



Rita Andreia Machinho Leal

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

Estudo do dimensionamento da localização de vigas de ancoragem em cortinas mono-apoiadas

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

Orientador: Armando Manuel Nunes Sequeira Antão
Co-orientador: Nuno Manuel da Costa Guerra

Júri:

Presidente: Maria Teresa Santana
Arguente: Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Armando Manuel Nunes Sequeira Antão
Nuno Manuel da Costa Guerra

“Copyright” Rita Andreia Machinho Leal, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem 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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Devo um especial agradecimento ao orientador Armando Antão pela sua importante contribuição no desenvolvimento desta dissertação, mas não só, também a nível pessoal, a sua sabedoria e a disponibilidade demonstrada ao longo do curso foram essenciais para optar pelo caminho da Geotecnia.

Gostaria de agradecer também ao professor Nuno Guerra, pela disponibilidade e motivação que constituíram elementos essenciais na conclusão deste trabalho.

À professora Cláudia Josefino e aos colegas João Simões e Nuno Deusdado por toda a ajuda que me deram e pelas dúvidas que me esclareceram.

Aos meus pais, Ana e Manuel, pela vida, pela força e por não deixarem passar um dia sem mostrarem que me amam, mesmo a 300 Km de distância.

A todos os demais amigos,

Obrigada

Resumo

O dimensionamento e posicionamento de vigas de ancoragem em cortinas mono-apoiadas resulta normalmente de práticas baseadas no empirismo ou de considerações baseadas na teoria dos impulsos de Rankine. Tais considerações são sobretudo justificadas pelo facto das vigas desenvolverem uma região plástica na sua envolvente que não é bem compreendida na bibliografia.

O conhecimento das superfícies plásticas de rotura formadas pelas vigas poderiam permitir um dimensionamento mais económico do sistema de ancoragem e ajudar na previsão do comportamento das cortinas mono-apoiadas.

O documento tem como objectivo estudar a influência dos parâmetros geométricos da viga de ancoragem sobre a estabilidade global da estrutura, sobre a força mobilizável pela ancoragem e sobre a forma dos mecanismos associados ao colapso do conjunto cortina e ancoragens.

O documento pretende também apresentar os resultados de um estudo numérico efectuado com intuito de determinar a força última de arrancamento de vigas de ancoragem em solos puramente friccionais. Para isso, utilizaram-se procedimentos baseados no método dos elementos finitos implementando a formulação do teorema cinemático da análise limite.

Os resultados deste estudo são apresentados sob a forma de factores de arrancamento em função da força e da geometria da viga. Posteriormente, são comparados com uma solução numérica existente.

Palavras-chave: vigas de ancoragem, cortinas de contenção, elementos finitos, análise numérica, estabilidade.

Abstract

The anchor beam design and its location on the ground results usually from current design practices largely based on empiricism, or on the consideration of Plastic Rankine Zone associated to sheet pile walls. This is mostly because anchor beams develop a plastic region that is not completely understood in the literature.

The knowledge of the plastic surfaces would allow not only an economical design of cable lengths and beam dimensions but also it would help to provide some forethoughts about the structural behaviour.

This document aims to study the influence of the geometrical parameters of anchor beams on the overall stability of the structure, on the force that can be mobilized by the anchor and on the mechanisms associated to the collapse of the structure.

In addition this document presents the results of a numerical study to estimate the ultimate pull out load of anchors using vertical beams in frictional soils. Rigorous solutions have been obtained using numerical procedures that are based on a finite element implementation of the upper bound theorem of limit analysis.

Results are presented in a familiar form of break-out factors based on various soil strength profiles and geometries. The factors are compared with an existing numerical solution.

Keywords: anchor beams, sheet pile walls, finite elements, numerical analysis, stability.

Simbologia

- B dimensão vertical da viga de ancoragem [L]
- CR posição do centro de rotação da cortina
- c' intercepto de coesão [FL^{-2}]
- e espessura da cortina [L]
- F_{anc} força instalada na ancoragem [FL^{-1}]
- $F_{colapso}$ força para o arrancamento da cortina [FL^{-1}]
- F_{λ} força unitária aplicada na cortina [FL^{-1}]
- F_{fixa} força de componente fixa [FL^{-1}]
- F_{var} força de componente variável [FL^{-1}]
- $F_{máx}$ a força máxima para o arrancamento da cortina [FL^{-1}]
- f comprimento enterrado da cortina [L]
- g espessura da viga de ancoragem [L]
- H profundidade da base inferior da viga de ancoragem [L]
- H' profundidade da base superior da viga de ancoragem [L]
- H_{anc} profundidade de instalação do tirante [L]
- H_{esc} profundidade de escavação [L]
- H_p altura da parede [L]
- I_a impulso activo [FL^1]
- I'_a impulso activo reduzido pela hipótese de sobreposição das cunhas (viga)
- I_p impulso passivo [FL^1]
- I'_p impulso passivo reduzido pela hipótese de sobreposição das cunhas (viga)
- I_1 reacção de impulso activo actuante na viga [FL^2]
- L comprimento livre [L]
- L_1 comprimento livre que garante a estabilidade da estrutura [L]
- L_2 comprimento livre que oferece a máxima resistência ao conjunto [L]
- l_x distância horizontal entre o centro geométrico e o centro de rotação da cortina adimensionalizada em relação á sua altura [LL^{-1}]

l_y distância vertical entre o centro geométrico e o centro de rotação da cortina adimensionalizada em relação á sua altura [LL^{-1}]

