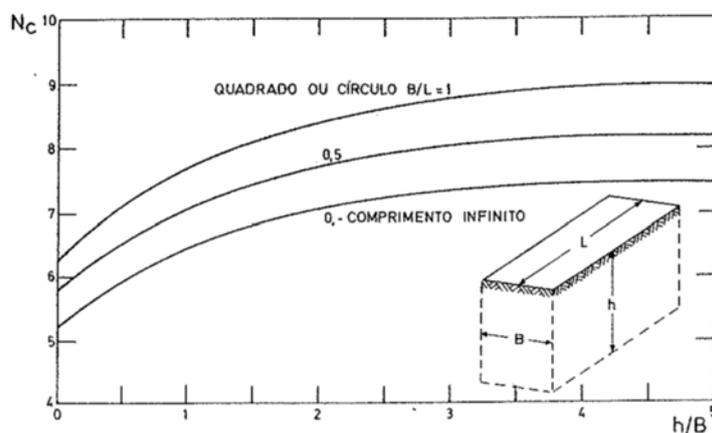


Figura 2.2: Factores de capacidade de carga em função da geometria, para solos argilosos moles (Skempton, 1951) - adaptado de Matos Fernandes (1983)

As Figuras 2.3a e 2.3b ilustram os mecanismos de rotura obtidos por Terzaghi (1943), Bjerrum e Eide (1956) e Eide et al. (1972), considerando-se a presença de um estrato mais resistente próximo do fundo da escavação e o prolongamento da cortina para além do fundo da escavação, onde s_u é a resistência ao corte não drenada (*undrained shear strength*).

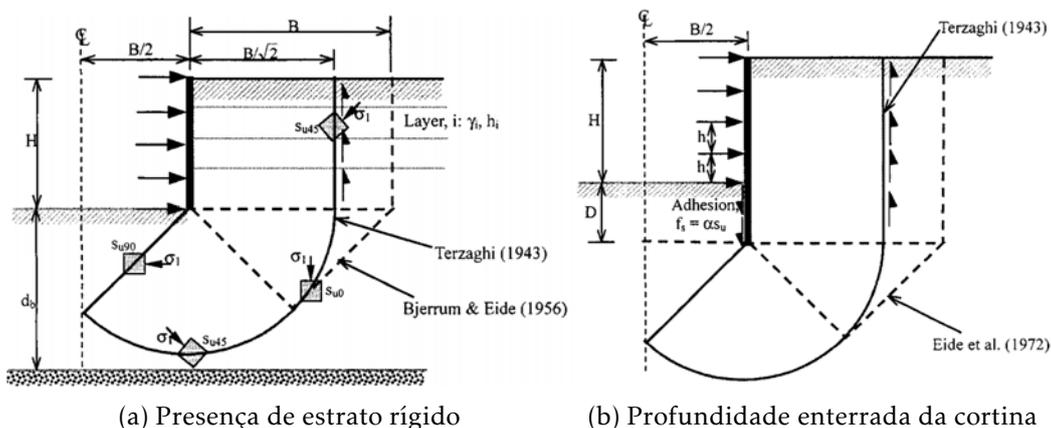


Figura 2.3: Mecanismos de rotura de Terzaghi (1943), Bjerrum e Eide (1956) e Eide et al. (1972), considerando-se: (a) a presença de um estrato rígido e (b) o prolongamento da cortina para além do fundo da escavação (Ukritchon et al., 2003)

2.2.1.2 Métodos baseados em cálculo numérico

Com o advento da informática no final do século XX, surgiram os métodos computacionais que, ao longo das últimas décadas, foram introduzidos no âmbito do estudo de problemas geotécnicos complexos e que, na actualidade, são amplamente utilizados por pesquisadores e profissionais da área.

Recentemente, tem-se recorrido com maior frequência ao uso de modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos para a análise da rotura de fundo de escavações, através da aplicação de implementações numéricas dos teoremas de análise limite, tal como demonstrado nos trabalhos desenvolvidos por Ukritchon et al. (2003) e Josefino et al. (2010), para o caso de escavações realizadas em solos argilosos.

2.2.2 Rotura de fundo em condições drenadas

O fenómeno da rotura de fundo, apesar de figurar como um problema mais habitual em escavações realizadas em solos argilosos (ou seja, em condições não drenadas), pode igualmente ocorrer em condições drenadas.

A realização de escavações em solos arenosos abaixo do nível freático pode implicar na passagem da água para o interior da escavação contornando o pé da cortina impermeável. Este fenómeno pode provocar “piping” ou levantamento hidráulico e a consecutiva rotura do fundo de escavações realizadas em materiais granulares.

O “piping” pode ser definido como uma forma de erosão interna e que está associado com elevados gradientes hidráulicos junto à base da escavação, manifestando-se por um arraste progressivo de partículas e a criação de “galerias” no solo, resultando em rotura.

O levantamento hidráulico é verificado quando as forças de percolação associadas ao fluxo ascendente anulam as tensões efectivas numa dada secção, manifestando-se pela invasão do fundo da escavação pela massa de solo situada acima da referida secção (Matos Fernandes, 1983).

2.2.2.1 Abordagem da rotura de fundo devido ao levantamento hidráulico

De acordo com Terzaghi (1943), a verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico deve ser efectuada analisando-se um bloco de material situado no interior da escavação, imediatamente adjacente à cortina de contenção e com largura igual a metade da profundidade enterrada desta, tal como ilustrado na Figura 2.4.

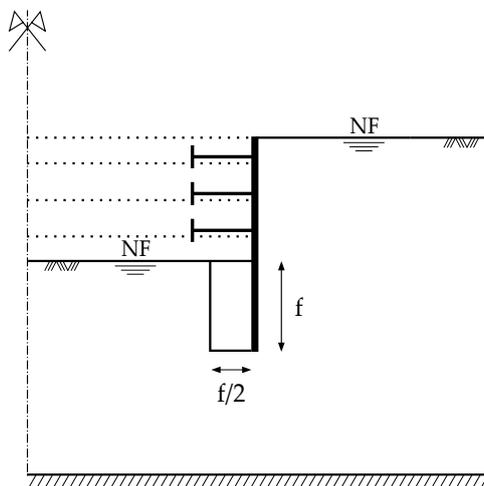


Figura 2.4: Bloco de material para análise da rotura de fundo da escavação devido ao levantamento hidráulico

Diante do exposto, para que seja verificada a segurança da escavação em relação ao levantamento hidráulico, faz-se necessário determinar previamente:

- o peso efectivo do bloco de solo, G' , igual a:

$$G' = \frac{\gamma' f^2}{2} \quad (2.2)$$

onde γ' é o peso volúmico submerso do solo (ou mais especificamente de areia, no caso em estudo) e f é a profundidade enterrada da cortina.

- a força de percolação média actuante na base do bloco de areia, U_{perc} , que é dada por:

$$U_{perc} = U - \frac{\gamma_w f^2}{2} \quad (2.3)$$

onde U é a força resultante das pressões intersticiais na base do bloco de areia, obtidas com base na rede de percolação e γ_w é o peso volúmico da água.

Determinadas as incógnitas supracitadas, é possível verificar a segurança da escavação recorrendo-se, tradicionalmente, à noção de coeficiente de segurança global (i) e, actualmente, com a utilização do Eurocódigo 7 (EC7) no Projecto Geotécnico (NP EN 1997-1, 2010), através da metodologia que emprega os coeficientes de segurança parciais de modo a satisfazer o estado limite último de levantamento hidráulico (HYD) (ii):

- (i) verificação da segurança através do cálculo de coeficiente de segurança global:

$$U_{perc} \leq \frac{G'}{FS_{lh}} \quad (2.4)$$

- (ii) verificação da segurança através da aplicação de coeficientes parciais de segurança do EC7:

$$\gamma_{G,dst} U_{perc} \leq \gamma_{G,stb} G' \quad (2.5)$$

onde $\gamma_{G,dst}$ é o coeficiente parcial a ser aplicado para as acções desfavoráveis (desestabilizantes) e $\gamma_{G,stb}$ é o coeficiente parcial a ser aplicado para as acções favoráveis (estabilizantes).

Ao substituir estes coeficientes parciais pelos respectivos valores indicados no Anexo A do EC7, obtém-se:

$$1,35 U_{perc} \leq 0,9 G' \quad (2.6)$$

que equivale a:

$$U_{perc} \leq \frac{0,9}{1,35} G' \quad (2.7)$$

ou:

$$U_{perc} \leq \frac{G'}{1,5} \quad (2.8)$$

2.2.2.2 Abordagem da rotura de fundo devido à insuficiente resistência do solo

O método de Costet e Sanglerat (1975) consta na bibliografia como o único a abordar o fenómeno da rotura de fundo de escavações realizadas em condições drenadas enquanto um problema de colapso do terreno, uma vez esgotada a sua resistência.

Segundo o trabalho apresentado pelos referidos autores, o fenómeno da rotura de fundo pode ser estudado analisando-se as tensões no pé da cortina em dois pontos, A e B, localizados imediatamente à esquerda e à direita do mesmo, respectivamente, tal como ilustrado na Figura 2.5.

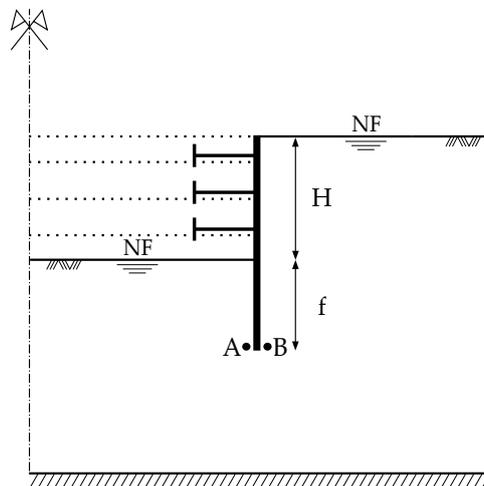


Figura 2.5: Representação esquemática do método proposto por Costet e Sanglerat (1975)

Deste modo, para que seja verificada a segurança da escavação de acordo com o método proposto, faz-se necessário determinar previamente:

- a tensão total nos dois pontos referidos anteriormente, através das seguintes equações:

$$\sigma_A = \gamma_{sat} f \quad (2.9)$$

$$\sigma_B = \gamma_{sat}(H + f) \quad (2.10)$$

- a tensão efectiva vertical nos mesmos dois pontos, através das seguintes equações:

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A \quad (2.11)$$

$$\sigma'_B = \sigma_B - u_B \quad (2.12)$$

onde u_A e u_B representam a pressão intersticial no pé da cortina obtida através da rede de percolação e possuem, por conseguinte, valores aproximadamente iguais ($u_A \approx u_B$).

Segundo Costet e Sanglerat (1975), admite-se ocorrer a rotura de fundo quando:

$$\sigma'_B = \sigma'_A N_q \quad (2.13)$$

onde N_q é o coeficiente de capacidade de carga dado pela expressão de Reissner (1924):

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan(\phi')} \quad (2.14)$$

onde ϕ' é o ângulo de resistência ao corte do solo.

Ou seja, para que o solo nas imediações do pé da cortina esteja em equilíbrio, é necessário que se verifique a seguinte condição:

$$\sigma'_A \geq \frac{\sigma'_B}{N_q} \quad (2.15)$$

Determinadas as incógnitas supracitadas, é possível verificar a segurança da escavação recorrendo-se, tal como explanado na secção anterior, ao coeficiente de segurança global (i) ou à utilização do EC7 (ii):

- (i) verificação da segurança aplicando-se o coeficiente de segurança global, através da seguinte condição:

$$\sigma'_B \leq \frac{\sigma'_A N_q}{FS_{rf}^{CS}} \quad (2.16)$$

sendo FS_{rf}^{CS} o coeficiente de segurança global relativamente à rotura de fundo obtido através do método de Costet e Sanglerat (1975);

- (ii) verificação da segurança empregando-se as premissas definidas no EC7 que, no caso de não haver sobrecargas, conduz à seguinte condição:

$$\gamma_G \sigma'_B \leq \frac{\sigma'_A N_{qd}}{\gamma_{R,v}} \quad (2.17)$$

onde γ_G é o coeficiente parcial para as acções permanentes, $\gamma_{R,v}$ é o coeficiente parcial para a capacidade resistente para fundações superficiais e N_{qd} é o valor de cálculo do coeficiente de capacidade de carga.

O parâmetro N_{qd} é determinado a partir da expressão 2.14, substituindo-se o ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' , pelo seu valor de cálculo, ϕ'_d , o qual é obtido através da seguinte equação:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right) \quad (2.18)$$

onde $\gamma_{\phi'}$ é o coeficiente parcial para o ângulo de resistência ao corte do solo.

Atenta-se também ao facto de se adoptar o valor correspondente das fundações superficiais para $\gamma_{R,v}$, em razão do modelo de colapso aqui abordado apresentar-se semelhante ao que ocorre naquelas estruturas, bem como partindo-se do pressuposto de que as soluções clássicas para este problema, em condições não drenadas, terem sido originadas do modelo das fundações superficiais.

Considerando-se a Combinação 2 (a mais condicionante) da Abordagem de Cálculo 1 do EC7, tem-se que $\gamma_G = 1,00$, $\gamma_{R,v} = 1,00$ e $\gamma_{\phi'} = 1,25$. Sendo este último, neste caso, o único coeficiente a ser empregado na verificação da condição definida pela equação 2.17 (sabendo-se que N_{qd} é função de ϕ'_d), resta apenas obter o valor de um coeficiente de segurança a ser aplicado à tangente de ϕ' na equação 2.18, de tal modo que seja satisfeita a condição definida pela equação 2.17 e, portanto, que seja verificada a segurança da escavação. Para efeitos do presente trabalho, o coeficiente de segurança em causa é designado por FS_{rf} .

2.3 Influência da Profundidade Enterrada e da Resistência à Flexão de Paredes de Contenção

O trabalho de Ukritchon et al. (2003) demonstra, através de análises limites numéricas aplicadas a escavações nas condições a seguir pormenorizadas, que o colapso de paredes de contenção doptadas de profundidade enterrada, f , é controlado pelo momento plástico, M_p . As análises dimensionais efectuadas por estes autores mostram que o número de estabilidade de escavações pode ser expresso como uma função do parâmetro de resistência relativa, definido por $M_p/(c_u f^2)$, e do rácio de profundidade enterrada da cortina, f/H .

A Figura 2.6 ilustra os efeitos decorrentes da profundidade enterrada da cortina na determinação do número de estabilidade de uma escavação com relação $B/H = 2,67$, realizada em uma camada de argila profunda e homogénea, assumindo-se total aderência ao longo da interface solo-parede ($\alpha = 1$) e considerando-se duas profundidades enterradas características: $f/H = 2/3$ (rasa) e $f/H = 2$ (profunda). Nota-se, previamente, que nesta figura a profundidade enterrada f encontra-se representada pelo símbolo D .

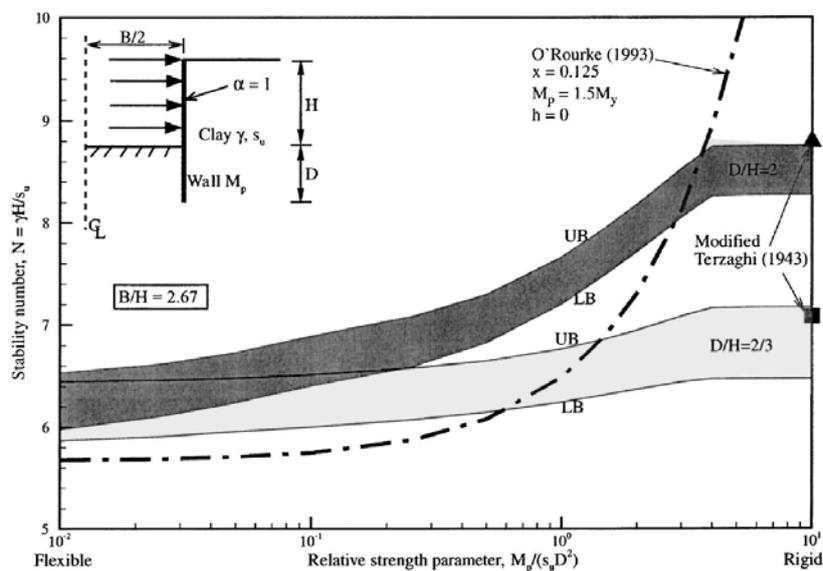


Figura 2.6: Efeitos da profundidade enterrada da cortina na rotura de fundo de escavações profundas realizadas em solos argilosos (Ukritchon et al., 2003)

Verifica-se na Figura 2.6 que os intervalos de valores do número de estabilidade estimados pelos limites superior e inferior abrangem uma ampla gama de valores do parâmetro de resistência relativa e, em todos os casos, contornam o valor exacto do número de estabilidade com uma tolerância de $\pm 5\%$.

2.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA E DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE PAREDES DE CONTENÇÃO

Os resultados também revelam que o número de estabilidade aumenta com o rácio de profundidade enterrada f/H e com o parâmetro de resistência relativa $M_p/(c_u f^2)$, bem como evidenciam que as soluções convergem para um único valor do número de estabilidade para paredes altamente flexíveis e atingem um valor máximo para $M_p/(c_u f^2) \geq 4$. Faz-se notar ainda que esta última condição corresponde ao caso em que não há colapso da cortina por flexão e que as previsões do limite superior para estas paredes rígidas coincidem com a equação empírica simples proposta por Terzaghi (1943) para traduzir o efeito da profundidade enterrada da parede (caso 4 da Tabela 2.1). No entanto, as análises limites sugerem imprecisões nas soluções propostas por O'Rourke (1993).

As Figuras 2.7 e 2.8 resumem as previsões das análises limites superior e inferior, respectivamente, para paredes de contenção com profundidade enterrada de rácio $f/H = 2$, admitindo-se três parâmetros de resistência relativa, $M_p/(c_u f^2)$, iguais a 0,05, 0,5 e 6.

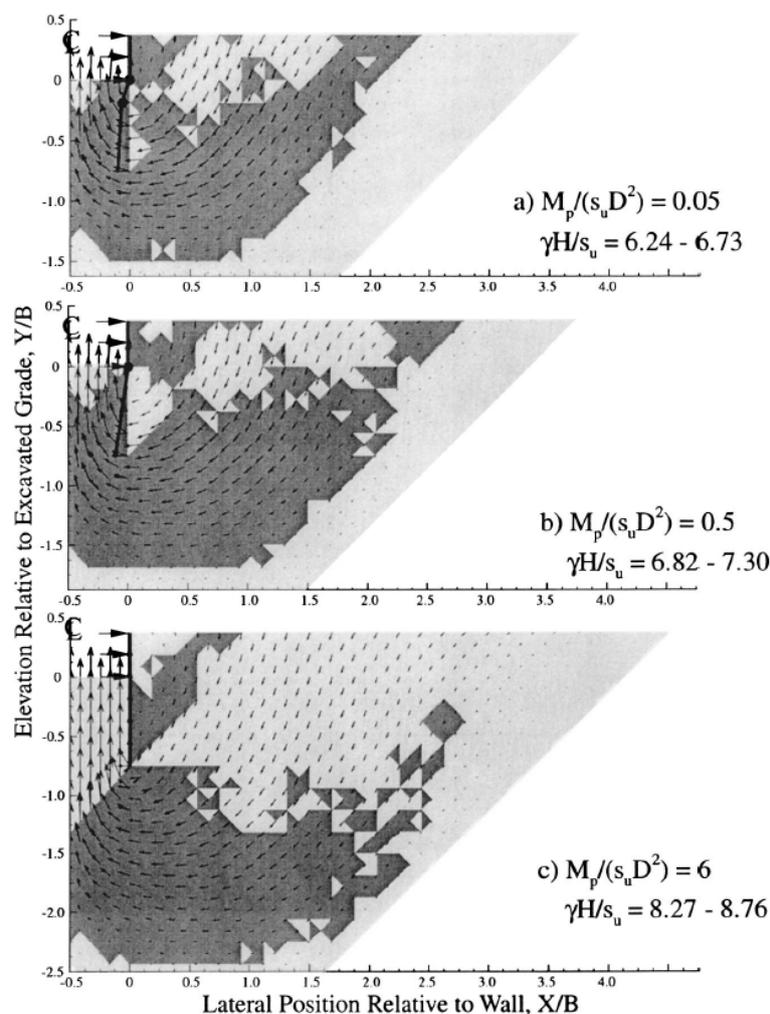


Figura 2.7: Mecanismos de colapso previstos por análise limite superior para paredes de contenção com elevada profundidade enterrada de rácio $f/H = 2$ (Ukritchon et al., 2003)

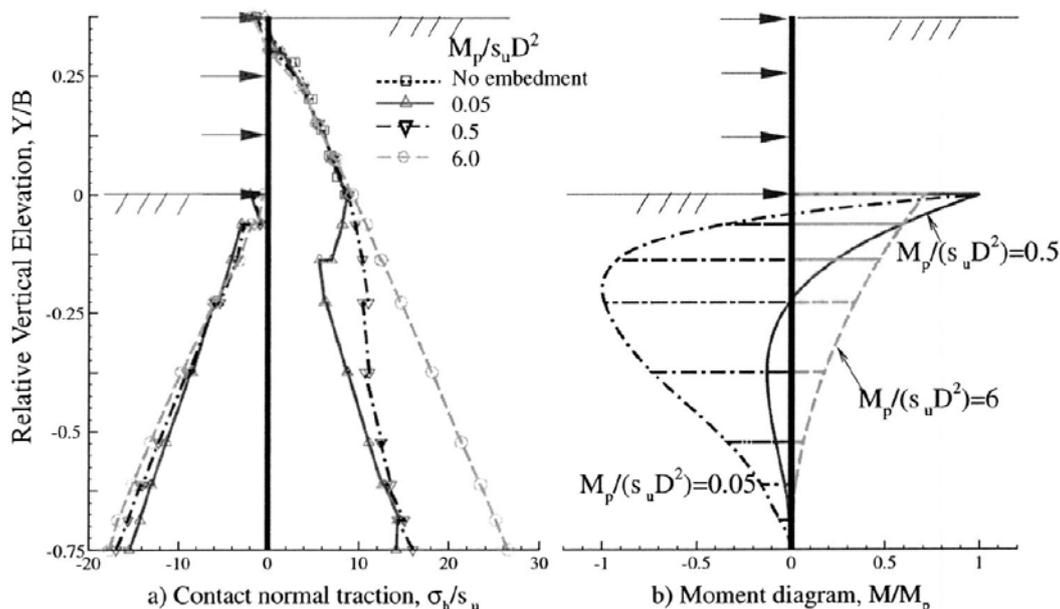


Figura 2.8: Resumo das previsões da análise limite inferior para paredes de contenção com elevada profundidade enterrada de rácio $f/H = 2$ (Ukritchon et al., 2003)

A Figura 2.7a mostra os resultados da análise limite superior para a parede flexível [$M_p/(c_u f^2) = 0,05$], sendo possível observar nesta que:

- a zona de distorção plástica por corte, obtida através de modelação por elementos finitos (sombreamento escuro), estende-se abaixo da base da escavação até uma profundidade $y/B = 1,5$ e, lateralmente, até $x/B \leq 2,5$ do terreno suportado;
- formam-se duas rótulas plásticas na parede ao longo da profundidade enterrada, a primeira ao nível da base da escavação e a segunda na profundidade $y/B \approx 0,2$.

Com o aumento do parâmetro de resistência relativa para 0,5 (Figura 2.7b), verifica-se:

- que apenas uma rótula plástica é formada e esta está localizada ao nível da base da escavação;
- um pequeno aumento na extensão do mecanismo de rotura no solo.

Para $M_p/(c_u f^2) = 6,0$ (Figura 2.7c), nota-se que:

- a cortina permanece rígida;
- a rotura de fundo da escavação ocorre com o fluxo de solo ao redor do pé da parede, provocando o deslocamento ascendente de uma parcela de solo (Figura 2.7c). Como resultado, a zona plástica se estende até uma profundidade $y/B \approx 2,5$ e, lateralmente, até $x/B \approx 3,0$ do terreno retido. É interessante reparar que uma grande porção do

2.4. INFLUÊNCIA DA ADESÃO SOLO-ESTRUTURA E DA RELAÇÃO ENTRE A LARGURA E A PROFUNDIDADE DA ESCAVAÇÃO

solo suportado translada como um corpo rígido (excepto na região adjacente à parede), enquanto que a maior parte da distorção plástica por corte ocorre abaixo do pé da cortina.

Por sua vez, as Figuras 2.8a e 2.8b sintetizam as pressões laterais de terra (σ_h/c_u) e os diagramas de momento flector (M/M_p) para a parede de contenção, respectivamente, obtidos a partir de análises limite inferior.

Para $M_p/(c_u f^2) = 0,05$, as análises limite inferior prevêem que a rotura por flexão ocorre em dois pontos ($|M/M_p| = 1$, Figura 2.8b), sendo o primeiro ao nível da base da escavação e o segundo à profundidade $y/B \approx 0,2$. Para o caso intermediário, ou seja, para $M_p/(c_u f^2) = 0,5$, a rotura por flexão ocorre somente ao nível da base da escavação, enquanto que, para $M_p/(c_u f^2) = 6$ ($M_{max}/M_p \approx 0,7$), não há rotura.

Constata-se que estes resultados são consistentes com as localizações das rótulas plásticas obtidas nas análises limite superior correspondentes (Figuras 2.7a a 2.7c). A rotura por flexão da profundidade enterrada da parede causa uma grande redução nas pressões laterais transmitidas pelo solo suportado (Figura 2.7a), mas apresenta pouca influência sobre as pressões resistentes que são similares, em magnitude, às pressões passivas convencionais de Rankine [$\sigma_{hp} = (\gamma y + 2c_u)$, onde y é a profundidade abaixo da base de escavação].

Na Figura 2.9 são apresentados rácios de dissipação relativa (manchas de deformação plástica) para $H/B = 2$, considerando-se três diferentes valores de f/H , obtidos por Josefino et al. (2010) através da modelação por elementos finitos com base na formulação do teorema da região superior. Nesta figura, é possível observar os mecanismos formados no colapso por rotura de fundo de escavações realizadas em solos argilosos.

2.4 Influência da Adesão Solo-Estrutura e da Relação entre a Largura e a Profundidade da Escavação

A Figura 2.10 exhibe as previsões do número de estabilidade obtidos por Ukritchon et al. (2003) através de análises limites superior e inferior efectuadas em uma escavação realizada em uma camada de argila profunda e homogênea, para uma ampla gama de valores da relação B/H e assumindo-se dois valores distintos de adesão para a interface solo-parede: $\alpha = 1$ e $\alpha = 0$.

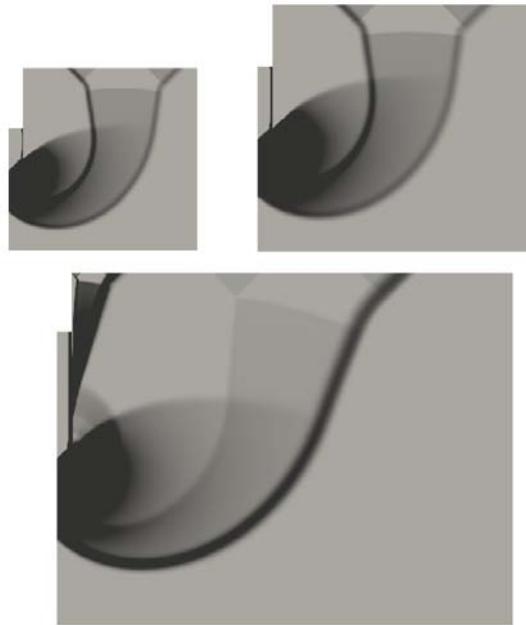


Figura 2.9: Rádios de dissipação relativa para $H/B = 2$, considerando-se $f/H = 0,5$ (superior à esquerda), $f/H = 1$ (superior à direita) e $f/H = 2$ (inferior) (onde a cor cinzenta claro corresponde ao rácio de dissipação relativa nula e a cor preta corresponde ao máximo valor) (Josefino et al., 2010)

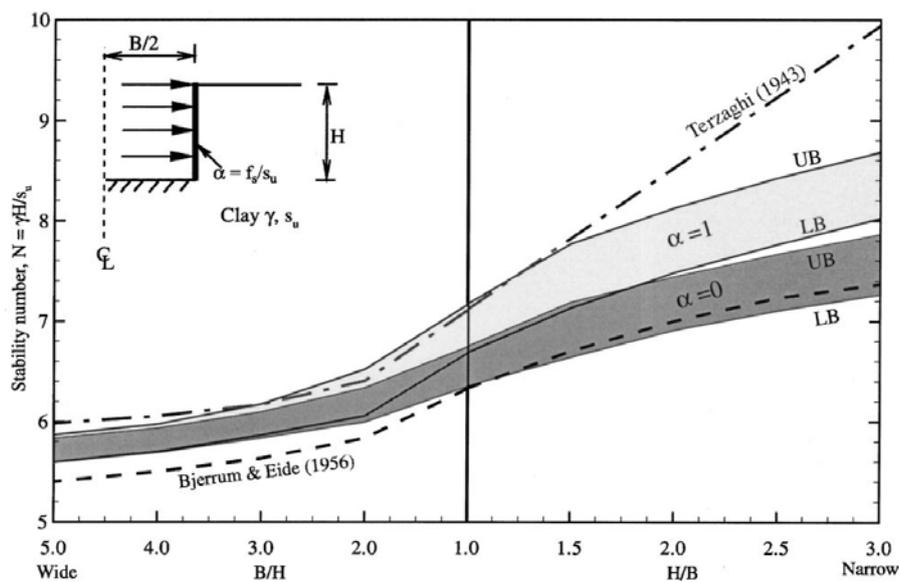


Figura 2.10: Efeitos da adesão solo-parede e da relação entre largura e profundidade na estabilidade do fundo de escavações realizadas em solos argilosos (Ukritchon et al., 2003)

2.4. INFLUÊNCIA DA ADESÃO SOLO-ESTRUTURA E DA RELAÇÃO ENTRE A LARGURA E A PROFUNDIDADE DA ESCAVAÇÃO

Os resultados mostram que para as escavações estreitas ($H/B \geq 3$), a rugosidade da interface solo-parede causa um aumento de 5-10% no valor previsto do número de estabilidade, porém tem um efeito pouco significativo sobre o número de estabilidade em escavações largas ($B/H \geq 5$).

A mesma figura expõe, igualmente, os números de estabilidade calculados a partir das equações de Terzaghi (1943) e de Bjerrum e Eide (1956) (casos 1 e 2 da Tabela 2.1). Os resultados oriundos do mecanismo de estabilidade do fundo de escavações proposto por Terzaghi (1943) coincidem com os valores estimados pelo limite superior da presente análise para as escavações largas, enquanto extrapolam consideravelmente os valores do número de estabilidade para as escavações estreitas. Em contrapartida, as proposições de Bjerrum e Eide (1956) apresentam-se conservadoras para todas as proporções B/H de escavações.

Na Figura 2.11 são apresentados rácios de dissipação relativa (manchas de deformação plástica) para $d/H = 1$, considerando-se três diferentes valores de H/B , obtidos por Josefino et al. (2010) através da modelação por elementos finitos com base na formulação do teorema da região superior. Nesta, é possível observar os mecanismos formados no colapso por rotura de fundo de escavações realizadas em solos argilosos.

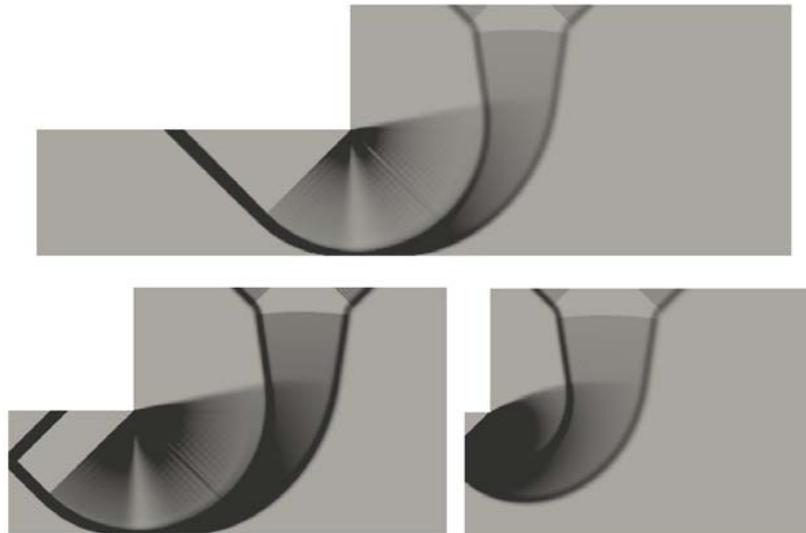


Figura 2.11: Rácios de dissipação relativa para $H/B = 0,2$ (superior), $H/B = 0,5$ (inferior à esquerda) e $H/B = 27,5$ (inferior à direita), para um rácio de profundidade $d/H = 1$ (onde a cor cinzenta claro corresponde ao rácio de dissipação relativa nula e a cor preta corresponde ao máximo valor) (Josefino et al., 2010)

2.5 Influência da Presença de Estrato Rígido

A Figura 2.12 apresenta algumas comparações adicionais para o caso em que se verifica a presença de um estrato rígido disposto a uma certa profundidade abaixo da base da escavação, tal que $d/H = 1$ (onde a profundidade d encontra-se representada na referida figura pelo símbolo db).

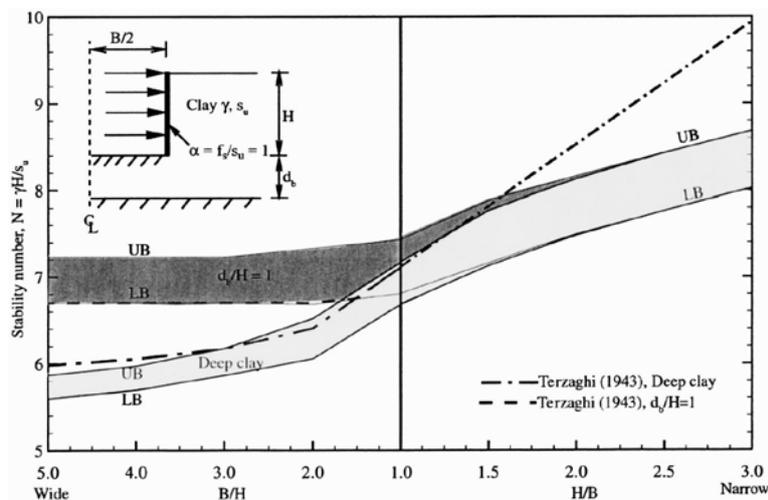


Figura 2.12: Efeitos da presença de estrato rígido na rotura de fundo de escavações suportadas por paredes de contenção sem profundidade enterrada (Ukritchon et al., 2003)

As análises limites numéricas mostram que a proximidade com o estrato rígido aumenta o número de estabilidade em até 10-20% para escavações largas ($B/H = 2-5$), mas não induz nenhum efeito sobre a estabilidade de escavações estreitas. Estas constatações podem ser explicadas pelas restrições impostas pelo estrato rígido na extensão do mecanismo de colapso subjacente à escavação. As soluções do limite inferior coincidem com o número de estabilidade modificado calculado por Terzaghi (1943) para traduzir o efeito da presença de estrato rígido (caso 3 da Tabela 2.1), para $B/H \geq \sqrt{2}$ (Ukritchon et al., 2003).

CASO BASE

3.1 Introdução

Apresentar-se-ão, neste capítulo, o caso base adotado para o problema abordado e a análise dos resultados do estudo realizado com o programa de cálculo automático PLAXIS (2018).

O caso base, representado esquematicamente na Figura 3.1, é o de uma escavação com largura total B e profundidade H , suportada horizontalmente por uma cortina escorada com três níveis de escoras, profundidade enterrada f e distante D do estrato rígido. O terreno suportado foi modelado até uma distância igual a $8H$ a partir da cortina. A distância entre o fundo da escavação e o estrato rígido é igual a d ($d = f + D$).

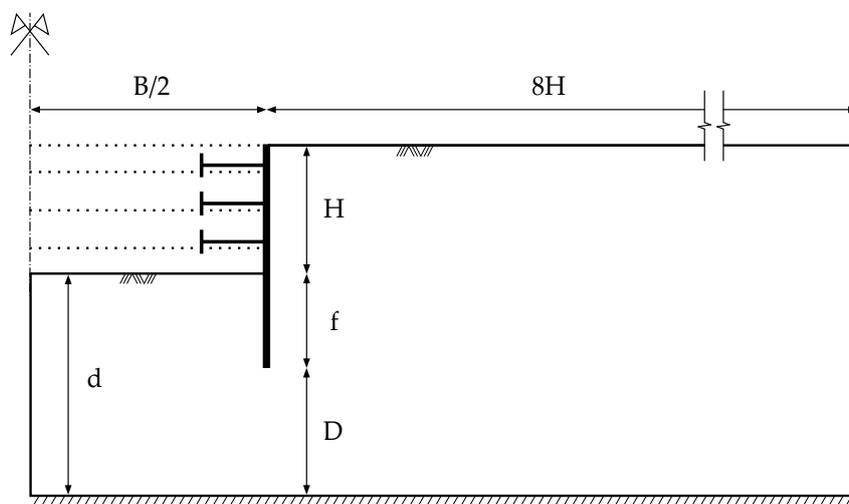


Figura 3.1: Representação esquemática do caso base

No referido programa, o caso base foi modelado por elementos finitos, em estado plano de deformação. Em seguida, com o intuito de se verificar as propriedades geotécnicas do terreno que o conduzem ao colapso após a última fase de escavação, procedeu-se à determinação numérica do coeficiente de segurança aplicado aos parâmetros resistentes do solo, a partir da análise de segurança disponível no programa PLAXIS (2018).

Para reduzir o esforço computacional exigido para o cálculo, optou-se por modelar o caso base tirando partido da simetria da sua geometria.

Salienta-se ainda que, procurando-se analisar os efeitos da água e das suas condições de fluxo associadas ao problema estudado, o caso base foi ramificado em três modelos distintos, distinguidos entre si pela presença, disposição e ausência de nível freático elevado no terreno, respectivamente, conforme se verá mais adiante.

3.2 Modelo Constitutivo

Para se obter uma previsão correcta do comportamento de um maciço terroso, quando este é solicitado mecanicamente por uma acção exterior, faz-se intrinsecamente necessário conhecer o seu estado de tensão. O solo, quando sujeito a um carregamento externo, tende a apresentar um comportamento não linear, sendo a sua rigidez função das tensões nele mobilizadas.

Procurando-se simular o comportamento não linear de tensão-deformação do solo na modelação da escavação correspondente ao caso base, decidiu-se aplicar o modelo Hardening Soil (HS), disponibilizado no programa utilizado.

O modelo HS é um tipo elasto-plástico de modelo hiperbólico, formulado no âmbito da plasticidade por endurecimento por corte. Adicionalmente, o modelo integra o endurecimento por compressão para simular a diminuição de volume irreversível do solo sob a compressão primária. O primeiro dos dois tipos de endurecimento contemplados neste modelo reproduz as deformações irreversíveis que ocorrem quando o solo é carregado por uma tensão deformativa primária, enquanto o segundo reproduz as deformações irreversíveis devido à compressão primária.

O modelo HS é referido pelo PLAXIS (2018) como um modelo avançado e semelhante ao modelo Mohr-Coulomb (MC), cujos estados limites de tensão (critério de rotura) são definidos pelo ângulo de resistência ao corte (ϕ'), pela coesão efectiva (c') e pelo ângulo de dilatância (ψ). No entanto, para além destes parâmetros, o modelo HS requer a introdução de três diferentes rigidezes para descrever a rigidez do solo com mais precisão: a rigidez triaxial de carga (E_{50}), a rigidez triaxial de descarga e recarga (E_{ur}) e a rigidez edométrica

de carga (E_{oed}). Como valores médios aceitáveis para vários tipos de solo, o mesmo sugere inserir $E_{ur} \approx 3E_{50}$ e $E_{oed} \approx E_{50}$ como configuração padrão, os quais podem ser alterados manualmente pelo utilizador.

Diferente do modelo MC, o modelo HS considera a dependência do módulo de deformabilidade com o estado de tensão do solo, o que significa que todas as rigidezes aumentam com a pressão. Assim, as três diferentes rigidezes mencionadas anteriormente relacionam-se com uma tensão de referência, geralmente admitida como 100 kPa.

3.3 Análise da Segurança

Para a determinação do ângulo de resistência ao corte para o qual há colapso da estrutura ($\phi'_{colapso}$), foi realizado no programa utilizado um cálculo do tipo *Safety*, que aplica uma funcionalidade denominada de redução $c'-\phi'$ e permite, por conseguinte, analisar a segurança do problema considerado.

A redução $c'-\phi'$, como a própria designação indica, consiste num processo iterativo de redução dos parâmetros resistentes do terreno, c' e ϕ' , até ocorrer a sua rotura.

Como resultado deste processo, obtém-se um valor de $\sum Msf$, correspondente ao factor de segurança, FS , e que pode ser traduzido pela seguinte equação:

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi'_{inicial}}{\tan \phi'_{colapso}} = \frac{c'_{inicial}}{c'_{colapso}} \quad (3.1)$$

onde $\phi'_{inicial}$ e $c'_{inicial}$ representam o ângulo de resistência ao corte inicial e a coesão efectiva inicial do terreno (ambos introduzidos no programa como parâmetros de entrada) e $\phi'_{colapso}$ e $c'_{colapso}$ representam, por sua vez, o ângulo de resistência ao corte no colapso e a coesão efectiva do solo no colapso, obtidos através da redução dos parâmetros resistentes iniciais do terreno até ocorrer o colapso e são atingidos após um determinado número de passos de cálculo.

Observa-se que no início da redução $c'-\phi'$ o valor de $\sum Msf$ é igual a 1. Este valor tende a aumentar até alcançar um dado valor que se mantém praticamente constante ao fim de um determinado número de passos.

3.4 Modelação do Caso Base

A procedimento de modelação realizado no programa PLAXIS (2018) respeitou a seguinte sequência de etapas:

- Etapa 1 – definição da geometria da situação estudada, aqui referida como caso base;
- Etapa 2 – introdução dos parâmetros característicos do terreno;
- Etapa 3 – introdução dos parâmetros característicos das estruturas constituintes do sistema de contenção;
- Etapa 4 – discretização e geração da malha de elementos finitos;
- Etapa 5 – definição das condições de fluxo de água;
- Etapa 6 – definição das fases construtivas da escavação e da fase de análise da segurança;
- Etapa 7 – cálculos.

A geometria do caso base é apresentada na Figura 3.2. A escavação foi idealizada com 20 m de largura, 10 m de profundidade e a 80 m da fronteira do lado não escavado. A parede de contenção tem três níveis de escoras e é prolongada para além do fundo da escavação, atingindo uma profundidade enterrada (“ficha”) igual a 7,5 m e sendo a sua extremidade inferior distante de 10 m do estrato inferior rígido, que constitui a fronteira inferior do problema.

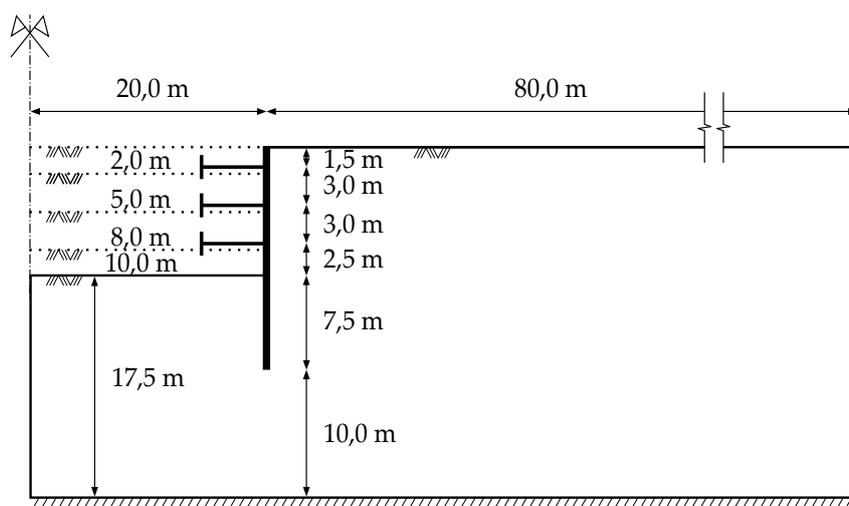


Figura 3.2: Geometria do caso base

Admitiu-se que o terreno é formado por solo arenoso, com comportamento drenado e mais especificamente caracterizado como uma areia média, cujos parâmetros são indicados na Tabela 3.1, também aplicados por Josefino et al. (2009).

Tabela 3.1: Parâmetros geotécnicos adoptados para o solo

Parâmetros Geotécnicos		Valores
Gerais	γ	20 kN/m ³
	γ_{sat}	20 kN/m ³
Resistentes	c'_{ref}	0
	ϕ'	30°
	ψ	1°
Rigidez	E_{50}^{ref}	25 MPa
	E_{oed}^{ref}	25 MPa
	E_{ur}^{ref}	75 MPa
	m	0,5
Avançados	ν'_{ur}	0,3
	p_{ref}	100 kPa
	K_0	0,5
Escoamento	K_x	1E ⁻³ m/s
	K_y	1E ⁻³ m/s
Interface	R_{inter}	0,67

A parede de contenção baseia-se em uma cortina, cujo comportamento é assumido elasto-plástico para os fins deste estudo, sendo-lhe conferidas as propriedades constantes na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Parâmetros estruturais adoptados para a cortina

Parâmetros Estruturais	Valores
EA	12E6 kN/m
EI	2E6 kNm ² /m
w	0
ν	0
M_{pl}	250 a 30.000 kNm/m
N_{pl}	3.318,3 kN/m

Menciona-se que para o parâmetro relativo à rigidez axial (EA) da parede de contenção e das escoras foram adoptados os mesmos valores de referência utilizados nos trabalhos

de Aleixo (2015) e de Patrício (2016). Refere-se que para o parâmetro de rigidez de flexão da parede de contenção (EI), assumiu-se um valor suficientemente elevado pois, conforme demonstrado no trabalho de Patrício (2016), os valores de FS atingidos no programa PLAXIS (2018) não dependem intrinsecamente da grandeza do parâmetro em questão, porém ao aplicar valores elevados de EI é possível obter valores idênticos de FS recorrendo-se a um menor número de passos de cálculo.

Foram atribuídos à cortina valores de M_{pl} mostrados na Tabela 3.3, os quais variam entre 250 e 30.000 kNm/m. Sendo que os menores valores de M_{pl} são característicos de paredes de contenção do tipo estacas-pranchas e, os maiores, característicos de paredes moldadas de espessura e extensão significativas.

Tabela 3.3: Valores de M_{pl} atribuídos à cortina

Ordem	M_{pl} [kNm/m]
1	250
2	300
3	400
4	500
5	600
6	750
7	1.000
8	1.500
9	2.000
10	3.000
11	5.000
12	7.500
13	10.000
14	10.625
15	11.250
16	12.500
17	15.000
18	20.000
19	30.000

Relativamente às escoras, adoptou-se a rigidez axial indicada na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Parâmetro estrutural adoptado para as escoras

Parâmetro Estrutural	Valor
EA	655.200 kN/m

Considerando-se o estado plano de deformação, a malha de elementos finitos usada para a simulação da escavação, exposta na Figura 3.3, foi discretizada no programa empregando-se elementos finitos triangulares de quinze nós. A cortina foi modelada com elementos de viga, as escoras com molas e a interface solo-estrutura com elementos de junta.

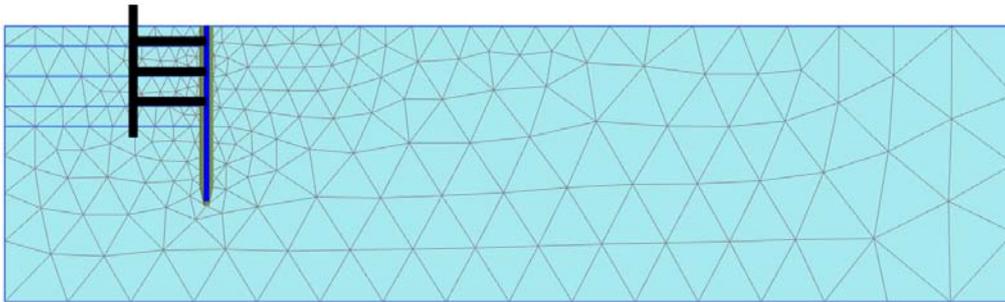


Figura 3.3: Malha de elementos finitos

O faseamento construtivo da escavação foi segmentado em oito fases, esquematicamente ilustradas na Figura 3.4 e descritas a seguir. Ressalta-se que foi considerada uma fase inicial *in-situ*, para o cálculo do estado de tensão prévio do terreno com base no valor do coeficiente de impulso em repouso dado por $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$, bem como foi acrescentada a nona fase, destinada à análise da segurança.

- Fase 0 – fase inicial;
- Fase 1 – execução da cortina;
- Fase 2 – escavação do 1º nível, atingindo 2 m de profundidade;
- Fase 3 – instalação do 1º nível de escoras, a 1,5 m de profundidade;
- Fase 4 – escavação do 2º nível, atingindo 5 m de profundidade;
- Fase 5 – instalação do 2º nível de escoras, a 4,5 m de profundidade;
- Fase 6 – escavação do 3º nível, atingindo 8 m de profundidade;
- Fase 7 – instalação do 3º nível de escoras, a 7,5 m de profundidade;
- Fase 8 – escavação do 4º e último nível, atingindo 10 m de profundidade;
- Fase 9 – análise da segurança.