N_γ factor de arrancamento

Q_u força de arrancamento da viga [FL^{-1}]

q_u tensão de arrancamento da viga [FL^2]

P peso da cunha formada no método de Kranz [FL^{-1}]

R reacção do peso da cunha formada no método de Kranz [FL^{-1}]

R_A força necessária aplicar na cortina para que se verifique o equilíbrio da estrutura sem consideração de ancoragem [FL^{-1}]

x_g abcissa do centro geométrico da cortina [L]

y_g ordenada do centro geométrico da cortina [L]

γ peso volúmico do solo [FL^{-3}]

δ ângulo de atrito solo-estrutura

δ_a ângulo de atrito solo-estrutura do lado activo

δ_p ângulo de atrito solo-estrutura do lado passivo

ΔI_p acréscimo de impulso passivo [FL^1]

ΔF_{anc} redução da força do tirante [FL^1]

Δ_x componente horizontal do deslocamento da cortina [L]

ϕ' ângulo de resistência ao corte

Conteúdo

Agradecimentos	i
Resumo	i
Abstract	i
Simbologia	i
1 Introdução	1
1.1 Objectivos	2
1.2 Organização do trabalho	2
2 Revisão de conceitos teóricos: Cortinas mono-apoiadas	3
2.1 Introdução	3
2.2 Determinação da ficha e da força na ancoragem	4
2.2.1 Método do apoio simples	4
2.2.2 Consideração do equilíbrio vertical	5
2.3 Dimensão e profundidade de instalação de vigas de ancoragem	6
2.3.1 Generalidades	6
2.3.2 Dimensionamento	7
2.4 Métodos de análise de estabilidade e determinação do comprimento livre	11
2.4.1 Condições clássicas para a localização da viga de ancoragem	11
2.4.2 Método de Kranz	14
3 Metodologia utilizada	17
3.1 Introdução	17
3.2 Breves noções de Plasticidade	17
3.2.1 Plasticidade Perfeita	18
3.2.2 Lei de fluxo Associada	18
3.2.3 Critérios de Cedência	19
3.3 Análise Limite	19
3.4 Programa Sublim3d	20
3.5 Descrição do modelo	22
3.6 Definição das malhas de elementos finitos	24
3.7 Aplicação das forças nos modelos em estudo	26
3.7.1 Determinação de R_A	26

3.7.2	Determinação de $F_{colapso}$	27
3.7.3	Aproximação do valor de $F_{colapso}$	28
4	Análise numérica da estabilidade global	31
4.1	Introdução	31
4.2	Caso base	31
4.2.1	Geometria do caso base	31
4.2.2	Determinação da força na ancoragem sem consideração da viga	32
4.2.3	Determinação da força aplicada à cortina que conduz ao colapso em função do comprimento do tirante	33
4.2.4	Análise das zonas de plastificação	34
4.2.5	Cálculo da rotação da cortina	35
4.2.6	Determinação das distâncias ao centro de rotação da cortina .	37
4.3	Análise paramétrica	39
4.3.1	Descrição das análises paramétricas realizadas	39
4.3.2	Comparação das forças de ancoragem obtidas numericamente sem consideração da viga com os valores analíticos	39
4.3.3	Influência da altura de escavação	40
4.3.4	Influência do peso volúmico do solo	41
4.3.5	Influência do ângulo de resistência ao corte.	42
4.3.6	Influência da profundidade da instalação da viga	43
4.3.7	Influência da dimensão vertical da viga	47
4.3.8	Influência da variação em simultâneo da profundidade da base e da dimensão vertical da viga	50
4.3.9	Resumo dos resultados das forças de colapso da cortina . . .	53
4.3.10	Influência da espessura da cortina	55
4.4	Mínimo comprimento livre obtido por via numérica e pelo Método de Kranz	64
5	Proposta para a determinação da força mobilizável na ancoragem	69
5.1	Introdução	69
5.2	Determinação de factores de arrancamento a partir de $F_{colapso}$ (Sublim3D)	69
5.3	Modelos para determinar N_γ directamente partir do Sublim3D	72
5.4	Determinação de factores de arrancamento considerando a viga isolada (Sublim3D)	74
5.5	Consideração das restrições cinemáticas do modelo de Merifield e Sloan	79
6	Conclusões e futuros desenvolvimentos	83
	Bibliografia	86

Lista de Figuras

1.1	Esquema de uma contenção flexível com um nível de ancoragem tipo placa/viga.	2
2.1	Exemplo de soluções de contenção flexíveis com um nível de ancoragem tipo placa/viga.	3
2.2	Impulsos de terra definidos para uma cortina mono-apoiada segundo a teoria de Rankine.	4
2.3	Impulsos de terra definidos para uma cortina mono-apoiada considerando atrito solo-estrutura, δ	5
2.4	Diagrama de corte transversal que representa as superfícies de deslizamento de uma viga superficial para o caso $H/B < 2$, adaptado de Terzaghi (1945).	7
2.5	Diagrama de corte transversal que representa as superfícies de deslizamento de uma viga superficial $H/B = 2$, adaptado de Terzaghi (1945).	8
2.6	Diagrama de corte transversal que representa as superfícies de deslizamento de uma viga profunda genérica, adaptado de Terzaghi (1945).	8
2.7	Distribuição usual considerada na modelação da pressão q_u , em vigas de ancoragem verticais, adaptado de Merifield e Sloan (2006).	9
2.8	Malha de elementos finitos considerada no teorema cinemático da análise limite por Merifield e Sloan (2006). u , deslocamento horizontal; v , deslocamento vertical.	10
2.9	Resultados dos factores de arrancamento obtidos por Merifield e Sloan (2006) através da modelação por elementos finitos, para vigas verticais rígidas.	10
2.10	(a) e (b) Condições para a verificação da estabilidade e do equilíbrio da cortina mono-apoiada, adaptado de Terzaghi (1945).	11
2.11	Condições para a verificação do equilíbrio da viga de ancoragem se sua superfície de deslizamento intercepta os prismas do impulso activo atrás da cortina, adaptado de Terzaghi (1945).	12
2.12	Diferentes propostas para a verificação da condição de estabilidade global do conjunto, representadas para $\phi' = 35^\circ$	13
2.13	Análise de estabilidade do proposta por Kranz em 1953, adaptado de Mendes (2010).	15
3.1	Representação da lei de escoamento associado	18

3.2	Modelo de cortina mono-apoiada adoptado para determinação de forças de colapso sem consideração da viga de ancoragem.	23
3.3	Modelo de cortina mono-apoiada adoptado para o desenvolvimento do trabalho, modelo 1b).	24
3.4	Exemplo da malha estruturada para o Modelo 1a).	25
3.5	Exemplo da malha estruturada para o Modelo 1b).	26
3.6	Definição da força R_A	27
3.7	Definição da força de carácter variável.	27
3.8	Definição da força de carácter variável no modelo a considerar no programa de elementos finitos.	28
3.9	Exemplo de determinação da Força de Colapso para a malha cuja dimensão tende para zero.	29
4.1	Modelo de cortina mono-apoiada adoptado como caso base para o desenvolvimento do trabalho.	32
4.2	Vizualização da cunha de passivo e activo quando actua uma força exterior equivalente ao valor de R_A	32
4.3	(a) Resultados das forças de colapso para $\phi' = 30^\circ$ e $\gamma = 20kN/m^3$ quando, $H_{esc} = 8m$, $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ obtidos directamente do programa (b) Resultados adimensionalizados por γH_{esc}^2	33
4.4	Mecanismos de deformação para as diferentes localizações da viga de ancoragem, para o caso base, ou seja $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,25H_{esc}$	34
4.5	Esquema de determinação do movimento da cortina dado pelo somatório da componente de translação e rotação.	36
4.6	Valores de rotação da cortina referente ao caso base, em função do afastamento da viga L/H_{esc}	37
4.7	Esquema ilustrativo das distâncias entre CR e o centro geométrico (x_g, y_g)	38
4.8	Distância, horizontal e vertical, entre o centro geométrico da cortina e o seu centro de rotação, especificamente para o caso base.	38
4.9	Comparação das forças de colapso obtidas numericamente sem consideração da viga com os valores analíticos em função do ângulo de resitência ao corte (a) $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ (b) $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	40
4.10	Resultados das forças de colapso para as diferentes alturas de escavação, em que a viga é definida pelos parâmetros geométricos $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$	41
4.11	Resultados das forças de colapso para os diferentes H_{esc} e γ , em que a viga é definida pelos parâmetros $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$	42
4.12	Resultados das forças de colapso e das rotações para diferentes ϕ' , cuja viga é definida pelos parâmetros $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$, em função da distância da viga à cortina.	43
4.13	Sobreposição dos resultados das forças de colapso e respectivas rotações para uma escavação com $H_{esc} = 8m$, em que a viga é definida pelos parâmetros $B = 0,1H_{esc}$; com $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$; para $\phi' = 30^\circ$	44

4.14	Comparação das distâncias, horizontal e vertical, entre o centro geométrico da cortina e o centro de rotação para as duas geometrias apresentadas com $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	45
4.15	Diferenças entre os mecanismos produzidos pelo conjunto para diferentes posições da viga com $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$, num solo com $\phi' = 30^\circ$	46
4.16	Resultados para uma escavação com $H_{esc} = 8m$, em que a viga é instalada a $H_{anc} = 0,2H_{esc}$; $B = 0,05H_{esc}$, $0,1H_{esc}$ e $0,2H_{esc}$ (a) Forças de colapso; (b) Rotações.	47
4.17	Distância, horizontal e vertical, entre o centro geométrico da parede e o centro de rotação para as geometrias da viga com $H_{anc} = 20\%$	48
4.18	Mecanismos produzidos para vigas instaladas a uma profundidade $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ com $B = 0,05H_{esc}$, $B = 0,1H_{esc}$ e $B = 0,2H_{esc}$ e posicionadas para vários afastamentos da viga em relação à cortina admitindo um solo com $\phi' = 30^\circ$	49
4.19	Resultados das forças de colapso adimensionalizadas para todas as relações geométricas consideradas, admitindo $\phi' = 30^\circ$	50
4.20	Mecanismos produzidos pelas vigas referentes à posições que garantem o equilíbrio da estrutura, num solo com $\phi' = 30^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.	51
4.21	Diferenças entre os mecanismos produzidos pelas vigas na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 30^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.	52
4.22	Distâncias vertical e horizontal entre o centro geométrico e a posição do respectivo centro de rotação, adimensionalizadas em relação à altura da cortina, apresentadas em função da sua distância viga, num solo com $\phi' = 30^\circ$	53
4.23	Resultados das forças de colapso para todas as alturas de escavação adimensionalizadas em relação a γH_{esc}^2	54
4.24	Forças de colapso para as diferentes espessuras da cortina e vários ϕ' em função do comprimento livre da ancoragem, mantendo os restantes parâmetros constantes.	56
4.25	Rotação das diferentes espessuras consideradas para a cortina, mantendo a geometria da viga constante.	58
4.26	Distâncias entre CR e o ponto geométrico da parede (x_g, y_g)	59
4.27	Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,015m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	60
4.28	Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,15m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	61
4.29	Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,20m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	63
4.30	Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,3m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	64