Conforme referido na Secção 3.1, o caso base foi ramificado em três modelos distintos, designadamente os modelos A, B e C, distinguidos pela presença, disposição e ausência de nível freático elevado no terreno, respectivamente, conforme se representa na Figura 3.5 e se descreve em seguida:

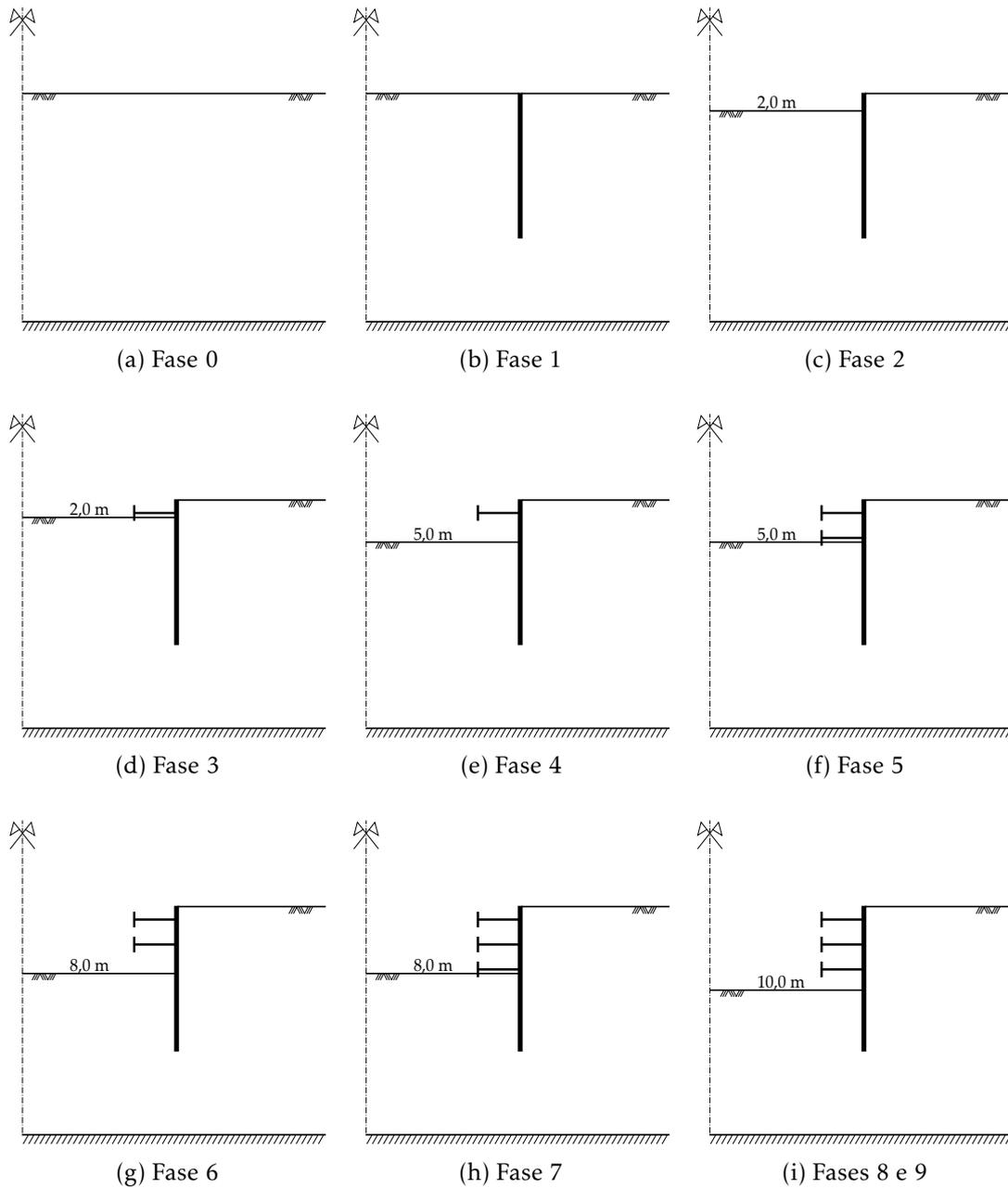


Figura 3.4: Sequência esquemática das fases construtivas e da análise da segurança

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE

- Modelo A – considerou-se a presença de nível freático elevado e à superfície do terreno, em que as fases de escavação são acompanhadas por rebaixamento do nível de água e respectivo cálculo do escoamento. O solo nestas condições é admitido saturado.
- Modelo B – considerou-se a presença de nível freático à cota do último nível de escavação; em que o solo acima deste é admitido húmido e o solo abaixo saturado, tratando-se de uma situação hidrostática.
- Modelo C – considerou-se a ausência de nível freático elevado e admitiu-se o solo húmido.

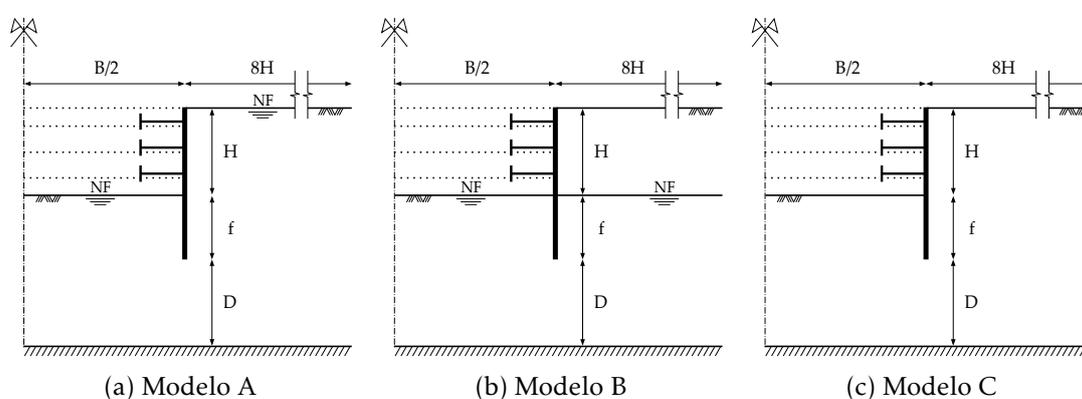


Figura 3.5: Representação esquemática dos modelos simulados

3.5 Análise de Resultados Relativos aos Modelos do Caso Base

A análise dos resultados obtidos através da modelação por elementos finitos dos modelos A, B e C será efectuada considerando-se os seguintes aspectos:

- verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico;
- ângulo de resistência ao corte no colapso;
- deslocamentos totais;
- deslocamentos horizontais;
- deslocamentos verticais;
- tensões de corte relativas;
- deformadas;

- pontos plásticos;
- esforços na parede;
- deslocamentos da cortina e no tardoz;
- forças nas escoras.

3.5.1 Verificação em relação ao levantamento hidráulico

Na Figura 3.6 é apresentada a distribuição da carga hidráulica no terreno na última fase construtiva (8ª fase) do modelo A. Nesta, é possível observar o desenvolvimento e a distribuição das linhas equipotenciais.

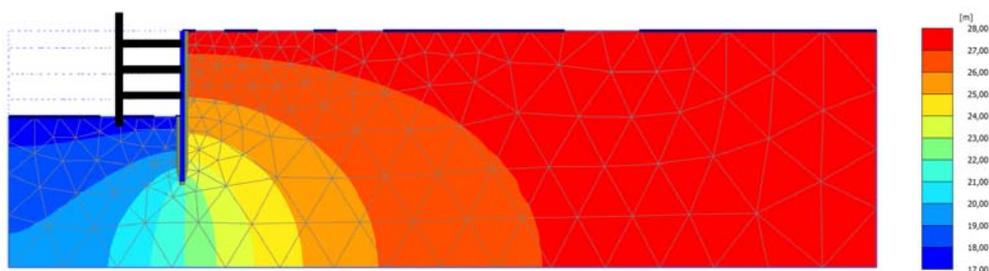


Figura 3.6: Carga hidráulica do modelo A na última fase construtiva (8ª fase)

Na Figura 3.7 é exibida a distribuição das pressões intersticiais no terreno, também relativas à última fase construtiva (8ª fase) do modelo A.

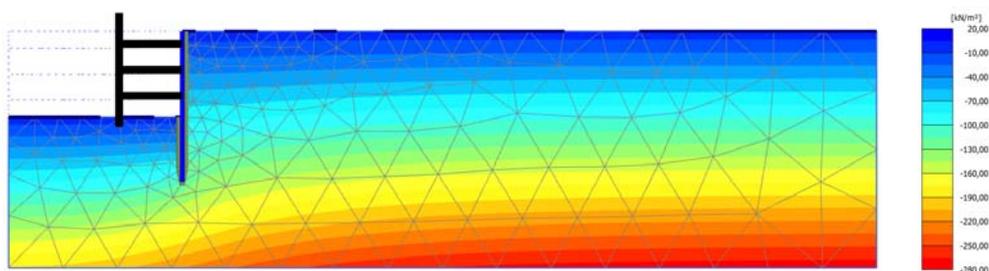


Figura 3.7: Pressões intersticiais do modelo A na última fase construtiva (8ª fase)

Conforme referido na Secção 2.2.2.1, a verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico pode ser realizada através do cálculo do coeficiente de segurança global (i) ou da aplicação de coeficientes parciais de segurança do EC7 (ii). Assim, para o modelo A, têm-se:

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE

- (i) verificação da segurança através do cálculo do coeficiente de segurança global:

$$G' = \frac{\gamma' f^2}{2} = 281,25 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

$$U_{perc} = U - \frac{\gamma_w f^2}{2} = 117,35 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

$$U = 398,60 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

onde o valor da força resultante da pressão intersticial na base do bloco (U) foi obtido a partir do cálculo do escoamento (Figura 3.7), conforme se observa na Figura 3.8.



Figura 3.8: Força resultante da pressão intersticial na base do bloco (U)

Obtém-se, portanto:

$$FS_{lh} = \frac{G'}{U_{perc}} = 2,40 \quad (3.5)$$

- (ii) verificação da segurança através da aplicação de coeficientes parciais de segurança do EC7:

$$U_{perc} = 117,35 \text{ kN/m} < \frac{G'}{1,5} = 187,50 \text{ kN/m} \quad (3.6)$$

Constata-se, a partir dos resultados obtidos em (i) e (ii), que está verificada a segurança em relação ao levantamento hidráulico.

3.5.2 Ângulo de resistência ao corte no colapso

São apresentados na Tabela 3.5 os valores do coeficiente de segurança obtidos através da análise de segurança efectuada no programa PLAXIS (2018), na fase 9, e os correspondentes valores do ângulo de resistência ao corte no colapso ($\phi'_{colapso}$) determinados a partir da equação 3.1, para os três modelos e para todos os valores de M_{pl} considerados. Estes resultados são representados graficamente na Figura 3.9.

Tabela 3.5: Valores de FS e de $\phi'_{colapso}$ dos modelos A, B e C para todos os valores de M_{pl} considerados

M_{pl} [kNm/m]	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	FS	$\phi'_{colapso}$ [°]	FS	$\phi'_{colapso}$ [°]	FS	$\phi'_{colapso}$ [°]
250	1,17	26,36	2,02	15,96	2,65	12,30
300	1,23	25,14	2,09	15,45	2,78	11,74
400	1,37	22,84	2,18	14,86	2,98	10,96
500	1,43	21,94	2,22	14,58	3,09	10,58
600	1,45	21,77	2,24	14,43	3,15	10,38
750	1,47	21,50	2,28	14,19	3,20	10,22
1.000	1,51	20,95	2,35	13,79	3,29	9,94
1.500	1,60	19,82	2,50	13,00	3,48	9,41
2.000	1,71	18,67	2,67	12,22	3,70	8,87
3.000	1,97	16,34	3,01	10,87	4,20	7,82
5.000	2,51	12,95	3,56	9,22	5,19	6,35
7.500	2,97	11,02	4,05	8,12	6,13	5,38
10.000	3,26	10,05	4,37	7,52	6,80	4,85
10.625	3,28	9,97	4,41	7,46	6,90	4,78
11.250	3,29	9,95	4,42	7,44	6,93	4,76
12.500	3,29	9,95	4,42	7,44	6,93	4,77
15.000	3,29	9,95	4,42	7,44	6,93	4,77
20.000	3,29	9,95	4,42	7,44	6,93	4,77
30.000	3,29	9,95	4,42	7,44	6,93	4,77

Visualizando-se a Tabela 3.5 e a Figura 3.9 conjuntamente, é possível observar:

- que para M_{pl} no intervalo de 250 kNm/m a 10.625 kNm/m, quanto maior é o valor de M_{pl} , menor é o valor de $\phi'_{colapso}$ atingido, ou seja, a rotura do solo só ocorre para menores valores de ϕ' , conforme seria esperado; neste intervalo de valores de M_{pl} ocorre a plastificação da cortina;
- que para M_{pl} igual ou superior a 11.250 kNm/m, os resultados de $\phi'_{colapso}$ atingem um valor constante, porém distinto para cada modelo, sendo representado na Figura 3.9 através de uma recta horizontal. Esta recta foi designada de “patamar elástico” por Patrício (2016) e ocorre por não se verificar a plastificação da cortina

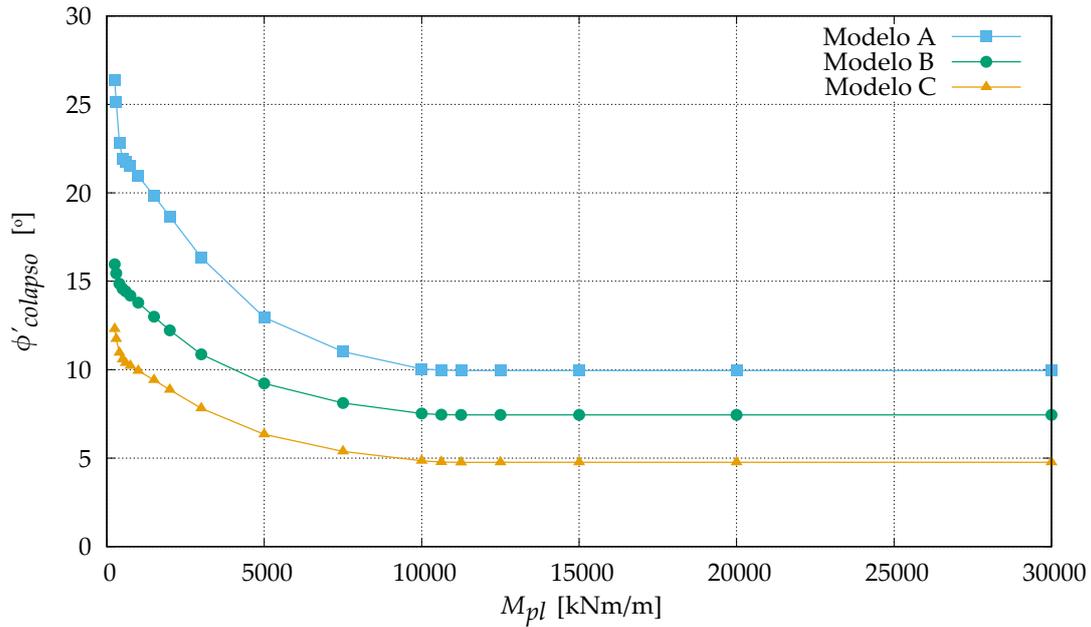


Figura 3.9: Variação dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}

para valores de M_{pl} a partir de 11.250 kNm/m, sendo portanto o $\phi'_{colapso}$ independente desta grandeza, a partir daquele valor.

Estes resultados corroboram os apresentados por Patrício (2016).

Em seguida, apresentam-se na Tabela 3.6 os resultados oriundos das verificações de segurança da escavação em relação à rotura de fundo devido à insuficiente resistência do solo aplicando-se o método de Costet e Sanglerat (1975), tal como abordado na Seção 2.2.2.2, assim como os resultados obtidos no Programa PLAXIS (2018) para os valores de M_{pl} correspondentes ao patamar elástico (M_{pl} igual ou superior a 11.250 kNm/m).

Tabela 3.6: Verificação da segurança em relação à insuficiente capacidade resistente do solo

Método de Costet e Sanglerat (1975)		Modelo A	Modelo B	Modelo C
Verificação (i):	FS_{rf}^{CS}	2,39	5,02	7,89
Verificação (ii):	FS_{rf}	1,44	2,27	3,50
	$\phi'_{colapso}$ [°]	21,87	14,24	9,38
Programa PLAXIS (2018) - Patamar Elástico		Modelo A	Modelo B	Modelo C
	FS	3,29	4,42	6,93
	$\phi'_{colapso}$ [°]	9,95	7,44	4,77

Recorda-se que os valores do coeficiente de segurança global FS_{rf}^{CS} , relativo à verificação (i), são obtidos através da equação 2.16 e que os valores do coeficiente de segurança global FS_{rf} , relativo à verificação (ii), são obtidos a partir do emprego dos princípios do EC7 e dos respectivos valores de $\phi'_{colapso}$.

Comparando-se os resultados de FS_{rf} (obtidos do método de Costet e Sanglerat (1975)) e de FS (obtidos do programa PLAXIS (2018)), ambos os coeficientes aplicados aos parâmetros resistentes do solo, conclui-se que os primeiros são significativamente inferiores aos segundos, para todos os modelos, o que significa que os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos pelo método de Costet e Sanglerat (1975) são consideravelmente superiores aos valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos no patamar elástico pelo PLAXIS (2018), para todos os modelos.

Por último e para permitir uma melhor percepção das alterações verificadas no desenvolvimento das curvas da Figura 3.9, apresenta-se a Figura 3.10, na qual são representados os valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$ (Tabela 3.7), estando estes últimos no eixo das abcissas em escala logarítmica (base 10).

Tabela 3.7: Valores de $1/M_{pl}$

Ordem	M_{pl} [kNm/m]	$1/M_{pl}$ [kN ⁻¹ m ⁻¹ m]
1	250	4,00E ⁻³
2	300	3,33E ⁻³
3	400	2,50E ⁻³
4	500	2,00E ⁻³
5	600	1,67E ⁻³
6	750	1,33E ⁻³
7	1.000	1,00E ⁻³
8	1.500	6,67E ⁻⁴
9	2.000	5,00E ⁻⁴
10	3.000	3,33E ⁻⁴
11	5.000	2,00E ⁻⁴
12	7.500	1,33E ⁻⁴
13	10.000	1,00E ⁻⁴
14	10.625	9,41E ⁻⁵
15	11.250	8,89E ⁻⁵
16	12.500	8,00E ⁻⁵
17	15.000	6,67E ⁻⁵
18	20.000	5,00E ⁻⁵
19	30.000	3,33E ⁻⁵

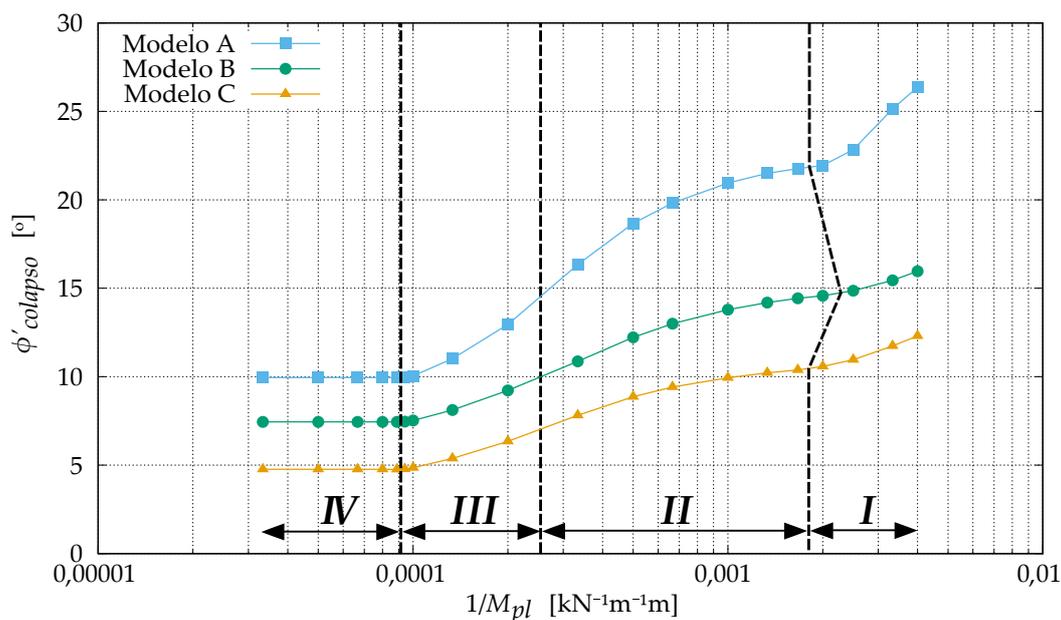


Figura 3.10: Variação dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

A partir da Figura 3.10, é possível identificar quatro diferentes zonas, descritas a seguir:

- zona I: as curvas se desenvolvem com um declive acentuado para os menores valores de M_{pl} considerados;
- zona II: verifica-se uma alteração no desenvolvimento das curvas com o aumento progressivo dos valores de M_{pl} para os quais a cortina plastifica, apresentando-se com um declive mais suave em relação à zona I;
- zona III: constata-se que o desenvolvimento das curvas experimenta um aumento considerável no seu declive;
- zona IV: as curvas desenvolvem-se segundo uma recta horizontal que, conforme mencionado anteriormente, abrange os valores de M_{pl} para os quais já não ocorre a plastificação da cortina.

As zonas I, II, III e IV foram identificadas por Patrício (2016) e denominadas de “2RP”, “1RP-A”, “1RP-B” e “Elástico”, por este autor.

O balizamento das referidas zonas foi ajustado com base nas observações efectuadas nos comportamentos da cortina e dos mecanismos de colapso, a seguir apresentadas.

3.5.3 Deslocamentos totais

A evolução dos deslocamentos totais ao longo das fases de escavação e de colapso é apresentada nas Figuras 3.11 e 3.12 para os três modelos e para quatro dos dezanove valores de M_{pl} atribuídos à cortina, iguais a 300 kNm/m, 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m. Esses valores pertencem aos intervalos de valores de M_{pl} correspondentes às zonas I, II, III e IV referidas na secção anterior, respectivamente.

Previamente e a título de esclarecimento, salienta-se que a legenda associada aos deslocamentos totais no colapso (fase 9) não será exposta na Figura 3.12 em razão da mesma não possuir um significado físico, sendo relevante para essa fase somente a distribuição dos deslocamentos e o mecanismo formado no colapso, tal como para os deslocamentos horizontais e verticais na mesma fase, a serem abordados futuramente neste capítulo.

Ao analisar as Figuras 3.11 e 3.12, é possível inferir que:

- ao longo das fases de escavação e para os valores de M_{pl} considerados, o modelo C exhibe valores de deslocamentos totais máximos inferiores aos dos modelos A e B;
- os deslocamentos totais mais significativos observados nos modelos B e C surgem no interior da escavação (lado passivo), enquanto que no modelo A surgem no interior da escavação, preminentemente ao nível da superfície da escavação junto à cortina, e no tardo da cortina (lado activo);
- a distribuição de valores de deslocamentos totais mostra-se constante em cada fase de escavação nos modelos B e C para os quatro valores de M_{pl} , enquanto que no modelo A os valores de deslocamentos totais são superiores para o menor valor de M_{pl} (300 kNm/m) comparativamente aos restantes valores de M_{pl} (1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m), nas fases 4, 6 e 8. Tal significa que no modelo A há plastificação da cortina antes da fase 9 no caso do menor valor de M_{pl} (300 kNm/m);
- no colapso, os mecanismos formados apresentam-se semelhantes para os três modelos, porém diferentes para cada valor de M_{pl} . Para M_{pl} igual a 300 kNm/m, o mecanismo de colapso não envolve o pé da cortina. Para M_{pl} igual a 1.000 kNm/m, o mecanismo de colapso envolve o pé da cortina. Para M_{pl} igual a 5.000 kNm/m, o mecanismo de colapso envolve o pé da cortina, ultrapassando-a inferiormente, e a distribuição dos deslocamentos totais no lado passivo e no lado activo é praticamente simétrica em relação à cortina. Para M_{pl} igual a 20.000 kNm/m, o mecanismo de colapso ultrapassa inferiormente o pé da cortina e a distribuição dos deslocamentos totais tende a manifestar-se com maior e menor intensidade no pé da cortina e no lado activo, respectivamente. Como se verá, estas diferenças nos mecanismos são características das zonas I, II, III e IV, das quais os M_{pl} indicados são representativos;

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE

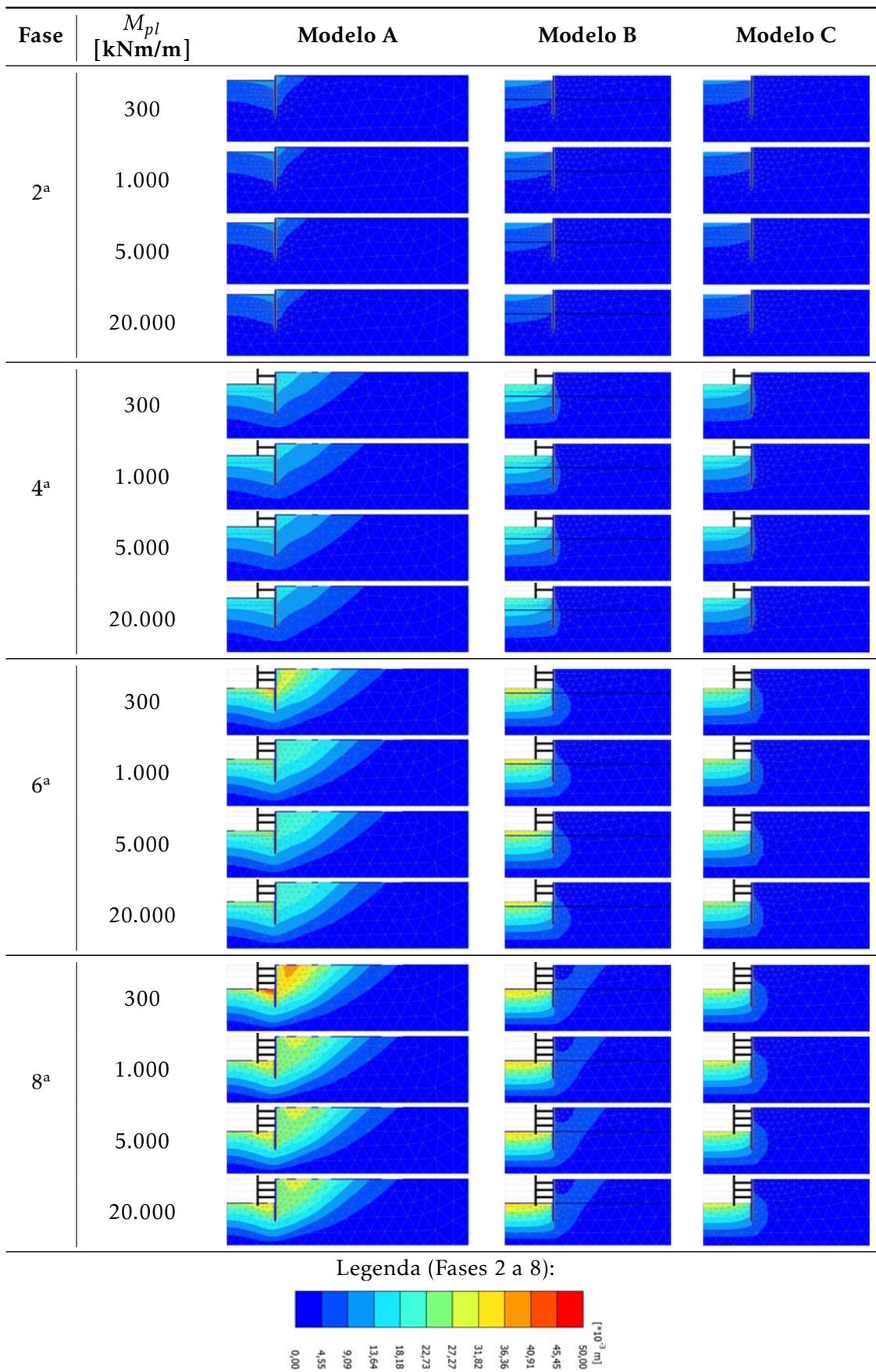


Figura 3.11: Deslocamentos totais nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)

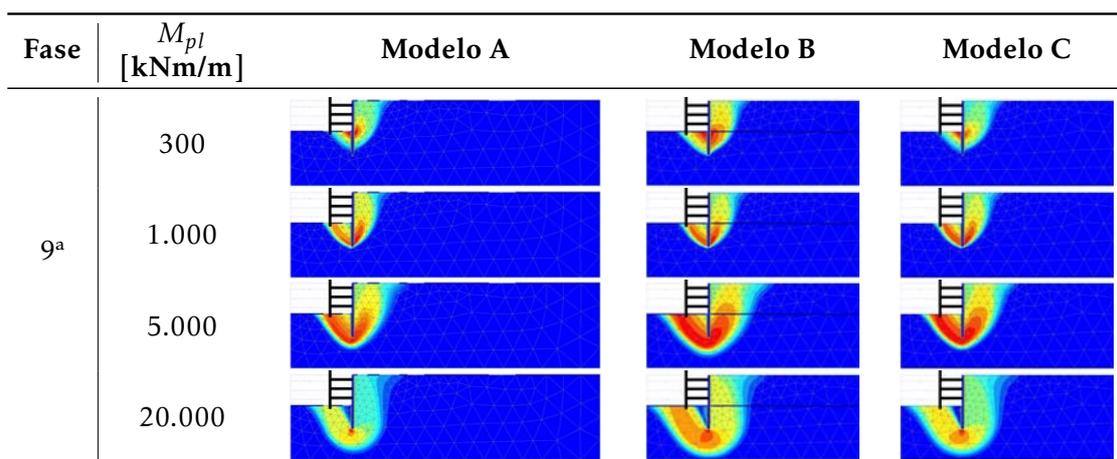


Figura 3.12: Deslocamentos totais na fase de colapso (9)

- no colapso, é possível visualizar no modelo A menores proporções de solo envolvido no mecanismo de colapso comparativamente aos modelos B e C, tanto no lado passivo quanto no lado activo.

A observação mencionada no terceiro item abordado inicialmente nesta secção, relativamente ao modelo A, conduz à constatação de que, conforme se referiu, a plastificação da cortina pode ocorrer antes da fase 9, ou seja, durante as fases de escavação. A examinação realizada no programa PLAXIS (2018) dos mecanismos formados no modelo A, para todos os valores de M_{pl} simulados (constantemente na Tabela 3.3) e em todas as fases de escavação, indicou que a plastificação da cortina deixa de ocorrer:

- na fase 4, para M_{pl} igual ou superior a 400 kNm/m (Figura 3.13a);
- na fase 6, para M_{pl} igual ou superior a 600 kNm/m (Figura 3.13b);
- na fase 8, para M_{pl} igual ou superior a 600 kNm/m (Figura 3.13c).

Tal significa, portanto, que na prática, só fará sentido usar cortina com M_{pl} superior aos indicados, com uma margem de segurança adequada.

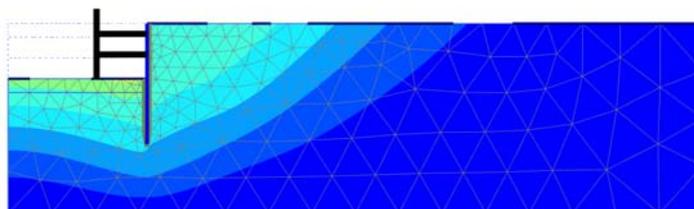
Ao efectuar a mesma averigação referida anteriormente para os modelos B e C, confirmou-se que, nestes casos, a plastificação da cortina não ocorre antes da fase 9.

Para a análise dos tipos de mecanismos característicos das zonas I, II, III e IV, preparou-se a Figura 3.14, que inclui não só os mecanismos da Figura 3.12 como também todos os mecanismos obtidos para todos os valores de M_{pl} considerados.

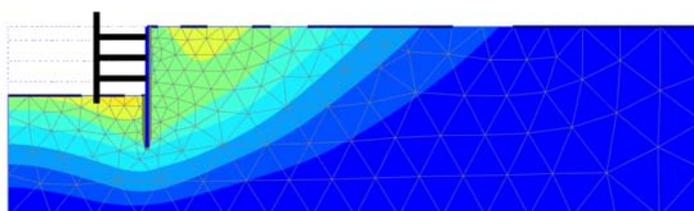
A análise desta figura permite concluir que:



(a) Fase 4 para M_{pl} igual a 400 kNm/m



(b) Fase 6 para M_{pl} igual a 600 kNm/m



(c) Fase 8 para M_{pl} igual a 600 kNm/m

Figura 3.13: Mecanismos formados no modelo A a partir dos quais não ocorre plastificação da cortina

- o mecanismo de colapso não envolve o pé da cortina para os valores de M_{pl} compreendidos entre 250 kNm/m e 400 kNm/m nos modelos A e C e para os valores de M_{pl} iguais a 250 kNm/m e 300 kNm/m no modelo B; o que em termos gerais, corresponde à zona I;
- o mecanismo de colapso envolve o pé da cortina para os valores de M_{pl} compreendidos entre 500 kNm/m e 3.000 kNm/m nos modelos A e C e entre 400 kNm/m e 3.000 kNm/m no modelo B; o que em termos gerais, corresponde à zona II;
- o mecanismo de colapso envolve e ultrapassa inferiormente o pé da cortina para os valores de M_{pl} compreendidos entre 5.000 kNm/m e 7.500 kNm/m nos modelos A, B e C; o que em termos gerais, corresponde à zona III;
- o mecanismo de colapso ultrapassa inferiormente o pé da cortina e os valores máximos de deslocamentos totais concentram-se no pé da cortina para os valores de M_{pl} compreendidos entre 10.000 kNm/m e 30.000 kNm/m nos modelos A, B e C; o que em termos gerais, corresponde à zona IV.

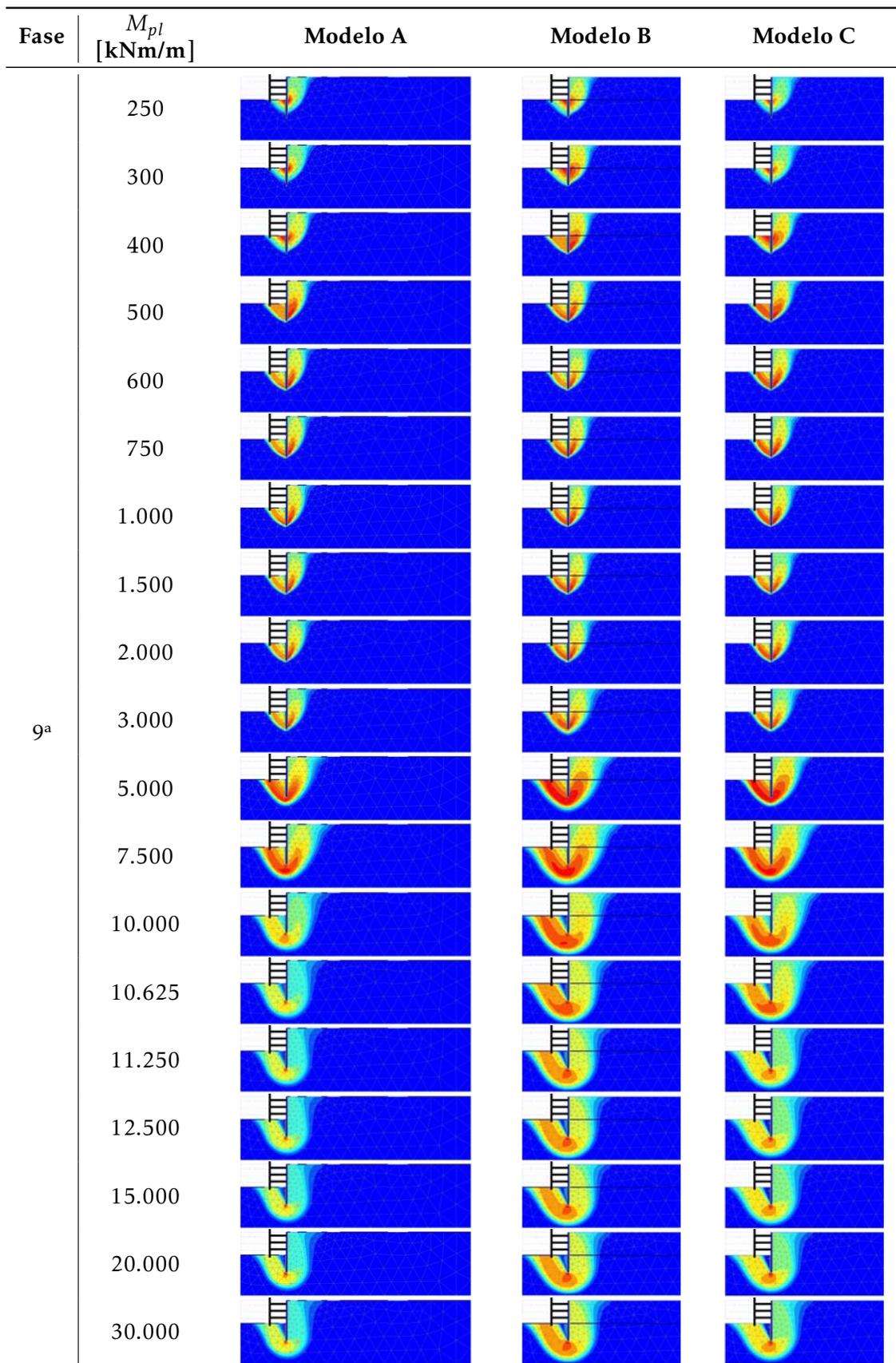


Figura 3.14: Deslocamentos totais na fase de colapso (9) para todos os valores de M_{pl} atribuídos à cortina

3.5.4 Deslocamentos horizontais

A evolução dos deslocamentos horizontais é apresentada nas Figuras 3.15 e 3.16, tal como exibida para os deslocamentos totais.

Ao analisar as Figuras 3.15 e 3.16, é possível constatar que:

- os deslocamentos horizontais dos modelos B e C são consideravelmente inferiores aos do modelo A, ao longo das fases de escavação e para os valores de M_{pl} considerados;
- durante as fases de escavação, os deslocamentos horizontais mais significativos observados surgem ao longo da profundidade enterrada da cortina, tanto no lado passivo quanto no lado activo, nos três modelos;
- nos modelos B e C, a distribuição dos deslocamentos horizontais em cada fase de escavação é idêntica para todos os valores M_{pl} , porém no modelo A, observa-se que, nas fases 4, 6 e 8, os valores máximos dos deslocamentos horizontais são verificados ao nível da superfície da escavação junto à cortina para o menor valor de M_{pl} (300 kNm/m) e, tal como evidenciado na Secção 3.5.3, indica que há plastificação da cortina antes da fase 9 para o modelo A;
- no colapso, a formação dos mecanismos é similar à descrita na Secção 3.5.3.

3.5.5 Deslocamentos verticais

A evolução dos deslocamentos verticais é apresentada nas Figuras 3.17 e 3.18, tal como mostrada para os deslocamentos totais e horizontais.

Ao analisar as Figuras 3.17 e 3.18, é possível depreender que:

- no decorrer do faseamento construtivo, evidencia-se um acréscimo progressivo dos deslocamentos verticais no interior da escavação, mais pronunciado na base da escavação correspondente a cada fase, que representa um movimento ascendente (valores positivos) do terreno do fundo da escavação provocado pelo empolamento do solo nessa zona;
- os deslocamentos verticais ascendentes mencionados no item anterior são mais expressivos no modelo B;
- no tardoz da parede de contenção, em contrapartida, observa-se fase a fase um acréscimo progressivo dos deslocamentos verticais, mais acentuado na superfície do terreno suportado e junto à parede de contenção, que descreve um movimento

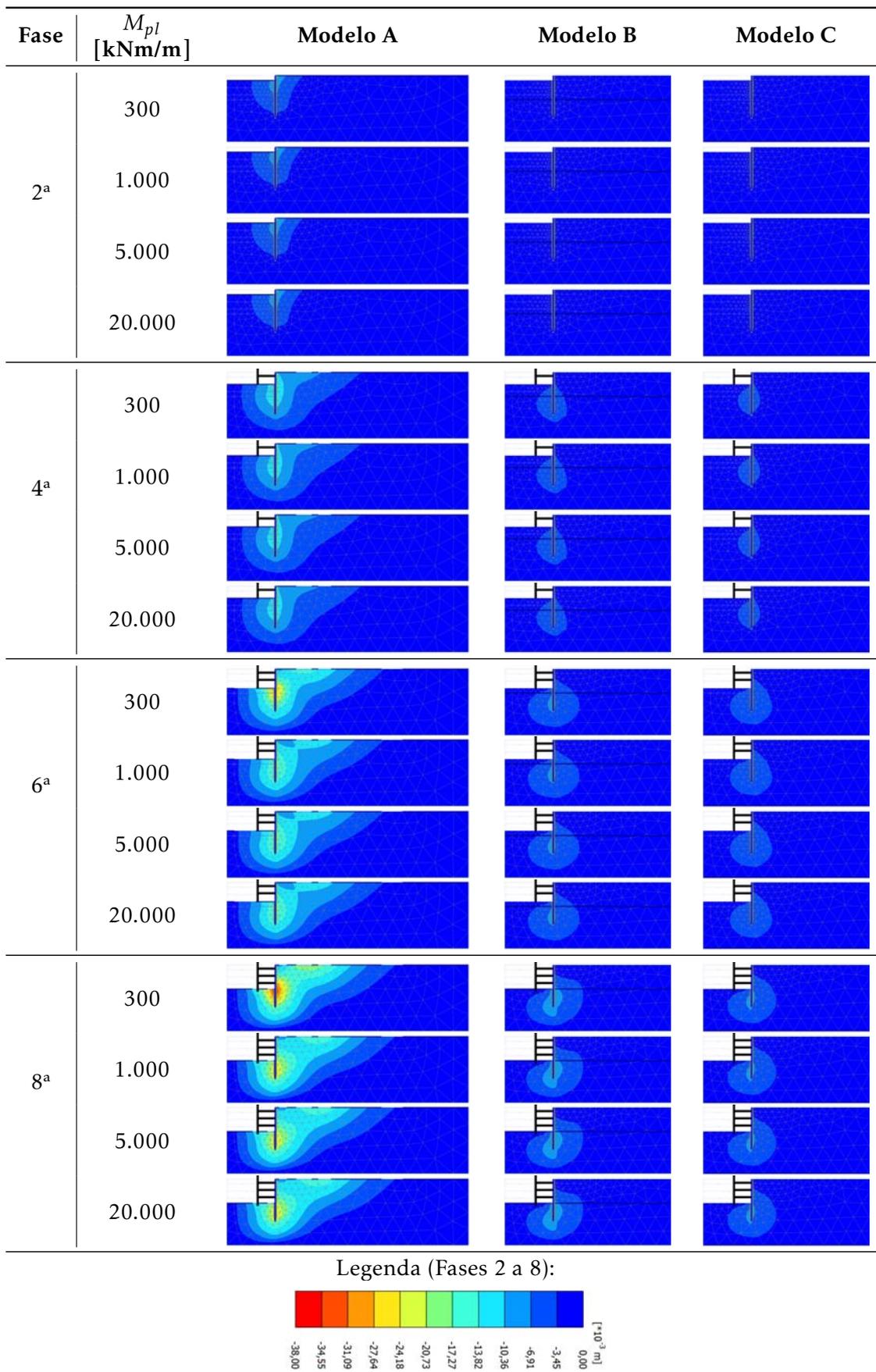


Figura 3.15: Deslocamentos horizontais nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)

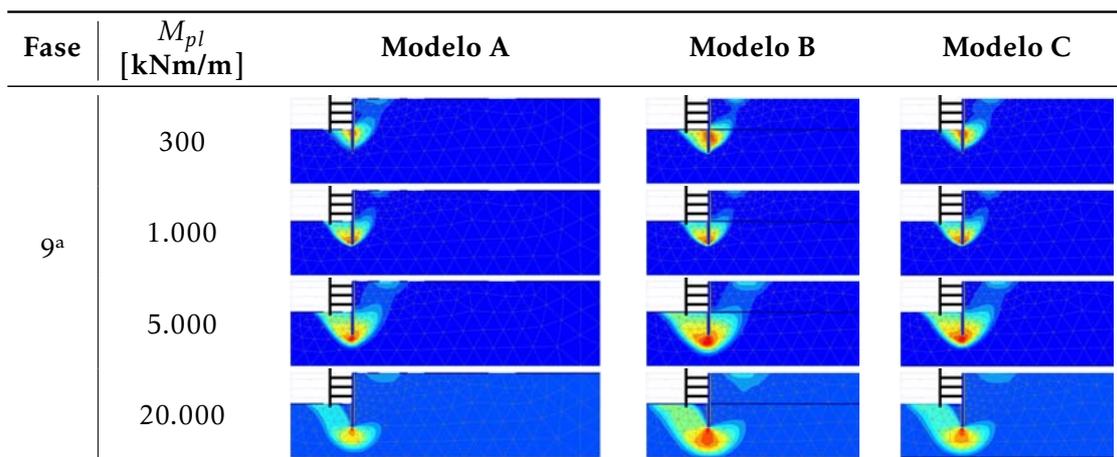


Figura 3.16: Deslocamentos horizontais na fase de colapso (9)

descendente (valores negativos) do terreno, retratando assim o assentamento do solo nessa zona;

- os deslocamentos verticais descendentes citados no item anterior são mais expressivos no modelo A;
- nos modelos B e C, a distribuição dos deslocamentos verticais em cada fase de escavação é semelhante para todos os valores de M_{pl} considerados, porém no modelo A, nota-se que, nas fases 4, 6 e 8, os valores máximos negativos dos deslocamentos verticais observados no tardoz da parede de contenção são verificados para o menor valor de M_{pl} (300 kNm/m) e, tal como constatado nas Secções 3.5.3 e 3.5.4, denota a ocorrência de plastificação da cortina antes da fase 9 para o modelo A;
- no colapso, a distribuição dos deslocamentos verticais é aproximadamente igual nos três modelos, todavia, notam-se menores proporções de solo envolvido no mecanismo de colapso no modelo A comparativamente aos modelos B e C, conforme assinalado na análise dos deslocamentos totais e horizontais.

Faz-se importante referir que o fenómeno do empolamento do solo, neste caso, deve-se ao facto deste sofrer uma descompressão causada pelo alívio de tensões verticais que ocorre, por sua vez, posteriormente à realização de cada nível de escavação.

Já o fenómeno do assentamento do maciço terroso em questão ocorre como consequência das deformações e deslocamentos experimentados pela estrutura de contenção durante o processo construtivo.

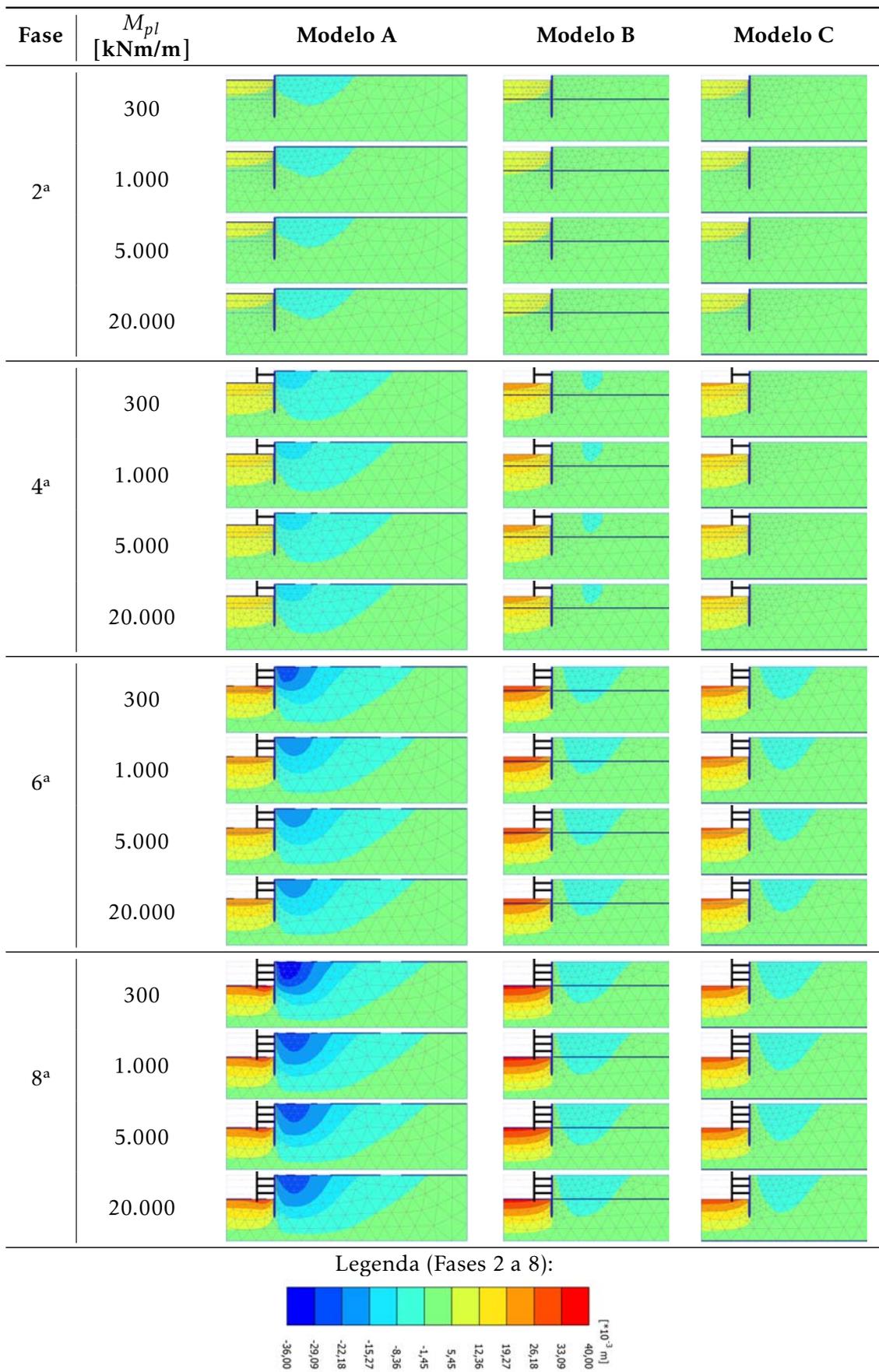


Figura 3.17: Deslocamentos verticais nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)

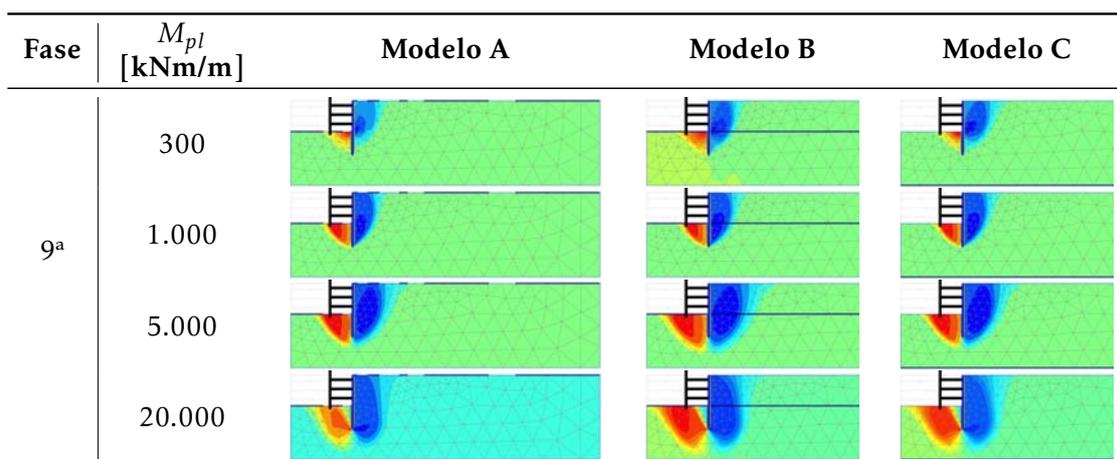


Figura 3.18: Deslocamentos verticais na fase de colapso (9)

3.5.6 Tensões de corte relativas

Nas Figuras 3.19 e 3.20 são apresentadas as tensões de corte relativas desenvolvidas nos três modelos que constituem o caso base.

Ao examinar as Figuras 3.19 e 3.20, é possível constatar que:

- nas fases de escavação, os maiores valores de tensões de corte relativas estão distribuídos ao longo da superfície no terreno suportado, no tardo da cortina e ao nível da escavação correspondente a cada fase, tanto no lado passivo quanto no lado activo;
- nas fases de escavação, os maiores valores de tensões de corte relativas são verificados no modelo A e os menores no modelo C;
- as tensões de corte relativas são iguais para cada modelo e na mesma fase construtiva, com excepção das do modelo A para M_{pl} igual a 300 kNm/m a partir da fase 4, o que também evidencia a ocorrência da plastificação da cortina neste modelo antes da fase 9;
- no colapso, os valores máximos atingidos para as tensões de corte relativas (correspondentes à gama de valores compreendidos entre 0,9 e 1,0) distribuem-se quase uniformemente por todo o maciço de solo, com excepção somente dos modelos A e B simulados para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m.