4.31	Mecanismos de deformação associados à parede $e = 0,60m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$	65
4.32	Comparação entre as posições de auto-equilíbrio para as diferentes geometrias consideradas em estudo obtidas numericamente e através do método de Kranz (1953) em função do ângulo de resistência ao corte do solo.	66
5.1	Diagrama utilizado para determinar os valores de capacidade de carga das ancoragens recorrendo aos valores de $F_{colapso}$ obtidos no capítulo 4.	70
5.2	Forças mobilizadas pela ancoragem obtidas através das equações de equilíbrio de forças horizontais e de momentos para uma escavação com geometria equivalente ao caso base.	71
5.3	Sobreposição das forças de colapso da estrutura e das forças mobilizadas pela respectiva ancoragem em função da distância da viga à parede, para o caso base.	71
5.4	Factores de arrancamento N_γ^1 , para um solo com $\phi' = 30^\circ$, em função da distância da viga à parede, para os diferentes H_{esc} e H/B	72
5.5	Modelo 2 considerado para a determinação de F_{anc}^2 utilizado para comparar com a modelação de Merifield e Sloan (2006).	73
5.6	Modelo 3 considerado para a determinação de F_{anc}^3 utilizado para comparar com a modelação de Merifield e Sloan (2006).	73
5.7	Factores de arrancamento N_γ em função da distância da viga à parede L/H_{esc} , cujo factor $H/B = 1,5$ em todos os ângulos de atrito considerados.	74
5.8	Factores de arrancamento N_γ em função da distância da viga à parede L/H_{esc} , cujo factor $H/B = 2,5$ em todos os ângulos de atrito considerados.	75
5.9	Factores de arrancamento N_γ em função da distância da viga à parede L/H_{esc} , cujo factor $H/B = 4,5$ em todos os ângulos de atrito considerados.	76
5.10	Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 25^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.	77
5.11	Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 30^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.	77
5.12	Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 35^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.	78
5.13	Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 40^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.	78
5.14	Esquema da energia dissipada e mecanismo associado à aplicação de um deslocamento horizontal constante num solo com as propriedades $\phi' = 20^\circ$ e $H/B = 2$, adaptado de Merifield e Sloan (2006).	79

5.15 Esquema da geometria utilizada no Sublim3D para comparar os resultados das forças mobilizadas pela ancoragem através dos diferentes métodos.	79
5.16 Energia dissipada e mecanismo associado sem restrições na base da placa para $\phi' = 20^\circ$ e $H/B = 2$	80
5.17 Energia dissipada e mecanismo associado com restrições na placa para $\phi' = 20^\circ$ e $H/B = 2$	80
5.18 Resultados obtidos para as diferentes modelações do problema. . . .	81

Capítulo 1

Introdução

As estruturas de contenção flexíveis podem ser classificadas em três grupos distintos: as cortinas autoportantes, que contam apenas com o comprimento enterrado para mobilizar a resistência necessária ao equilíbrio; as cortinas mono-apoiadas, que incluem um nível de apoio (escoras ou ancoragens); e as cortinas multi-apoiadas que têm diversos níveis de apoios (escoras ou de ancoragens) em profundidade. Este trabalho incidirá sobre cortinas mono-apoiadas cujo apoio é constituído por um nível de ancoragem.

As ancoragens são normalmente constituídas por três zonas distintas. A zona da cabeça de ancoragem, onde é feita a ligação do elemento à cortina, a zona de transmissão, onde ocorre efectivamente a transferência de esforços para o terreno e a zona de comprimento livre, responsável por fazer a ligação entre as duas zonas referidas acima.

Consoante o momento de mobilização do carregamento na ancoragem podemos ter ancoragens passivas ou activas. Uma ancoragem é considerada passiva quando é tensionada à medida em que a estrutura lhe vai aplicando carregamento, através da deformação do solo circundante. Por sua vez, tem-se uma ancoragem activa quando esta é tensionada antes da estrutura sofrer grande parte dos carregamentos.

No presente documento apenas se fará referência a ancoragens passivas, como mostra esquema na figura 1.1. A zona de transmissão representada no esquema desta figura é alusiva a placas ou vigas de ancoragem. Note-se que o estudo de placas de ancoragem exige uma análise tridimensional que não foi considerada. Assim, o trabalho incide apenas sobre vigas de ancoragem, adequadamente analisáveis em estado de deformação plana.

Relativamente aos mecanismos de colapso associados à rotura de uma viga de ancoragem existe um elevado grau de incerteza acerca das respectivas superfícies de colapso, o que dificulta a previsão da carga última usando as abordagens existentes que necessitam de assumir superfícies de rotura.

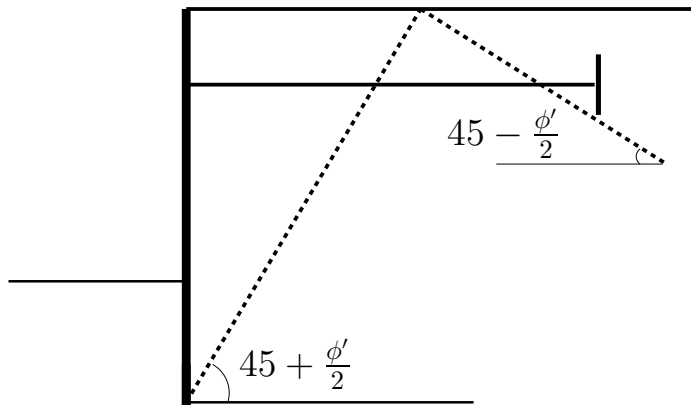


Figura 1.1: Esquema de uma contenção flexível com um nível de ancoragem tipo placa/viga.

1.1 Objectivos

Este trabalho tem como principais objectivos determinar, em função da resistência do terreno e da geometria do problema: o comprimento livre mínimo para garantir o auto-equilíbrio da estrutura; o comprimento livre necessário para assegurar que a ancoragem mobiliza a força máxima possível; o efeito do comprimento livre nos mecanismos de colapso; e por último, a força mobilizável pela ancoragem em função do comprimento livre.

1.2 Organização do trabalho

Para além do presente capítulo, de introdução, o trabalho está organizado em mais cinco capítulos. No capítulo 2, apresenta-se a forma como as cortinas mono-apoiadas são normalmente dimensionadas e expõem-se alguns dos métodos de análise de estabilidade global. No capítulo 3 faz-se uma breve referência aos princípios de funcionamento do programa de elementos finitos utilizado e descreve-se a metodologia considerada para a determinação de forças de arrancamento de uma viga de ancoragem em funcionamento numa cortina de contenção. No capítulo 4 pretende-se avaliar e determinar o comprimento livre mínimo que garante a estabilidade global de uma cortina mono-apoiada. Pretende-se também determinar a distância entre a viga e a cortina que garante a força máxima mobilizável pela ancoragem e analisar os mecanismos associados ao colapso de cortinas mono-apoiadas em função do comprimento livre, com recurso a um estudo paramétrico, por elementos finitos. No capítulo 5 faz-se uma proposta para a determinação da força mobilizável na ancoragem em função da distância entre a viga de ancoragem e a cortina. Por fim, no capítulo 6, são apresentadas as conclusões e algumas sugestões para futuros desenvolvimentos.

Capítulo 2

Revisão de conceitos teóricos: Cortinas mono-apoiadas

2.1 Introdução

Numa cortina mono-apoiada, dotada de uma viga de ancoragem (figura 2.1), há que determinar três grandezas geométricas e assegurar duas verificações estruturais:

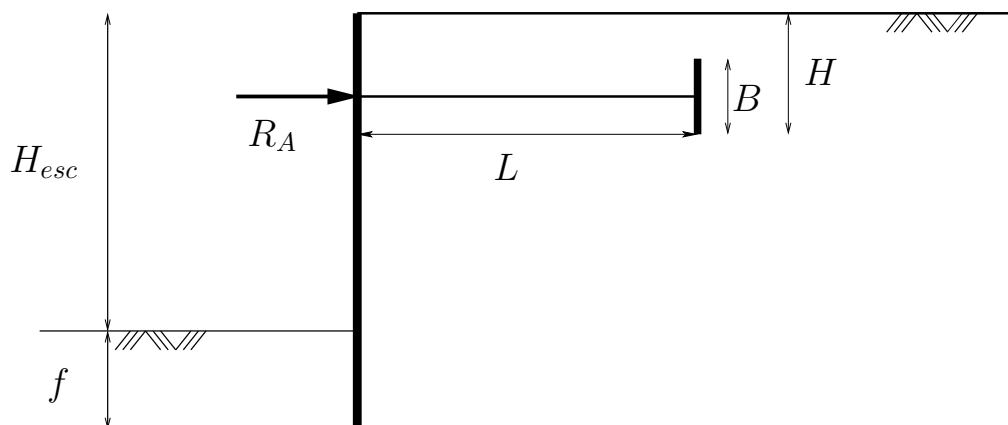


Figura 2.1: Exemplo de soluções de contenção flexíveis com um nível de ancoragem tipo placa/viga.

1. determinar a altura enterrada da cortina, a ficha, representada na figura 2.1 por f , necessária para assegurar o equilíbrio, devido à componente vertical dos impulsos;
2. determinar a força na ancoragem necessária para assegurar a estabilidade do conjunto;

3. determinar os esforços instalados na cortina garantindo que esta tem características suficientes para as acções aplicadas; garantir que o cabo de ancoragem tem características necessárias para a transmissão de força;
4. determinar a dimensão e localização da viga de ancoragem representada na mesma figura pelas distâncias B e H , respectivamente;
5. determinar o comprimento do tirante, representado na figura 2.1 por L .

No presente trabalho, para resolver as questões 1 e 2, adopta-se o método do apoio simples e as considerações de equilíbrio vertical abordado em Frank et al. (2004) e Godinho (2009). Tais procedimentos são descritos na secção 2.2. A questão 3 não é abordada no presente trabalho, assumindo-se simplesmente que a cortina e o cabo possuem características suficientes para suportarem os esforços a que estão sujeitos. As questões 4 e 5 são o objecto de estudo do trabalho e, neste capítulo, revêem-se as metodologias disponíveis para a definição das dimensões da viga de ancoragem (secção 2.3) e do comprimento do tirante (secção 2.4).