3.5.7 Deformadas

Nas Figuras 3.21 e 3.22 são apresentadas as deformadas nas fases de escavação e no colapso para os três modelos que constituem o caso base.

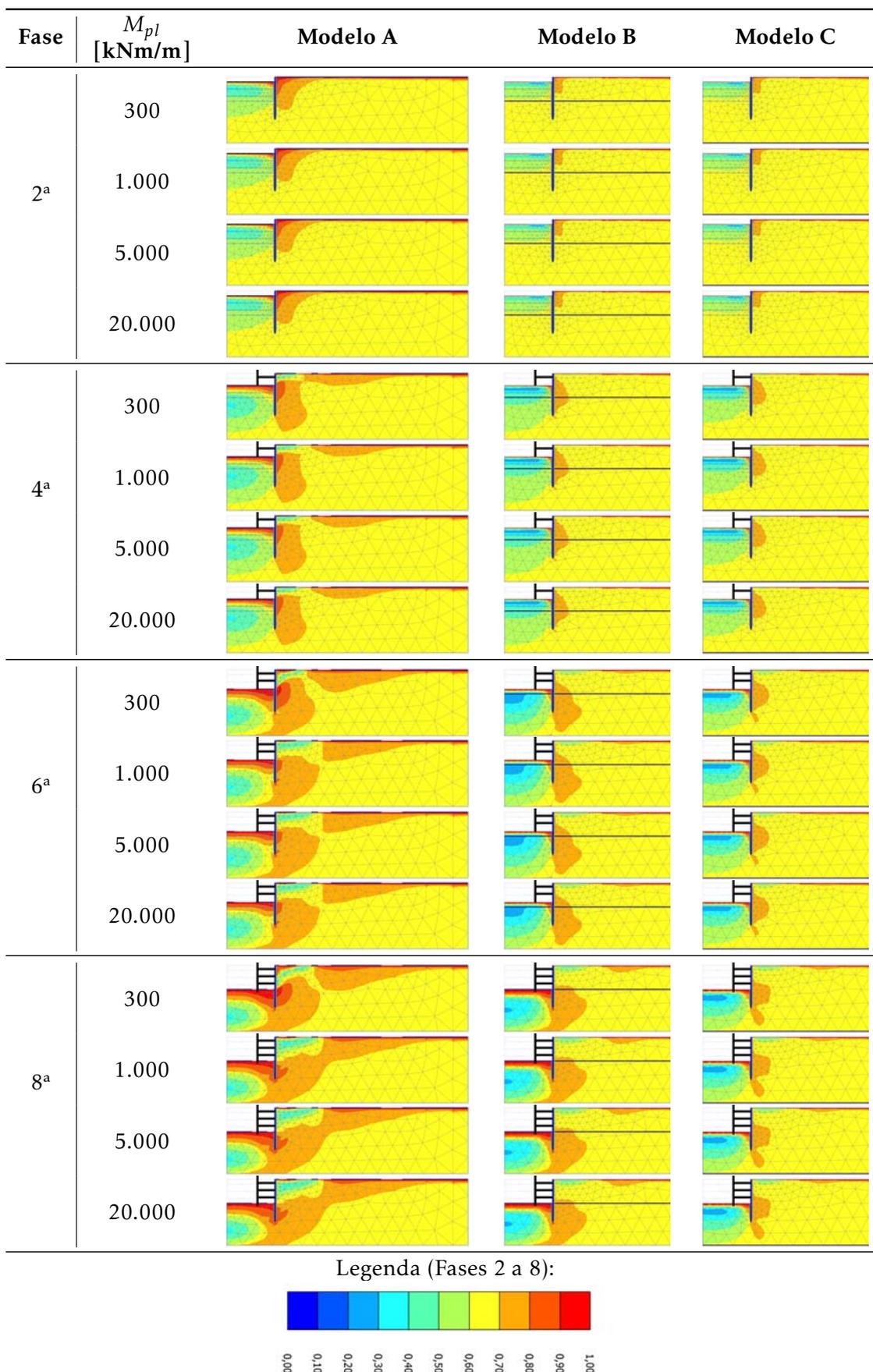


Figura 3.19: Tensões de corte relativas nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)

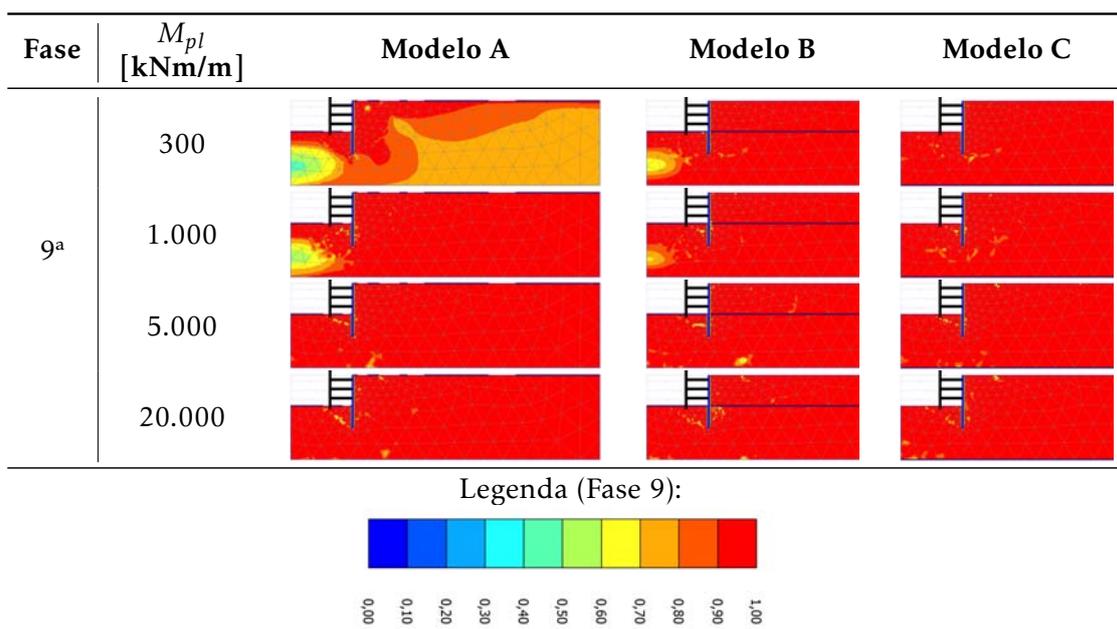


Figura 3.20: Tensões de corte relativas na fase de colapso (9)

Ao examinar as Figuras 3.21 e 3.22, é possível inferir que:

- nota-se em todas as fases o empolamento e o assentamento do solo que ocorrem, respectivamente, no interior da escavação e no lado do terreno suportado;
- nas fases de escavação, as deformações da cortina mais significativas desenvolvem-se no modelo A, assim como os deslocamentos verticais do solo no tardo da parede de contenção;
- no colapso, revelam-se três comportamentos característicos da cortina associados aos valores de M_{pl} considerados, os quais manifestam-se igualmente nos três modelos analisados. Para M_{pl} igual a 300 kNm/m, verifica-se a formação de duas rótulas plásticas na cortina, sendo que a primeira situa-se à altura correspondente à instalação do último nível de escoras (7,5 m de profundidade) e a segunda abaixo do nível da base da escavação (11,125 m de profundidade). Para M_{pl} igual a 1.000 kNm/m e 5.000 kNm/m, apenas uma rótula plástica se forma na cortina e a mesma situa-se à altura correspondente à instalação do último nível de escoras. Para M_{pl} igual a 20.000 kNm/m, não há formação de rótula plástica na cortina.

Para a análise das deformadas que caracterizam as zonas I, II, III e IV, preparou-se a Figura 3.23, que inclui não só as deformadas da Figura 3.22 como também todas as deformadas obtidas para todos os valores de M_{pl} considerados.

A análise desta figura permite constatar que:

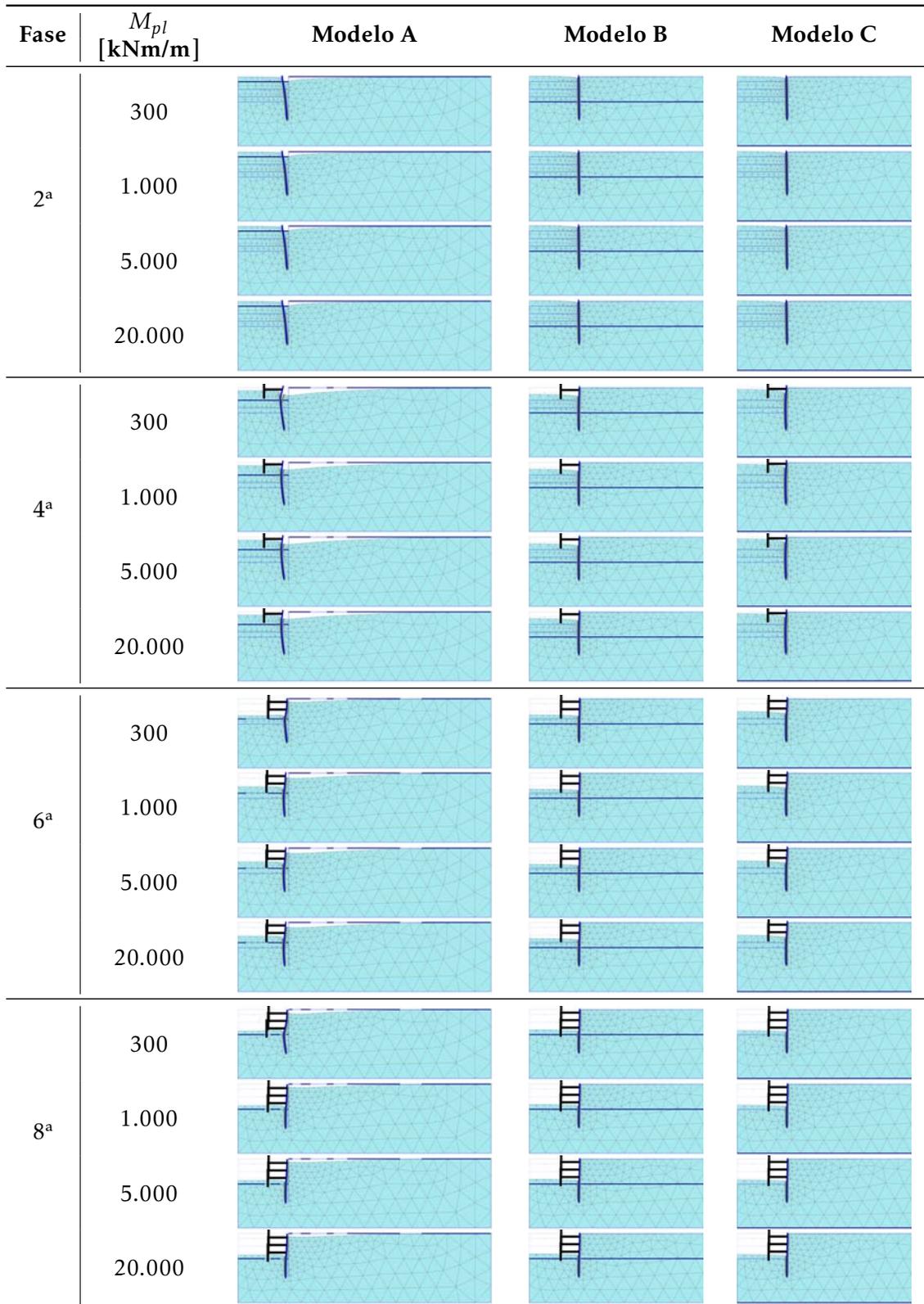


Figura 3.21: Deformadas nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)

Fase	M_{pl} [kNm/m]	Modelo A	Modelo B	Modelo C
9 ^a	300			
	1.000			
	5.000			
	20.000			

Figura 3.22: Deformadas na fase de colapso (9)

- verifica-se a formação de duas rótulas plásticas na cortina para os valores de M_{pl} compreendidos entre 250 kNm/m e 500 kNm/m nos modelos A e C e entre 250 kNm/m e 400 kNm/m no modelo B; o que em termos gerais, corresponde à zona I;
- há formação de uma rótula plástica na cortina para os valores de M_{pl} compreendidos entre 600 kNm/m e 10.625 kNm/m nos modelos A e C e entre 500 kNm/m e 10.625 kNm/m no modelo B; o que em termos gerais, corresponde às zonas II e III;
- não há formação de rótula plástica na cortina a partir de M_{pl} igual a 11.250 kNm/m nos modelos A, B e C; o que em termos gerais, corresponde à zona IV.

3.5.8 Pontos plásticos

O desenvolvimento dos pontos plásticos ao longo das fases de escavação e no colapso é apresentado nas Figuras 3.24 e 3.25.

Ao analisar as Figuras 3.24 e 3.25, é possível inferir que:

- nas fases de escavação e para os três modelos simulados, verifica-se que a plastificação do solo ocorre com maior predominância na interface solo-estrutura, bem como ao nível da superfície da escavação correspondente a cada fase, tornando-se mais intenso à medida que o faseamento construtivo avança;
- no modelo A, para além das zonas referidas no item anterior, observa-se que a formação dos pontos plásticos ao longo das fases de escavação também se dá ao nível da superfície do terreno suportado próximo à parede de contenção;
- no modelo A a formação de pontos plásticos é mais expressiva do que nos modelos B e C;



Figura 3.23: Deformadas na fase de colapso (9) para todos os valores de M_{pl} atribuídos à cortina

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE

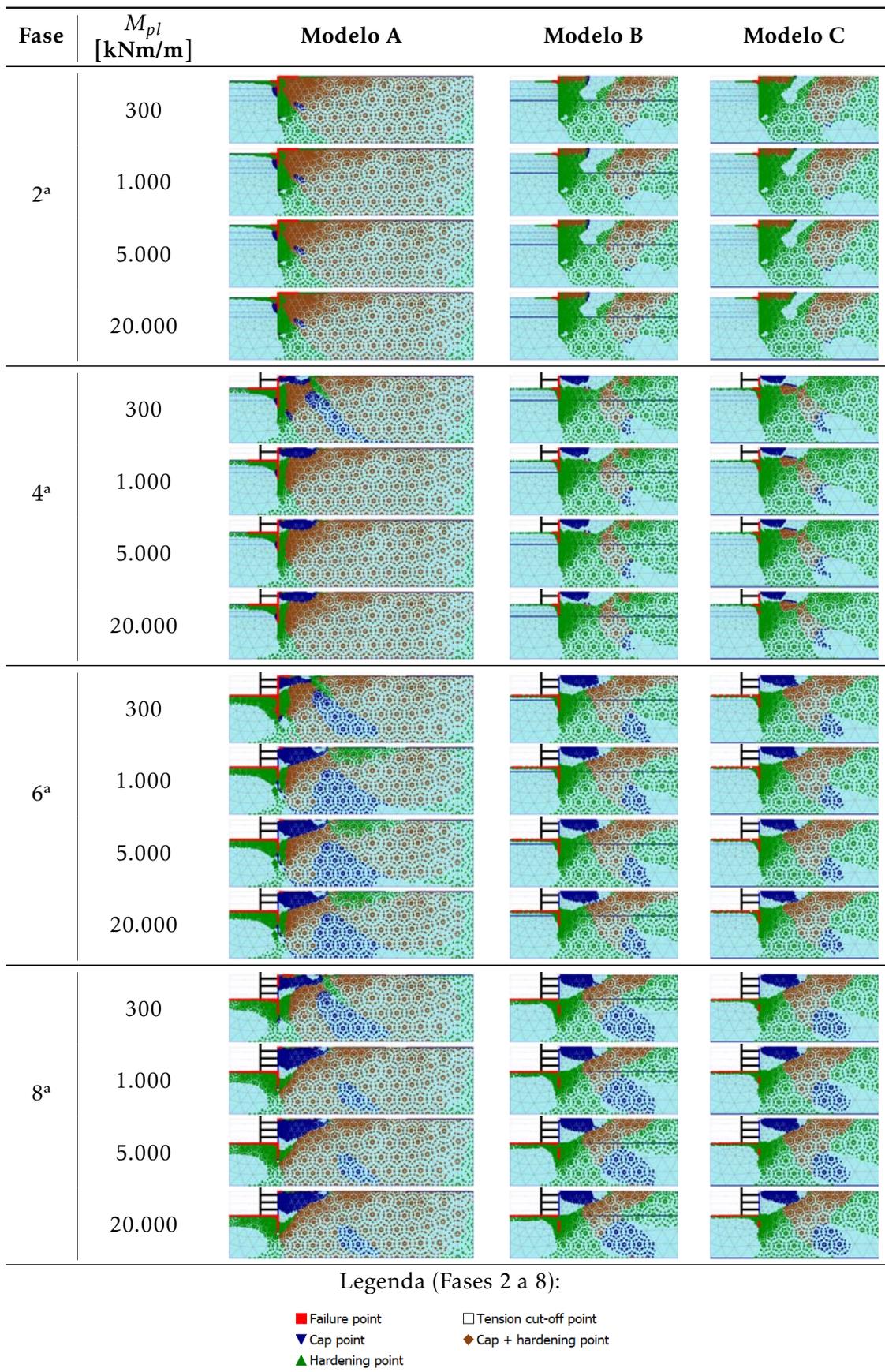


Figura 3.24: Pontos plásticos nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8)

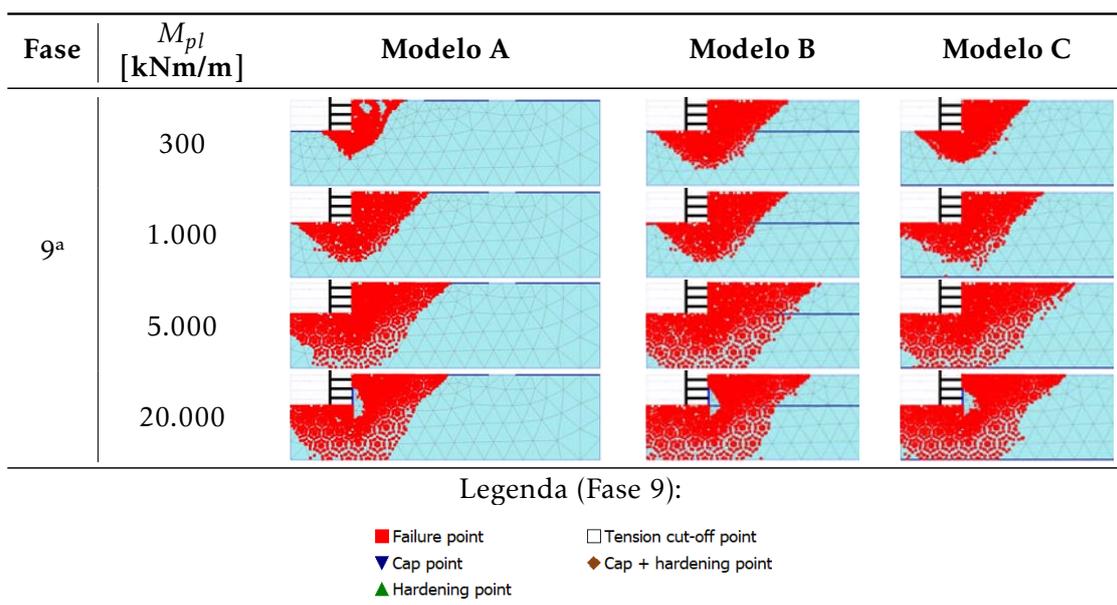


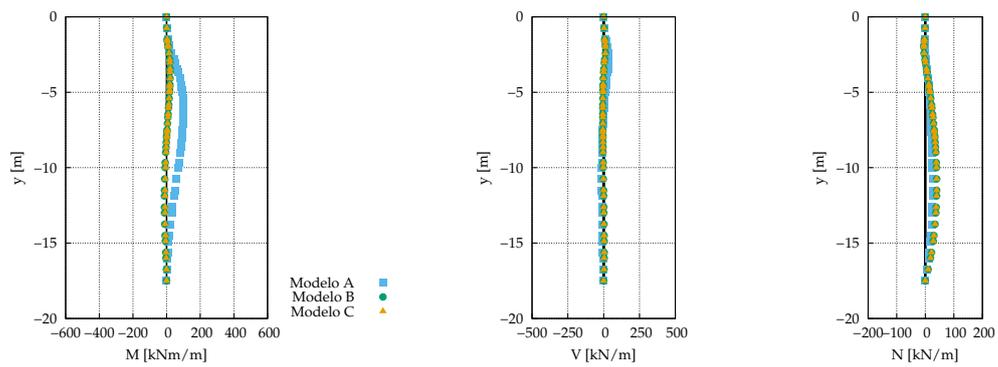
Figura 3.25: Pontos plásticos na fase de colapso (9)

- nas fases 4, 6 e 8, nota-se que a distribuição dos pontos plásticos no modelo A para o menor valor de M_{pl} (300 kNm/m) é diferente a dos demais valores de M_{pl} considerados, o que também indica que há plastificação da cortina no modelo A antes da fase 9;
- no colapso, é possível observar que quanto maior é o valor de M_{pl} maior é a quantidade de pontos plásticos originados;
- no colapso, evidencia-se o desenvolvimento de um mecanismo característico do fenómeno de rotura de fundo, em que a zona de plastificação do solo estende-se desde a base da escavação até a superfície do terreno suportado, contornando inferiormente o pé da parede de contenção. Nota-se que o menor volume de solo envolvido neste mecanismo é observado no modelo A para M_{pl} igual a 300 kNm/m;
- ainda no colapso, é perceptível ainda que para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m e igualmente para os três modelos analisados, forma-se um mecanismo próprio que é inerente ao patamar elástico, no qual verifica-se a criação de uma zona no tardo da parede de contenção isenta de pontos plásticos.

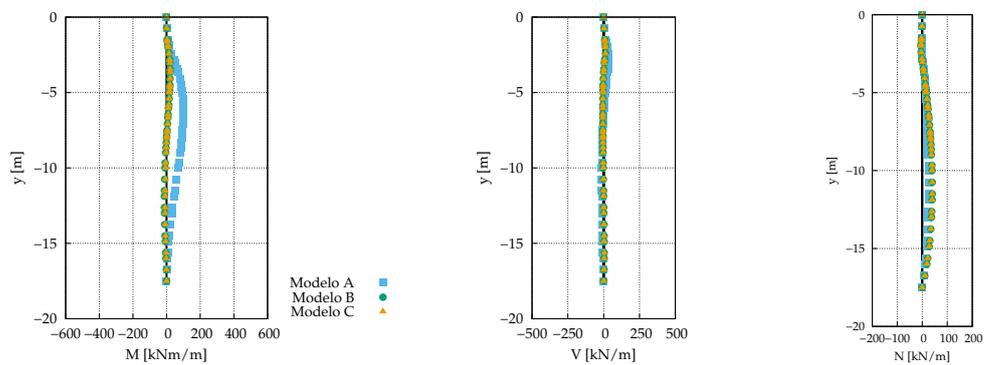
3.5.9 Esforços na parede

Os esforços gerados na parede de contenção no decorrer do faseamento construtivo e no colapso, nomeadamente momentos flectores (M), esforços transversos (V) e esforços axiais (N), são representados graficamente nas Figuras 3.26 a 3.30.

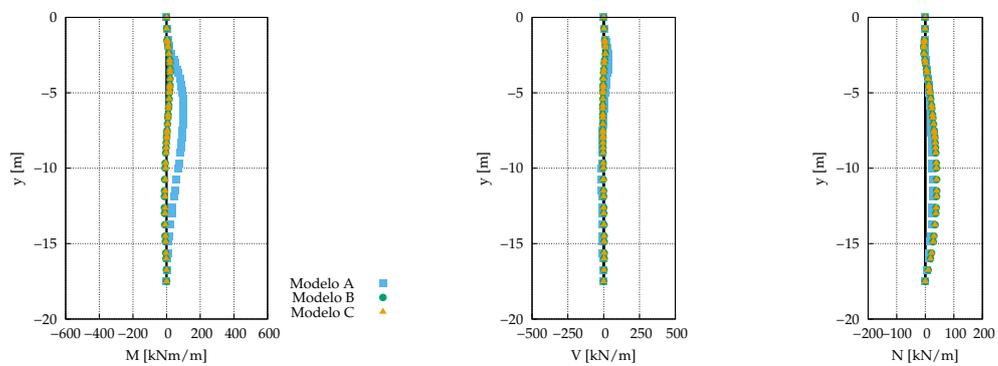
3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE



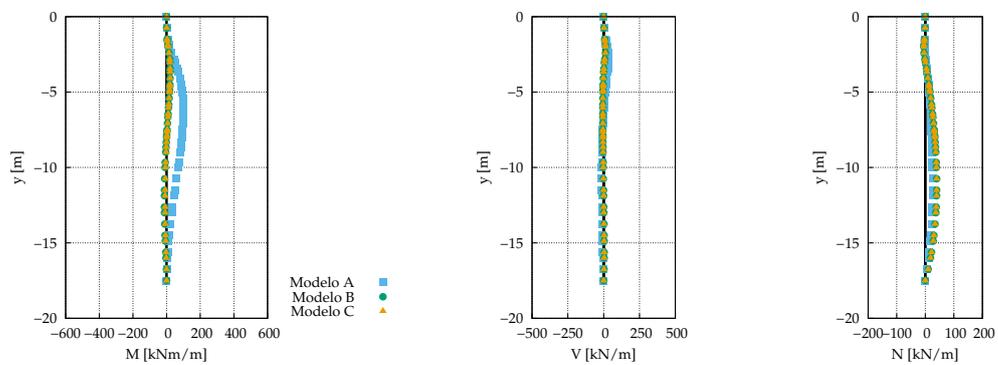
(a) $M_{pl} = 300$ kNm/m



(b) $M_{pl} = 1.000$ kNm/m

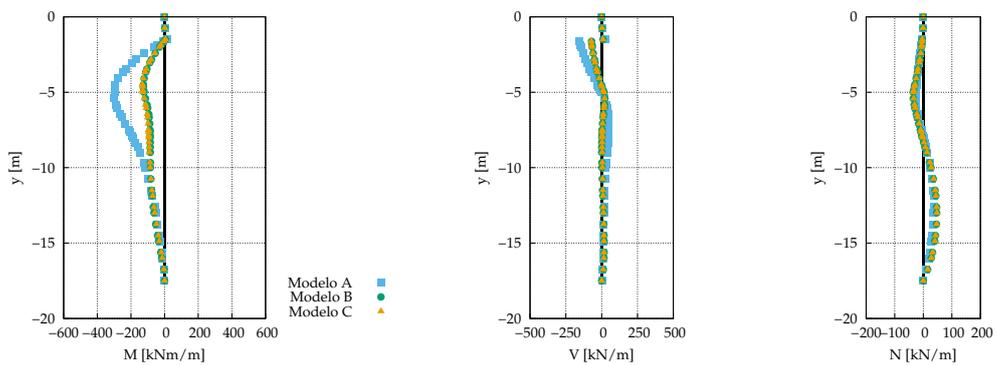


(c) $M_{pl} = 5.000$ kNm/m

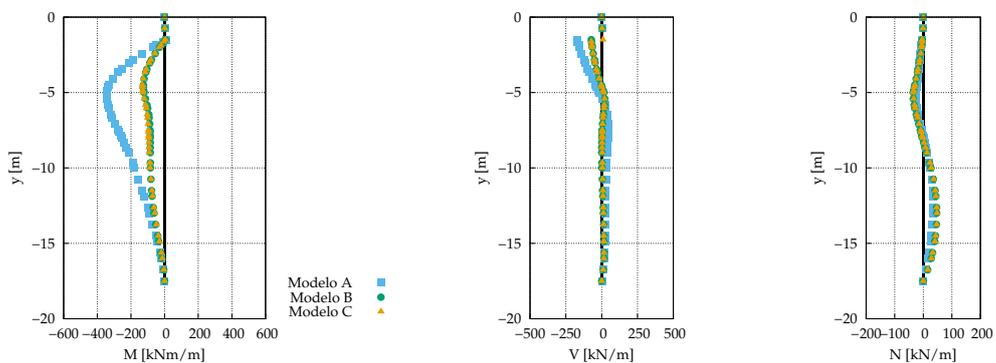


(d) $M_{pl} = 20.000$ kNm/m

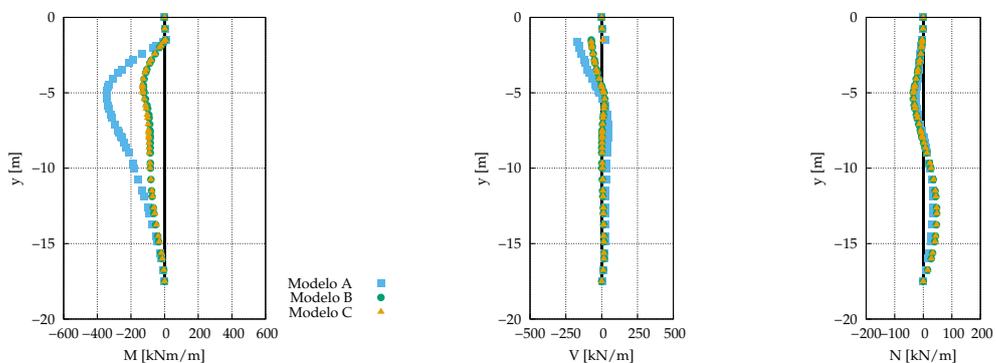
Figura 3.26: Esforços na cortina na fase 2 para diferentes valores de M_{pl}



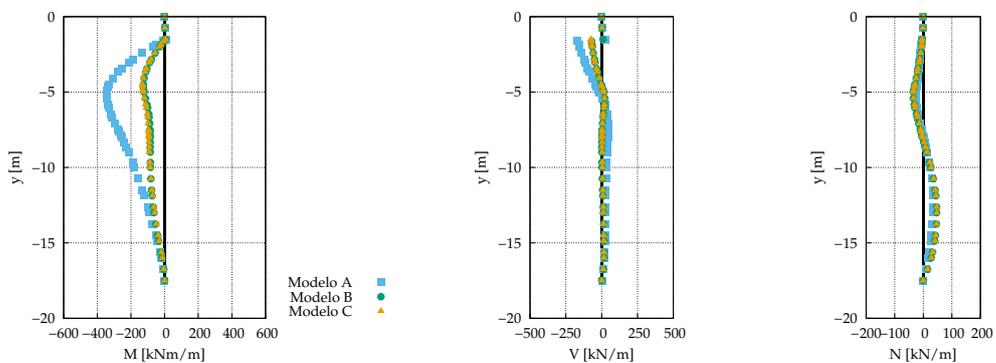
(a) $M_{pl} = 300$ kNm/m



(b) $M_{pl} = 1.000$ kNm/m



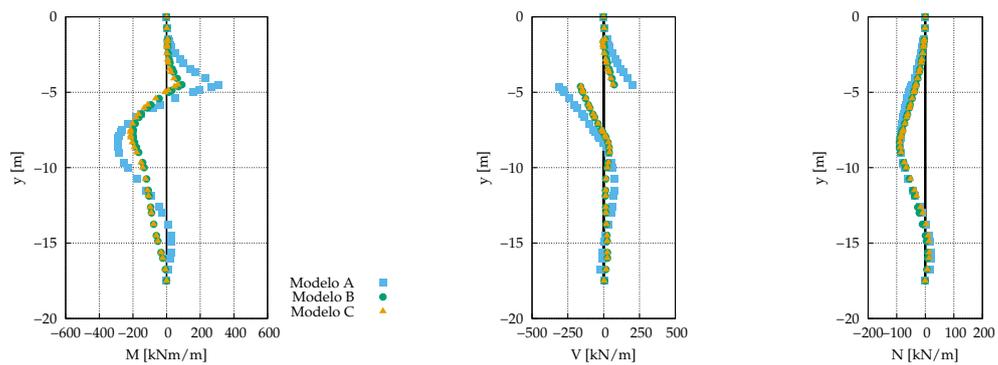
(c) $M_{pl} = 5.000$ kNm/m



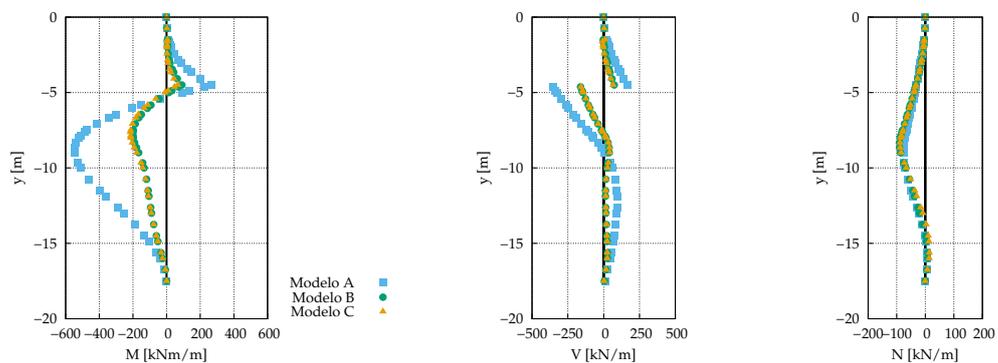
(d) $M_{pl} = 20.000$ kNm/m

Figura 3.27: Esforços na cortina na fase 4 para diferentes valores de M_{pl}

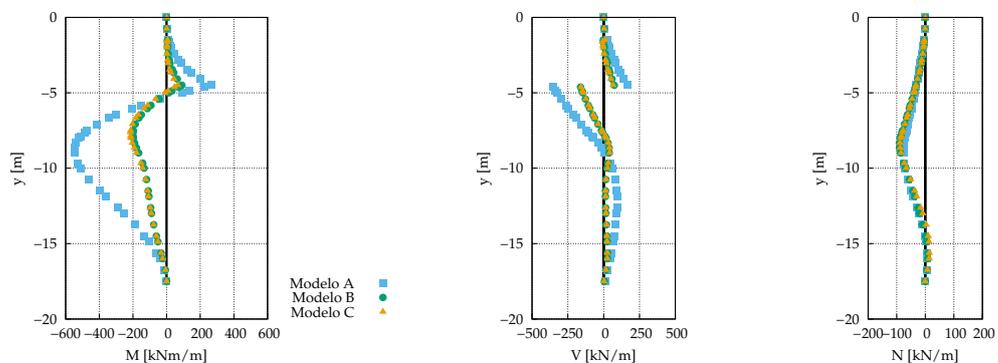
3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE



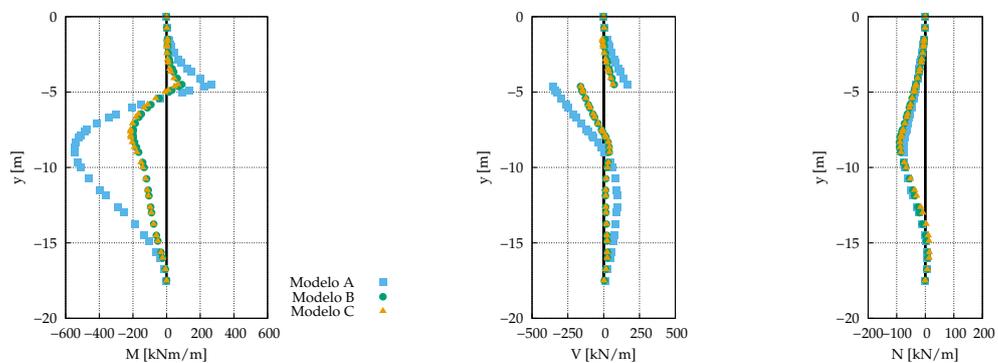
(a) $M_{pl} = 300$ kNm/m



(b) $M_{pl} = 1.000$ kNm/m

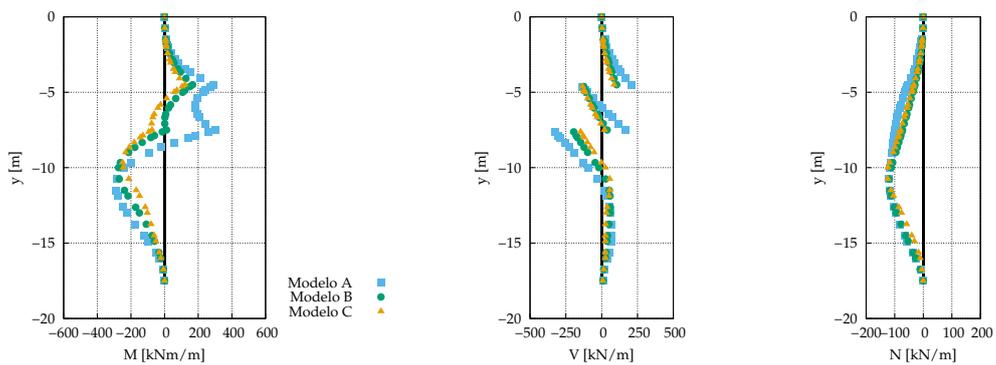


(c) $M_{pl} = 5.000$ kNm/m

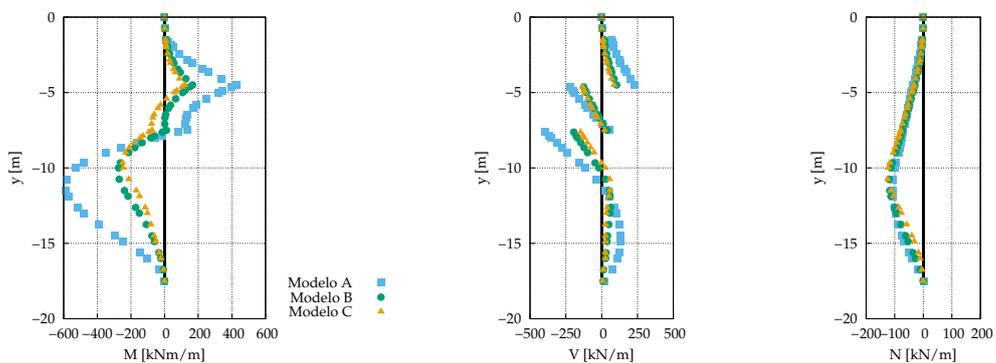


(d) $M_{pl} = 20.000$ kNm/m

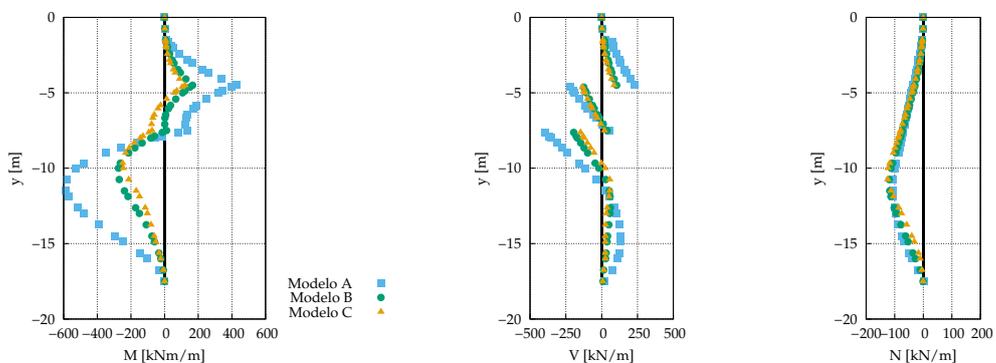
Figura 3.28: Esforços na cortina na fase 6 para diferentes valores de M_{pl}



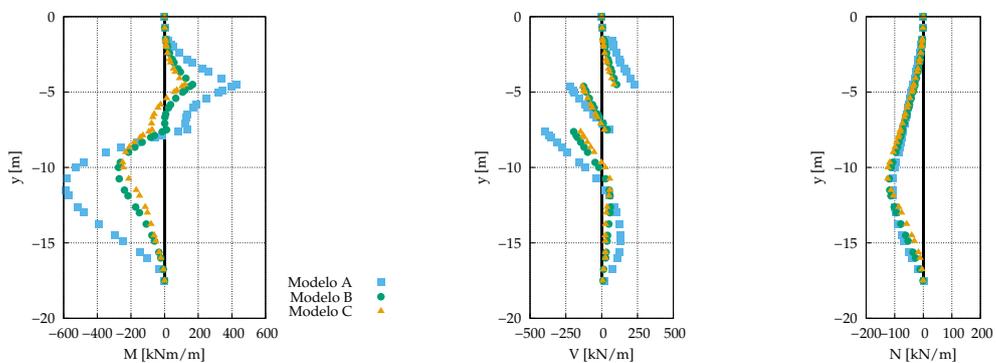
(a) $M_{pl} = 300$ kNm/m



(b) $M_{pl} = 1.000$ kNm/m



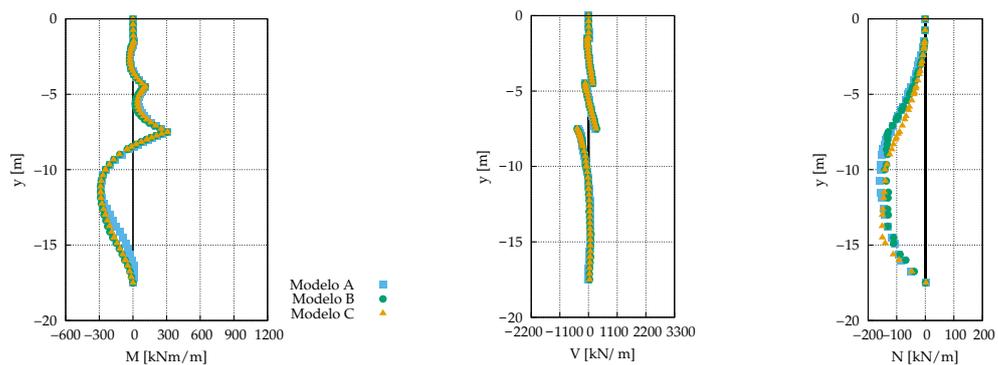
(c) $M_{pl} = 5.000$ kNm/m



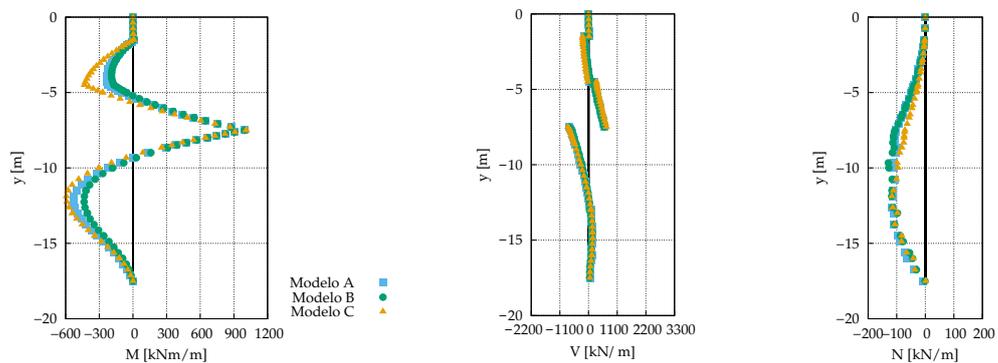
(d) $M_{pl} = 20.000$ kNm/m

Figura 3.29: Esforços na cortina na fase 8 para diferentes valores de M_{pl}

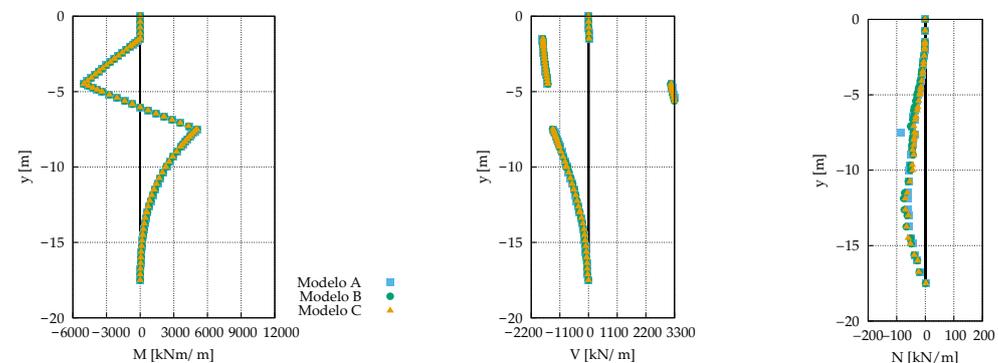
3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE



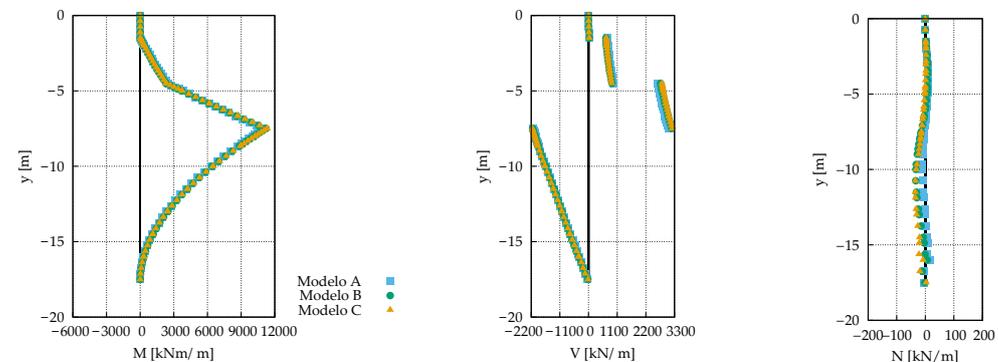
(a) $M_{pl} = 300$ kNm/m



(b) $M_{pl} = 1.000$ kNm/m



(c) $M_{pl} = 5.000$ kNm/m



(d) $M_{pl} = 20.000$ kNm/m

Figura 3.30: Esforços na cortina no colapso (fase 9) para diferentes valores de M_{pl}

Ao analisar os diagramas constantes nas Figuras 3.26 a 3.30, é possível concluir que:

- os momentos flectores e esforços transversos relativos ao modelo A são superiores aos dos modelos B e C. Tal facto é justificado pelo acréscimo de tensões no tardoz da cortina oriundo da presença de nível freático elevado;
- a disparidade referida no item anterior é mais acentuada quando comparados os diagramas de momentos flectores correspondentes às fases de escavação e quanto maior é o valor de M_{pl} ;
- é possível observar e deve-se ter em atenção a alternância de valores negativos e positivos dos esforços desenvolvidos à medida que o faseamento construtivo avança;
- os diagramas de M , V e N são iguais para cada modelo e na mesma fase construtiva, com excepção dos do modelo A para M_{pl} igual a 300 kNm/m a partir da fase 4; através dos respectivos diagramas de M apresentados, é possível observar que os valores máximos dos momentos atingidos são próximos ao valor de M_{pl} , o que também evidencia a ocorrência da plastificação da cortina nas fases 4, 6 e 8;
- no colapso, de modo geral, a diferença entre os valores dos esforços para os três modelos não é significativa.

3.5.10 Deslocamentos da cortina e no tardoz

São ilustrados nas Figuras 3.31 a 3.35 os deslocamentos horizontais da parede de contenção e verticais do terreno no tardoz da mesma, ao longo das fases de escavação e no colapso, para diferentes valores de M_{pl} .

Assim como para os deslocamentos analisados nas Secções 3.5.3, 3.5.4 e 3.5.5, esclarece-se que a ordem de grandeza dos deslocamentos relativos à fase de colapso representados na Figura 3.35 não possui um significado físico. Nesta figura, os valores de ambos os deslocamentos são apresentados em percentagem e foram calculados dividindo-se os valores obtidos no programa PLAXIS (2018) pelo maior valor observado nos três modelos para cada valor de M_{pl} .