2.2 Determinação da ficha e da força na ancoragem

2.2.1 Método do apoio simples

No dimensionamento de uma cortina mono-apoiada com recurso ao método do apoio simples, assume-se a existência de um apoio simples na base da cortina (figura 2.2), o que explica a ausência de reações horizontais nesse ponto e a possibilidade de rotação em relação ao ponto de aplicação da ancoragem.

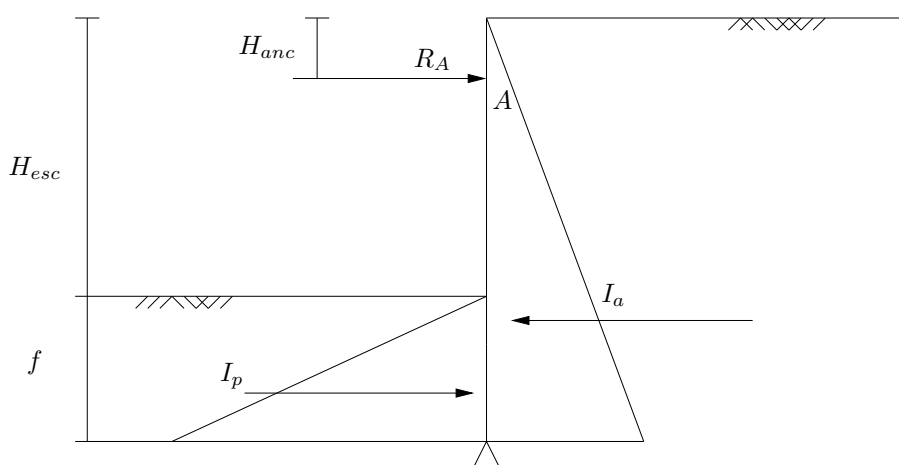


Figura 2.2: Impulsos de terra definidos para uma cortina mono-apoiada segundo a teoria de Rankine.

Neste tipo de estrutura admite-se que, do lado do terreno suportado, se desenvolvem impulsos activos e, do lado da escavação, impulsos passivos; sejam eles I_a e I_p , respectivamente. Para um dado solo, uma profundidade de escavação H_{esc} e uma profundidade de colocação do tirante H_{anc} , o problema ilustrado na figura 2.2 é isostático, com apenas duas incógnitas: f , o valor da ficha, e R_A , o esforço na ancoragem. Ao impor a nulidade do somatório de momentos no ponto A , tem-se que:

$$I_p \left(\frac{2}{3}f + H_{esc} - H_{anc} \right) - I_a \left(\frac{2}{3}(H_{esc} + f) - H_{anc} \right) = 0 \quad (2.1)$$

o que permite conhecer o valor da ficha, f . A partir do equilíbrio de forças horizontais, pode determinar-se a força que deverá estar aplicada na ancoragem, assim como os respectivos esforços na cortina.

Na abordagem clássica a este tipo de problemas, os impulsos I_a e I_p são admitidos horizontais, não considerando o atrito solo-estrutura, e são determinados, portanto, através da teoria de Rankine. A consideração de atrito solo-estrutura, δ , pode ser feita usando a teoria de Coulomb para determinar os impulsos activos e a de Caquot et al. (1973) para os passivos. No entanto, como se verá nas secções seguintes, a adopção de atrito solo estrutura, representado na figura 2.3, introduz o problema do equilíbrio vertical da cortina.

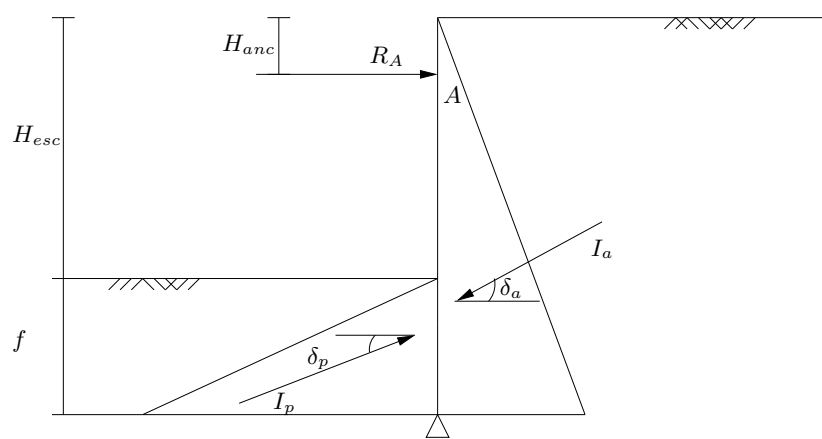


Figura 2.3: Impulsos de terra definidos para uma cortina mono-apoiada considerando atrito solo-estrutura, δ .

2.2.2 Consideração do equilíbrio vertical

No caso de cortinas mono-apoiadas, após a determinação da ficha por equilíbrio de momentos usando $\delta = \delta_p = \delta_a$ para definir o ângulo de atrito solo-estrutura, o equilíbrio vertical não se verifica. Isto implica uma redução no valor do ângulo de atrito solo-estrutura mobilizado do lado passivo ou do lado activo, conforme o que se revele necessário, de modo a que se estabeleça o equilíbrio vertical, como descrito

em Godinho (2009).

No documento que se acaba de referenciar é detalhado um método analítico iterativo para a consideração das cargas verticais no equilíbrio de cortinas mono-apoiadas seguindo o método proposto por Frank et al. (2004). O equilíbrio é alcançado através de um processo iterativo, onde, pelo sucessivo ajuste do atrito solo-paramento do lado activo, δ_a , se converge para o valor de comprimento de ficha para o qual a cortina se encontra em equilíbrio. Com efeito, para as cortinas mono-apoiadas, constata-se na maior parte dos casos, a necessidade de ajustar o ângulo de atrito mobilizado do lado activo.

Admitindo que a cortina não tem espessura e que ou tem peso nulo ou que o seu peso é anulado pela reacção no pé da cortina, Godinho (2009) propõe a seguinte metodologia:

1. por equilíbrio de momentos (no ponto A), como primeira iteração, determinar a ficha, f_0 (dependendo apenas das componentes horizontais dos impulsos de terra determinadas com $\delta_a = \delta_p = \delta$);
2. a partir do equilíbrio de forças horizontais, determinar o valor da reacção R_A ;
3. por equilíbrio de forças verticais, determinar o valor de $\delta_{a,0}$ necessário para o equilíbrio quando δ_p se mantém δ ;
4. definir $\delta_p = \delta$ e considerar $\delta_{a,1} = \delta_{a,0}$;
5. por equilíbrio de momentos, com $\delta_{a,1} = \delta_{a,0}$ e $\delta_p = \delta$, determinar $f_{0,1}$; se $f_{0,1} \cong f_0$, foi encontrada a solução; caso contrário prosseguir;
6. determinar o valor de R_A , usando $\delta_{a,1} = \delta_{a,0}$ e $\delta_p = \delta$, por equilíbrio de forças horizontais;
7. por equilíbrio de cargas verticais, determinar o valor de $\delta_{a,2}$, usando $\delta_p = \delta$;
8. voltar ao ponto 5.

2.3 Dimensão e profundidade de instalação de vigas de ancoragem

2.3.1 Generalidades

A secção de uma viga de ancoragem pode apresentar várias geometrias: quadrada, rectangular ou circular. Na sua constituição pode-se utilizar uma variada gama de materiais, nomeadamente: betão pré-fabricado, betão moldado *in-situ*, madeira ou metal.

Normalmente a instalação deste elemento é feita a partir da escavação do terreno até à profundidade desejada para a colocação da viga. Em seguida, a vala é preenchida e compactada com solo de boa qualidade. Os tirantes fazem a ligação

das vigas às paredes a partir de furos conduzidos pelo solo, como explica Das (2007). Merifield e Sloan (2006) referem que, no caso da construção de aterros, se coloca o solo compactando-o por camadas até à cota pretendida para instalação da viga. Por fim, completa-se a construção do aterro até à altura desejada. No caso de ancoragens associadas a estruturas de suporte verticais, a viga estará, por norma, também nessa posição para resistir a carregamentos horizontais.

2.3.2 Dimensionamento

No que toca ao dimensionamento das vigas de ancoragem, estas podem ser consideradas superficiais ou profundas, consoante o mecanismo de colapso que produzem. O parâmetro H/B , de utilização corrente na bibliografia onde H e B tem o significado indicado na figura 2.1, tem como finalidade classificar a superficialidade da viga, classificação essa que está intimamente ligada com o mecanismo gerado quando nela se aplica uma força com intensidade suficientemente grande capaz de plastificar o terreno da sua envolvente.

Costet e Sanglerat (1983), explicam que se a viga for considerada superficial, a resistência máxima que o tirante oferece pode ser calculada a partir da utilização dos conceitos de impulsos passivo e activo usuais, sem cometer erros graves.

Assim, segundo Terzaghi (1945), se a viga de ancoragem estiver instalada de modo a que $H/B < 2$ e o tirante a uma profundidade igual a $\frac{2}{3}H_{esc}$, o mecanismo de rotura desenvolvido na sua envolvente implica a formação de uma cunha passiva (indicada na figura 2.4 como $aa'c$) e de uma cunha activa (indicada como $aa'b$). A força resistente da ancoragem, F_{anc} , pode ser dada por:

$$F_{anc} = D(I_p - I_a) \quad (2.2)$$

em que D é o desenvolvimento longitudinal da viga e I_p e I_a são os impulsos passivo e activo actuantes ao longo da profundidade H .

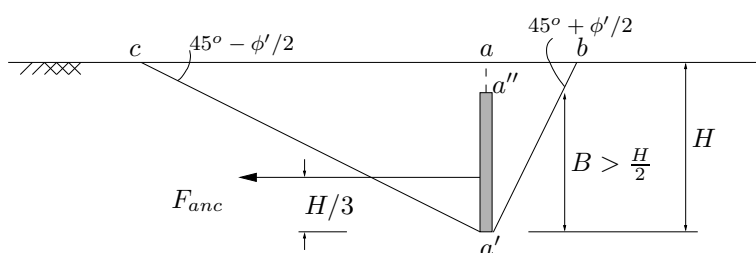


Figura 2.4: Diagrama de corte transversal que representa as superfícies de deslizamento de uma viga superficial para o caso $H/B < 2$, adaptado de Terzaghi (1945).