Ao analisar as Figuras 3.31 a 3.35, é possível constatar que:

- nas fases de escavação, o modelo A apresenta os maiores valores de deslocamentos, tanto da cortina quanto do terreno, comparativamente aos modelos B e C, e esses crescem à medida que se avança com o faseamento construtivo;
- os deslocamentos verticais (assentamentos) do terreno suportado mais significativos se desenvolvem junto à parede de contenção, como expectável;

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE

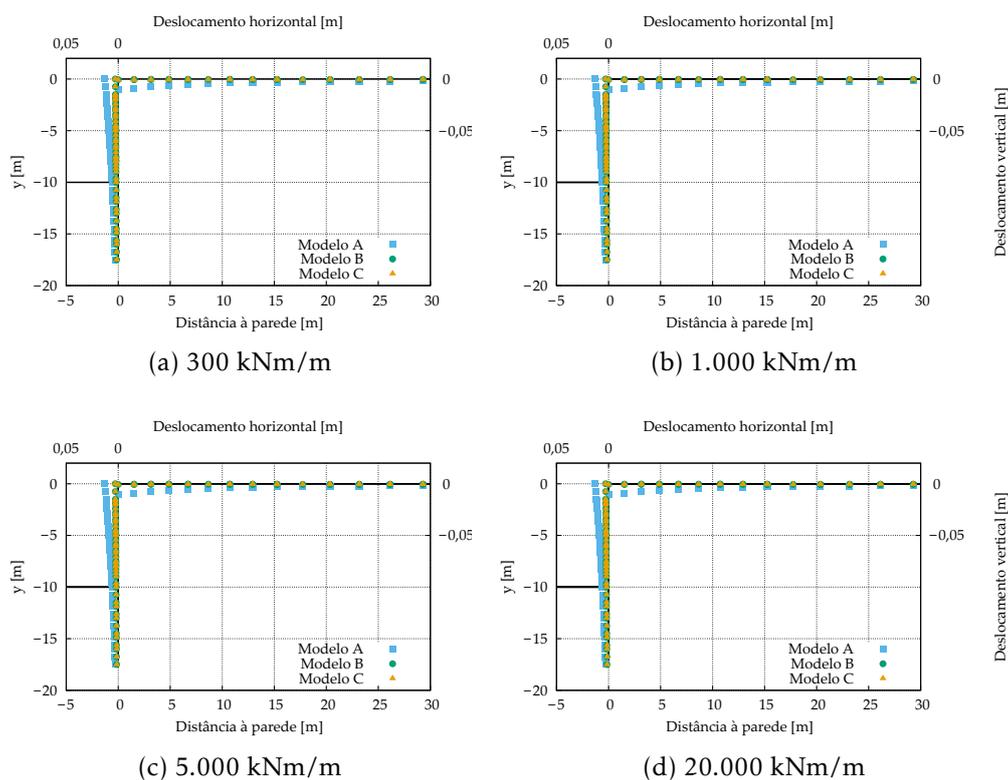


Figura 3.31: Deslocamentos na cortina e no tardoz na fase 2 para diferentes valores de M_{pl}

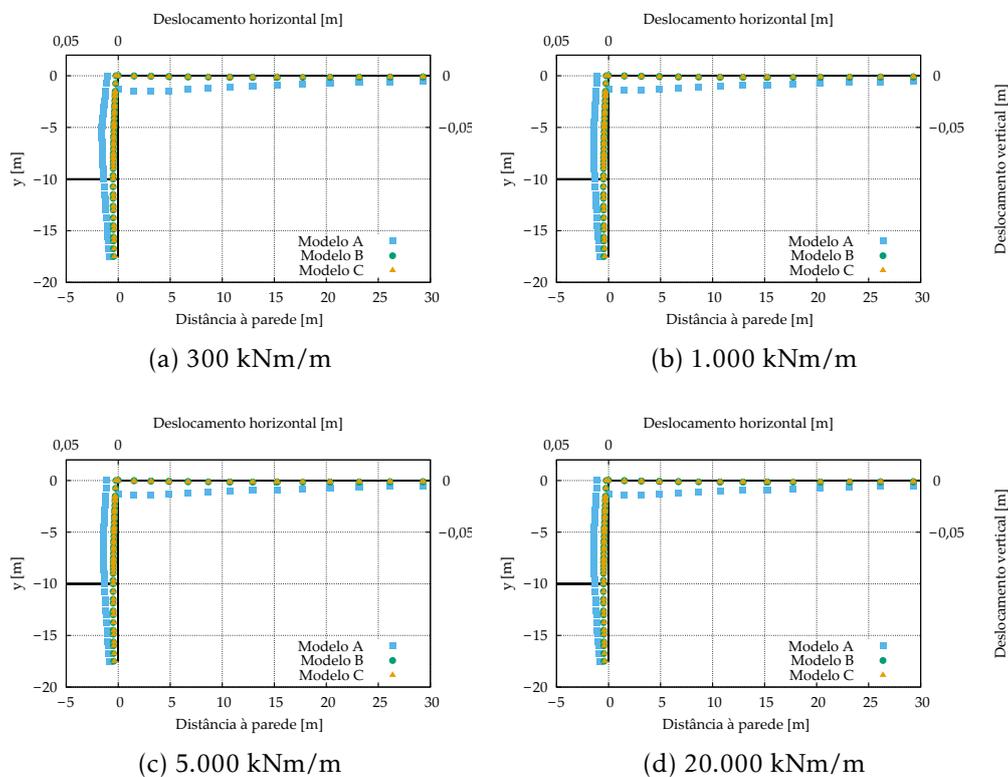


Figura 3.32: Deslocamentos na cortina e no tardoz na fase 4 para diferentes valores de M_{pl}

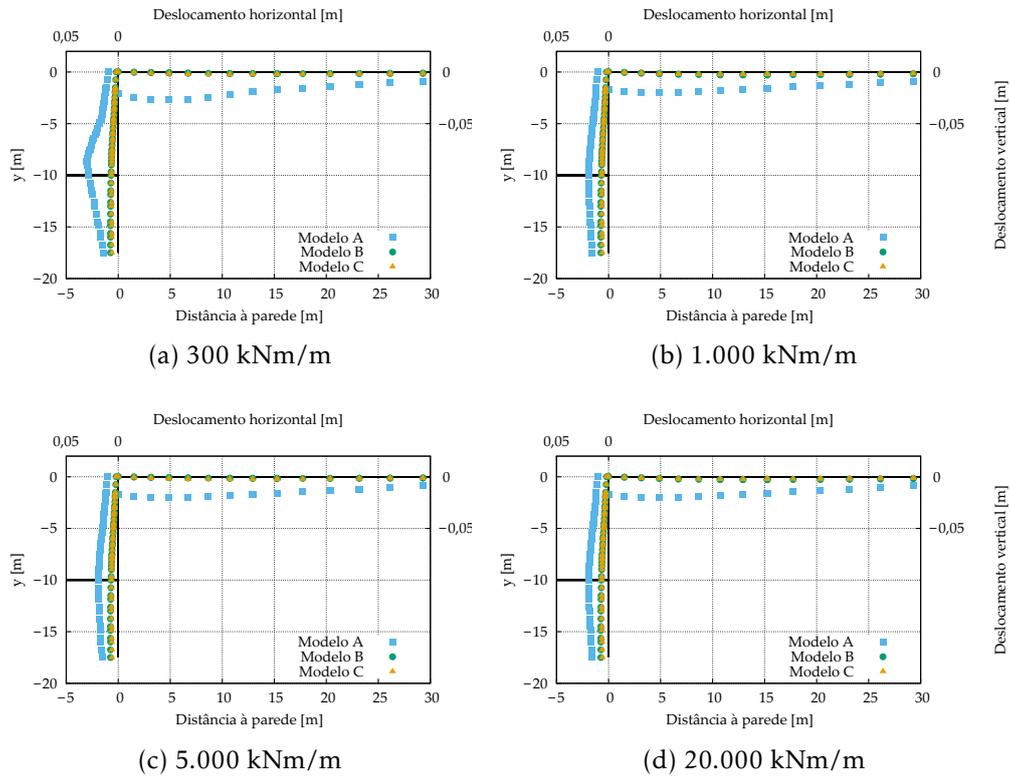


Figura 3.33: Deslocamentos na cortina e no tardoiz na fase 6 para diferentes valores de M_{pl}

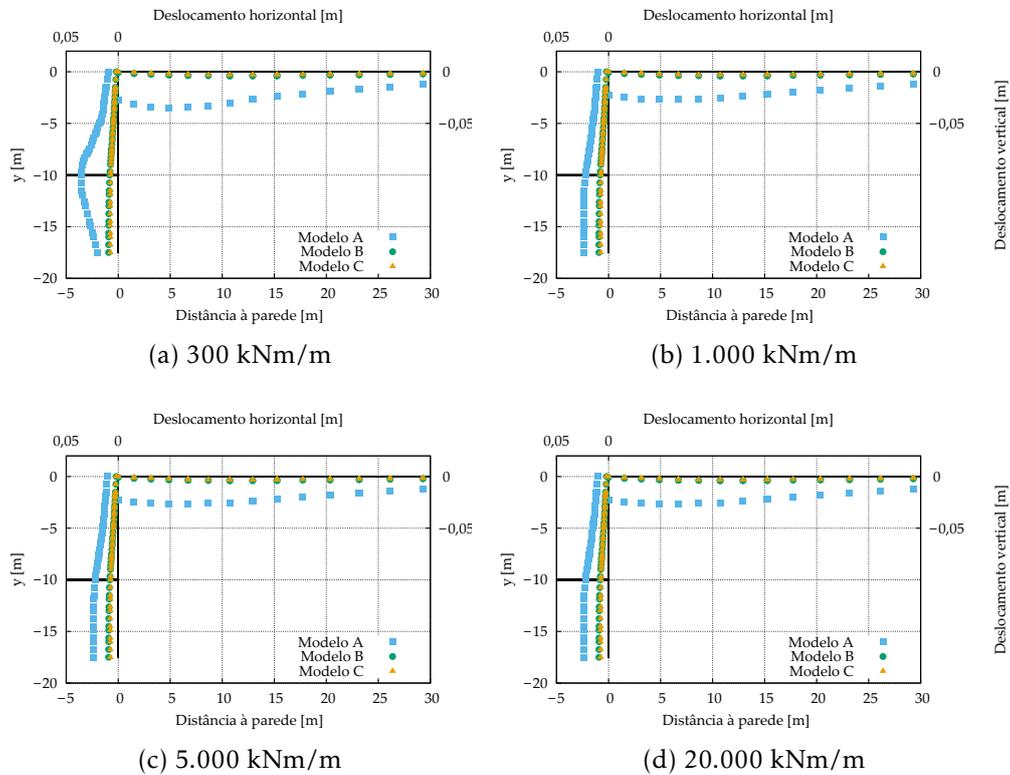


Figura 3.34: Deslocamentos na cortina e no tardoiz na fase 8 para diferentes valores de M_{pl}

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS RELATIVOS AOS MODELOS DO CASO BASE

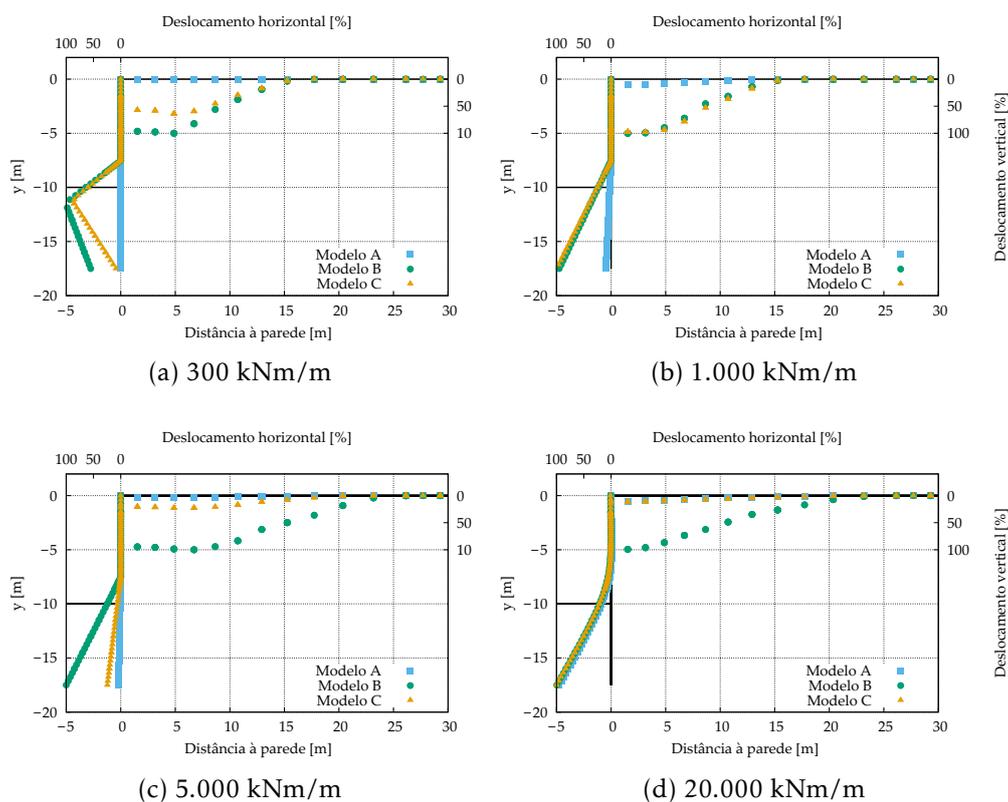


Figura 3.35: Deslocamentos na cortina e no tardoz no colapso (fase 9) para diferentes valores de M_{pl}

- os modelos B e C apresentam um desenvolvimento semelhante dos deslocamentos ao longo das fases de escavação, ainda que no modelo C não tenha sido considerada a presença de água no maciço terroso modelado;
- no colapso, nota-se que os deslocamentos verticais no tardoz da cortina são condicionados pelos deslocamentos horizontais da cortina que, por seu turno, são influenciados pela formação de rótulas plásticas.

3.5.11 Forças nas escoras

As forças desenvolvidas nos três níveis de escoras em cada fase de escavação e no colapso encontram-se indicadas na Tabela 3.8.

A partir dos resultados expostos na Tabela 3.8 e sabendo-se que os valores negativos denotam esforços de compressão e os positivos de tracção, é possível observar que:

- para os três modelos e ao longo das fases de escavação, os valores das forças nas escoras são idênticos para os valores de M_{pl} iguais a 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m;

Tabela 3.8: Forças das escoras nas fases de escavação (2, 4, 6 e 8) e de colapso (9)

Modelo	Forças das Escoras [kN/m]											
	$M_{pl} = 300 \text{ kNm/m}$			$M_{pl} = 1.000 \text{ kNm/m}$			$M_{pl} = 5.000 \text{ kNm/m}$			$M_{pl} = 20.000 \text{ kNm/m}$		
Fase	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora
A	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora
2 ^a escavação	-186,4	-	-	-193,8	-	-	-193,8	-	-	-193,8	-	-
3 ^a escavação	-2,4	-524,1	-	-3,1	-530,8	-	-3,1	-530,8	-	-3,1	-530,8	-
4 ^a escavação	-11,0	-359,3	-504,9	44,2	-459,4	-456,8	44,2	-459,4	-456,8	44,2	-459,4	-456,8
Colapso	-85,6	-266,6	-643,2	-190,3	173,2	-1.331,4	-1.788,0	4.770,5	-4.951,9	693,7	1.711,5	-5.185,3
B	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora
2 ^a escavação	-81,3	-	-	-81,3	-	-	-81,3	-	-	-81,3	-	-
3 ^a escavação	-12,4	-240,0	-	-12,4	-240,0	-	-12,4	-240,0	-	-12,4	-240,0	-
4 ^a escavação	5,7	-235,3	-242,2	5,7	-235,3	-242,2	5,7	-235,3	-242,2	5,7	-235,3	-242,2
Colapso	-67,4	-315,3	-744,0	-168,7	126,4	-1.323,3	-1.768,2	4.706,0	-4.968,9	633,8	1.863,3	-5.337,7
C	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora	1 ^a Escora	2 ^a Escora	3 ^a Escora
2 ^a escavação	-83,6	-	-	-83,6	-	-	-83,6	-	-	-83,6	-	-
3 ^a escavação	-19,9	-228,3	-	-19,9	-228,3	-	-19,9	-228,3	-	-19,9	-228,3	-
4 ^a escavação	-3,5	-225,0	-174,8	-3,5	-225,0	-174,8	-3,5	-225,0	-174,8	-3,5	-225,0	-174,8
Colapso	-70,1	-228,8	-713,0	-245,6	327,2	-1.465,4	-1.765,6	4.731,0	-4.938,2	651,7	1.934,7	-5.371,4

- nos três modelos e para os valores de M_{pl} iguais a 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m, a segunda escora passa a experimentar no colapso esforços de tracção;
- a primeira escora experimenta esforços de tracção na 4ª fase de escavação no modelo B para todos os valores de M_{pl} ; no modelo A para os valores de M_{pl} iguais a 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m; e, no colapso, nos modelos A, B e C para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m; o facto de haver escoras à tracção durante o normal procedimento construtivo (antes da última fase, da análise de segurança) levaria à necessidade de um redimensionamento da solução. No entanto, parece claro que tal se deve ao facto de à cortina se ter atribuído rigidez à flexão muito elevada, o que, conforme anteriormente indicado, se deve à conveniência da resolução do número de iterações na fase da análise de segurança. Para este objectivo, a existência de escoras à tracção é indiferente, pelo que se optou por manter esta característica;
- no colapso e para todos os casos analisados, verifica-se que a primeira escora é a menos solicitada e a terceira escora é a mais solicitada, em termos de valor absoluto.

3.6 Considerações Finais

A avaliação global das análises dos resultados apresentados neste capítulo, relativos aos modelos A, B e C do caso base, conduz à constatação de que é evidente a influência do valor de M_{pl} , mais notadamente:

- no valor de $\phi'_{colapso}$ obtido e, por conseguinte, na segurança da escavação em relação ao fenómeno da rotura de fundo;
- no desenvolvimento dos mecanismos de colapso;
- na formação de rótulas plásticas na cortina;
- na quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso;
- no desenvolvimento dos deslocamentos verificados na parede de contenção e ao nível da superfície do terreno suportado;
- nos esforços originados nas estruturas constituintes do sistema de contenção estudado (cortina e escoras) ao longo das fases construtivas.

Com base nas observações efectuadas a partir dessas análises, é possível determinar os comportamentos característicos associados às zonas referidas na Secção 3.5.2, os quais são sinteticamente relacionados a seguir, assim como são mostrados na Figura 3.36 no caso do modelo A:

1. Zona I:

- há plastificação da cortina;
- maiores valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos na verificação da segurança da escavação em relação ao fenómeno da rotura de fundo;
- a curva dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$ se desenvolve com um declive acentuado;
- há formação de duas rótulas plásticas na cortina (a primeira situada à altura correspondente à instalação do último nível de escoras e a segunda situada a 1,125 m abaixo do nível da base da escavação);
- o mecanismo de colapso não envolve o pé da cortina;
- os valores máximos dos deslocamentos são verificados ao nível da superfície da escavação junto à cortina;
- apresenta a menor quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso.

2. Zona II:

- há plastificação da cortina;
- redução dos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos na verificação da segurança da escavação em relação ao fenómeno da rotura de fundo;
- a curva dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$ se desenvolve com um declive mais suave relativamente à zona I;
- há formação de uma rótula plástica na cortina (situada à altura correspondente à instalação do último nível de escoras);
- o mecanismo de colapso envolve o pé da cortina;
- os deslocamentos tendem a ser maiores no lado activo;
- apresenta um aumento da quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso.

3. Zona III:

- há plastificação da cortina;
- redução dos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos na verificação da segurança da escavação em relação ao fenómeno da rotura de fundo;
- o desenvolvimento da curva dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$ experimenta um aumento considerável no seu declive;

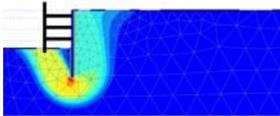
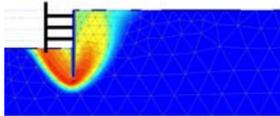
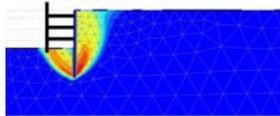
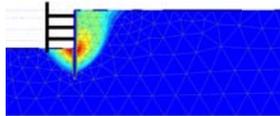
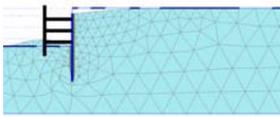
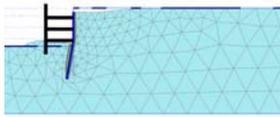
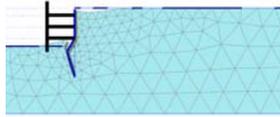
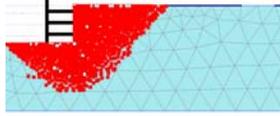
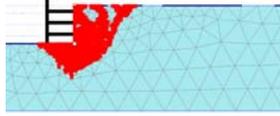
Zona	IV	III	II	I
M_{pl} [kNm/m]	11.250 a 30.000	5.000 a 10.625	600 a 3.000	250 a 500
$1/M_{pl}$ [kN ⁻¹ m ⁻¹ m]	$8,89E^{-5}$ a $3,33E^{-5}$	$2,00E^{-4}$ a $9,41E^{-5}$	$1,67E^{-3}$ a $3,33E^{-4}$	$4,00E^{-3}$ a $2,00E^{-3}$
Número de rótulas plásticas	0	1	1	2
Deslocamentos totais				
Deformada				
Pontos plásticos				

Figura 3.36: Resumo dos comportamentos característicos associados às zonas I, II, III e IV assinaladas na Figura 3.10 para o modelo A

- há formação de uma rótula plástica na cortina (situada à altura correspondente à instalação do último nível de escoras);
- o mecanismo de colapso envolve e ultrapassa inferiormente o pé da cortina;
- a distribuição dos maiores deslocamentos é semelhante, tanto no lado passivo quanto no lado activo;
- apresenta uma grande quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso.

4. Zona IV:

- não há plastificação da cortina;
- menores valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos na verificação da segurança da escavação em relação ao fenómeno da rotura de fundo;
- a curva dos valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$ desenvolve-se segundo uma recta horizontal;
- não há formação de rótula plástica na cortina;
- o mecanismo de colapso ultrapassa inferiormente o pé da cortina;
- os valores máximos dos deslocamentos se concentram no pé da cortina;
- apresenta a maior quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso, verificando-se a criação de uma área no tardo da cortina isenta de pontos plásticos.

ESTUDO PARAMÉTRICO DOS FACTORES GEOMÉTRICOS

4.1 Introdução

Com base nos três modelos estabelecidos a partir do caso base e admitindo-se o comportamento plástico da parede de contenção, desenvolver-se-á neste capítulo um estudo paramétrico dos factores geométricos a seguir discriminados:

- largura da escavação (B);
- profundidade enterrada da cortina (f);
- distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras (h').

Pretende-se analisar a influência desses factores no valor de $\phi'_{colapso}$.

4.2 Influência da Largura da Escavação

Para o estudo da influência da largura da escavação, considerou-se uma variação de valores de $B/2$ compreendidos entre 1 m e 80 m, mais notadamente 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 5 m, 10 m, 20 m (caso base), 40 m, 50 m, 60 m, 70 m e 80 m.

Nota-se previamente que, para o modelo A, não foi possível concluir o processo de cálculo no programa PLAXIS (2018) devido a problemas numéricos, nos seguintes casos:

- valor de $B/2$ igual a 1 m;

- valores de $B/2$ iguais a 1,5 m e 2 m e de M_{pl} inferiores a 600 kNm/m;
- valor de $B/2$ igual a 2,5 m e valores de M_{pl} inferiores a 500 kNm/m;
- valor de $B/2$ igual a 5 m e valores de M_{pl} inferiores a 400 kNm/m.

4.2.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

São graficamente representados nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 os resultados dos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para os três modelos estudados, considerando-se os diferentes valores de $B/2$ e de M_{pl} .

Analisando-se as Figuras 4.1, 4.2 e 4.3, é possível constatar que:

- à semelhança do estudo desenvolvido no capítulo anterior relativo aos três modelos do caso base:
 - os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos no modelo A são superiores aos obtidos no modelo B e estes, por sua vez, são superiores aos obtidos no modelo C;
 - quanto maior é o valor de M_{pl} menor é o valor do $\phi'_{colapso}$ atingido;
- de modo geral, a partir de um dado valor de M_{pl} , todas as curvas convergem para um patamar elástico, ou seja, para um valor constante de $\phi'_{colapso}$; este valor é, no entanto, diferente para cada modelo e para cada valor de $B/2$;
- no modelo A, quanto maior é a largura da escavação, menores são os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos. Tal facto é mais evidente para valores de $B/2$ compreendidos entre 1,5 m e 20 m, o que indica que a maior influência deste parâmetro se manifesta nesta gama de valores. Para os valores de $B/2$ superiores a 20 m, nota-se uma menor diferença entre os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos;
- no entanto, no modelo A, observa-se um comportamento inesperado das curvas correspondentes aos valores de $B/2$ iguais a 50 m e 60 m, ao longo dos valores de M_{pl} compreendidos entre 500 kNm/m e 3.000 kNm/m. Na Figura 4.4, é possível visualizar com maior nitidez que ambas as curvas em questão desenvolvem-se ligeiramente acima da curva correspondente ao valor de $B/2$ igual a 40 m nesse intervalo de valores de M_{pl} , contrariamente à tendência referida no item anterior de que quanto maior é a largura da escavação, menores são os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos. Uma análise mais detalhada deste assunto implicaria repetir estes cálculos com malha de elementos finitos mais refinada na zona envolvente da escavação, o que não foi realizado;

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

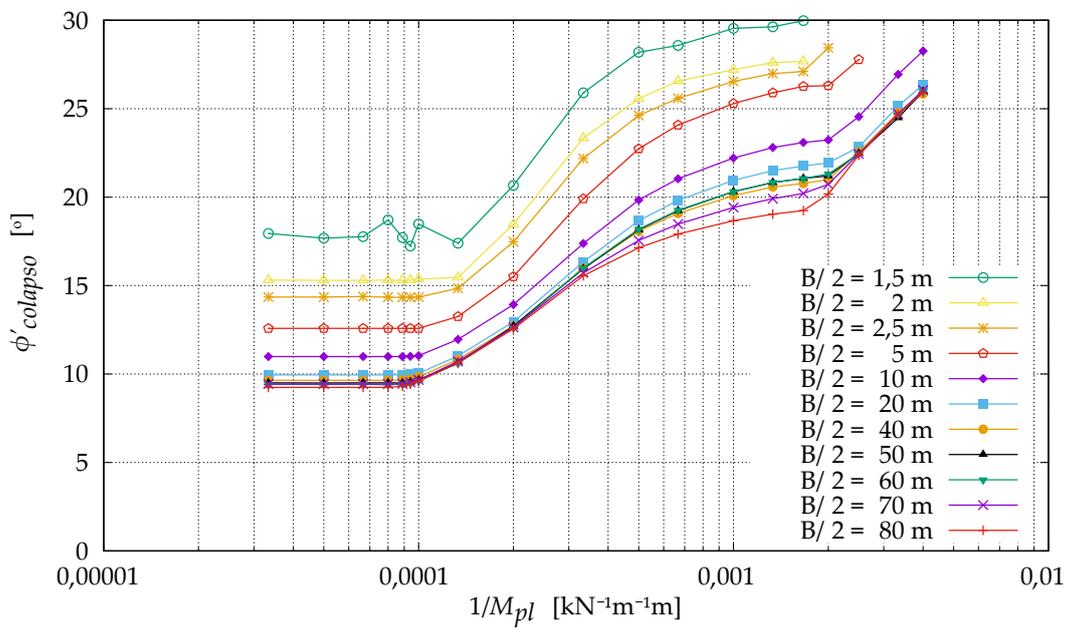
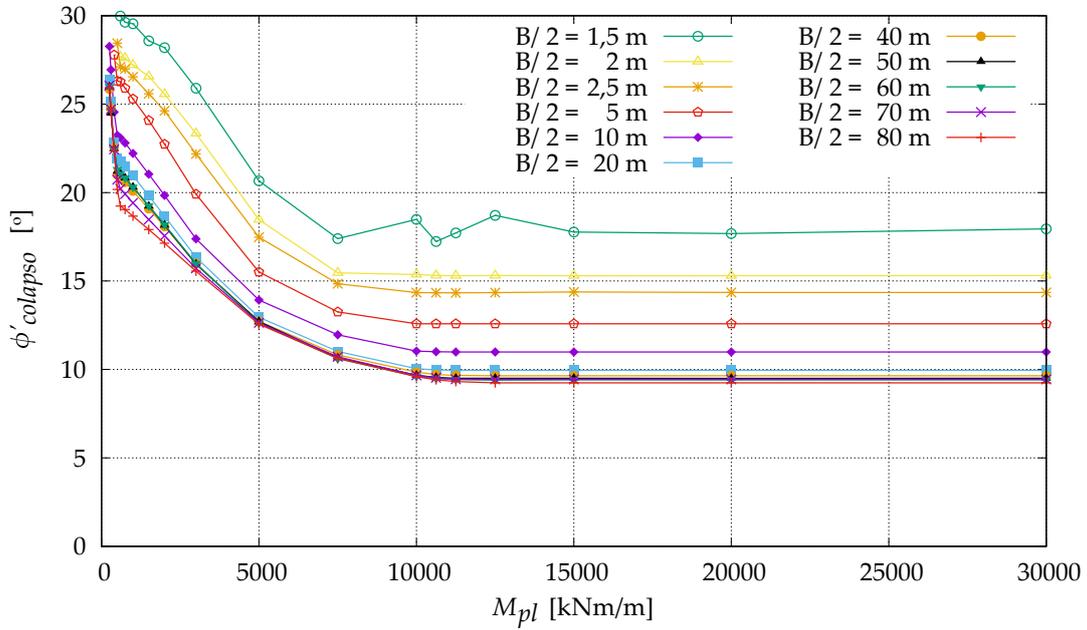
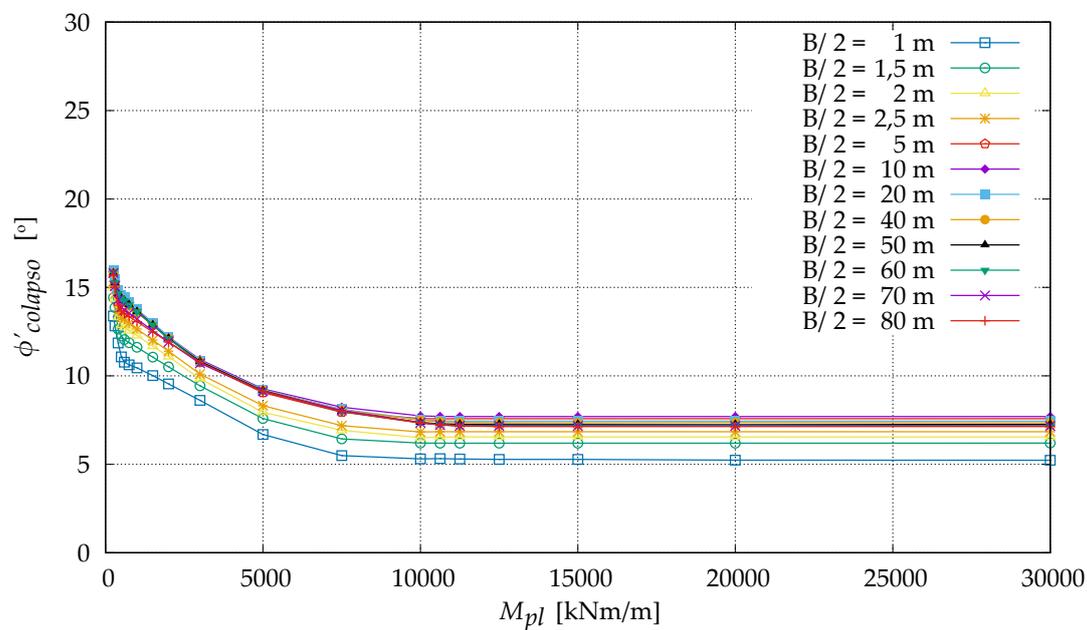
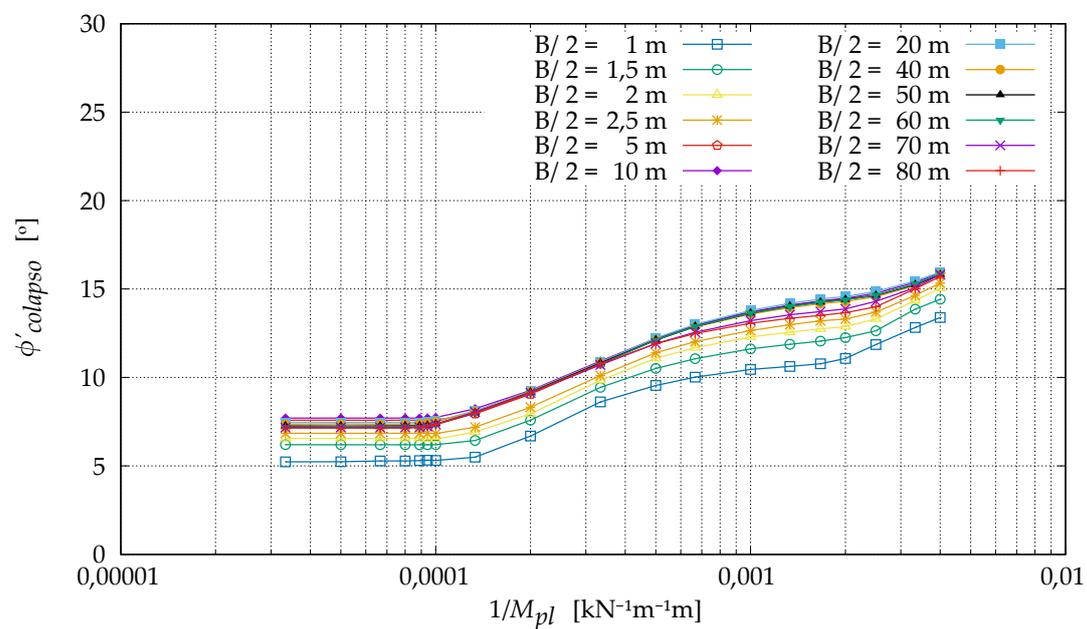


Figura 4.1: Influência da largura da escavação nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A



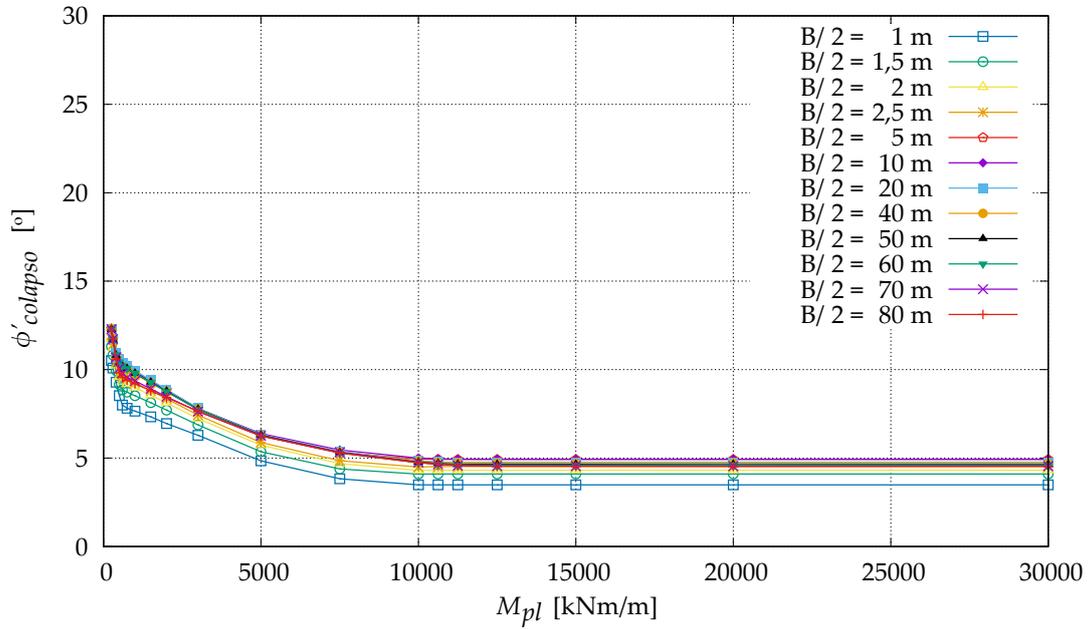
(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



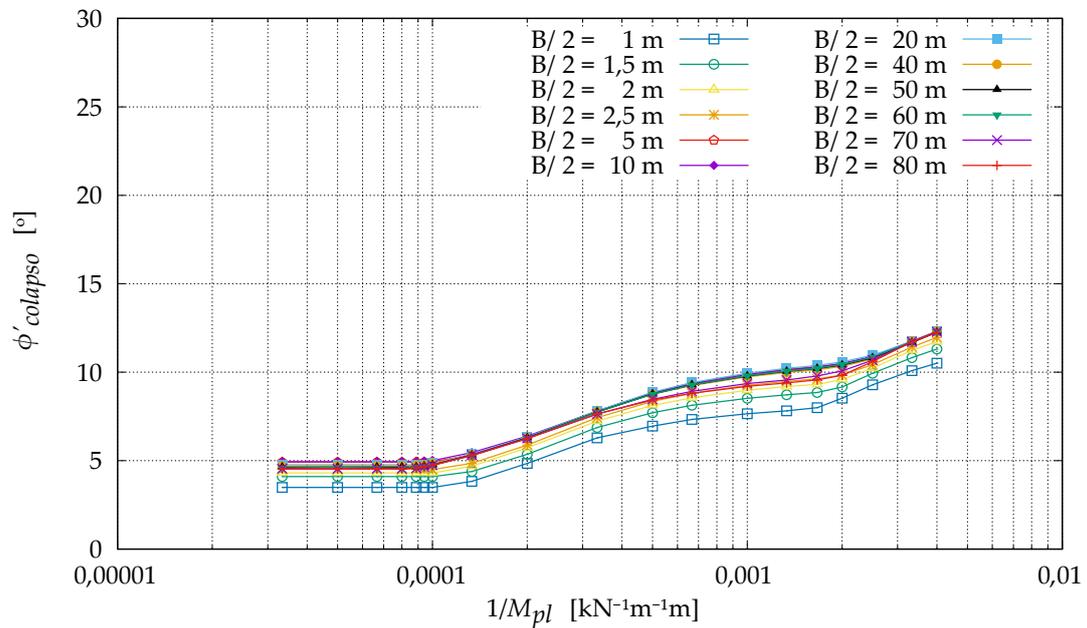
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.2: Influência da largura da escavação nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO



(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.3: Influência da largura da escavação nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C

- ainda no modelo A, para o valor de $B/2$ igual a 1,5 m, observam-se pontos da curva que tornam o seu desenvolvimento diferente ao das curvas restantes, parecendo trazer problemas numéricos que poderia, talvez, beneficiar de um maior refinamento da malha de elementos finitos;
- nos modelos B e C, a influência da largura da escavação é mais notória para valores de $B/2$ inferiores a 5 m. Para estes valores, quanto menor é a largura da escavação menores são os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos, contrariamente ao que ocorre no modelo A.

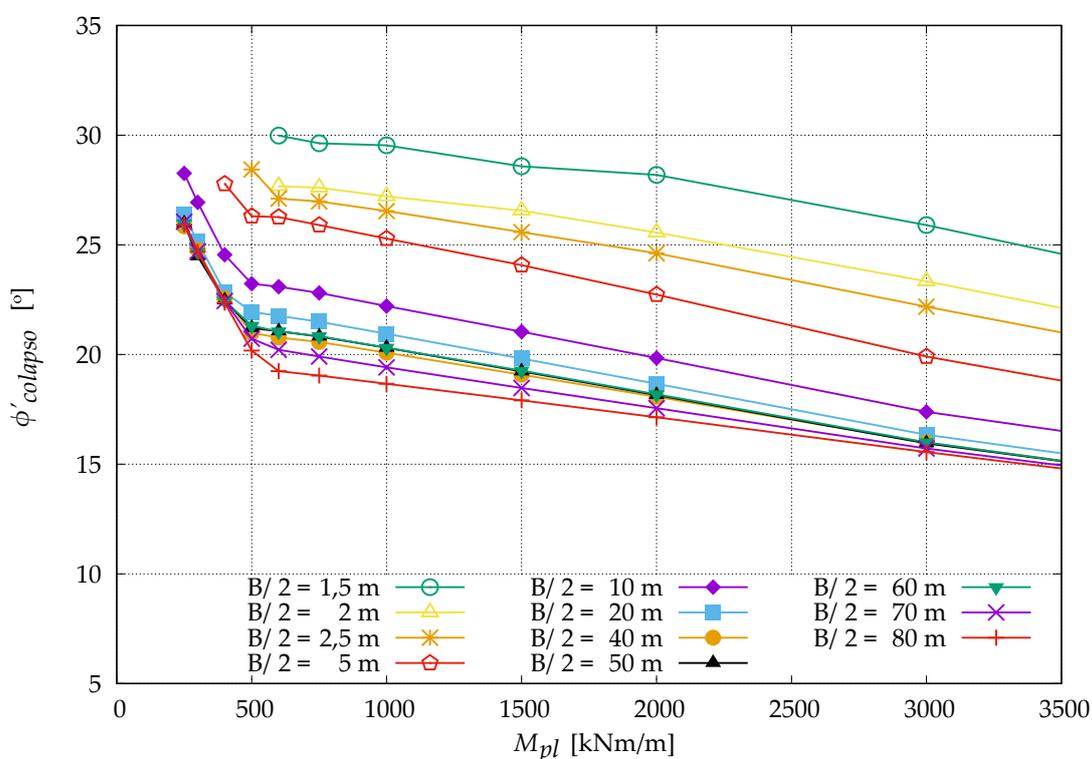


Figura 4.4: Comportamento inesperado verificado no modelo A para as curvas correspondentes aos valores de $B/2$ iguais a 50 m e 60 m

As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 mostram a variação dos valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira em função de $B/2$ para os três modelos. Entende-se por valor de fronteira destas grandezas como o valor de transição entre as zonas I, II, III e IV.

Observando-se as Figuras 4.5, 4.6 e 4.7, é possível verificar que:

- o factor geométrico $B/2$ não apresenta influência significativa nos valores de M_{pl} de fronteira, para os três modelos; isto é particularmente evidente no caso de M_{pl} de fronteira entre as zonas III/II;

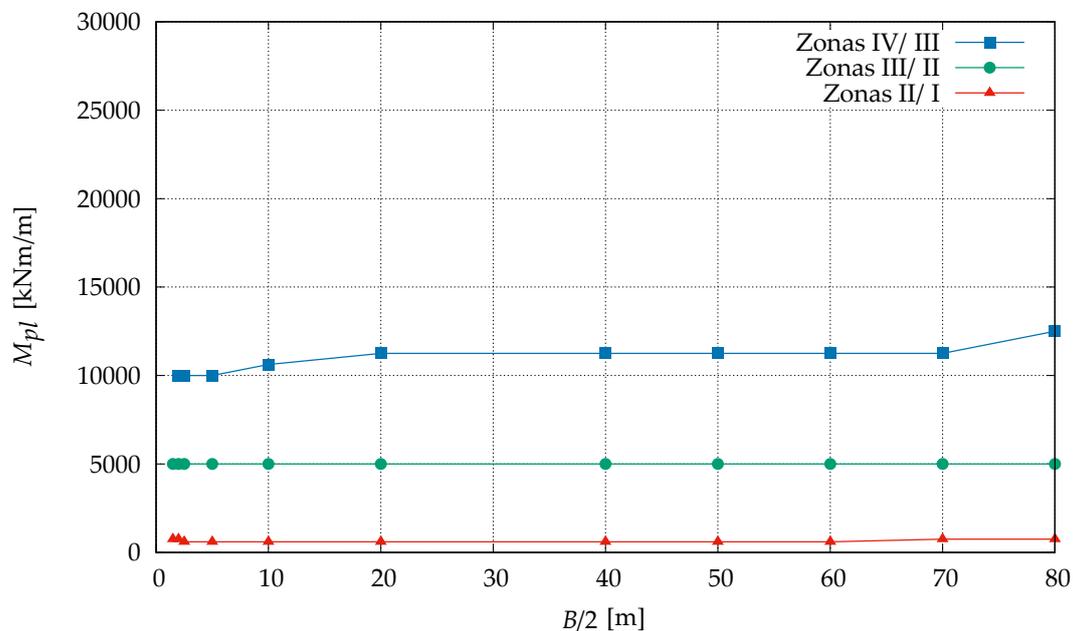
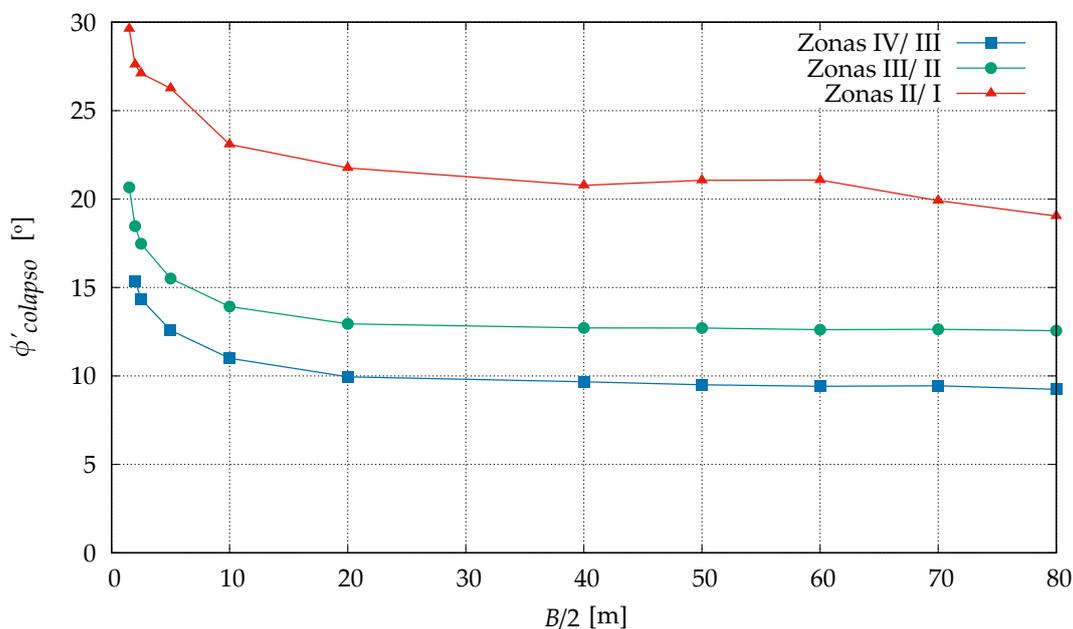
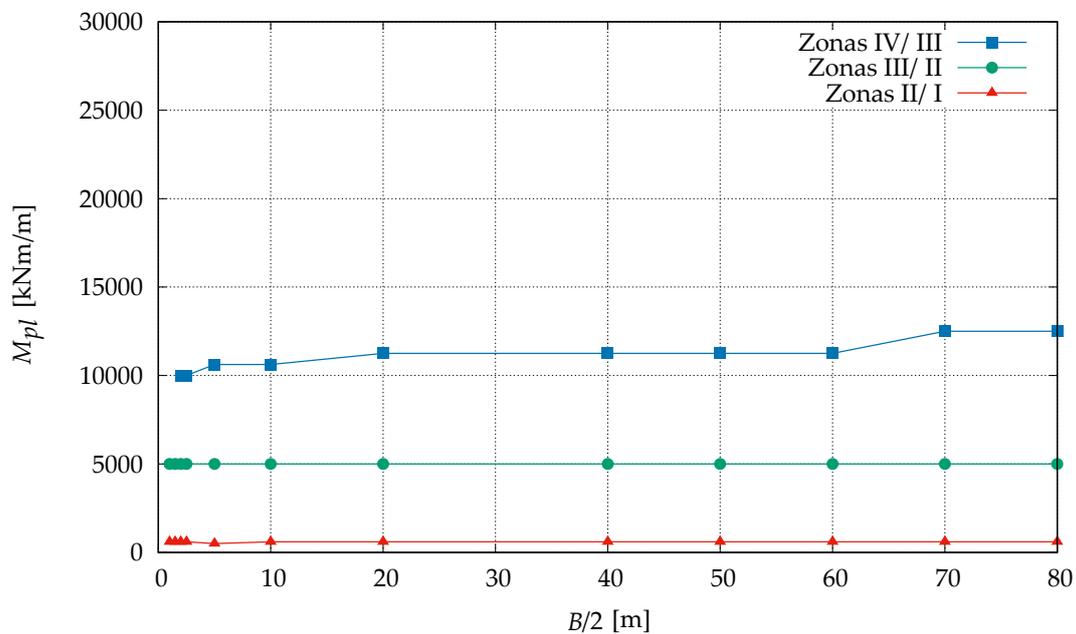
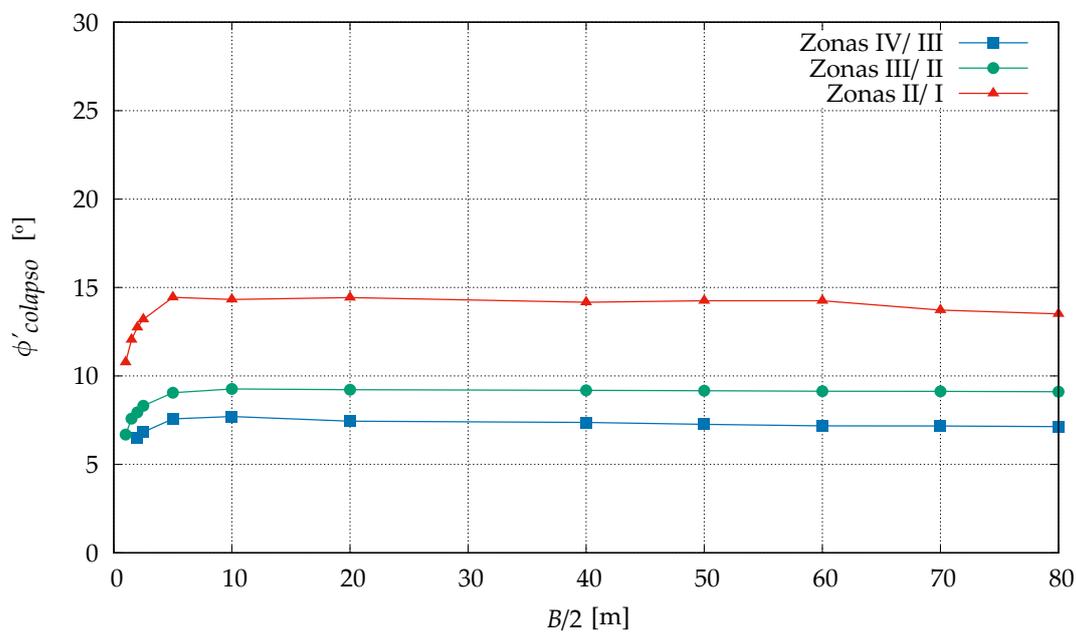
(a) Valores de M_{pl} de fronteira(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.5: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo A em função de $B/2$



(a) Valores de M_{pl} de fronteira



(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.6: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo B em função de $B/2$

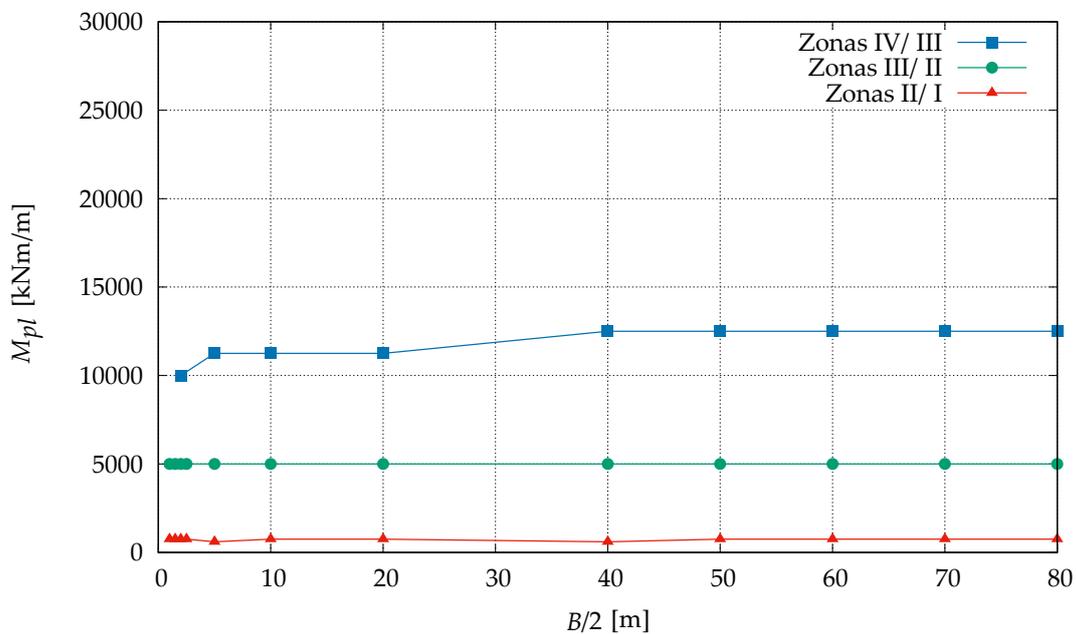
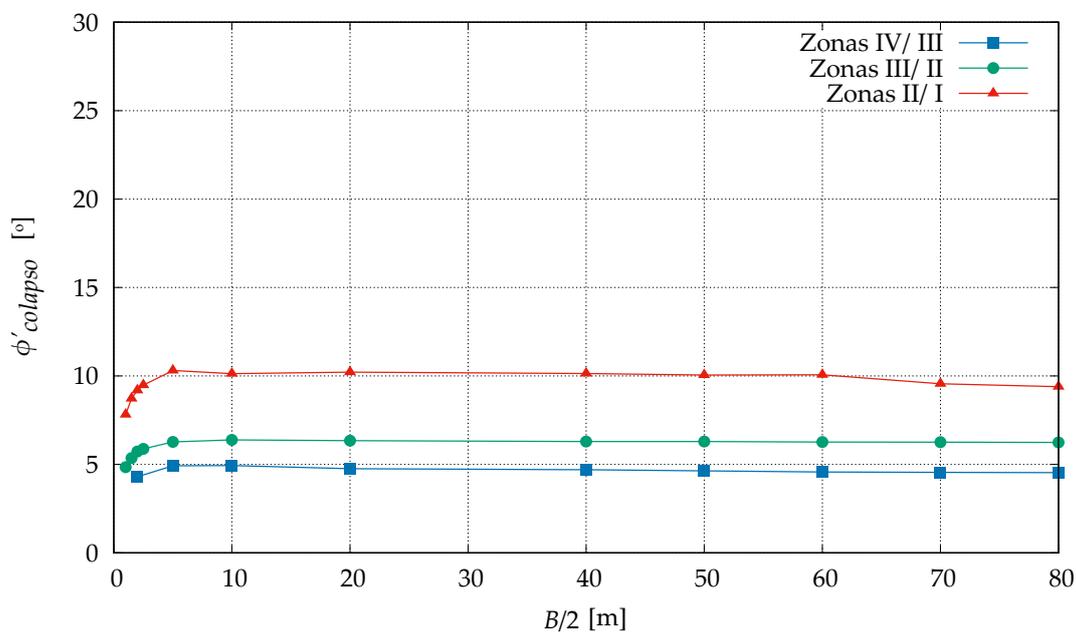
(a) Valores de M_{pl} de fronteira(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.7: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo C em função de $B/2$

- os intervalos de variação dos valores de M_{pl} de fronteira entre as zonas II/I e IV/III são idênticos nos três modelos, sendo delimitados inferiormente e superiormente por 600 kNm/m e 750 kNm/m e por 10.000 kNm/m e 12.500 kNm/m, respectivamente;
- o valor de $\phi'_{colapso}$ de fronteira depende razoavelmente do factor geométrico $B/2$ no modelo A, e menos nos modelos B e C;
- verifica-se que a influência de $B/2$ no valor de $\phi'_{colapso}$ ocorre para os valores daquele até 20 m no modelo A e inferiores a 5 m nos modelos B e C; no primeiro, $\phi'_{colapso}$ decresce com o aumento de $B/2$; nos dois últimos, $\phi'_{colapso}$ cresce com o aumento de $B/2$;
- o intervalo de variação dos valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas II/I, II/III e IV/III são iguais a, respectivamente, $10,6^\circ$, $8,1^\circ$ e $6,1^\circ$ no modelo A; $3,7^\circ$, $2,6^\circ$ e $1,2^\circ$ no modelo B; $2,4^\circ$, $1,5^\circ$ e $0,6^\circ$ no modelo C.

A partir da intersecção entre as curvas dos resultados de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da Figura 4.1a e as retas traçadas na Figura 4.8 correspondentes aos valores de ϕ' iguais a $22,5^\circ$, 25° e $27,5^\circ$, foi possível obter a Figura 4.9, que representa as situações limites de colapso por rotura de fundo para os solos com estas resistências e para combinações de valores de M_{pl} e de $B/2$.

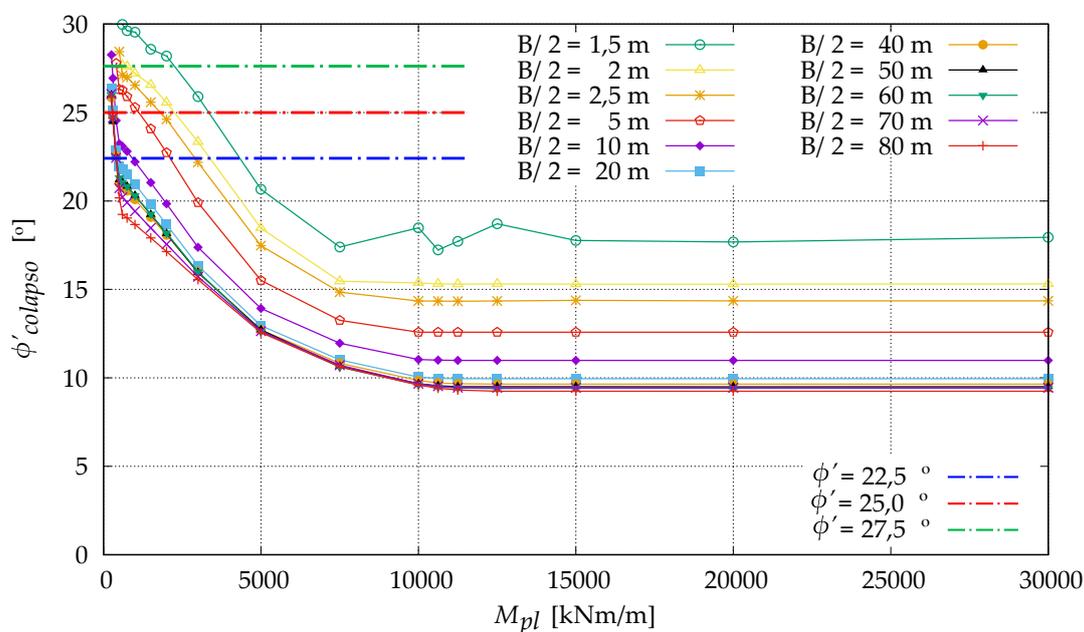


Figura 4.8: Intersecção entre as curvas de valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da análise da influência de $B/2$ e as retas correspondentes aos valores de ϕ' iguais a $22,5^\circ$, 25° e $27,5^\circ$

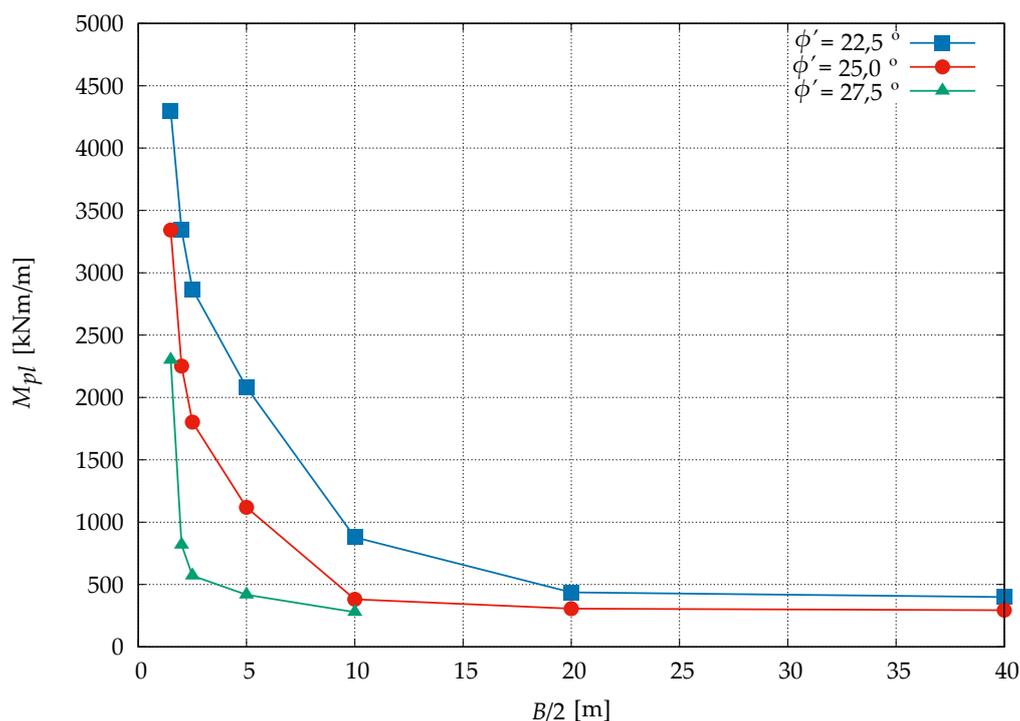


Figura 4.9: Situações limites de colapso por rotura de fundo para combinações de valores de M_{pl} e de $B/2$

A título de exemplo, para um solo com ϕ' igual a $22,5^\circ$, haverá sempre colapso por rotura de fundo se a combinação entre o valor de M_{pl} e a largura de escavação encontrar-se sobre ou abaixo da curva da Figura 4.9 correspondente a ϕ' igual a $22,5^\circ$.

4.2.2 Deslocamentos totais, deformadas e pontos plásticos no colapso

São apresentados os deslocamentos totais (Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13), deformadas (Figuras 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17) e pontos plásticos (Figuras 4.18, 4.19, 4.20 e 4.21) no colapso para os três modelos, para os diferentes valores de $B/2$ considerados e para valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m, 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m.

A análise destas figuras permite tirar as seguintes conclusões:

- as diferenças nos mecanismos ocorrem sobretudo para os menores valores de $B/2$; a partir de certo valor desta grandeza, os mecanismos não se alteram de forma significativa; tal corresponde ao comportamento indicado nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7;
- dito isto, verifica-se que às maiores larguras de escavação estão associados volumes de solo e quantidades de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso ligeiramente maiores.

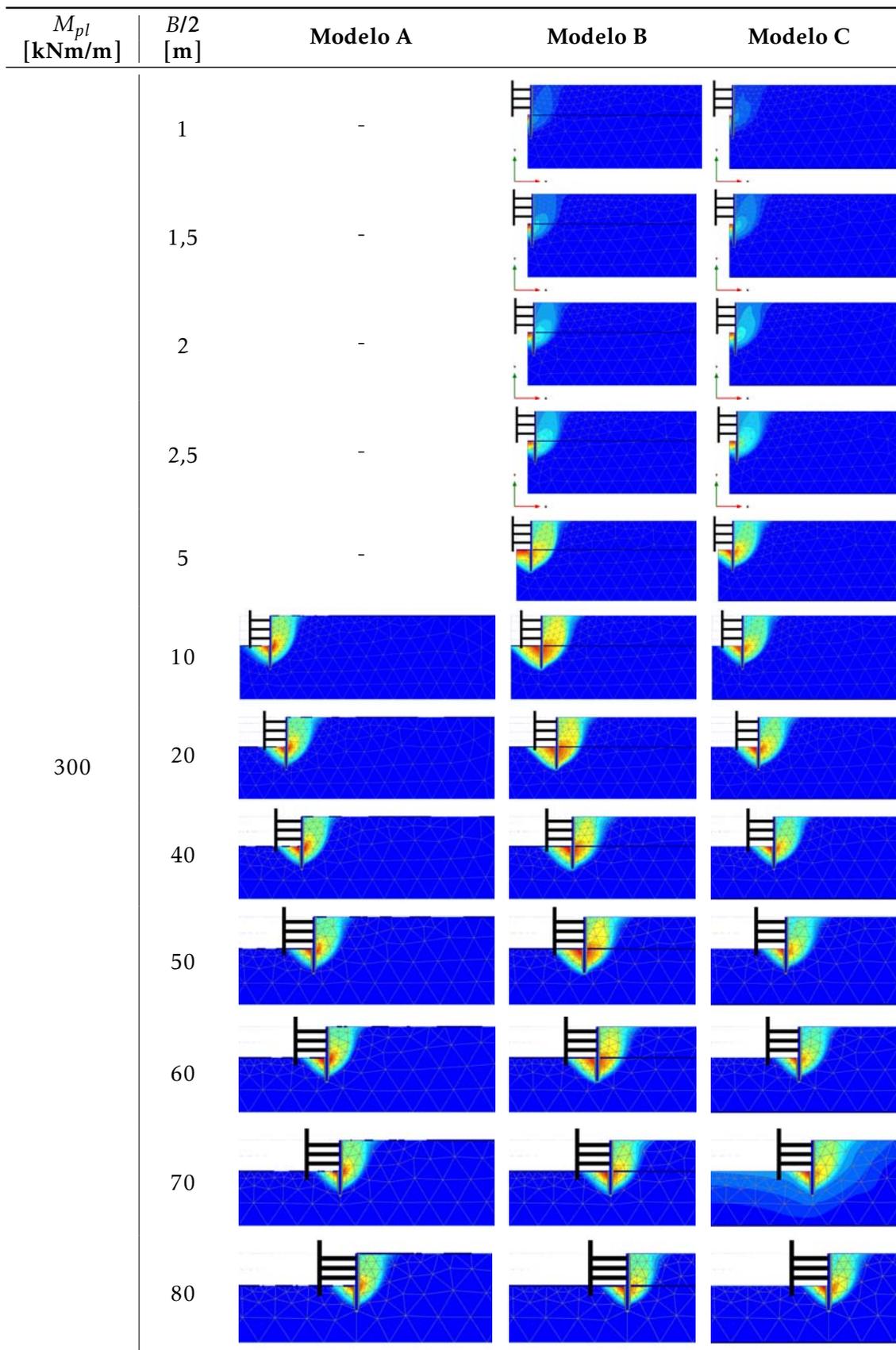


Figura 4.10: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

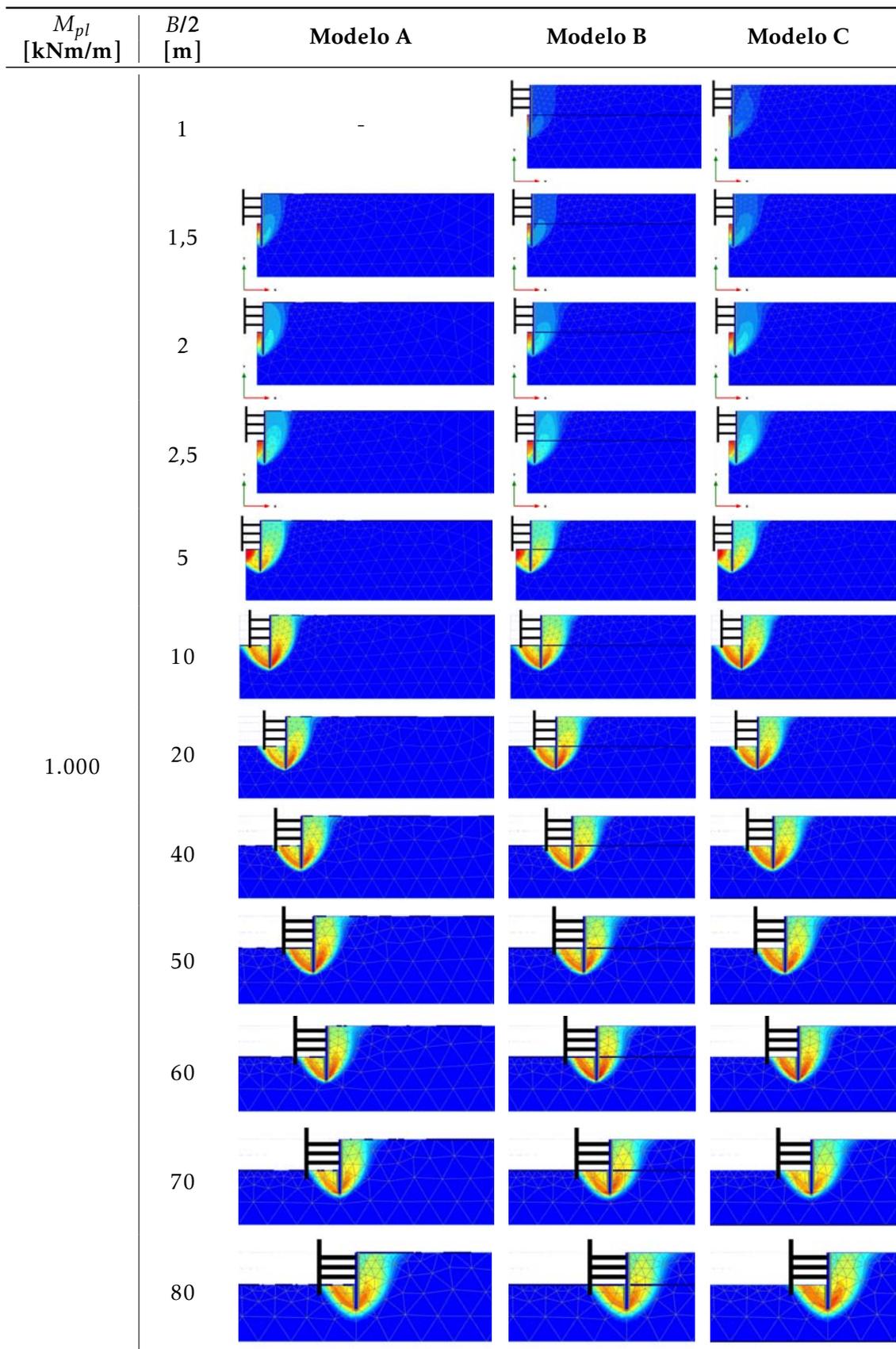


Figura 4.11: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m

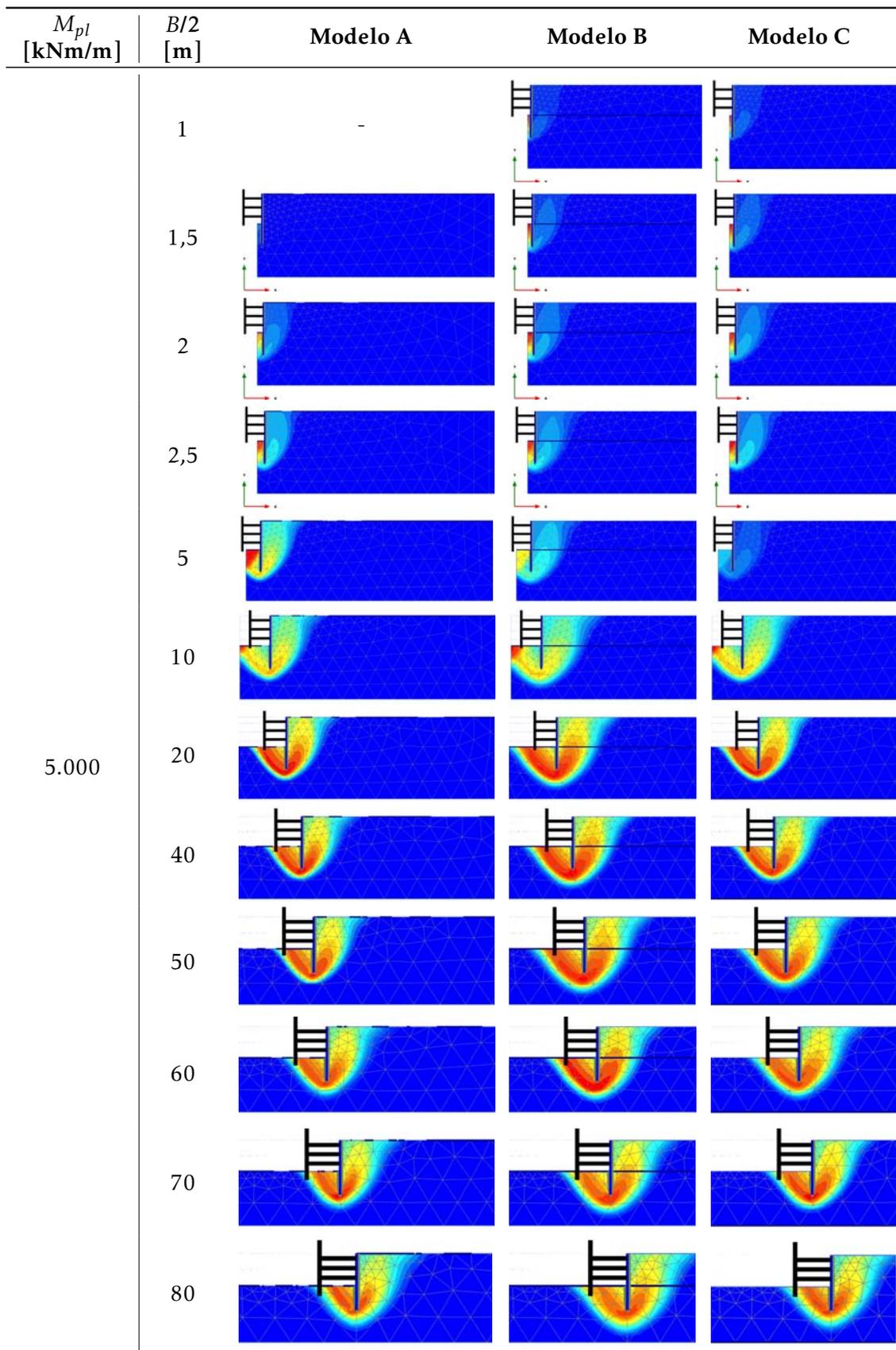


Figura 4.12: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

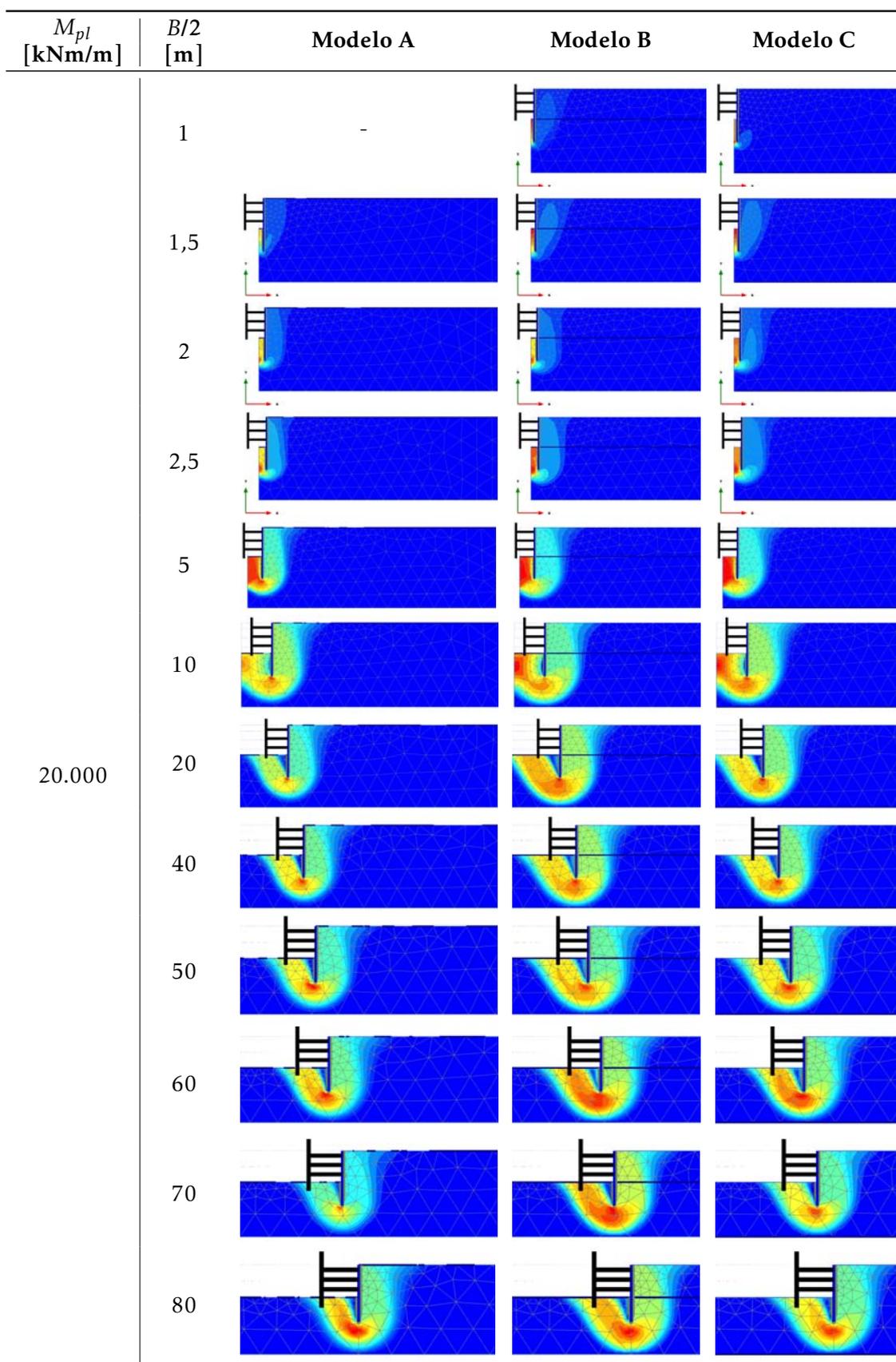


Figura 4.13: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m

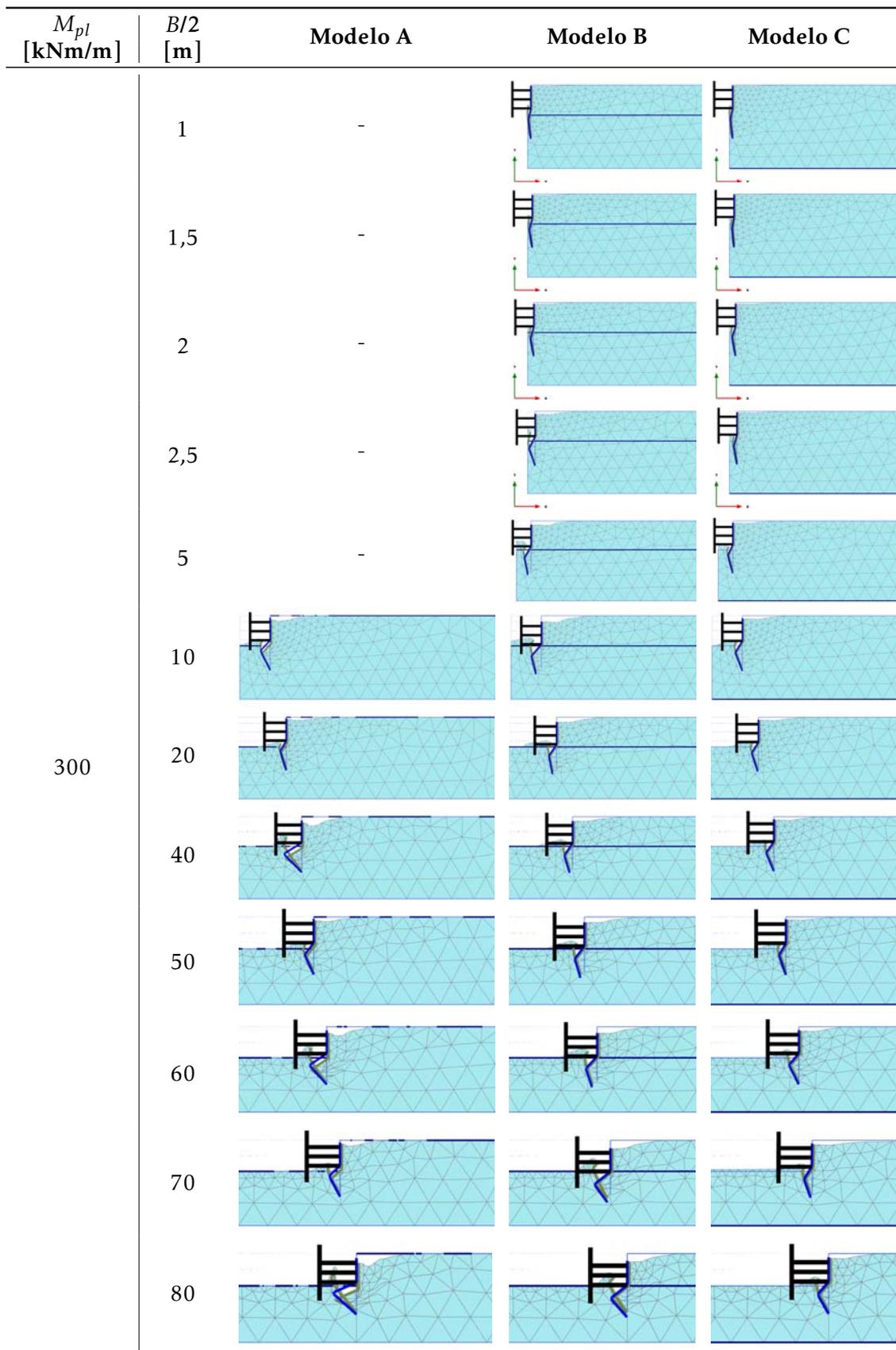


Figura 4.14: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

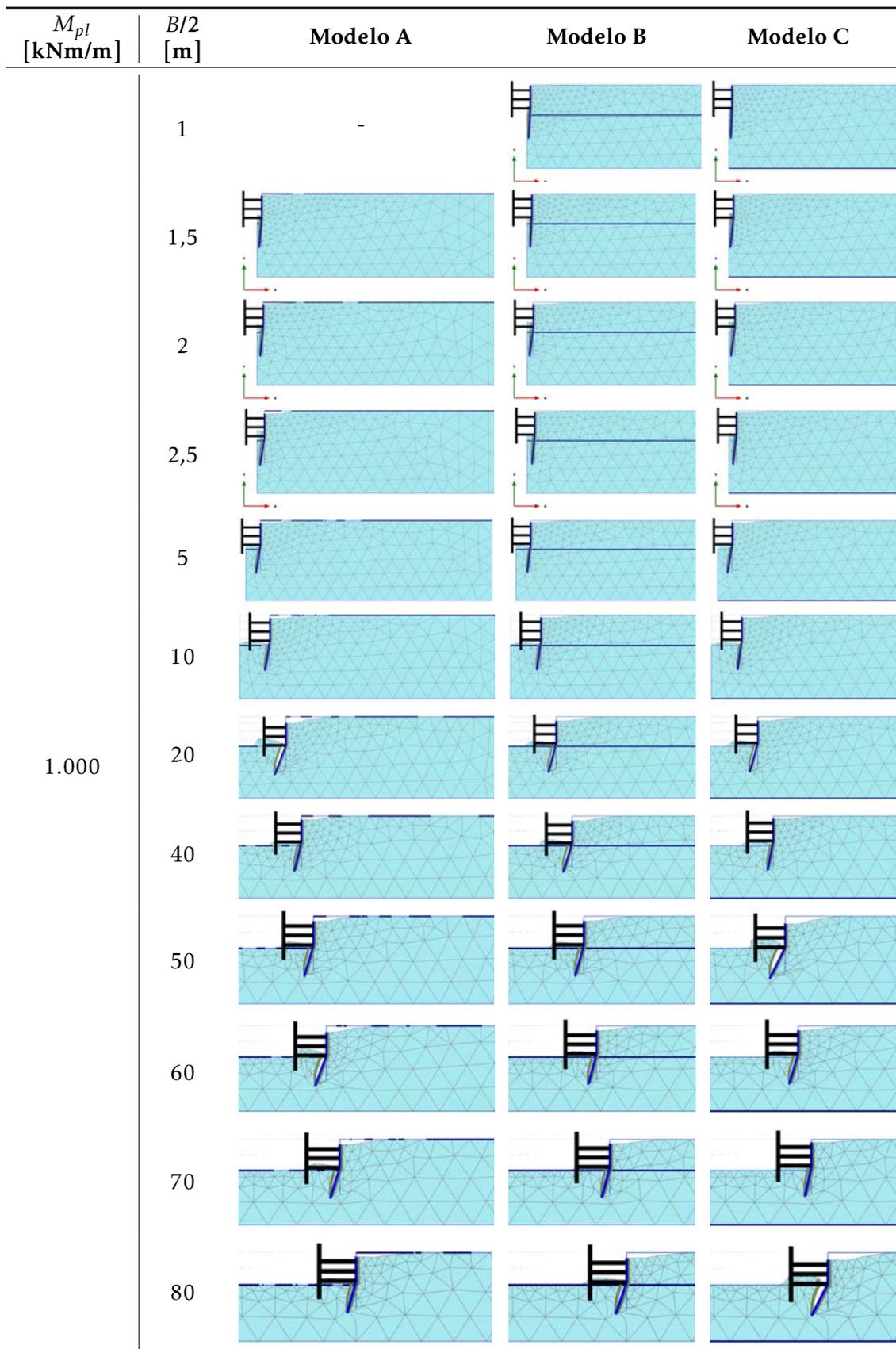


Figura 4.15: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m

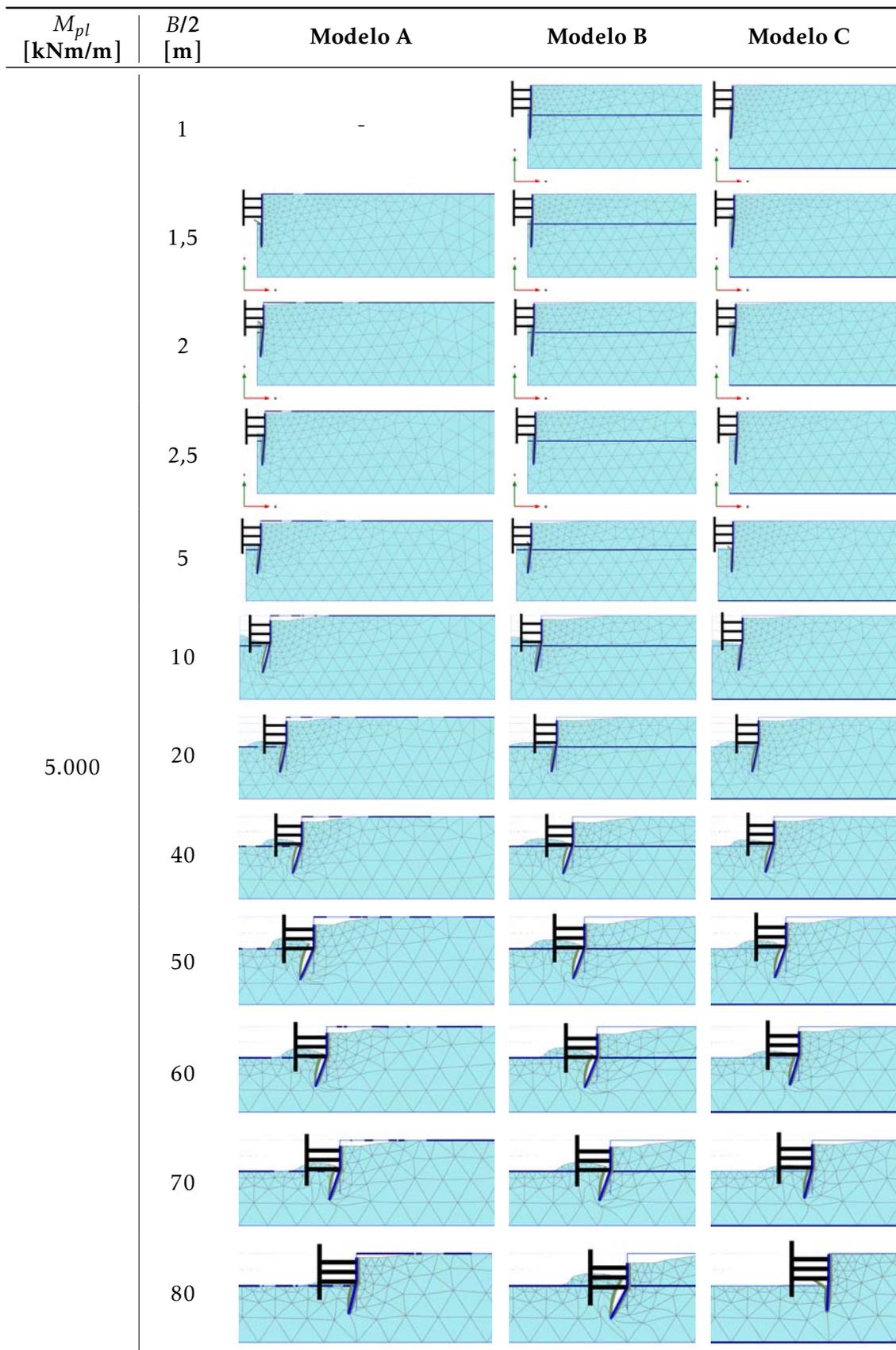


Figura 4.16: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

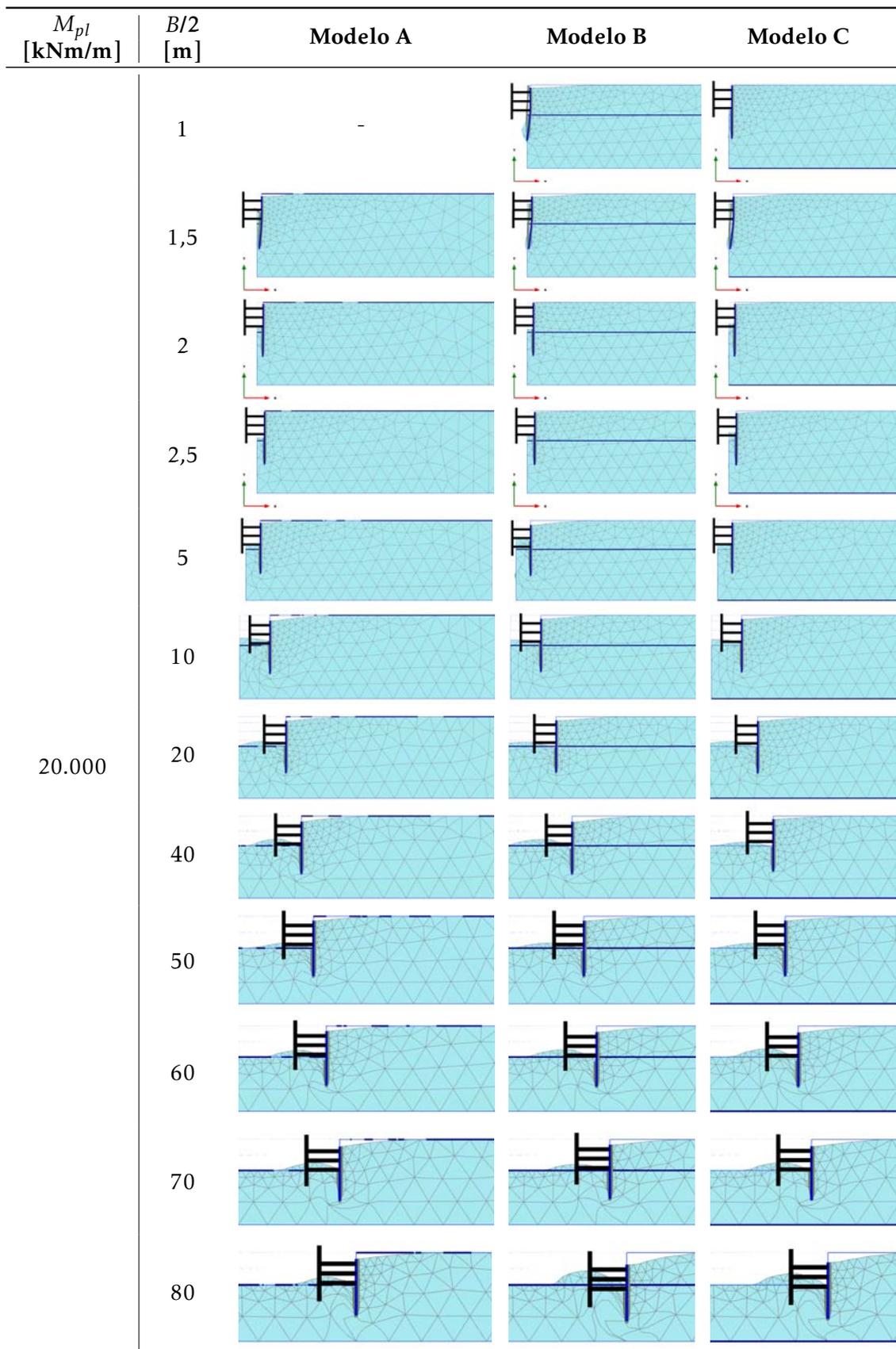


Figura 4.17: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m

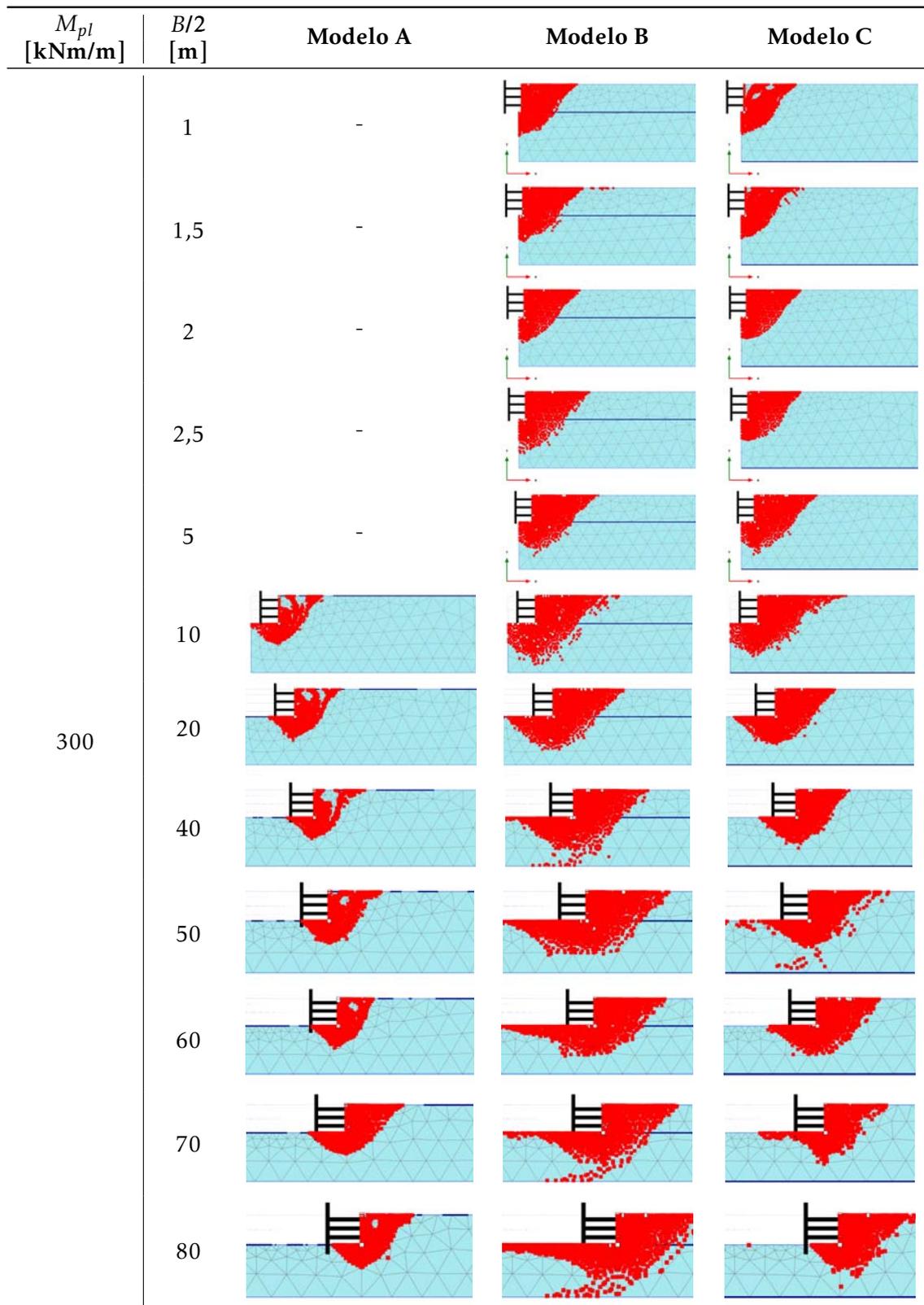


Figura 4.18: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

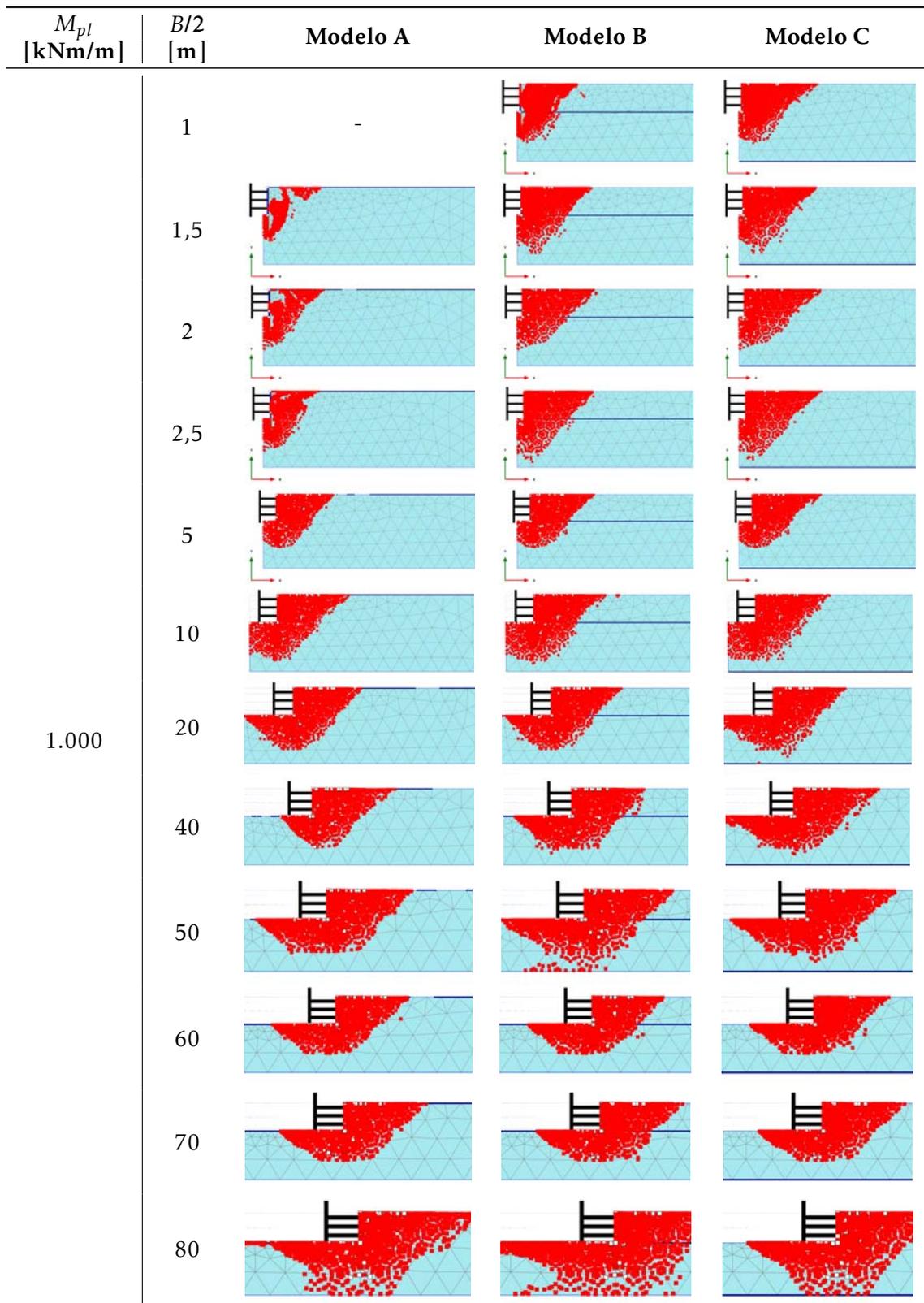


Figura 4.19: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m

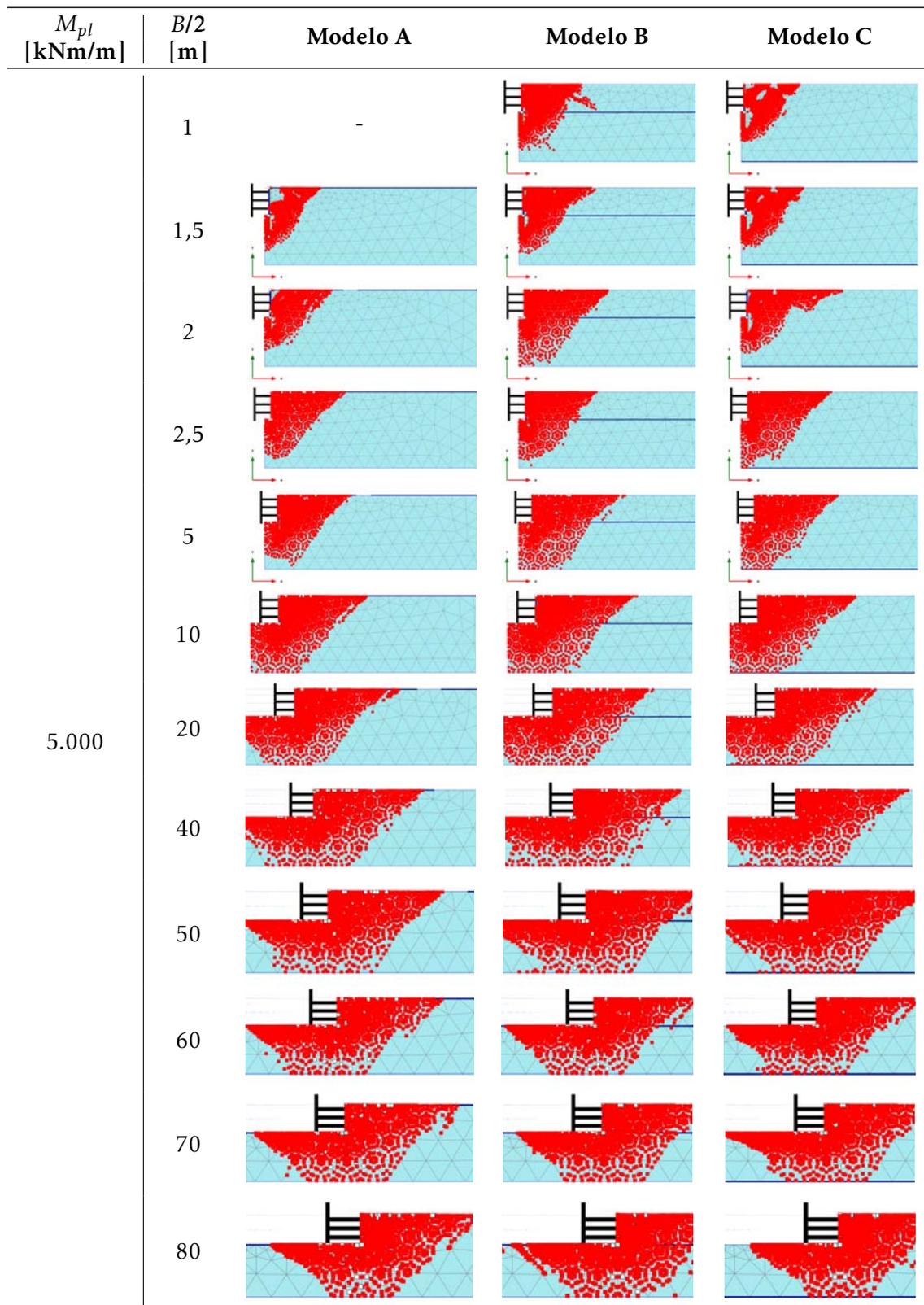


Figura 4.20: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m

4.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO

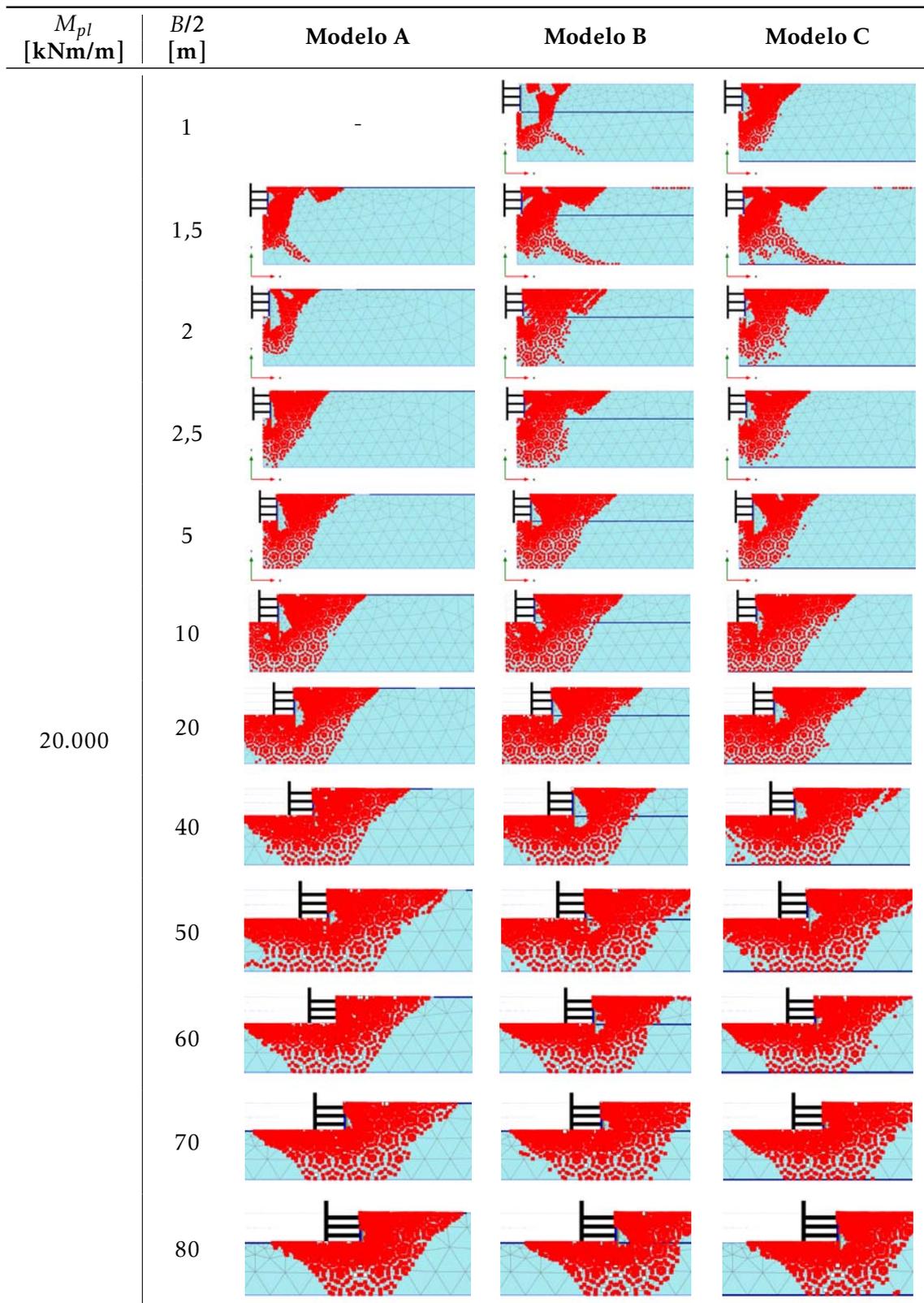


Figura 4.21: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de $B/2$ considerados e para o valor de M_{pl} igual a 20.000 kNm/m

4.3 Influência da Profundidade Enterrada da Cortina

Para o estudo da influência da profundidade enterrada da cortina, os modelos A, B e C foram simulados para diversos valores de f , os quais foram divididos em dois casos.

No primeiro caso, foi mantido constante o valor da distância entre o fundo da escavação e o estrato rígido (d) igual a 17,5 m (ver Figura 3.1) e variou-se o valor da distância entre o estrato rígido e o pé da parede de contenção (D) em função dos valores de f adoptados, de acordo com a Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Valores de f e de D adoptados

Ordem	f [m]	D [m]
1	3	14,5
2	4	13,5
3	5	12,5
4	6	11,5
5	7,5	10
6	8	9,5
7	9	8,5
8	10	7,5

Para o modelo A, não foi possível concluir o processo de cálculo no programa PLAXIS (2018) devido a problemas numéricos, para as seguintes situações do caso 1:

- valor de f igual a 3 m e valores de M_{pl} inferiores a 750 kNm/m;
- valor de f igual a 4 m e valores de M_{pl} inferiores a 600 kNm/m.

No segundo caso, foi mantido constante o valor de D igual a 10 m e variou-se o valor de d consoante os valores de f assumidos, conforme indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Valores de f e de d considerados

Ordem	f [m]	d [m]
1	3	13
2	4,5	14,5
3	6	16,5
4	7,5	17,5
5	10	20

Para o modelo A, não foi possível concluir o processo de cálculo no programa PLAXIS (2018) devido a problemas numéricos, para as seguintes situações do caso 2:

- valor de f igual a 3 m e valores de M_{pl} inferiores a 750 kNm/m;
- valor de f igual a 4,5 m e valores de M_{pl} inferiores a 300 kNm/m.

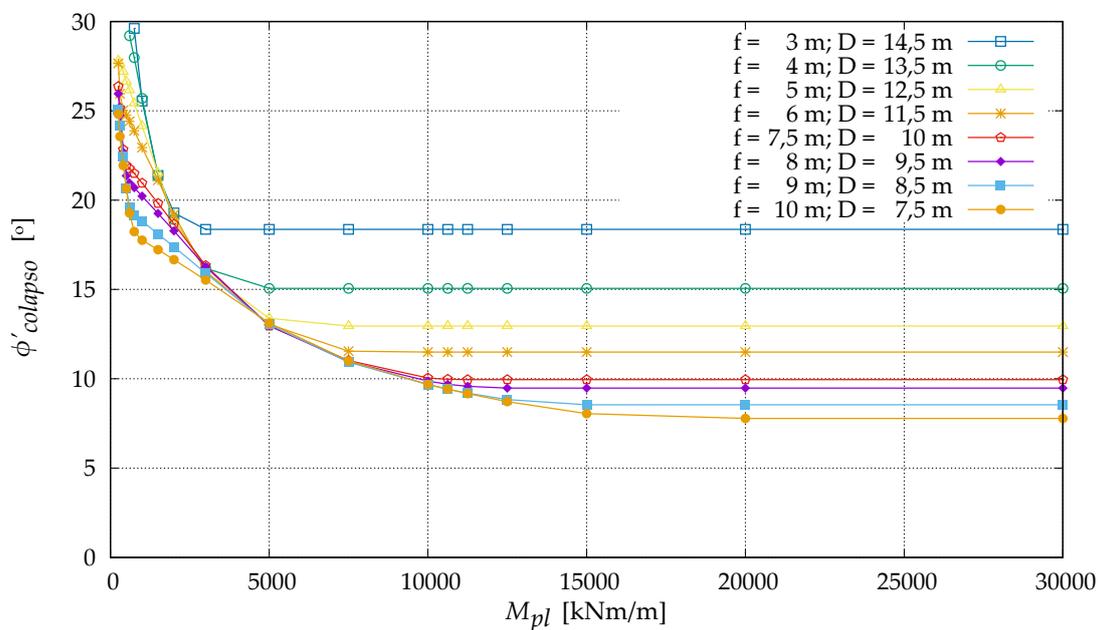
4.3.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

São graficamente representados nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 os resultados dos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para os três modelos estudados, admitindo-se os diferentes valores de f do caso 1 e de M_{pl} atribuídos à cortina.

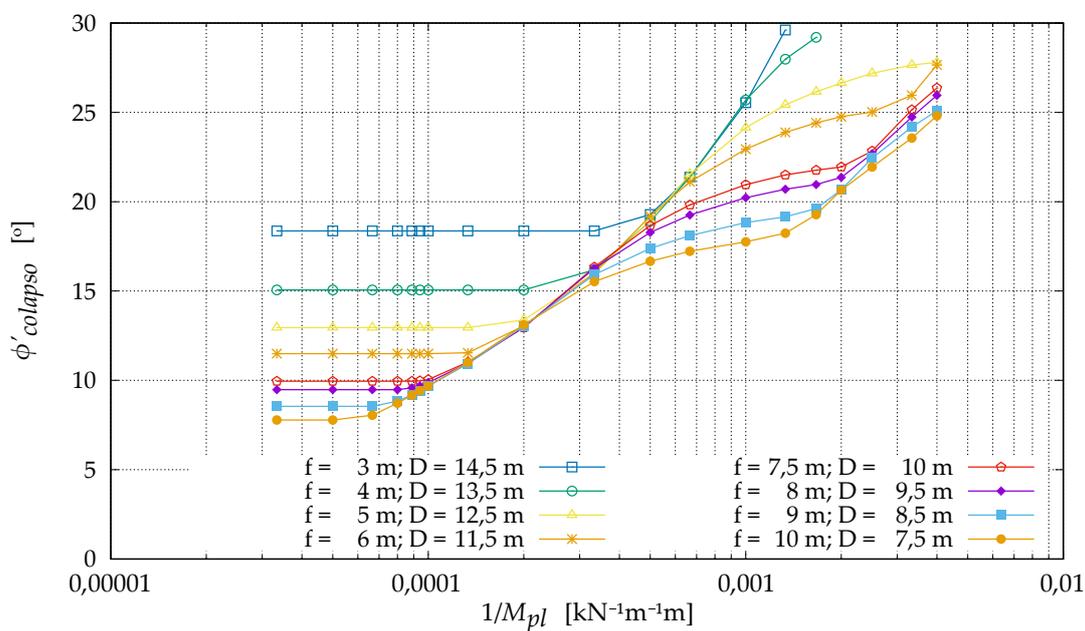
Ao analisar as Figuras 4.22, 4.23 e 4.24, correspondentes ao caso 1, é possível verificar que:

- para os três modelos estudados, quanto maior é o valor de f menores são os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos, conforme esperado;
- para os três modelos estudados, todas as curvas convergem para um patamar elástico correspondente a um valor constante de $\phi'_{colapso}$ diferente para cada modelo e para cada valor de f . Quanto maior é o valor de f maior é o valor de M_{pl} a partir do qual deixa de ocorrer a plastificação da cortina (M_{pl} de fronteira entre as zonas IV/III), conforme indicado na Tabela 4.3 e como também é esperado;
- para cada valor de f , o valor de M_{pl} de fronteira entre as zonas IV/III é idêntico nos três modelos;
- para f longas é possível identificar nas Figuras 4.22b, 4.23b e 4.24b as 4 zonas anteriormente determinadas;
- para f mais curtas, os valores de M_{pl} mínimos adotados nos cálculos não conduziram às situações que caracterizam a zona I para os três modelos; no caso do menor valor de f adotado, nem sequer a zona II foi detectada para o modelo A;
- os valores de M_{pl} de fronteira são, portanto, tanto menores quanto menor é o valor de f como, a propósito, pode ser observado na Tabela 4.3 para os valores de M_{pl} de fronteira entre as zonas IV/III.

Ao analisar os resultados de $\phi'_{colapso}$ obtidos nos três modelos estudados para o caso 2, representados graficamente nas Figuras 4.25, 4.26 e 4.27, em que se manteve constante o valor de D e variou-se os valores de f e de d , pode-se concluir que, comparativamente aos resultados de $\phi'_{colapso}$ obtidos e apresentados anteriormente para o caso 1, não se



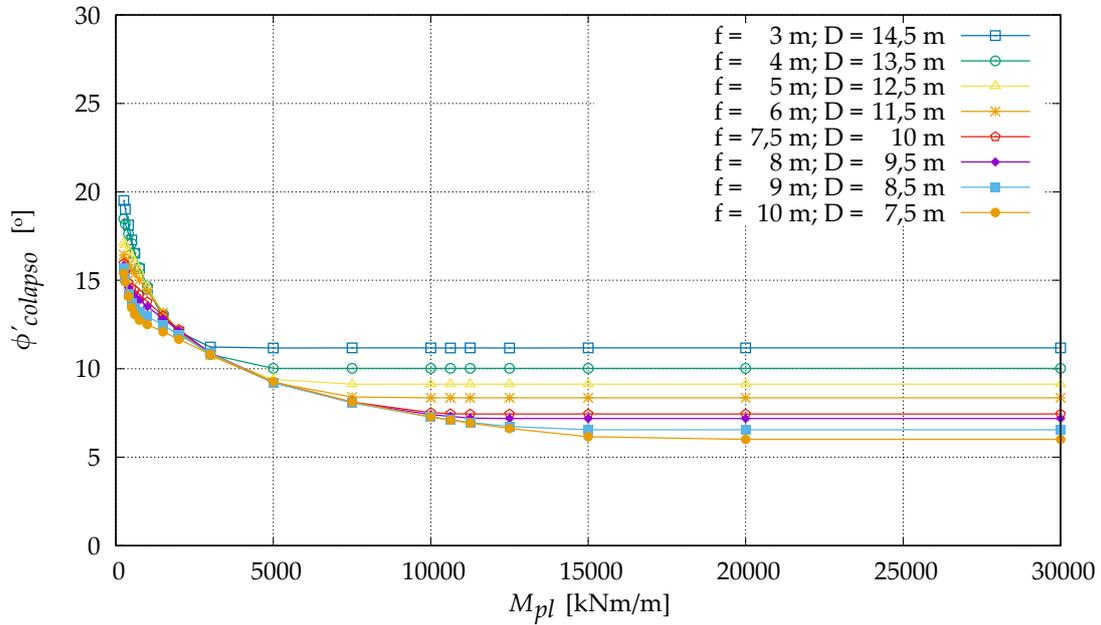
(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



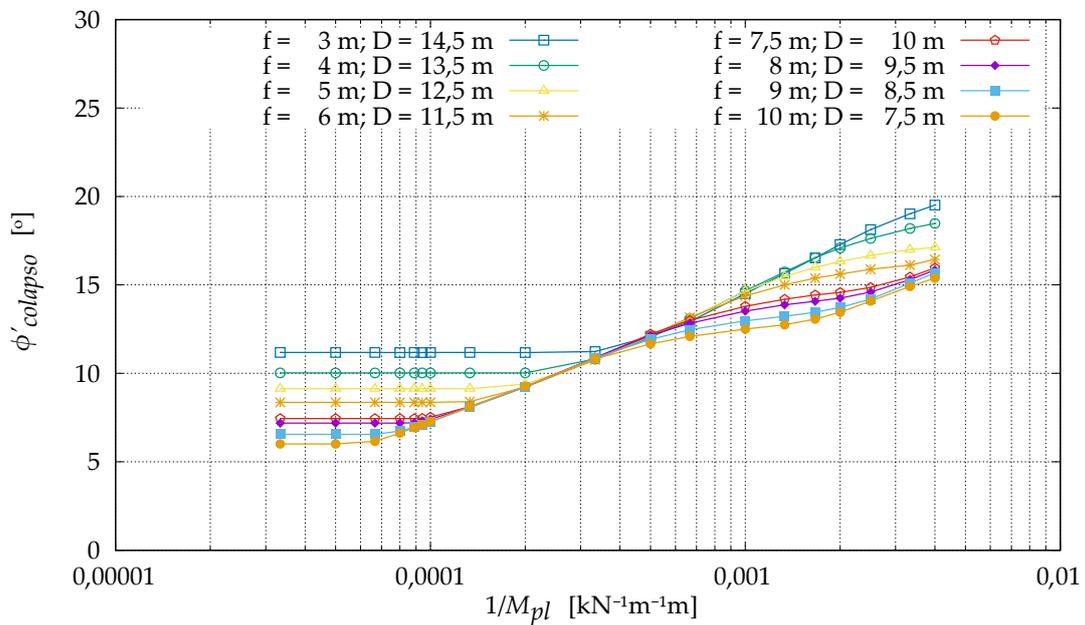
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.22: Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A e para o valor de d constante e igual a 17,5 m

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

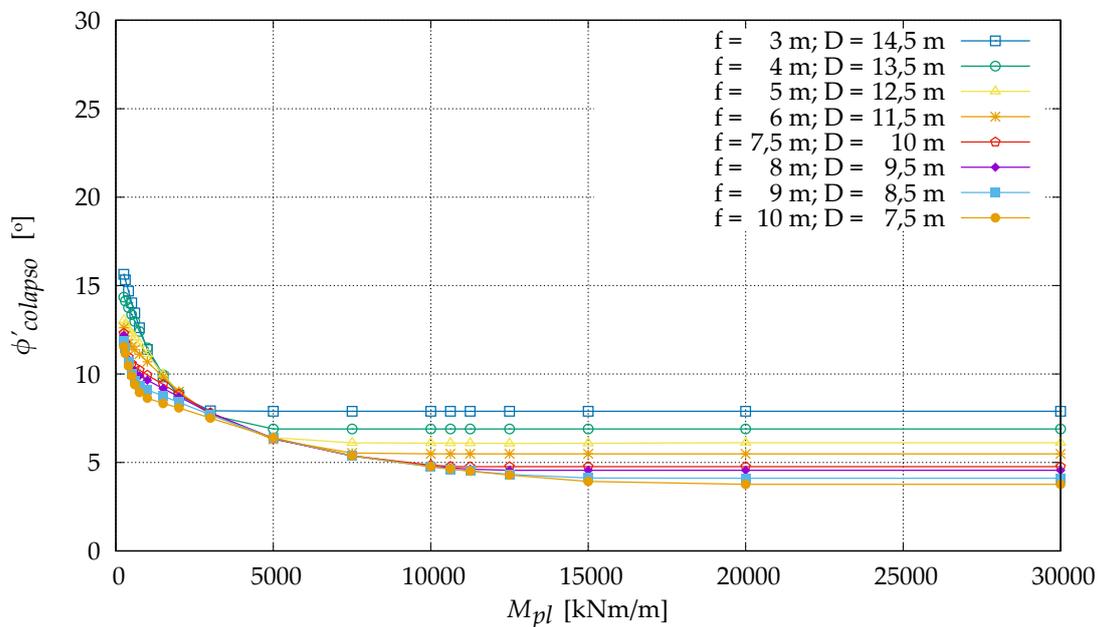


(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}

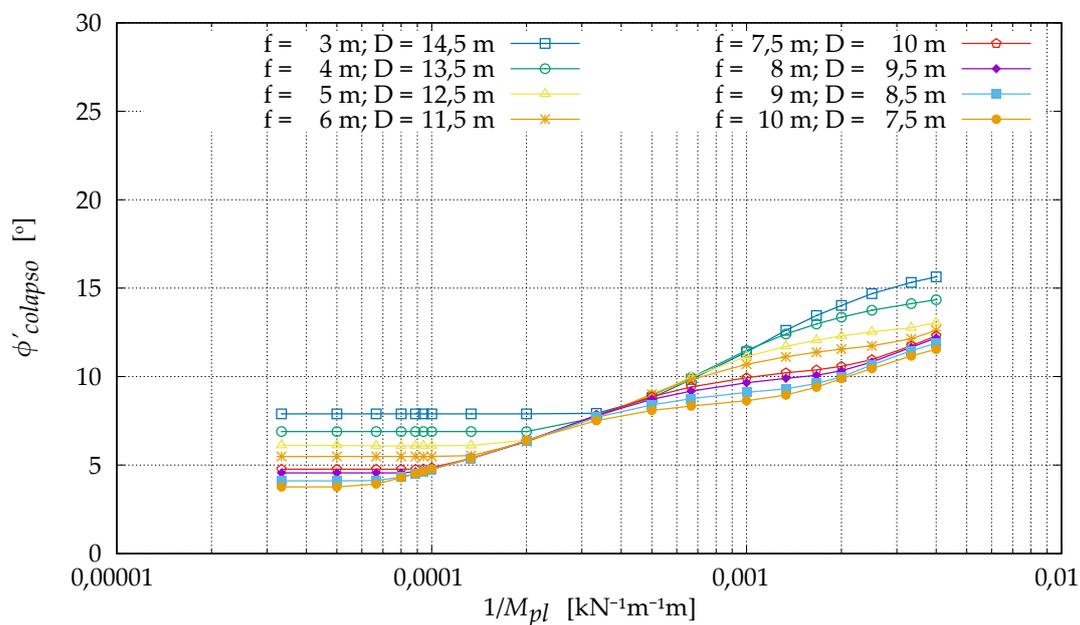


(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.23: Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B e para o valor de d constante e igual a 17,5 m



(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.24: Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C e para o valor de d constante e igual a 17,5 m

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

Tabela 4.3: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III para os diferentes valores de f do caso 1 (d constante)

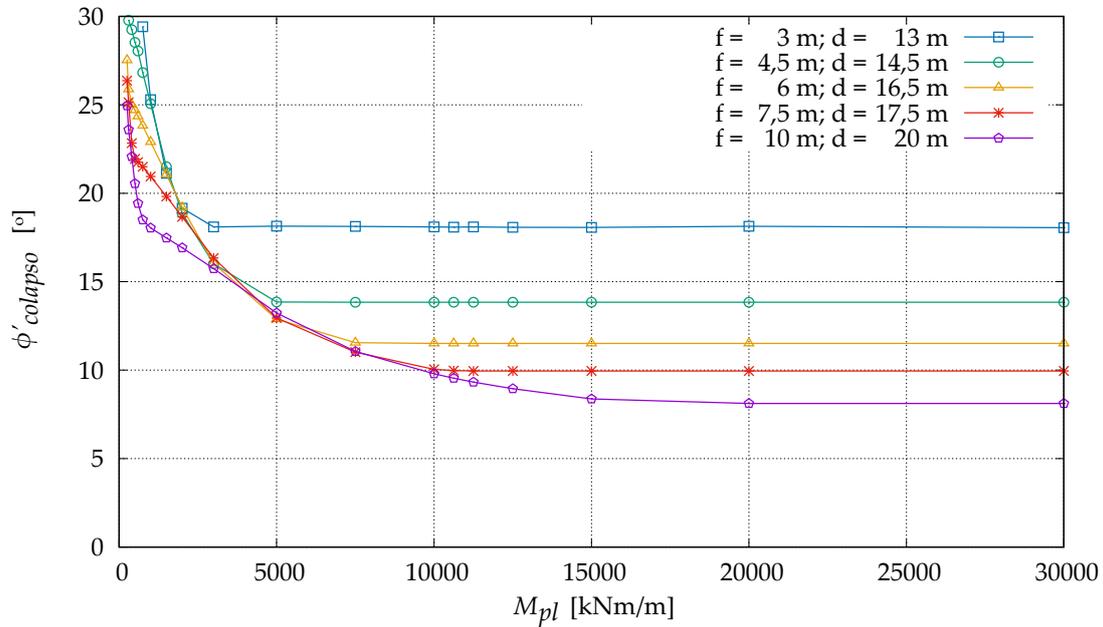
f [m]	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	M_{pl} [kNm/m]	$\phi'_{colapso}$ [°]	M_{pl} [kNm/m]	$\phi'_{colapso}$ [°]	M_{pl} [kNm/m]	$\phi'_{colapso}$ [°]
3	3.000	18,37	3.000	11,18	3.000	7,89
4	5.000	15,06	5.000	10,02	5.000	6,90
5	7.500	12,95	7.500	9,13	7.500	6,10
6	10.000	11,50	10.000	8,36	10.000	5,49
7,5	11.250	9,95	11.250	7,44	11.250	4,76
8	12.500	9,48	12.500	7,18	12.500	4,55
9	15.000	8,55	15.000	6,55	15.000	4,11
10	20.000	7,78	20.000	6,01	20.000	3,76

verificam diferenças nos valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III para os valores de f coincidentes em ambos os casos (3 m, 6 m, 7,5 m e 10 m), conforme se observa na Tabela 4.4. O parâmetro que parece, assim, ser relevante é o valor de f .

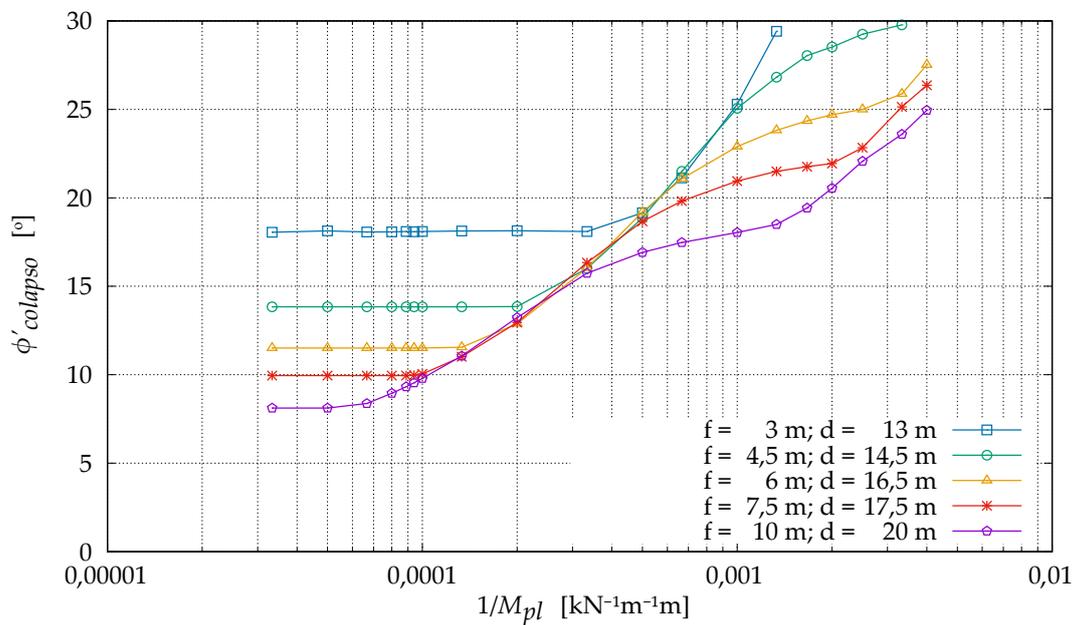
Tabela 4.4: Comparativo entre os valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III para os diferentes valores de f dos casos 1 (d constante) e 2 (D constante)

Parâmetro	$d = 17,5$ m (caso 1)				$D = 10$ m (caso 2)			
Modelo	A, B e C	A	B	C	A, B e C	A	B	C
f [m]	M_{pl} [kNm/m]	$\phi'_{colapso}$ [°]			M_{pl} [kNm/m]	$\phi'_{colapso}$ [°]		
3	3.000	18,37	11,18	7,89	3.000	18,16	11,15	7,85
4	5.000	15,06	10,02	6,90	-	-	-	-
4,5	-	-	-	-	5.000	13,85	9,58	6,51
5	7.500	12,95	9,13	6,10	-	-	-	-
6	10.000	11,50	8,36	5,49	10.000	11,49	8,34	5,47
7,5	11.250	9,95	7,44	4,76	11.250	9,95	7,44	4,76
8	12.500	9,48	7,18	4,55	-	-	-	-
9	15.000	8,55	6,55	4,11	-	-	-	-
10	20.000	7,78	6,01	3,76	20.000	8,11	6,30	3,89

As Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 mostram a variação dos valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III, III/II e II/I em função da variação dos valores de f , considerados nos casos 1 e 2, somados ao valor constante de h' do caso base igual a 2,5 m, para os três modelos. O parâmetro h' , não é relevante neste caso, dado ser um valor constante, contudo optou-se por esta representação pelo facto da variação deste parâmetro ser objecto de estudo e análise futura.



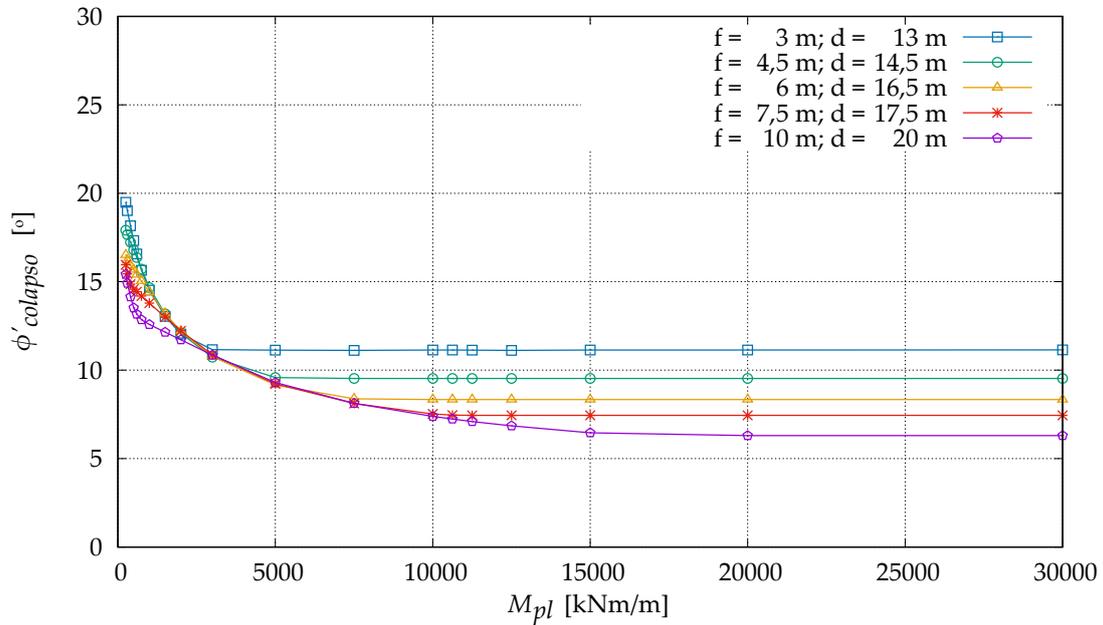
(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



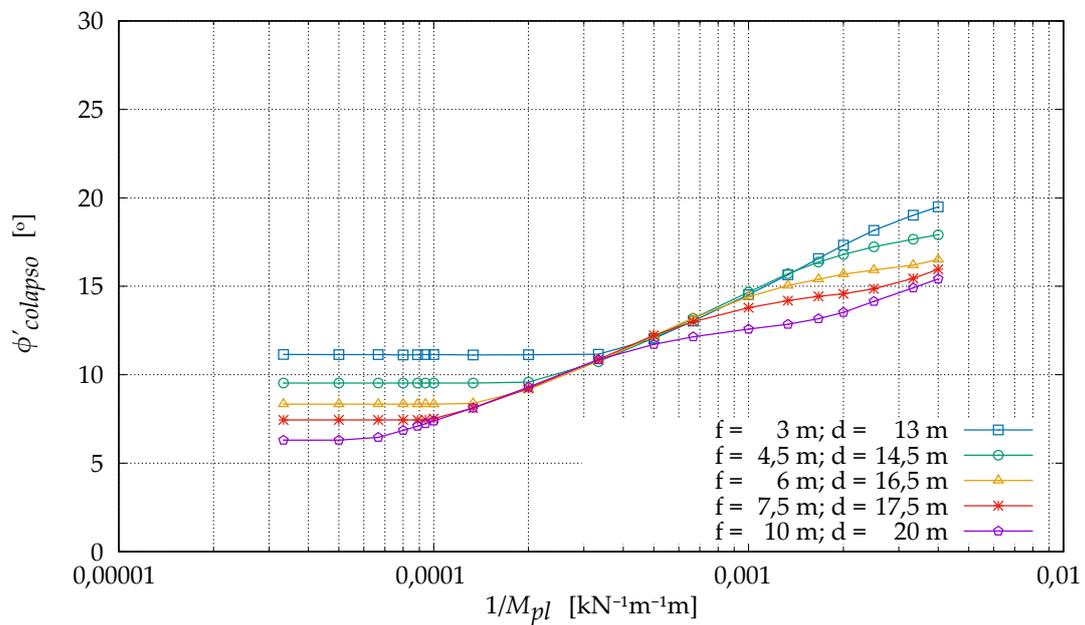
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.25: Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A e para o valor de D constante e igual a 10 m

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

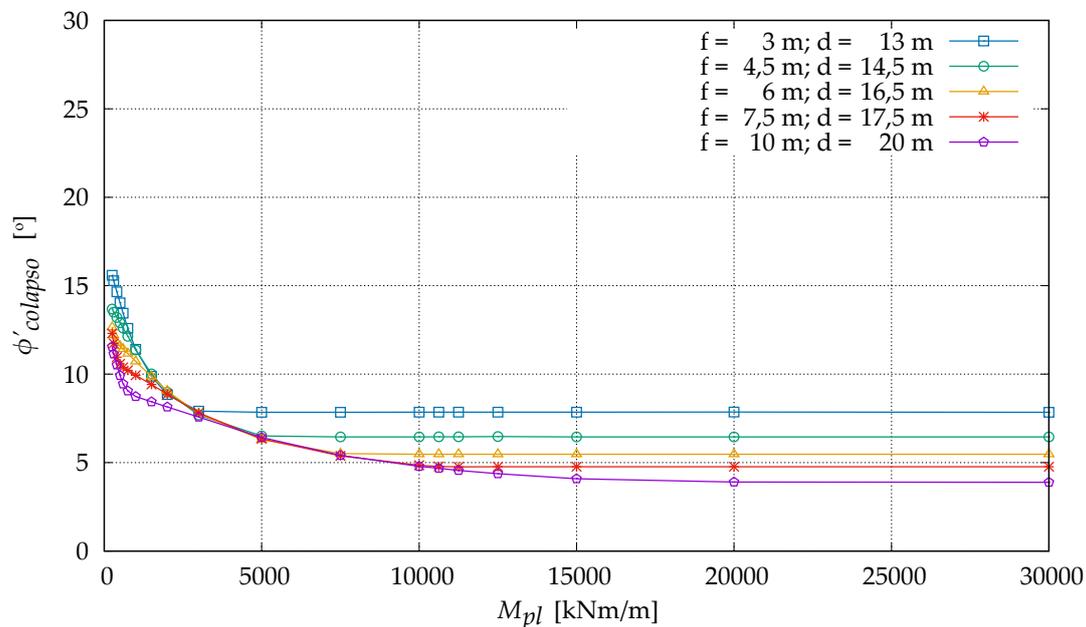


(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}

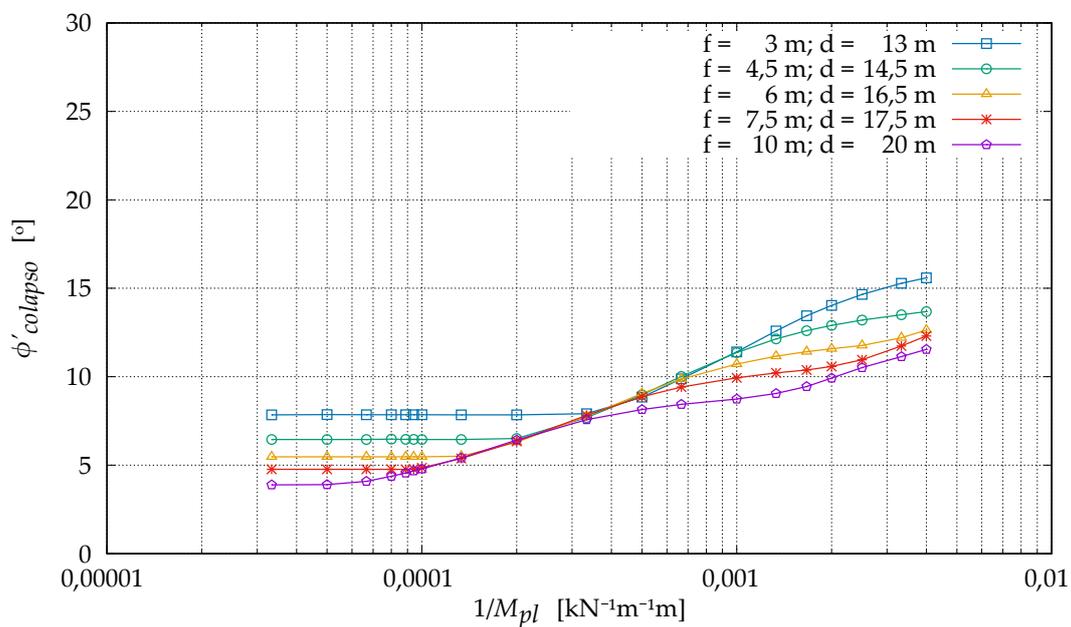


(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.26: Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B e para o valor de D constante e igual a 10 m



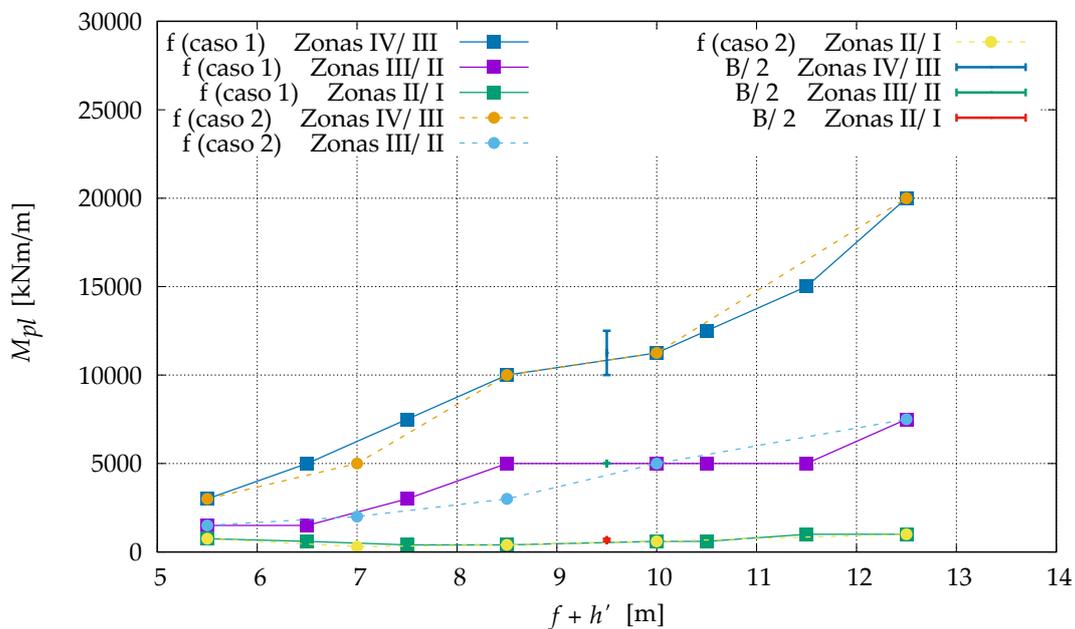
(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



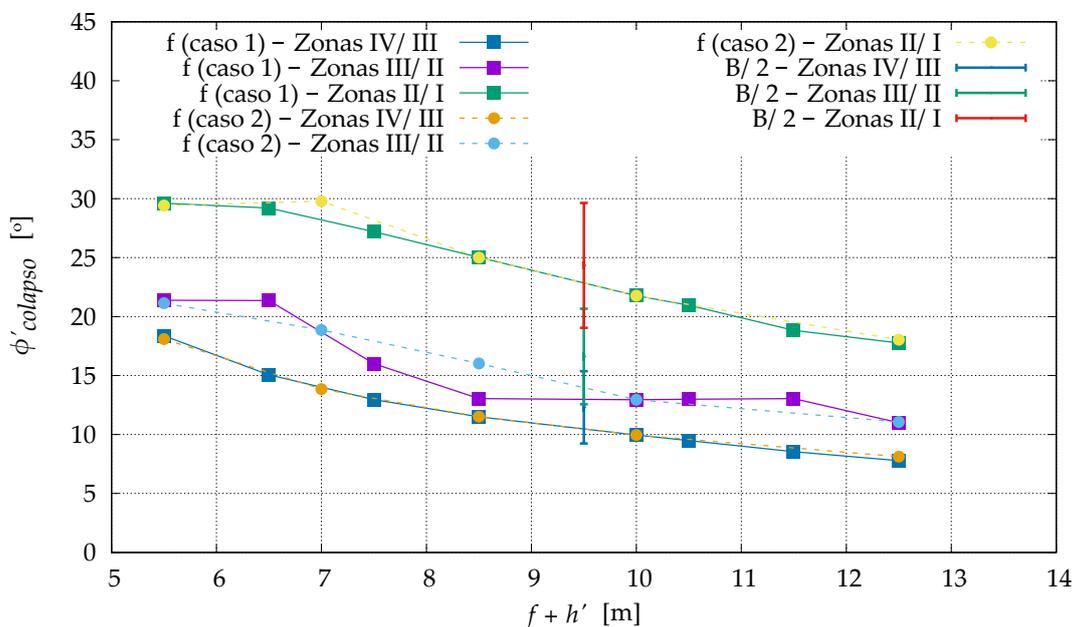
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.27: Influência da profundidade enterrada da cortina nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C e para o valor de D constante e igual a 10 m

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

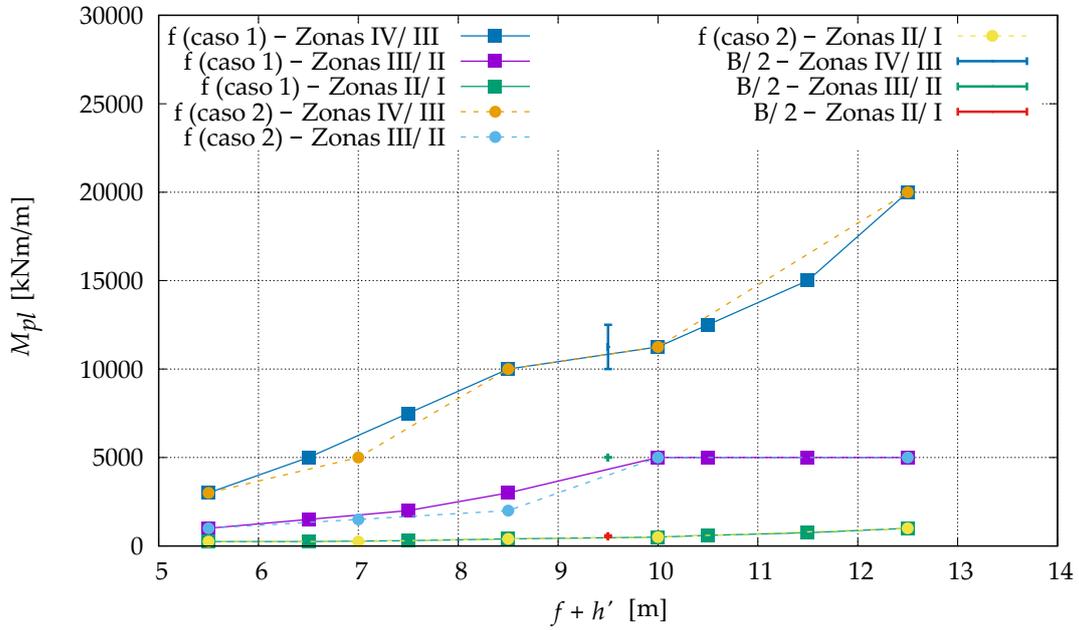


(a) Valores de M_{pl} de fronteira

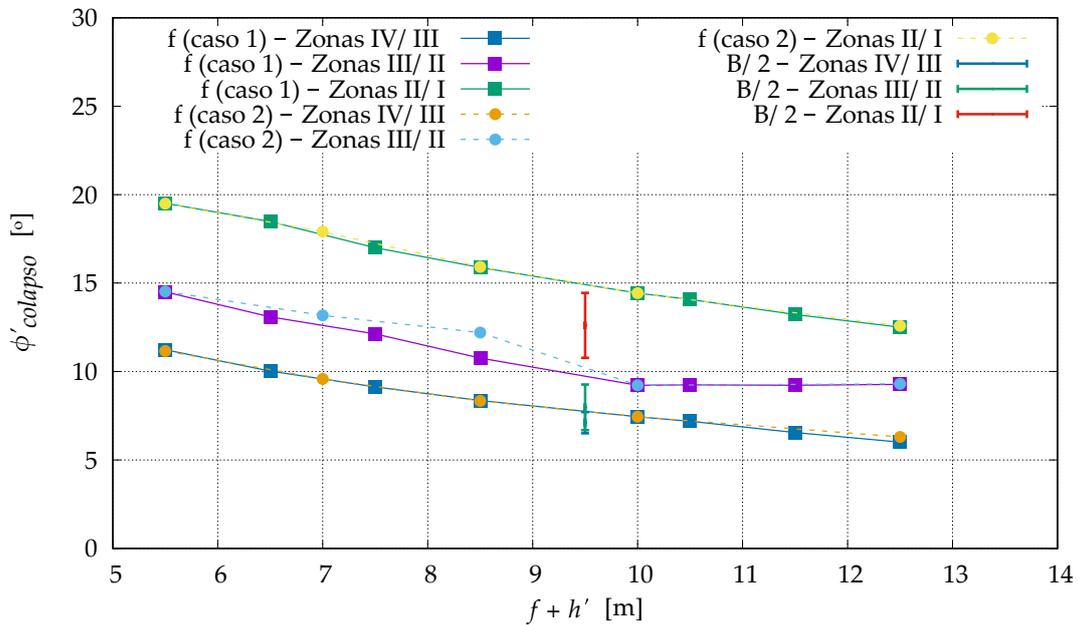


(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.28: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo A em função de f (com h' constante e igual a 2,5 m)



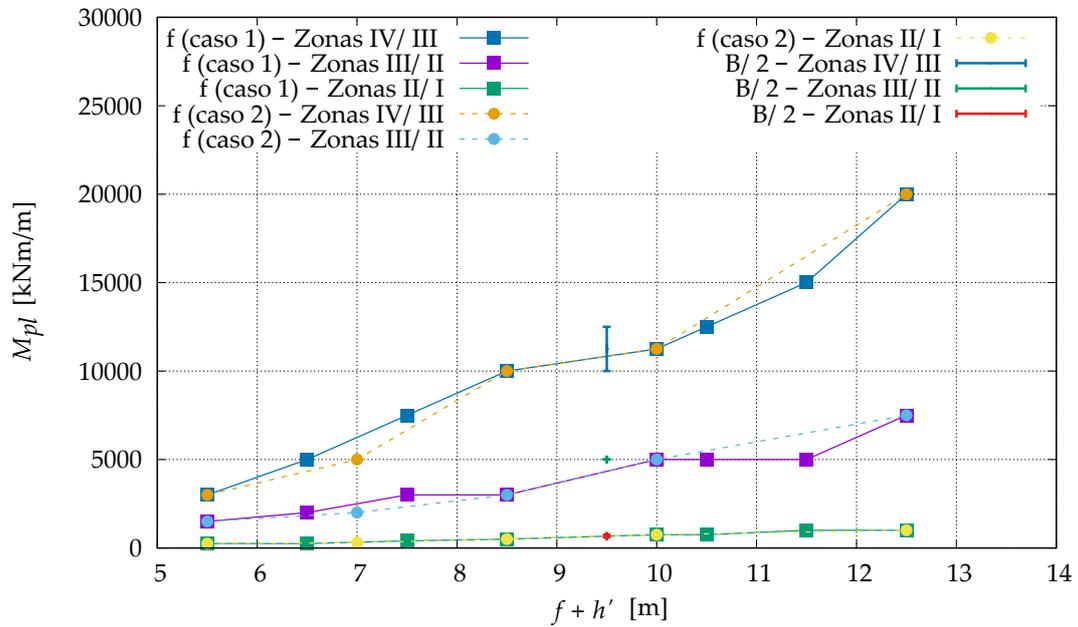
(a) Valores de M_{pl} de fronteira



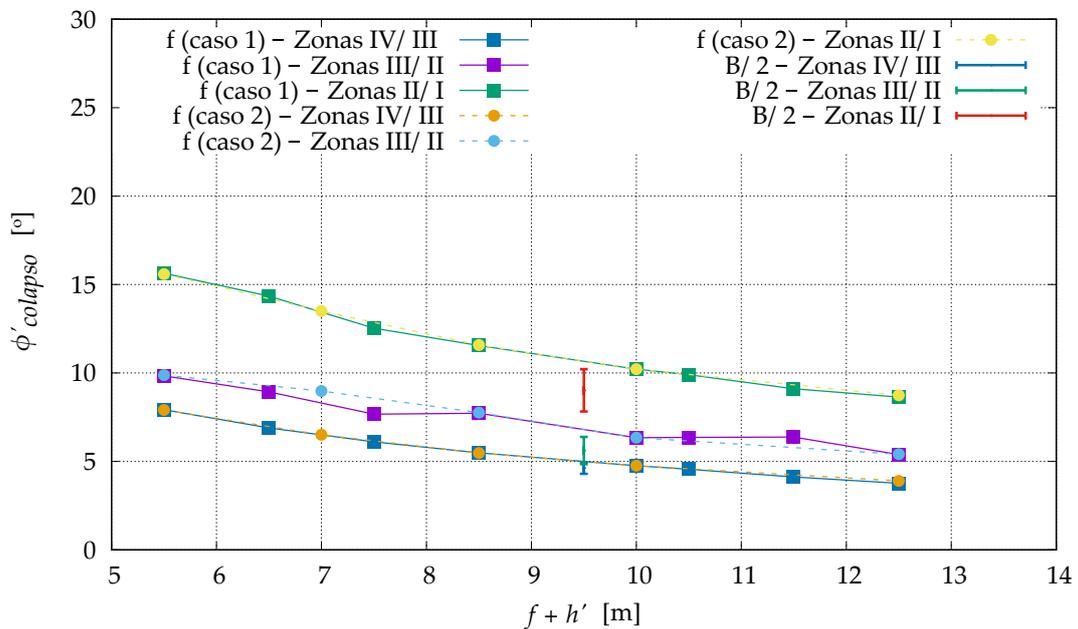
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.29: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo B em função de f (com h' constante e igual a 2,5 m)

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA



(a) Valores de M_{pl} de fronteira



(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.30: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo C em função de f (com h' constante e igual a 2,5 m)

Analisando-se essas figuras, observa-se que:

- o factor geométrico f influencia consideravelmente os valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira nos três modelos, embora essa influência seja menos pronunciada nos valores de M_{pl} de fronteira entre as zonas de II/I;
- observa-se que quanto maior é o valor de f , maior é o valor de M_{pl} de fronteira e menor é o valor de $\phi'_{colapso}$ de fronteira;
- o intervalo de variação dos valores de M_{pl} de fronteira entre as zonas II/I, II/III e IV/III mostram-se superiores aos verificados para o factor geométrico $B/2$, mais notadamente para a fronteira entre as zonas IV/III;
- o intervalo de variação dos valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas II/I, II/III e IV/III mostram-se semelhantes aos verificados para o factor geométrico $B/2$;
- confirma-se não existirem diferenças significativas entre os resultados obtidos para os casos 1 e 2.

A partir da intersecção entre as curvas dos resultados de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} das Figuras 4.22a e 4.25a e as retas traçadas nas Figuras 4.31a e 4.31b correspondentes aos valores de ϕ' iguais a $22,5^\circ$, 25° e $27,5^\circ$, foi possível obter as Figuras 4.32a e 4.32b, que representam as situações limites de colapso por rotura de fundo para os solos com estas resistências e para combinações de valores de M_{pl} e de f , nos casos 1 e 2, respectivamente.

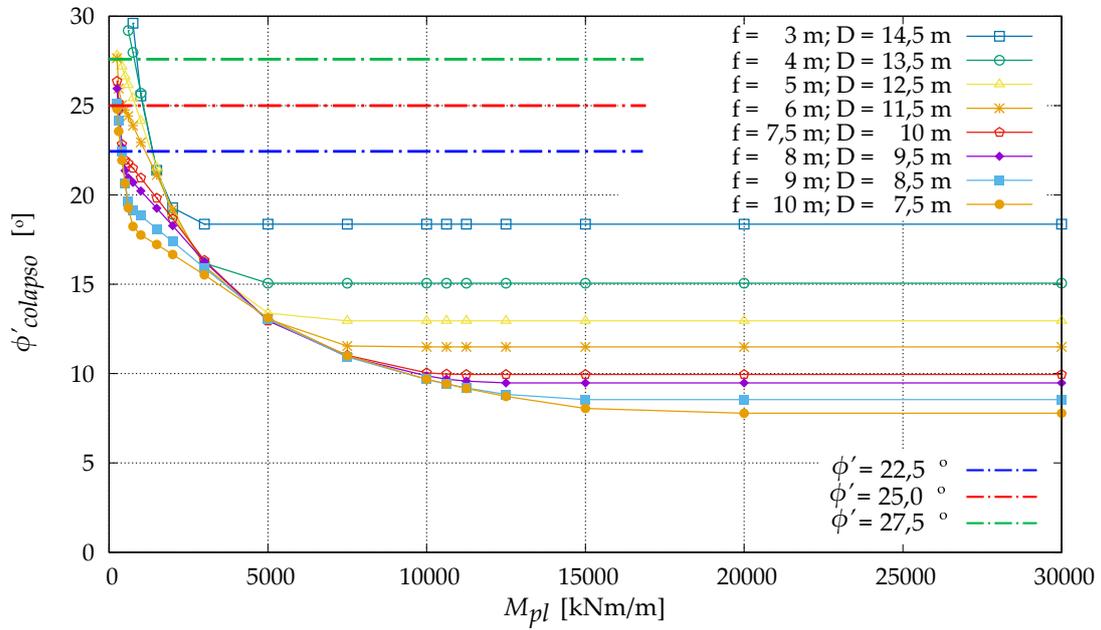
4.3.2 Deslocamentos totais, deformadas e pontos plásticos no colapso

São apresentados os deslocamentos totais (Figuras 4.33 e 4.34), deformadas (Figuras 4.35 e 4.36) e pontos plásticos (Figuras 4.37 e 4.38) no colapso para os três modelos, para os diferentes valores de f considerados no caso 1 abordado na secção anterior e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m, 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m.

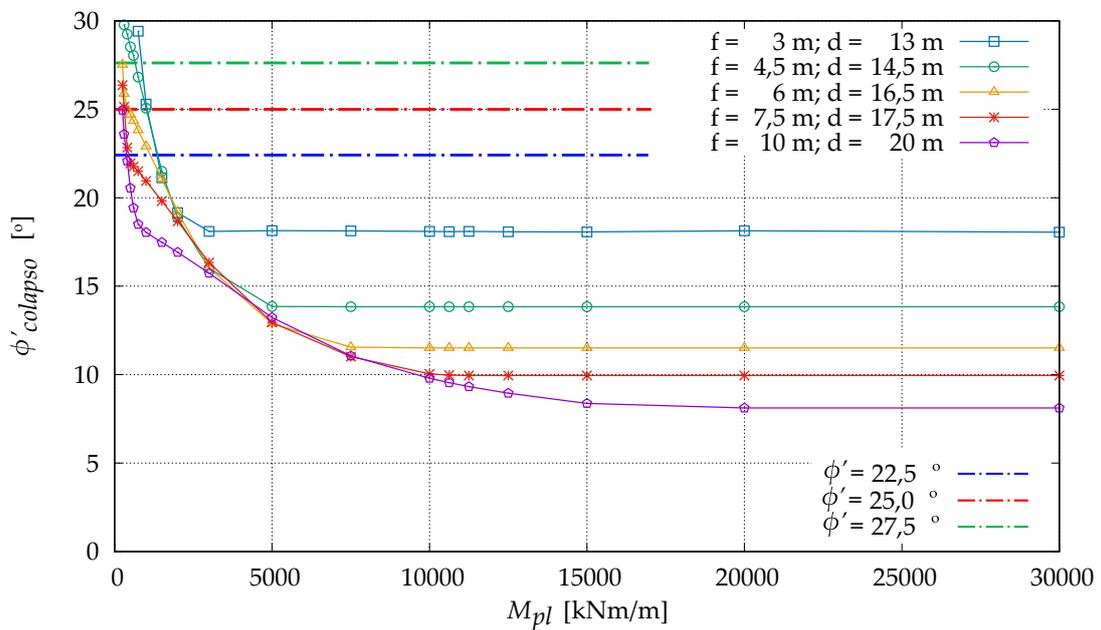
Nestas figuras é possível observar os mecanismos associados ao colapso, podendo-se constatar que:

- quanto maior é o valor de f , maiores são o volume de solo e a quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso;
- para o valor de M_{pl} igual a 300 kNm/m, o mecanismo de colapso já tende a envolver o pé da cortina para os valores de f inferiores a 7,5 m e há formação de apenas uma

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

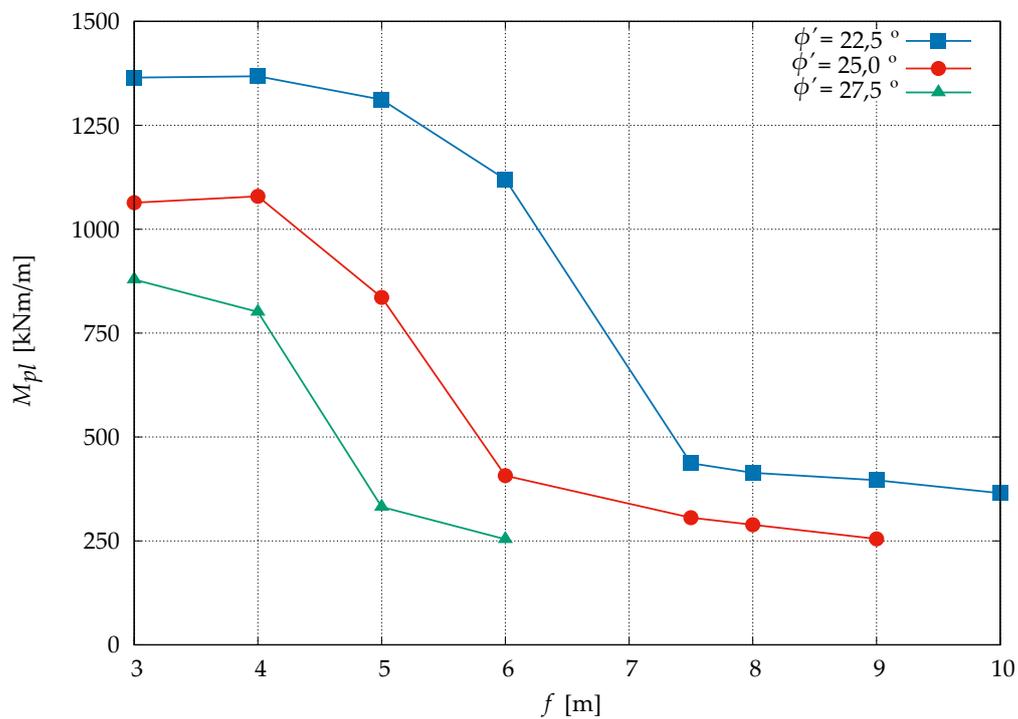


(a) Caso 1

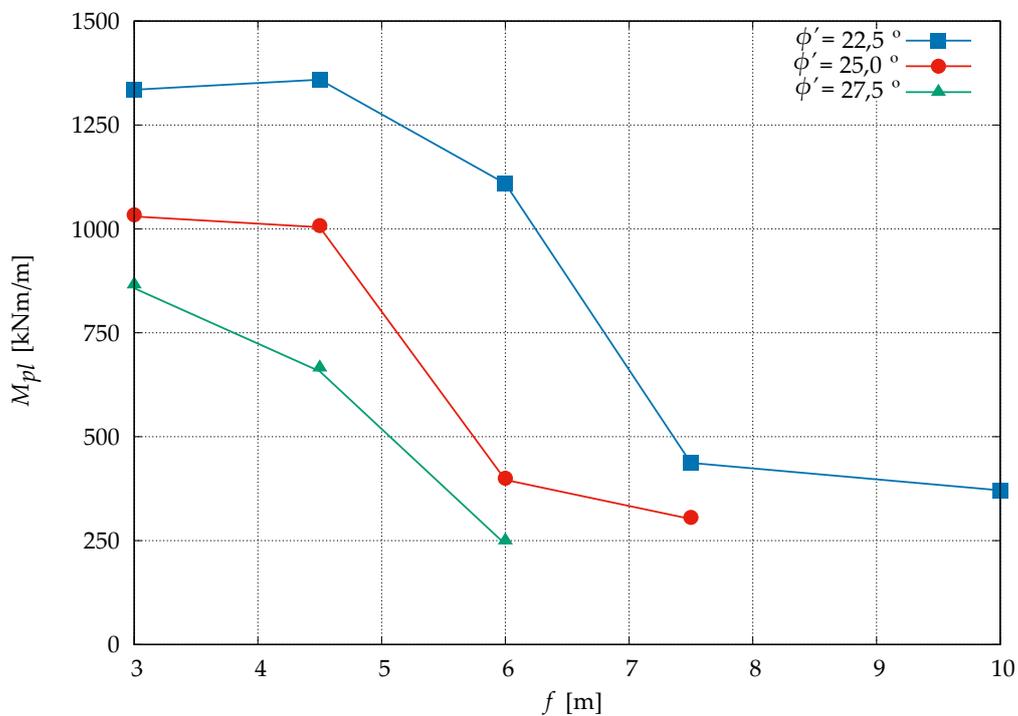


(b) Caso 2

Figura 4.31: Intersecção entre as curvas de valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da análise da influência de f e as retas correspondentes aos valores de ϕ' iguais a $22,5^\circ$, 25° e $27,5^\circ$ para os casos 1 e 2



(a) Caso 1



(b) Caso 2

Figura 4.32: Situações limites de colapso por rotura de fundo para combinações de valores de M_{pl} e de f para os casos 1 e 2

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

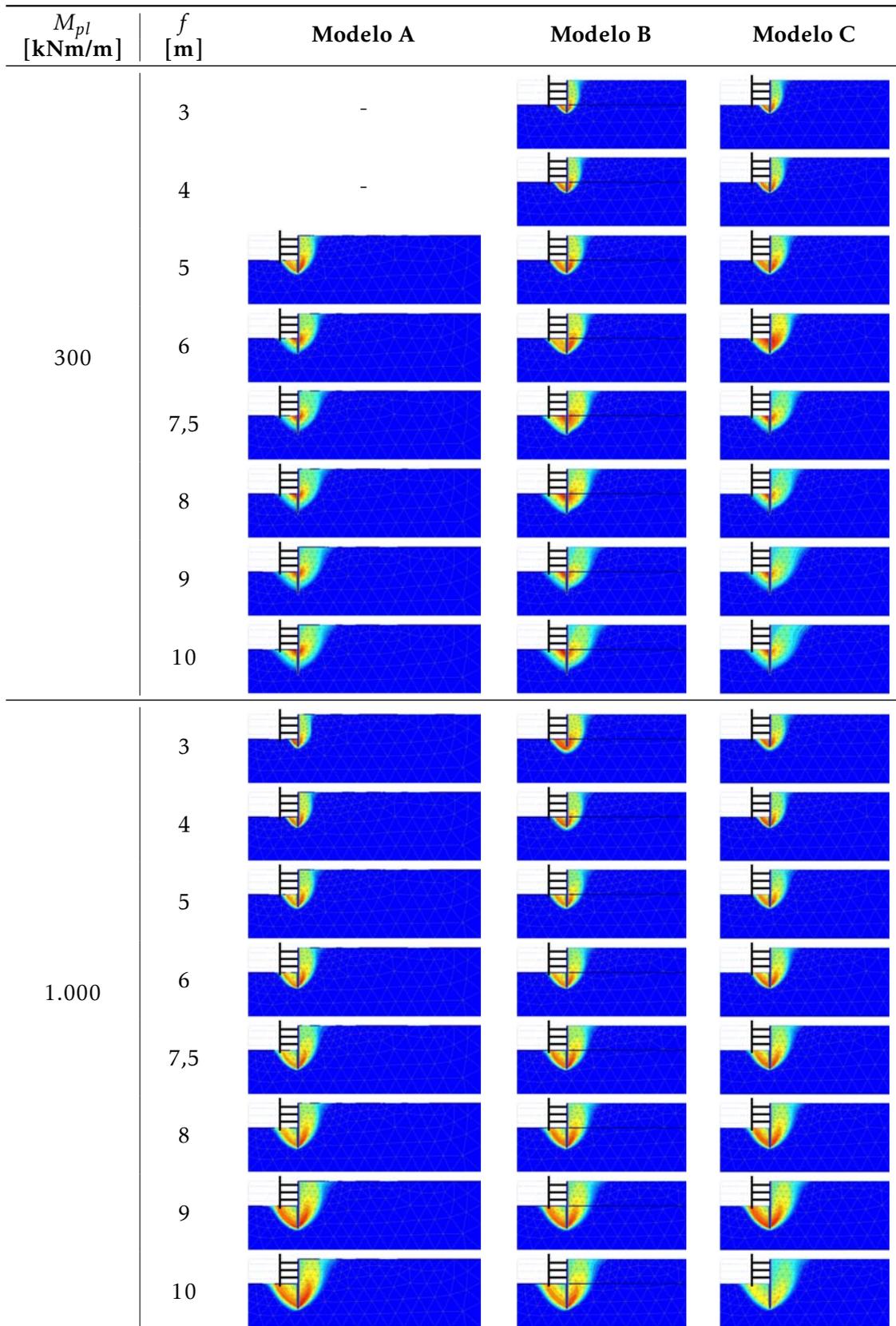


Figura 4.33: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m

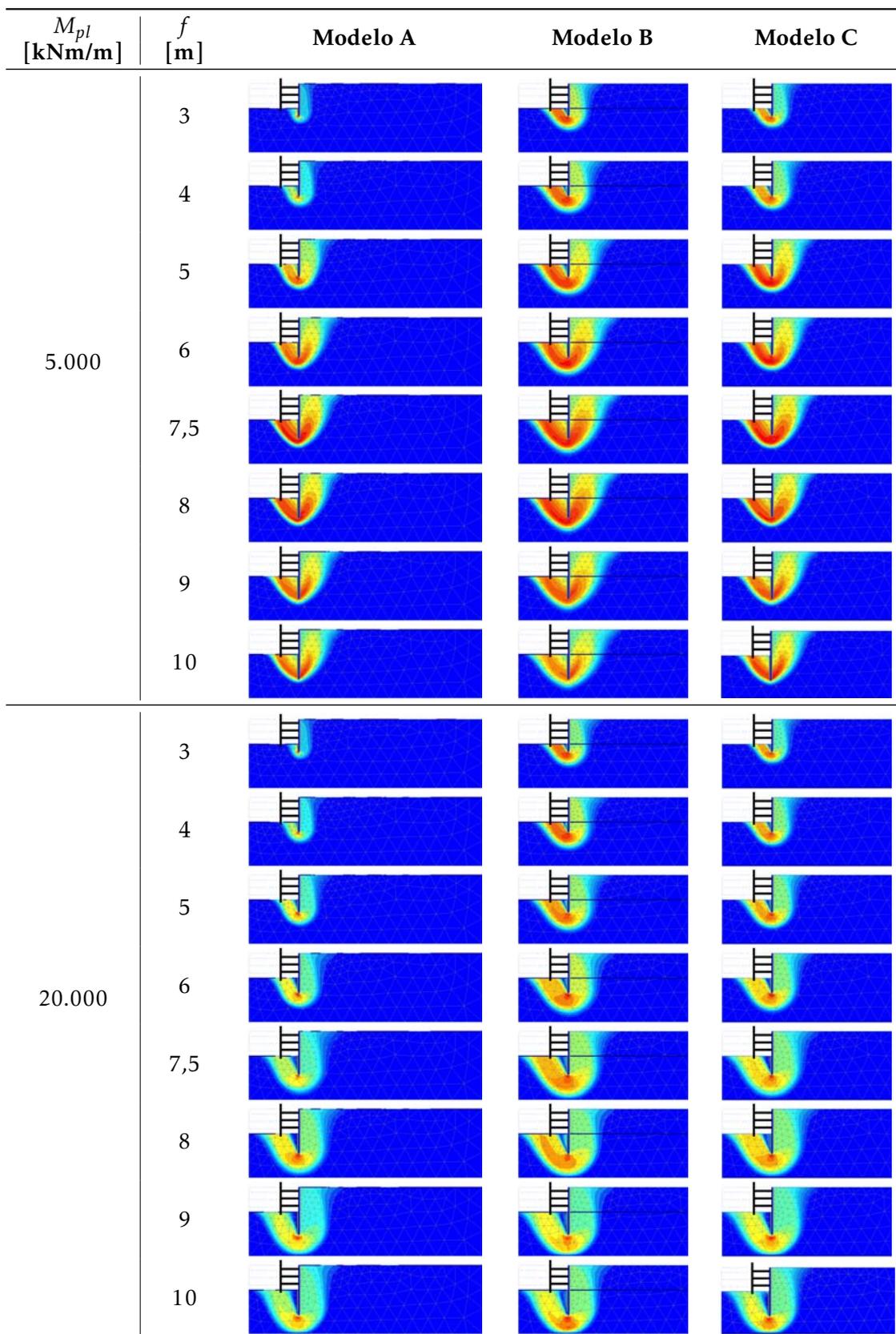


Figura 4.34: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

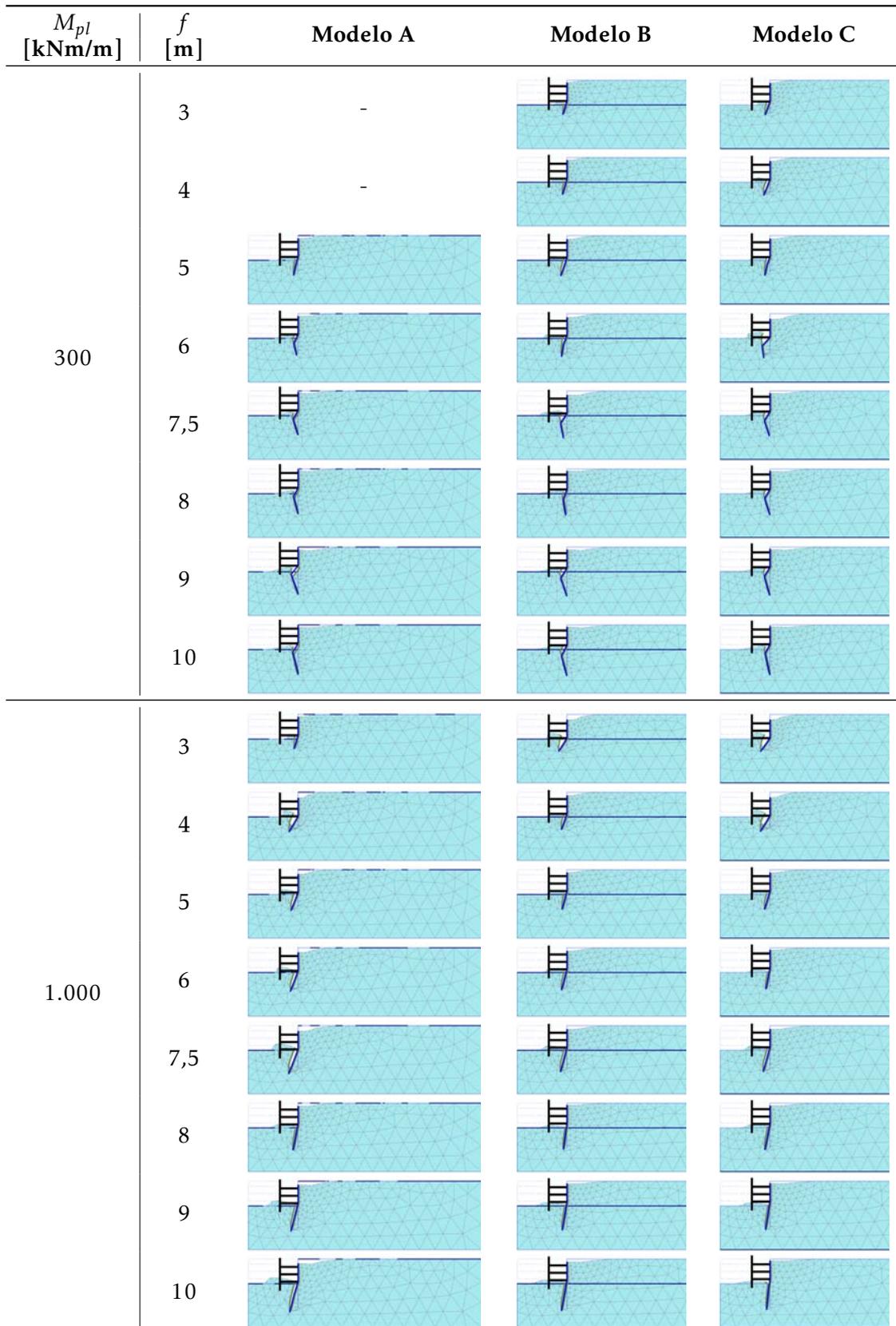


Figura 4.35: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m

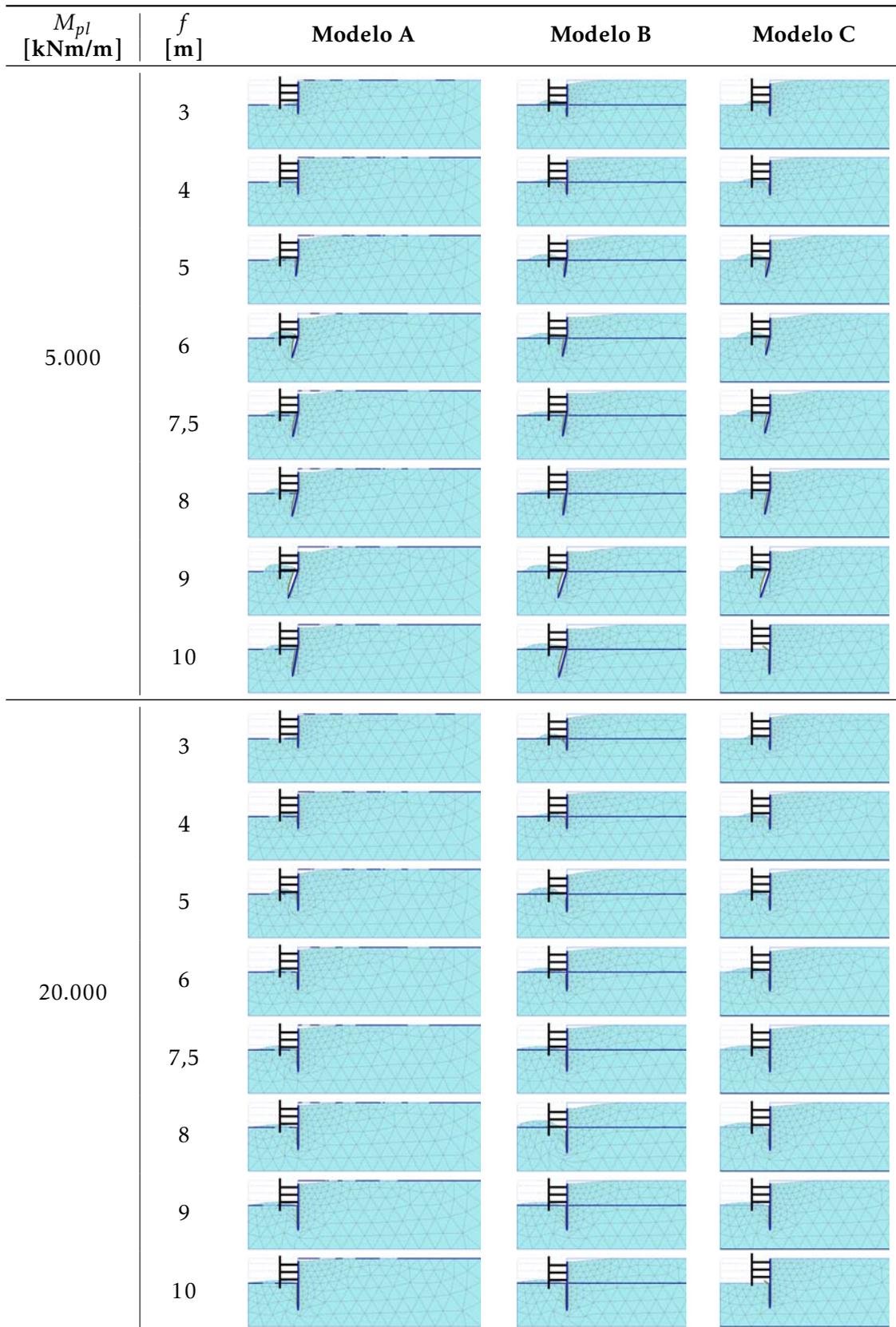


Figura 4.36: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m

4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE ENTERRADA DA CORTINA

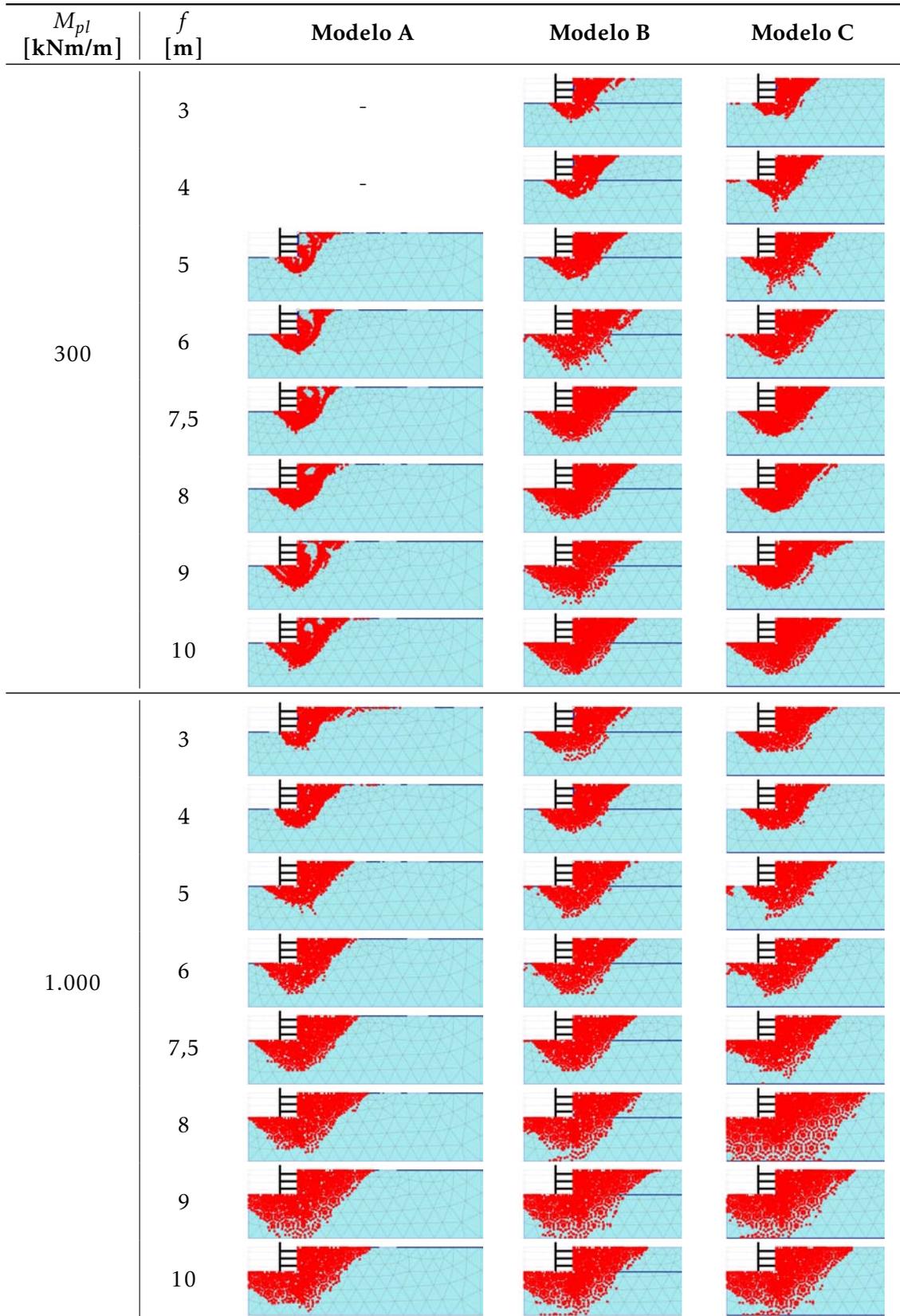


Figura 4.37: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m

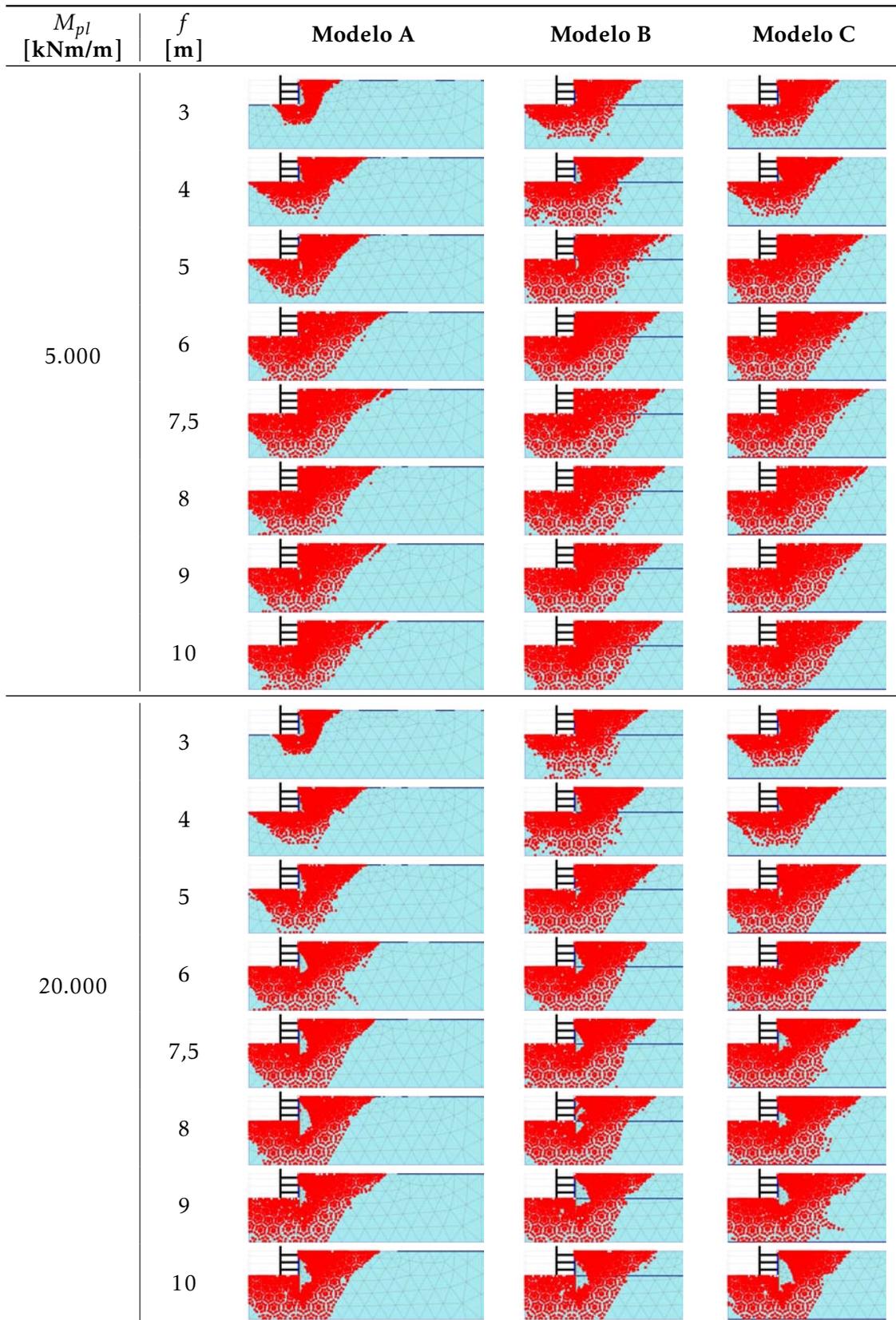


Figura 4.38: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de f admitidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m

rótula plástica para os valores de f inferiores a 6 m; comportamentos estes que correspondem à zona II;

- para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m, os deslocamentos totais máximos tendem a se concentrarem no pé da cortina para os valores de f inferiores a 6 m e não há formação rótulas plásticas para os valores de f inferiores a 5 m; comportamentos estes que correspondem à zona IV;
- os comportamentos observados para os valores de M_{pl} iguais a 1.000 kNm/m e 20.000 kNm/m condizem com os que caracterizam as zonas II e IV, respectivamente.

Conclui-se, assim, que, como era de se esperar, a cortina tende a apresentar um comportamento mais rígido à medida que se diminui o valor de f , tal como também foi evidenciado na Secção 4.3.1 para f mais curtas. Isto explica o facto dos comportamentos verificados para os menores valores de f condizerem com os comportamentos que caracterizam a zona superior àquela que os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 5.000 kNm/m representaram nas situações analisadas anteriormente.

Caso fossem adoptados, no atual estudo, valores de M_{pl} inferiores a 250 kNm/m poder-se-ia obter, muito provavelmente, os comportamentos característicos da zona I para os menores valores de f , contudo optou-se por manter a gama de valores de M_{pl} considerada deste o início dos cálculos.

4.3.3 Verificação em relação ao levantamento hidráulico

Conforme abordado na Secção 2.2.2.1, a verificação da segurança da escavação em relação ao levantamento hidráulico é particularmente relacionada com o valor de f para a delimitação do bloco de solo a considerar.

São apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6 os valores correspondentes à verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico através do cálculo do coeficiente de segurança global (i) e da aplicação de coeficientes parciais de segurança do EC7 (ii), no modelo A e para os valores de f admitidos nos casos 1 (d constante) e 2 (D constante), respectivamente, tal como obtidos na Secção 3.5.1.

A partir dos resultados obtidos em (i) para ambos os casos, constata-se que quanto menor é f menor é o FS_{lh} . A partir dos resultados obtidos em (ii) para ambos os casos, conclui-se que não está verificada a segurança em relação ao levantamento hidráulico para os valores de f inferiores a 4,5 m, considerando-se aplicados os coeficientes parciais de segurança.

Tabela 4.5: Verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico no modelo A para os diferentes valores de f do caso 1

f [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	(i) FS_{lh}	(ii) $G'/1,5$ [kN/m]
3	45	88,24	43,24	1,04	30
4	80	138,10	58,10	1,38	53,33
5	125	201,20	76,20	1,64	83,33
6	180	273,60	93,60	1,92	120
7,5	281,25	398,60	117,35	2,40	187,50
8	320	445,80	125,80	2,54	213,33
9	405	548,60	143,60	2,82	270
10	500	658,70	158,70	3,15	333,33

Tabela 4.6: Verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico no modelo A para os diferentes valores de f do caso 2

f [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	(i) FS_{lh}	(ii) $G'/1,5$ [kN/m]
3	45	87,98	42,98	1,05	30
4,5	101,25	167,60	66,35	1,53	67,50
6	180	271,60	91,60	1,97	120
7,5	281,25	398,60	117,35	2,40	187,50
10	500	663,80	163,80	3,05	333,33

4.4 Influência da Distância entre o Fundo da Escavação e o Último Nível de Escoras

Para o estudo da influência da distância compreendida entre o fundo da escavação e o último nível de escoras (h'), admitiram-se valores para este factor iguais a 1 m, 2 m, 2,5 m (caso base), 3 m, 4 m, 5 m e 5,5 m.

Para tanto, fez-se necessário ajustar previamente o espaçamento entre os três níveis de escoras em cada simulação, mantendo-se sempre o primeiro nível de escoras a 1,5 m abaixo do nível da superfície do terreno suportado e obedecendo-se ao critério assumido inicialmente de que a instalação da 1ª, 2ª e 3ª escoras é realizada a 0,5 m acima da 1ª, 2ª e 3ª fases de escavação, respectivamente.

Nota-se previamente que, para o modelo A, não foi possível concluir o processo de cálculo no programa PLAXIS (2018) devido a problemas numéricos, para os seguintes casos:

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

- valor de h' igual a 1 m e valores de M_{pl} inferiores a 400 kNm/m;
- valor de h' igual a 2 m e valor de M_{pl} igual a 250 kNm/m.

Também para o modelo A, não foi possível concluir o processo de cálculo no programa PLAXIS (2018) para os seguintes casos, em razão da ocorrência da plastificação da cortina antes da fase de análise da segurança associada a problemas numéricos que impediram o cálculo desta última fase:

- valor de h' igual a 4 m e valores de M_{pl} inferiores a 500 kNm/m;
- valor de h' igual a 5 m e valores de M_{pl} inferiores a 600 kNm/m;
- valor de h' igual a 5,5 m e valores de M_{pl} inferiores a 750 kNm/m.

4.4.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

São graficamente representados nas Figuras 4.39, 4.40 e 4.41 os resultados dos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para os três modelos estudados.

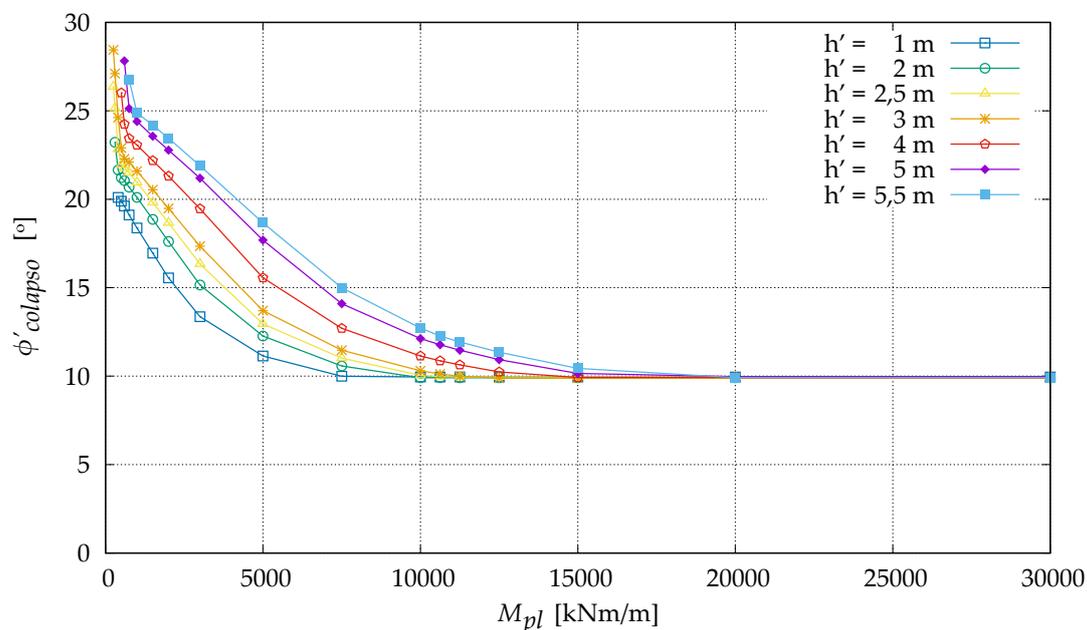
Ao examinar as Figuras 4.39, 4.40 e 4.41, é possível concluir que:

- todas as curvas convergem para o mesmo patamar elástico e o valor de $\phi'_{colapso}$ desse patamar é diferente para cada modelo;
- quanto maior é o valor de h' maiores são os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para os valores de M_{pl} correspondentes às zonas I, II e III (valores de M_{pl} para os quais ocorre a plastificação da cortina);
- para os três modelos estudados, quanto maior é o valor de h' maior é o valor de M_{pl} de fronteira entre as zonas IV/III.

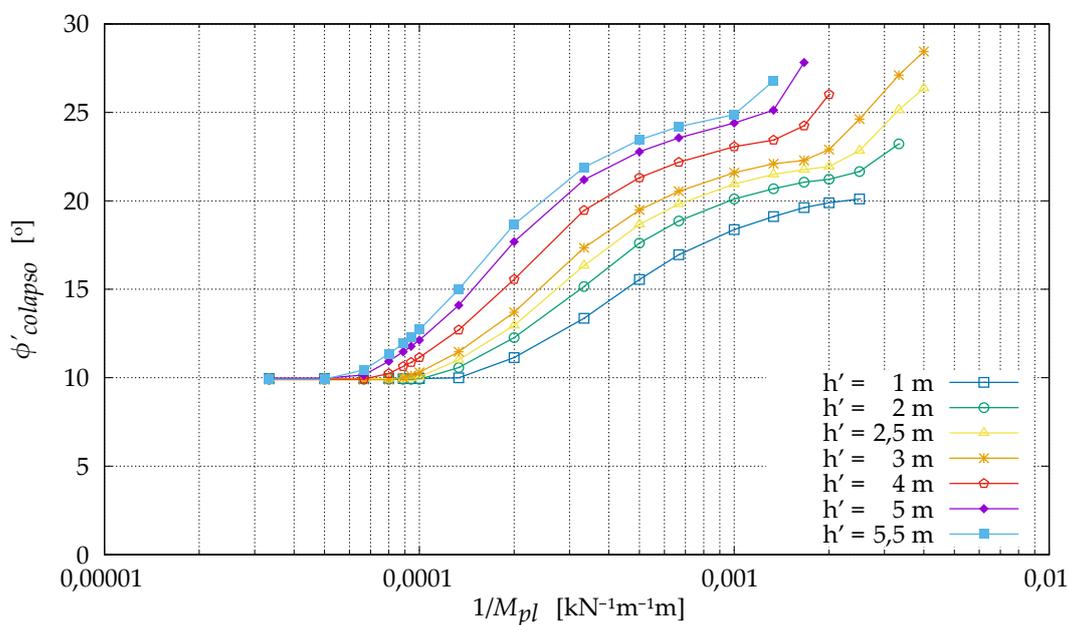
As Figuras 4.42, 4.43 e 4.44 mostram a variação dos valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III, III/II e II/I em função da variação dos valores de h' somados ao valor constante de f do caso base igual a 7,5 m, para os três modelos.

A análise destas figuras permite constatar que:

- é possível notar que quanto maior é o valor de h' maior é o valor de M_{pl} de fronteira entre as zonas IV/III, III/II e II/I, assim como para o factor geométrico f ; nota-se que há uma sobreposição das várias curvas relativas à variação dos parâmetros f e h' , para os três modelos;



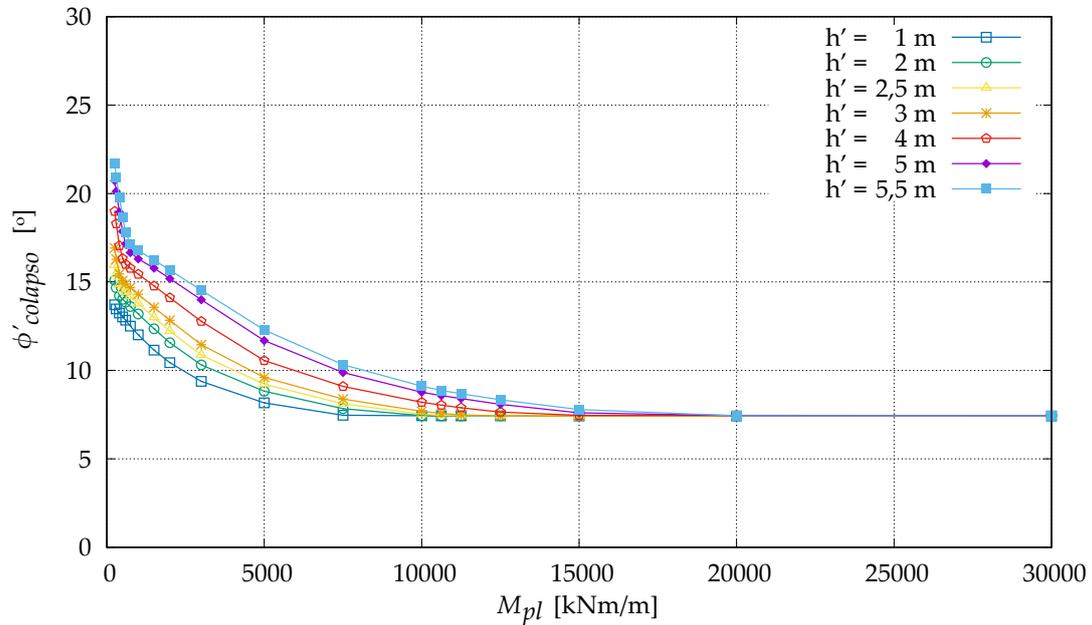
(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



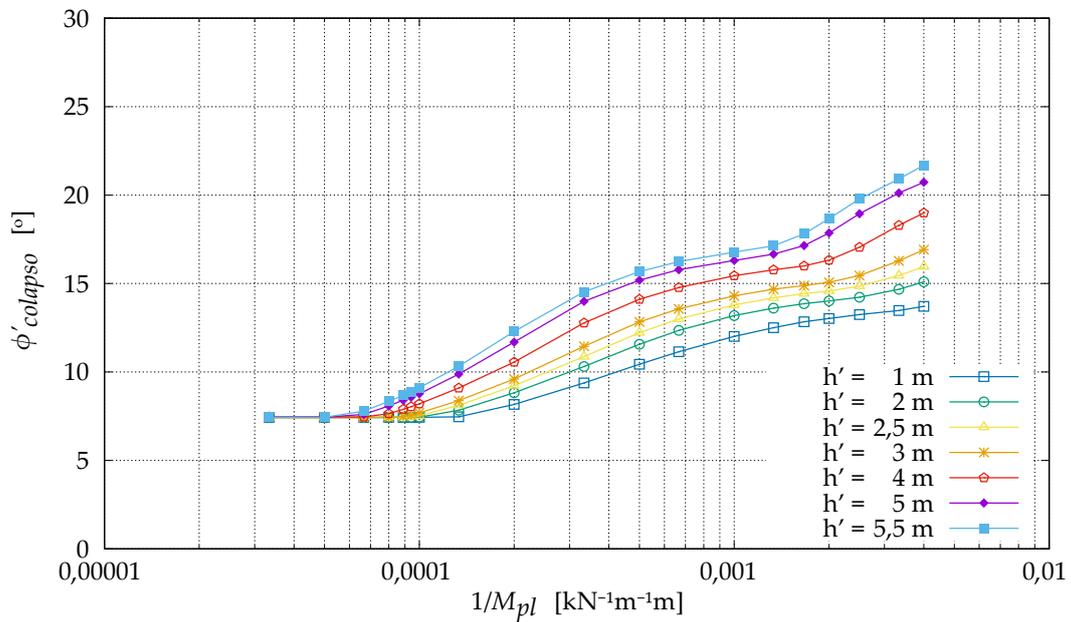
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.39: Influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo A

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

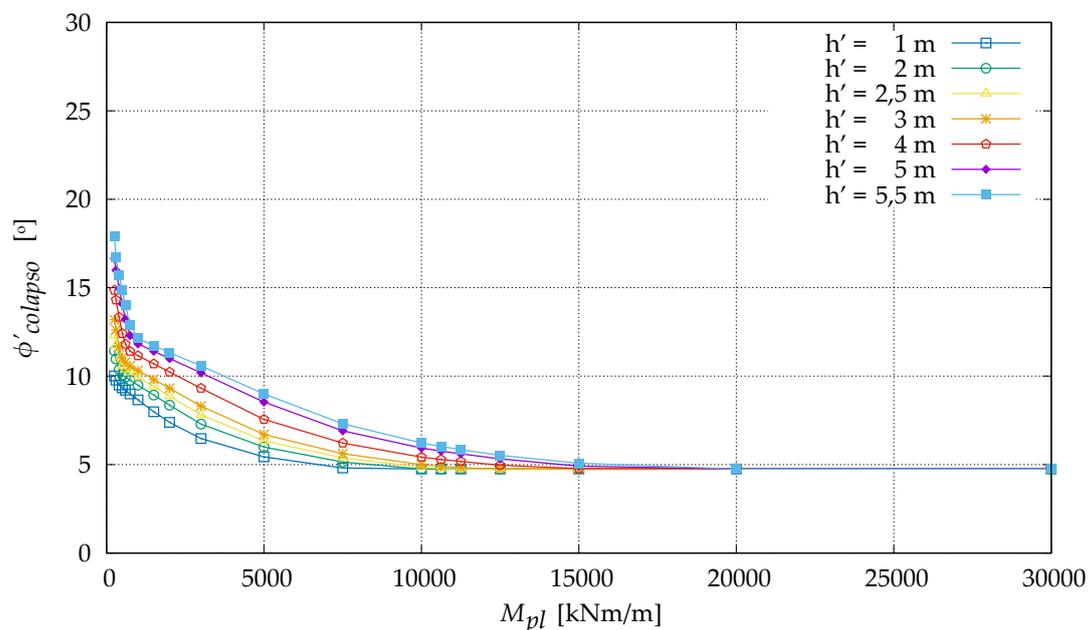


(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}

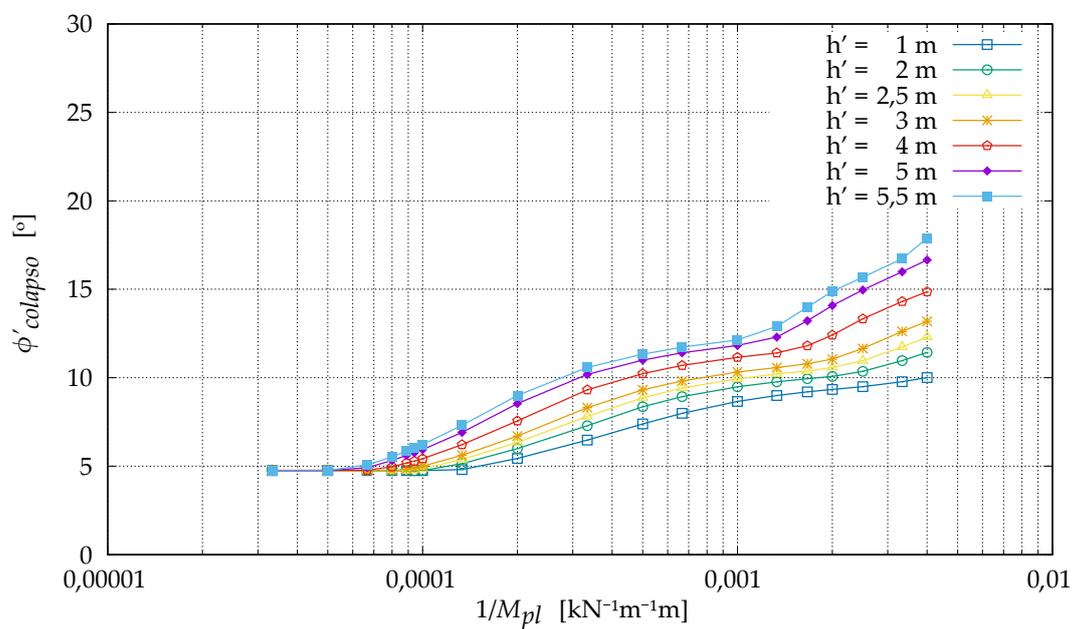


(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.40: Influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo B



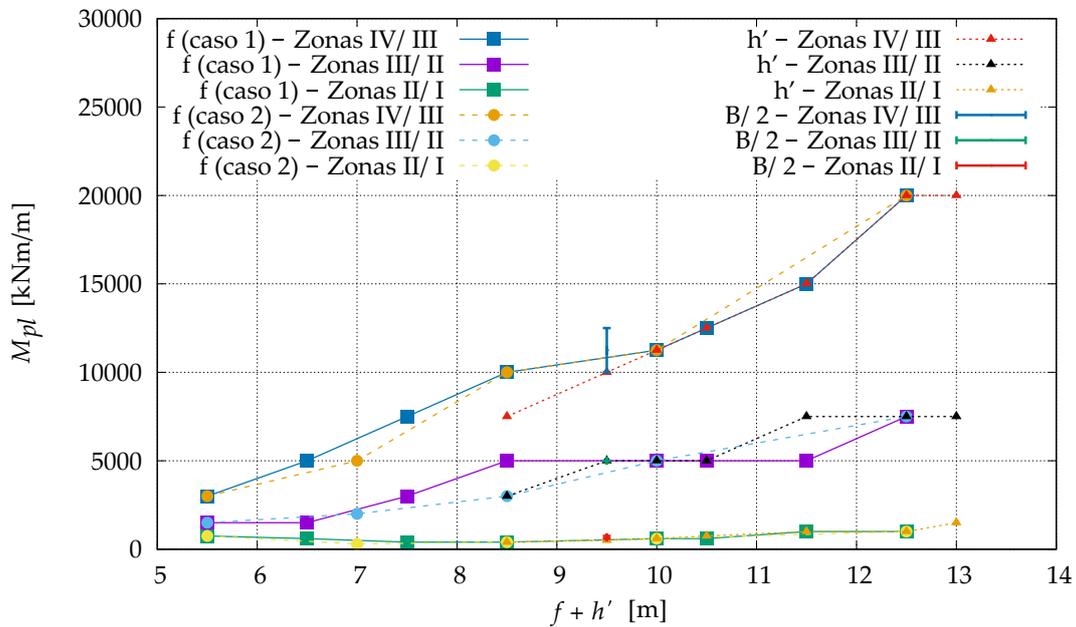
(a) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl}



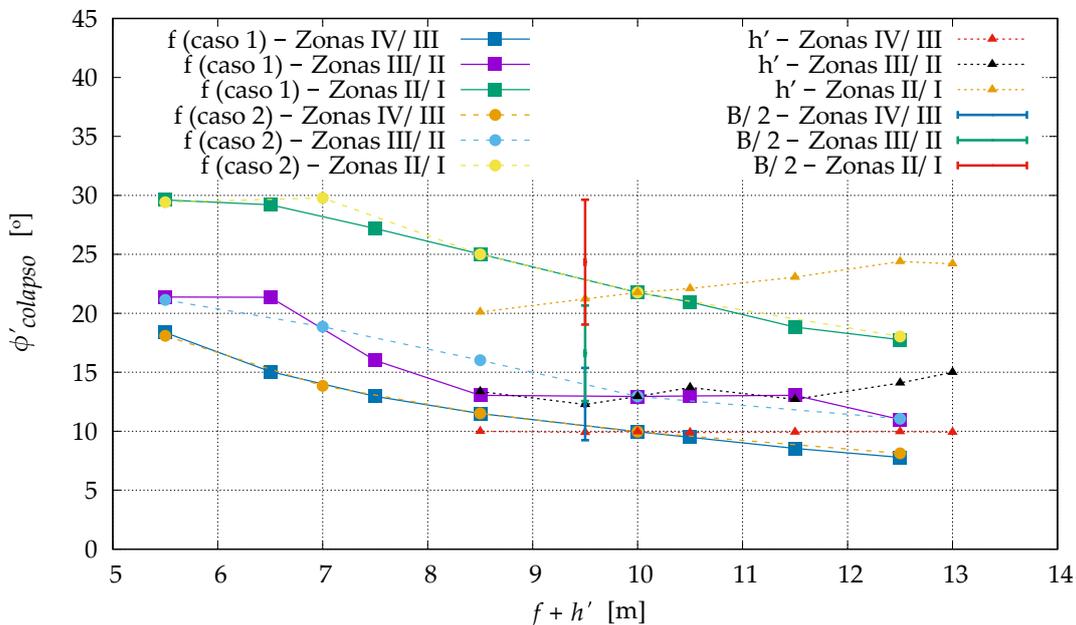
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de $1/M_{pl}$

Figura 4.41: Influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras nos valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos para o modelo C

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

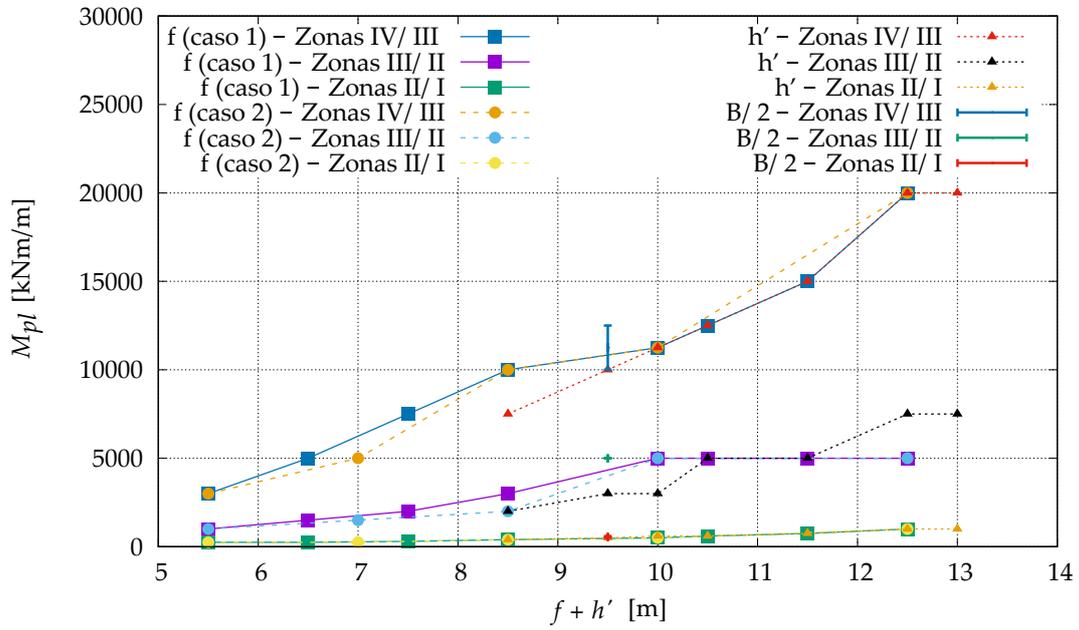


(a) Valores de M_{pl} de fronteira

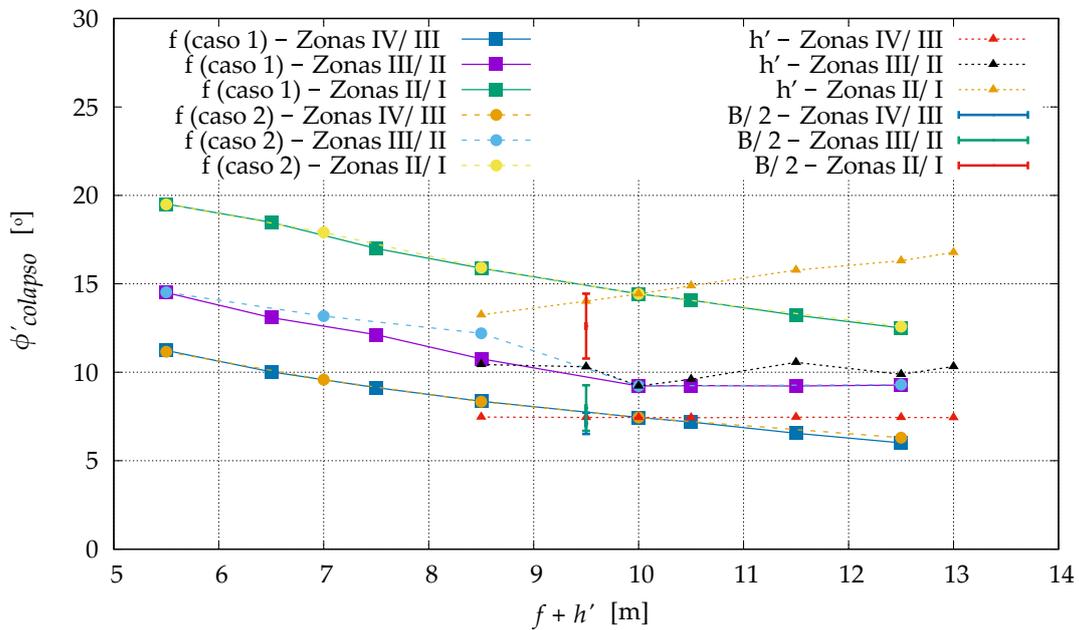


(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.42: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo A em função de h' (com f constante e igual a 7,5 m)



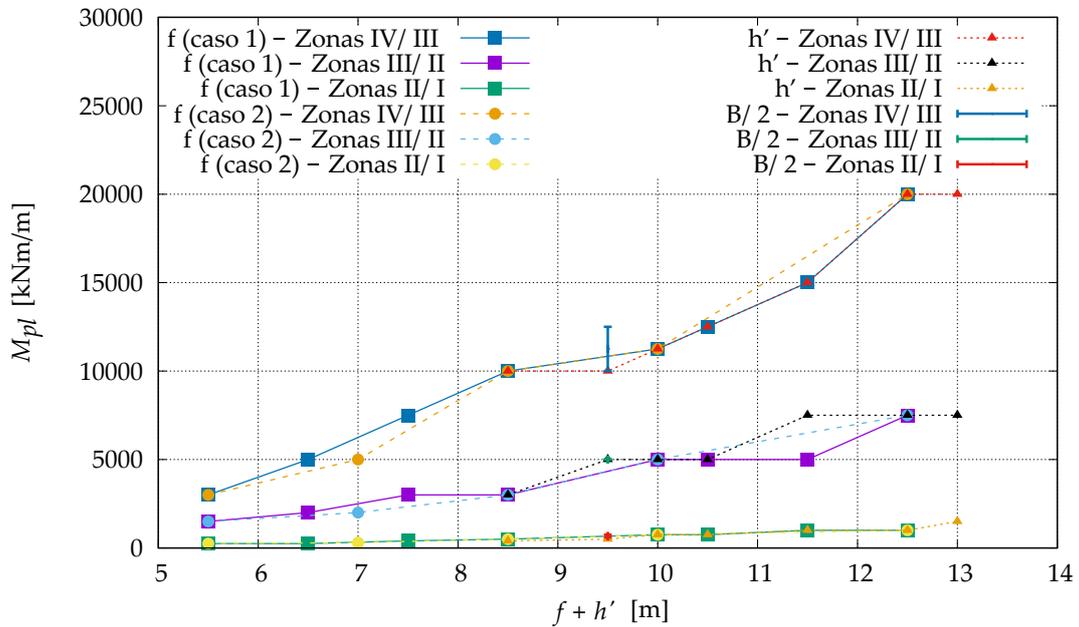
(a) Valores de M_{pl} de fronteira



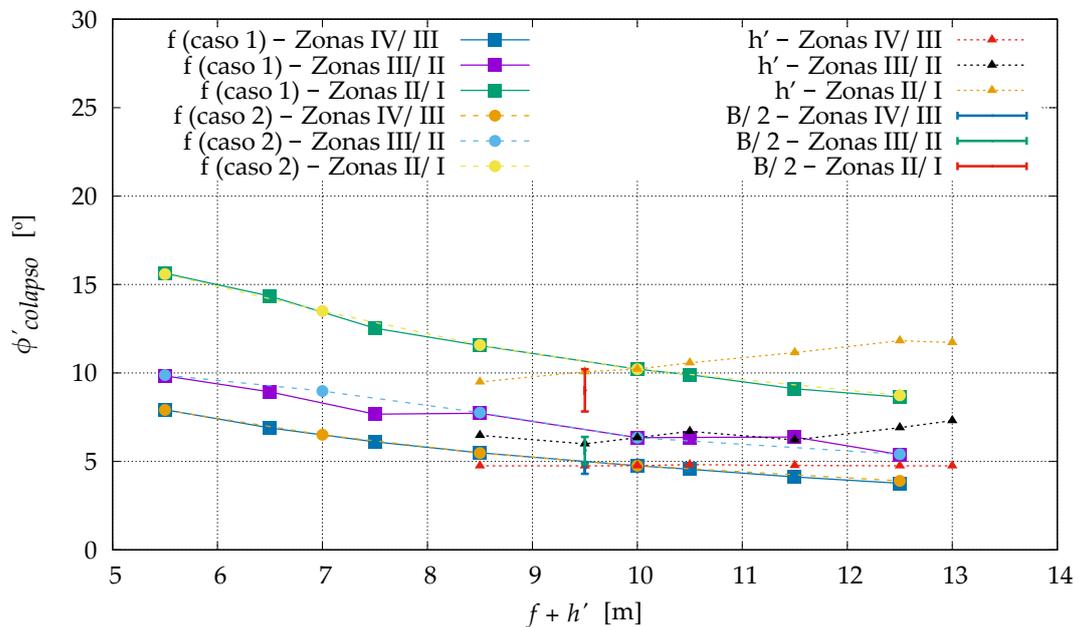
(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.43: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo B em função de h' (com f constante e igual a 7,5 m)

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS



(a) Valores de M_{pl} de fronteira



(b) Valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira

Figura 4.44: Valores de M_{pl} e de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas de comportamentos característicos para o modelo C em função de h' (com f constante e igual a 7,5 m)

- observa-se que quanto maior é o valor de h' maior é o valor de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas II/I, contrariamente ao que ocorre para o factor geométrico f , igualmente para os três modelos;
- no entanto, observa-se que o valor de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III não se altera à medida que se aumenta o valor de h' , criando assim uma recta horizontal.

A conclusão parece ser de que o factor $f+h'$ é adequado para estimar os valores de M_{pl} de fronteira e descrever a relação de dependência entre estes parâmetros, demonstrando ser relevante neste caso o efeito de consola correspondente à profundidade $f+h'$.

Entretanto, o factor $f+h'$ revela não ser adequado para estimar os valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira. Os valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as quatro zonas diminuem com o aumento de f . Todavia, o mesmo não se verifica com o aumento de h' . Para a curva de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas II/I, observa-se que quanto maior é valor de h' maior é o $\phi'_{colapso}$, pois o aumento de h' tende a criar condições para que ocorra o colapso. Por outro lado, os valores de $\phi'_{colapso}$ de fronteira entre as zonas IV/III se desenvolvem segundo uma recta horizontal, possivelmente pelo facto do efeito desfavorável do aumento de h' ser equilibrado pelo aumento de M_{pl} .

A partir da intersecção entre as curvas dos resultados de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da Figura 4.39a e as retas traçadas na Figura 4.45 correspondentes aos valores de ϕ' iguais a $22,5^\circ$, 25° e $27,5^\circ$, foi possível obter a Figura 4.46, que representa as situações limites de colapso por rotura de fundo para os solos com estas resistências e para combinações de valores de M_{pl} e de h' .

4.4.2 Deslocamentos totais, deformadas e pontos plásticos no colapso

São apresentados os deslocamentos totais (Figuras 4.47 e 4.48), deformadas (Figuras 4.49 e 4.50) e pontos plásticos (Figuras 4.51 e 4.52) no colapso para os três modelos, para os diferentes valores de h' considerados e para valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m, 1.000 kNm/m, 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m.

Ao analisar essas figuras, é possível observar os mecanismos associados ao colapso, a partir dos quais é possível inferir que:

- para o valor de M_{pl} igual a 5.000 kNm/m, quanto maior é o valor de h' menor é o volume de solo envolvido no mecanismo de colapso;

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

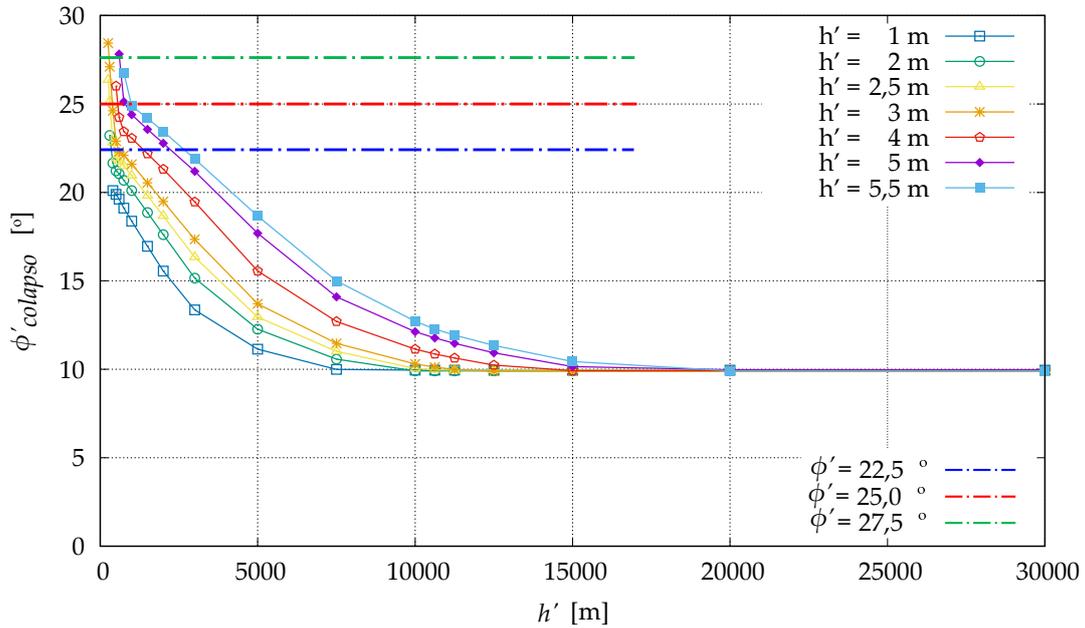


Figura 4.45: Intersecção entre as curvas de valores de $\phi'_{colapso}$ em função dos valores de M_{pl} da análise da influência de h' e as retas correspondentes aos valores de ϕ' iguais a 22,5°, 25,0° e 27,5°

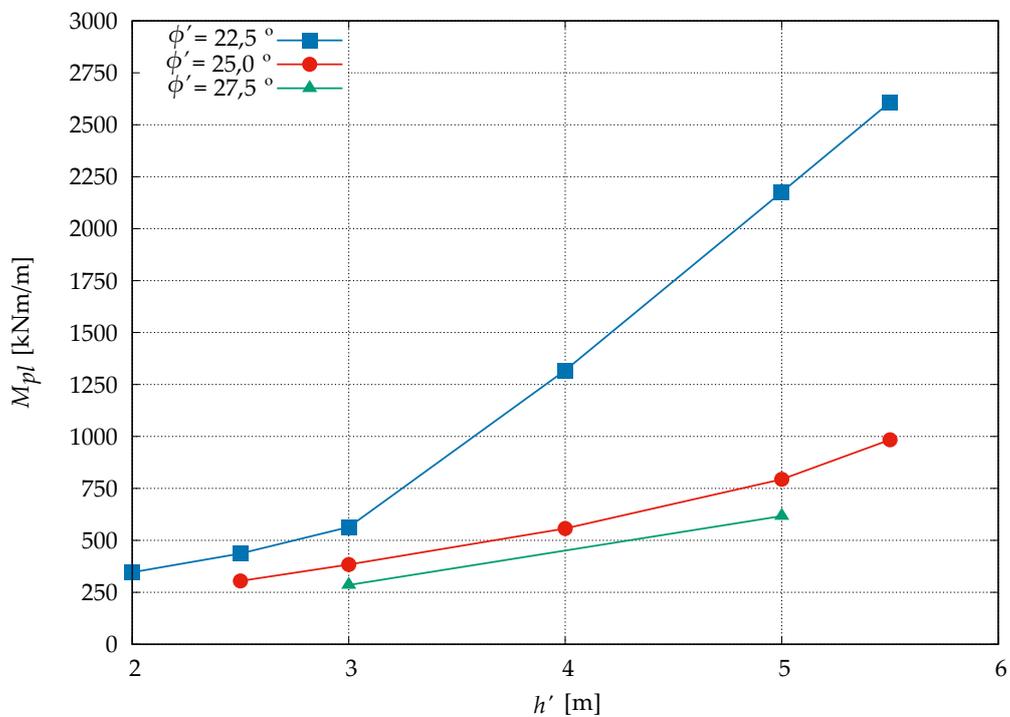


Figura 4.46: Situações limites de colapso por rotura de fundo para combinações de valores de M_{pl} e de h'

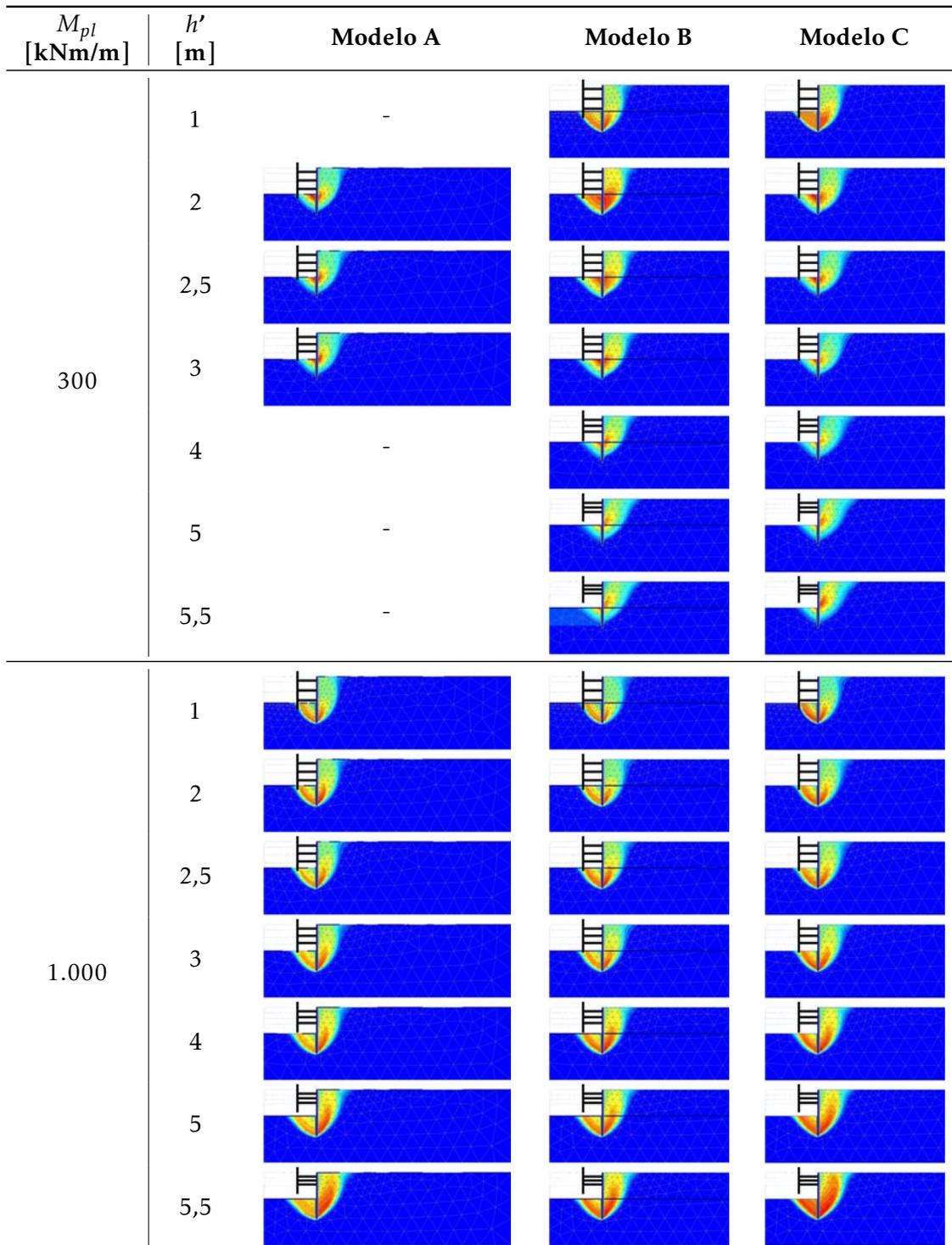


Figura 4.47: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

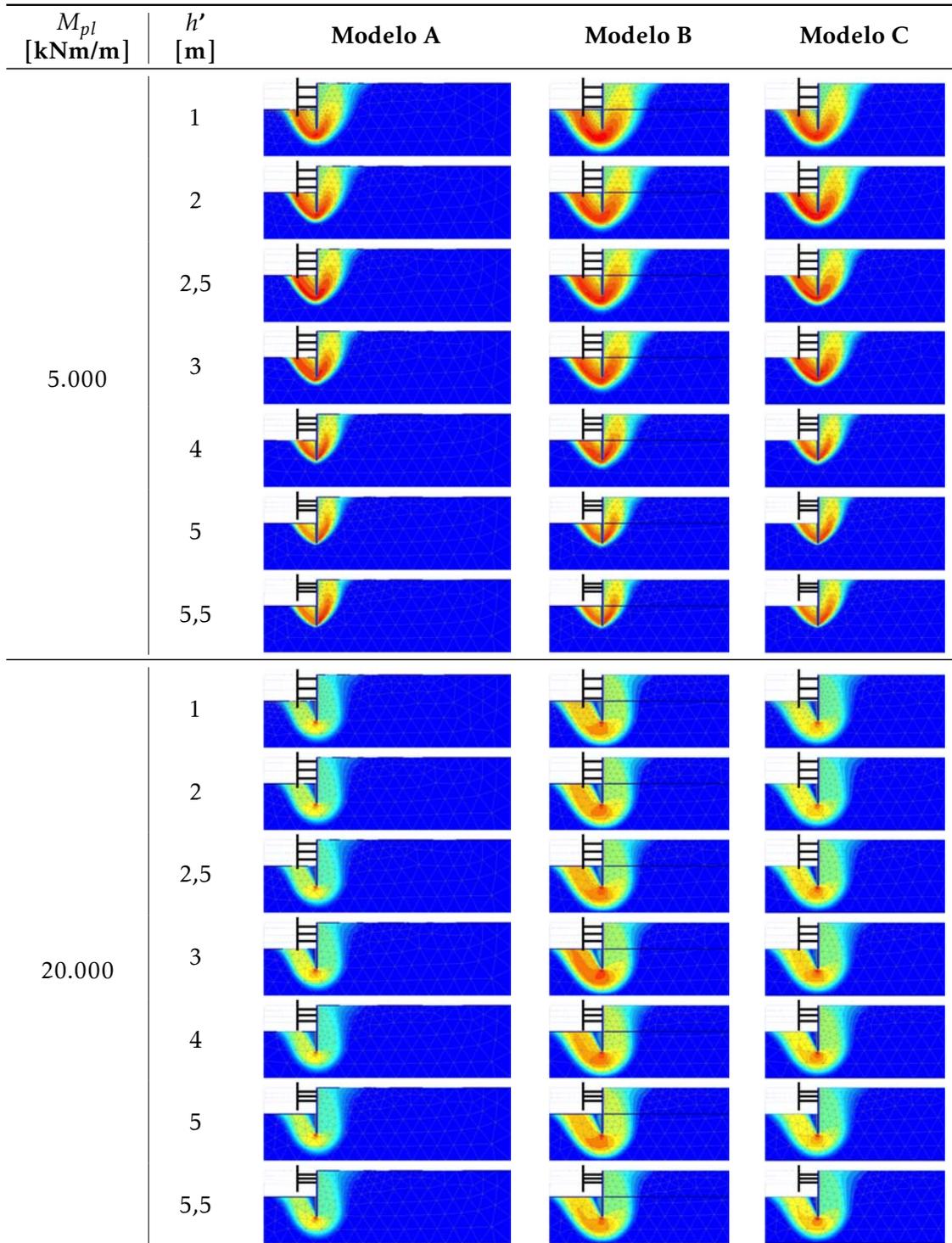


Figura 4.48: Deslocamentos totais no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m

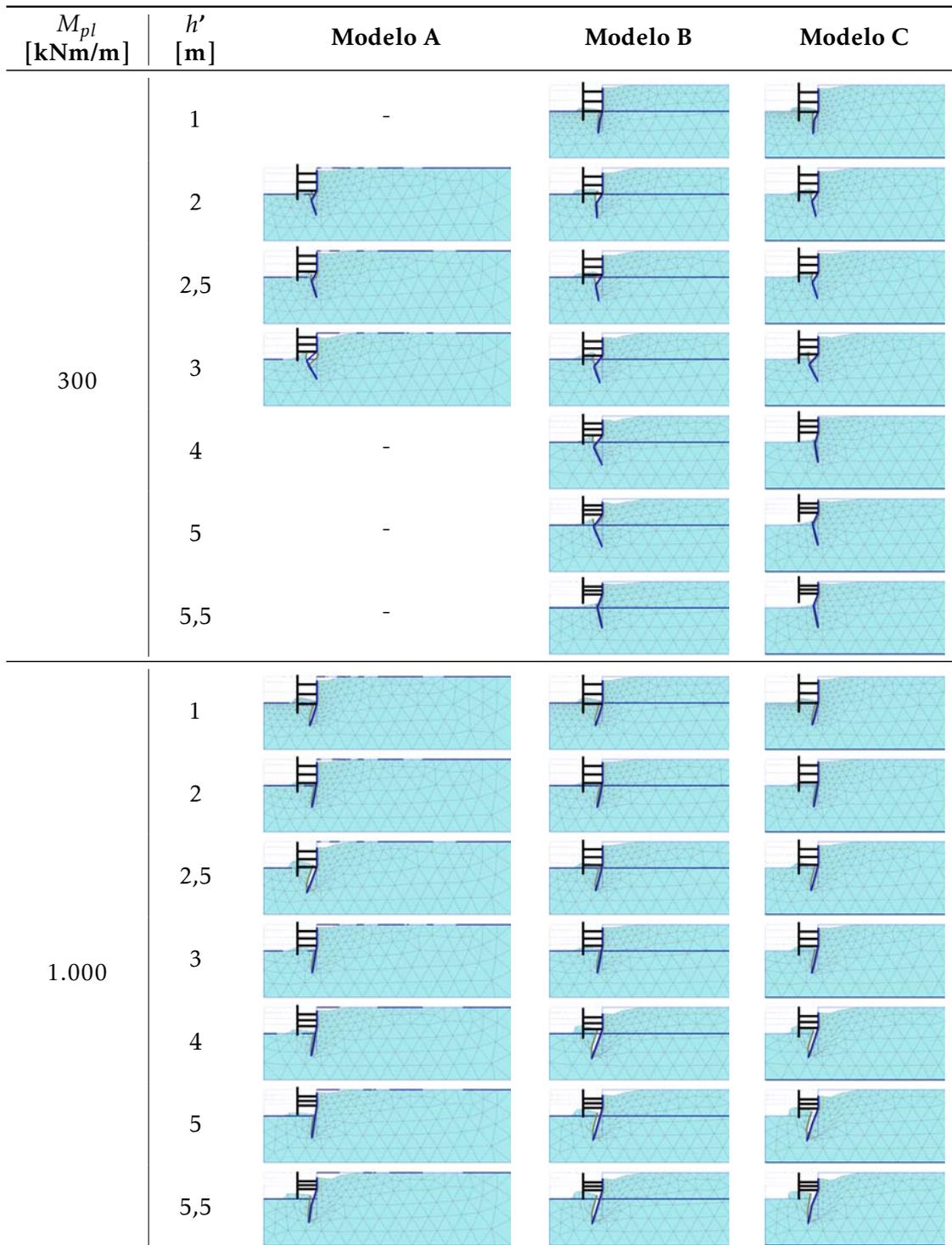


Figura 4.49: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

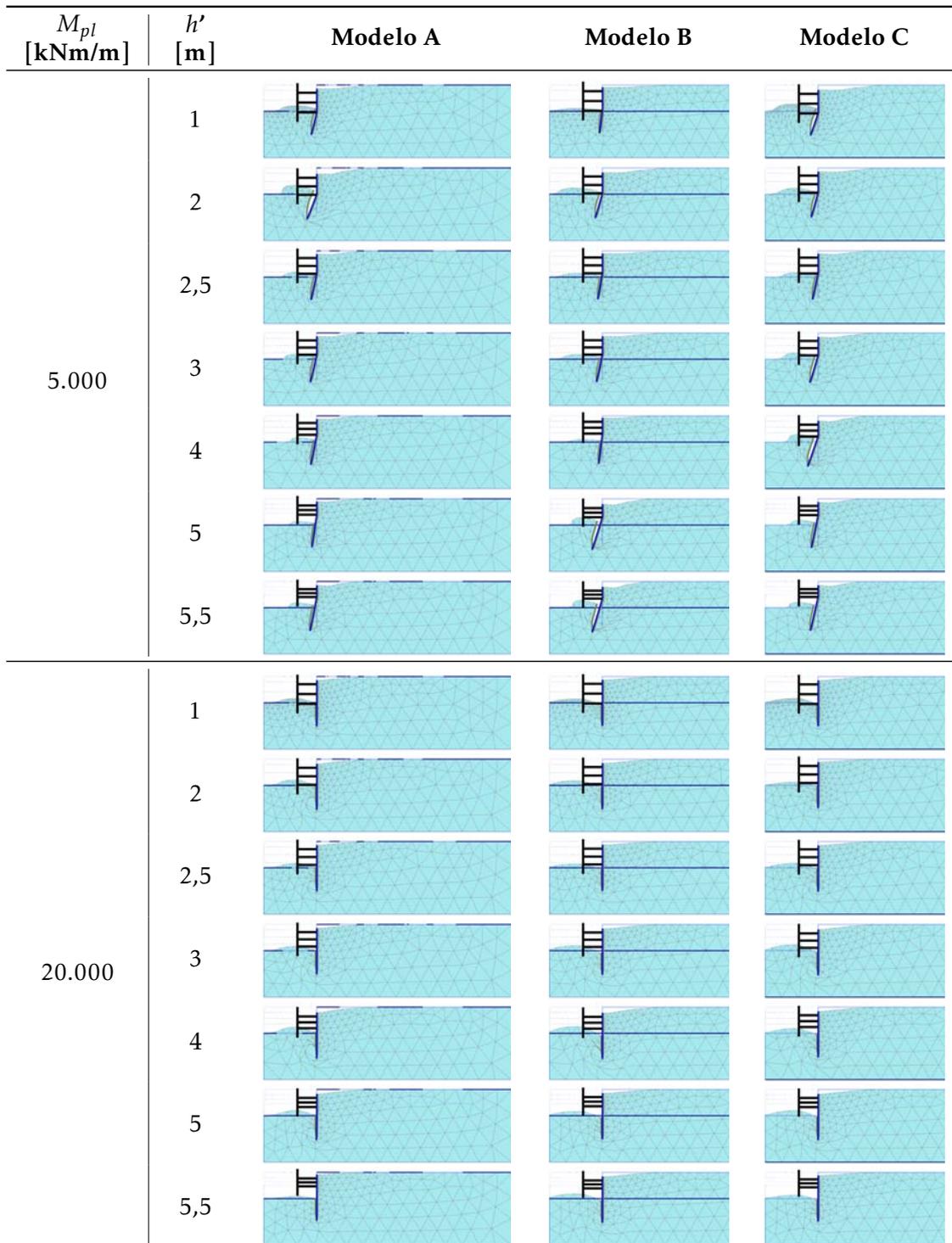


Figura 4.50: Deformadas no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m

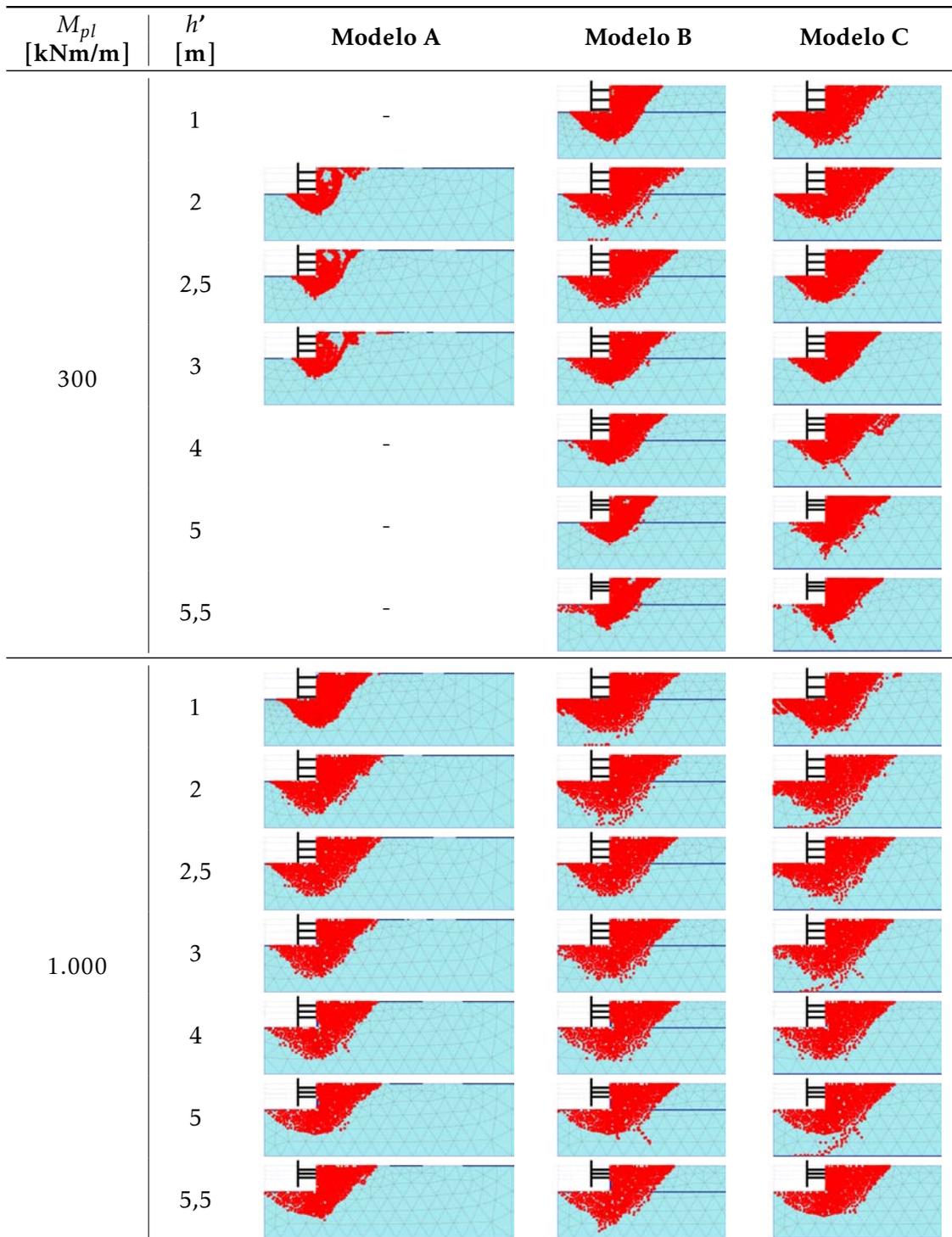


Figura 4.51: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m e 1.000 kNm/m

4.4. INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O FUNDO DA ESCAVAÇÃO E O ÚLTIMO NÍVEL DE ESCORAS

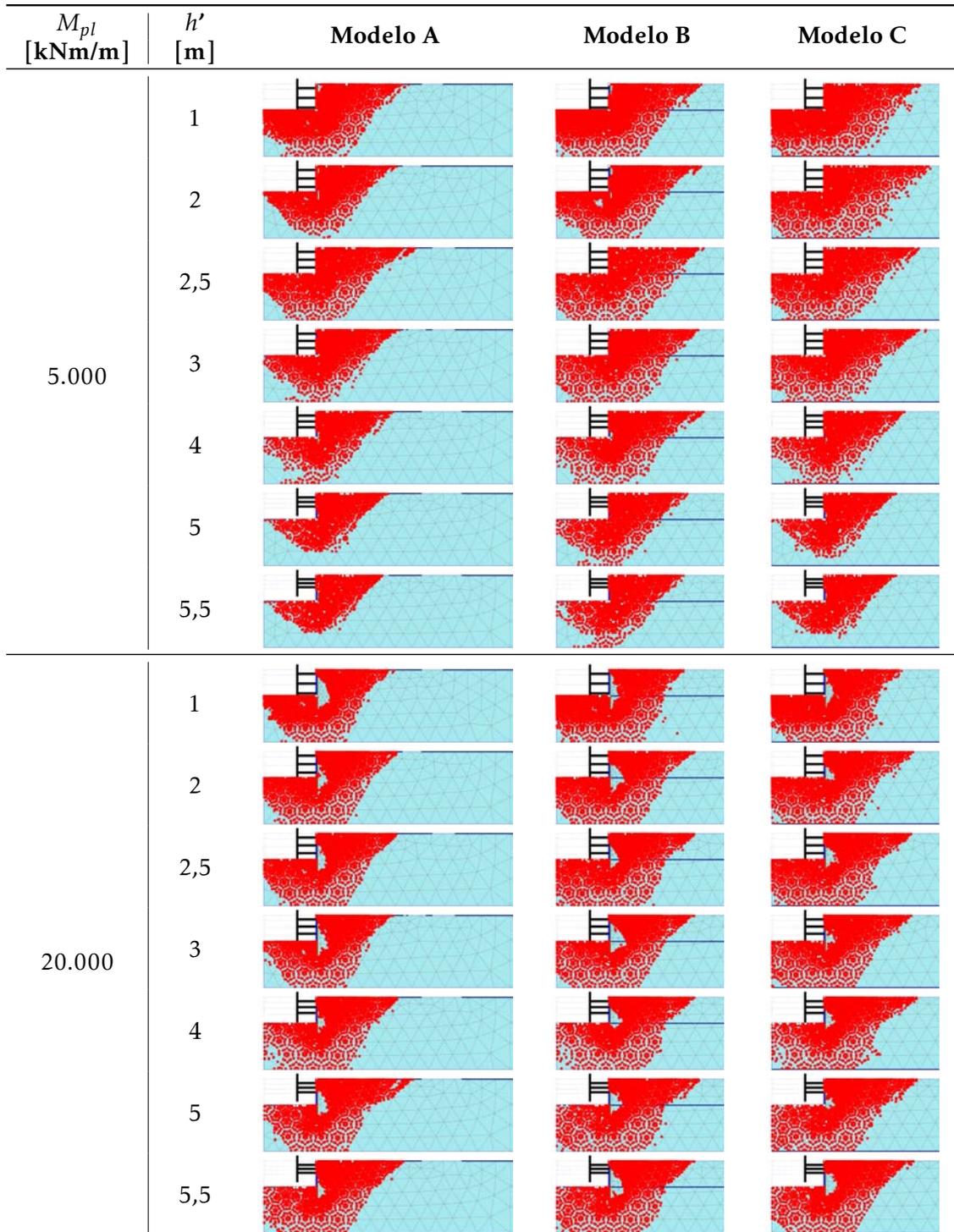


Figura 4.52: Pontos plásticos no colapso (fase 9) para os valores de h' assumidos e para os valores de M_{pl} iguais a 5.000 kNm/m e 20.000 kNm/m

- para o valor de M_{pl} igual a 1.000 kNm/m, quanto maior é o valor de h' maior é a tendência de se formarem duas rótulas plásticas;
- para os valores de M_{pl} iguais a 300 kNm/m, 1.000 kNm/m e 5.000 kNm/m, quanto maior é o valor de h' ligeiramente menores são as quantidades de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso.

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Conforme referido no capítulo introdutório, o presente estudo foi desenvolvido com o intuito de prosseguir com os trabalhos de investigação realizados por Aleixo (2015), por Andrade Viana et al. (2016) e por Patrício (2016) sobre a rotura de fundo de escavações em solos arenosos, admitindo-se a hipótese desta ocorrer devido à baixa capacidade resistente do terreno.

Para o efeito, foi definido inicialmente um caso de estudo (caso base) constituído por uma escavação suportada por uma parede de contenção multi-escorada, o qual foi ramificado em três modelos distinguidos entre si pela presença de nível freático elevado e à superfície do terreno (modelo A), pela presença de nível freático localizado ao nível da base da última fase de escavação (modelo B) e pela ausência de nível freático elevado (modelo C).

Em seguida, procedeu-se à modelação por elementos finitos dos modelos do caso base no programa de cálculo automático PLAXIS (2018), por forma a avaliar a influência da resistência à flexão da parede de contenção na rotura de fundo de escavações, considerando-se a hipótese da cortina plastificar, através da determinação numérica do coeficiente de segurança atingido na última fase de cálculo (fase de análise da segurança), a partir do qual se obtém, analiticamente, o ângulo de resistência ao corte no colapso ($\phi'_{colapso}$).

Posteriormente, efectuou-se uma análise paramétrica dos factores geométricos que assume-se terem maior relevância para o problema abordado, nomeadamente a largura da

escavação, a profundidade enterrada da cortina e a distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras.

No presente estudo, concluiu-se, portanto, que:

1. o valor do momento plástico atribuído à cortina (M_{pl}) influencia o valor de $\phi'_{colapso}$, sendo esse tanto menor quanto maior é o valor de M_{pl} ;
2. os valores de $\phi'_{colapso}$ decrescem progressivamente com o incremento sucessivo do valor de M_{pl} até ser atingido o patamar elástico (valor constante de $\phi'_{colapso}$). Tal significa, por conseguinte, que a rotura de fundo de uma escavação pode ocorrer em solos com maiores valores do ângulo de resistência ao corte quando essa é suportada por um sistema de contenção constituído por uma cortina com valor de M_{pl} baixo;
3. quanto maior é o valor de M_{pl} , maiores são as dimensões do mecanismo de colapso (volume de solo e quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso);
4. é possível determinar os comportamentos característicos associados às quatro zonas correspondentes aos intervalos de valores de M_{pl} atribuídos à cortina no âmbito deste estudo:
 - Zona I: declive acentuado da curva que relaciona os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em função dos valores de $1/M_{pl}$; o mecanismo de colapso não envolve o pé da cortina; há formação de duas rótulas plásticas na cortina; há plastificação da cortina.
 - Zona II: declive mais suave da curva que relaciona os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em função dos valores de $1/M_{pl}$; o mecanismo de colapso envolve o pé da cortina; há formação de uma rótula plástica na cortina; há plastificação da cortina.
 - Zona III: aumento considerável do declive da curva que relaciona os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em função dos valores de $1/M_{pl}$; o mecanismo de colapso envolve e ultrapassa inferiormente o pé da cortina; há formação de uma rótula plástica na cortina; há plastificação da cortina.
 - Zona IV: desenvolvimento rectilíneo da curva que relaciona os valores de $\phi'_{colapso}$ obtidos em função dos valores de $1/M_{pl}$; o mecanismo de colapso ultrapassa inferiormente o pé da cortina; não há formação de rótula plástica na cortina; não há plastificação da cortina.
5. a plastificação da cortina pode ocorrer durante as fases de escavação para a situação representada pelo modelo A associada a valores de M_{pl} baixos;
6. dentre os factores geométricos analisados, a profundidade enterrada da cortina (f) e a distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras (h') são os mais relevantes;

7. embora pouco acentuada, a influência da largura da escavação é visível para os valores de $B/2$ igual e inferiores a 20 m no modelo A e para os valores de $B/2$ inferiores a 5 m nos modelos B e C; no modelo A, para valores de $B/2$ igual e inferiores a 20 m, quanto maior é o valor de $B/2$, menores são os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos e o valor de M_{pl} necessário para evitar a rotura de fundo não é afectado;
8. a influência da profundidade enterrada da cortina é considerável, pois quanto maior é o valor de f menores são os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos e o valor de M_{pl} necessário para evitar a rotura de fundo aumenta; maiores são o volume de solo e a quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso;
9. a influência da distância entre o fundo da escavação e o último nível de escoras também é significativa, pois quanto maior é o valor de h' maiores são os valores de $\phi'_{colapso}$ atingidos e o valor de M_{pl} necessário para evitar a rotura de fundo aumenta; ligeiramente menores são o volume de solo e a quantidade de pontos plásticos envolvidos no mecanismo de colapso;
10. para o estudo e previsão da rotura de fundo de escavações, faz-se necessário ponderar não só as características do terreno e da geometria analisada, mas também o valor de M_{pl} da cortina;
11. em termos práticos, a rotura de fundo nos casos representados pelos modelos B e C não é relevante.

Refere-se que as conclusões mencionadas nos quatro primeiros itens acima relacionados confirmam as apresentadas por Patrício (2016).

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Neste trabalho foi investigada a influência da resistência à flexão de paredes de contenção multi-escoradas na rotura de fundo de escavações em solos arenosos e foram identificados os factores geométricos mais relevantes para as situações estudadas, admitindo-se a hipótese da cortina plastificar.

Para futuros desenvolvimentos, propõe-se:

- complementar a análise efectuada, adoptando-se outras geometrias com diferentes valores da profundidade escavada (H), mantendo-se as relações geométricas f/H e h'/H simuladas no presente estudo e analisando-se a influência do ângulo de atrito solo-estrutura (δ);
- avaliar a influência da resistência à flexão de paredes de contenção multi-escoradas na rotura de fundo de escavações em condições não drenadas.

BIBLIOGRAFIA

- Aleixo, V. C. R. (2015). “Rotura de Fundo em Escavações devida a Percolação Ascendente”. Dissertação de Mestrado. Lisboa: FCT/UNL.
- Andrade Viana, L., Guerra, N. M. C. e Antão, A. M. S. N. (2016). “Análise Numérica através do Teorema Cinemático da Rotura de Fundo de Escavações Profundas por Percolação Ascendente”. Em: *FCT/UNL*.
- Bjerrum, L. e Eide, O. (1956). “Stability of strutted excavations in clay”. Em: *Geotechnique*, 6(1):32-47.
- Costet, J. e Sanglerat, G. (1975). *Cours pratique de mécanique des sols*. Dunod.
- Eide, O., Aas, G. e Josang, T. (1972). “Special application of cast-inplace walls for tunnels in soft clay.” Em: *Proc., 5th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Spain*, 1:485–498.
- Guerra, N. M. C. (2018a). *Análise de Estruturas Geotécnicas*. FCT/UNL.
- Guerra, N. M. C. (2018b). *Estruturas de Suporte*. FCT/UNL.
- Josefino, C. M. J. S., Guerra, N. M. C. e Matos Fernandes, M. A. (2009). “Modelação de Ancoragens nas Análises 2d por Elementos Finitos de Cortinas de Contenção: A Questão da Simulação do Pré-esforço”. Em: *Geotecnia - Revista Luso-Brasileira de Geotecnia*, 117:3-31.
- Josefino, C. M. J. S., Santana, M. T. G., Vicente da Silva, M., Antão, A. M. S. N. e Guerra, N. M. C. (2010). “Two-dimensional basal stability of deep excavation in homogeneous clay deposit using upper bound numerical analysis”. Em: *International Conference in Geotechnical Challenges in Megacities*, 2:614-621.
- Matos Fernandes, M. A. (1983). “Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento”. Tese de doutoramento. Lisboa: FEUP.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico, Parte 1: Regras Gerais*. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- O’Rourke, T. D. (1993). “Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay.” Em: *Retaining structures, Thomas Telford, London*, 131–139.
- Patrício, P. G. R. (2016). “Rotura de Fundo de Escavações em Solos Arenosos devido a Percolação Ascendente”. Dissertação de Mestrado. Lisboa: FCT/UNL.
- PLAXIS (2018a). *PLAXIS 2D Material Models Manual*.
- PLAXIS (2018b). *PLAXIS 2D Tutorial Manual*.

BIBLIOGRAFIA

- Reissner, H. (1924). “Zum erddruckproblem”. Em: *Proceedings of the First International Congress for Applied Mechanics*, 295-311.
- Skempton, A. W. (1951). “The bearing capacity of clays”. Em: *Proc. Building Research Congress*, volume 1, pp. 180–189.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. 2ª edição. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Ukritchon, B., Whittle, A. J. e Sloan, S. W. (2003). “Undrained stability of braced excavations in clay”. Em: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8):738-755.