Na figura 2.5, a viga apresenta uma relação $H/B = 2$. Como a distribuição de pressões sobre a viga deixa de ser hidrostática, a superfície de deslizamento não é

plana, mesmo que δ seja nulo.

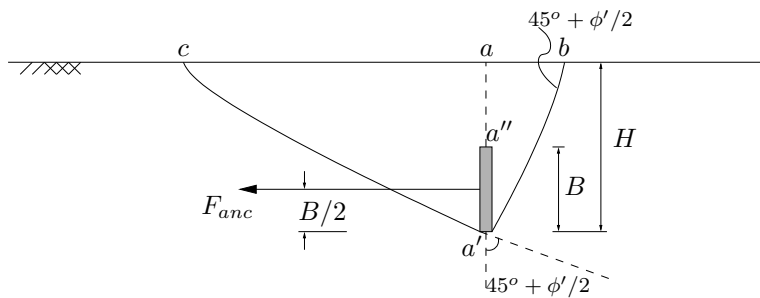


Figura 2.5: Diagrama de corte transversal que representa as superfícies de deslizamento de uma viga superficial $H/B = 2$, adaptado de Terzaghi (1945).

O problema torna-se mais delicado quando a ancoragem se considera profunda (figura 2.6), porque o equilíbrio que rege o problema na vizinhança da viga não é bem conhecido. Neste caso deve-se supor que a ancoragem desliza através do terreno sem produzir uma cunha capaz de alcançar a superfície do terreno. Perante estes casos Terzaghi (1945) assume que a resistência oferecida por uma viga com H/B elevados é aproximadamente igual à capacidade resistente de uma sapata contínua com uma largura B cuja a base se encontra a uma profundidade igual a $H - \frac{B}{2}$.

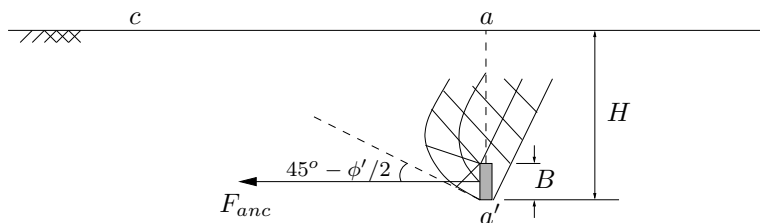


Figura 2.6: Diagrama de corte transversal que representa as superfícies de deslizamento de uma viga profunda genérica, adaptado de Terzaghi (1945).

Para além das metodologias de cálculo apresentadas acima, são vários os trabalhos experimentais (Neely et al., 1973; Akinmusuru, 1978; Dickin e Leung, 1983; Hoshiya e Mandal, 1984; Murray e Geddes, 1989) e investigações teóricas e numéricas (Rowe e Davis, 1982; Merifield e Sloan, 2006; Yu et al., 2009) que se encontram na bibliografia relativos à determinação da força última de arrancamento e aos mecanismos que lhe estão associados, assim como à influência que diversos parâmetros podem ter sobre os referidos aspectos.

Encontram-se estudos para solos respondendo em condições drenadas (Neely et al., 1973; Akinmusuru, 1978; Dickin e Leung, 1983; Hoshiya e Mandal, 1984; Rowe e Davis, 1982; Merifield e Sloan, 2006) e não-drenadas (Merifield et al.,

2001; Yu et al., 2009). No caso das condições drenadas, as variáveis consideradas são usualmente o ângulo de resistência ao corte, a dilatância, o ângulo de atrito solo-estrutura, as dimensões e a profundidade de instalação da viga, o ângulo de atrito solo-viga, o estado de tensão inicial e o grau de sobreconsolidação do solo. No caso do solo responder em condições não-drenadas, os parâmetros normalmente considerados são a resistência ao corte não-drenada e a adesão, para além dos parâmetros geométricos anteriormente referidos.

Uma das metodologias para o dimensionamento da força resistente de vigas de ancoragem pode ser encontrada no trabalho de Merifield e Sloan (2006). Este trabalho apresenta soluções para a determinação da resistência de vigas de ancoragem horizontais e verticais instaladas em solos friccionais resultantes da aplicação numérica dos teoremas da Análise Limite, nomeadamente o Teorema Cinemático e Teorema Estático, e do método de elementos finitos convencional.

Apresenta-se na figura 2.7 o esquema geral do problema que é normalmente considerado no estudo da capacidade resistente em vigas verticais. Apesar de Merifield e Sloan (2006) admitirem ser pouco provável que a distribuição de tensões sobre a viga de ancoragem seja uniforme, é essa a hipótese que utilizam no seu trabalho.

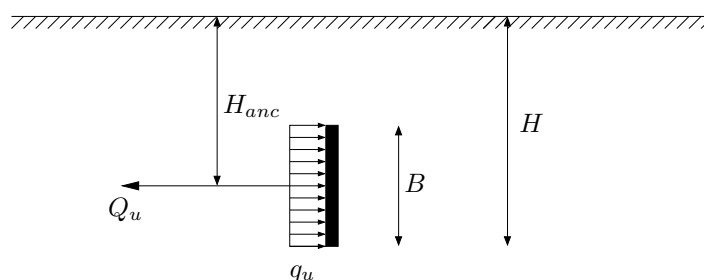


Figura 2.7: Distribuição usual considerada na modelação da pressão q_u , em vigas de ancoragem verticais, adaptado de Merifield e Sloan (2006).

A tensão última na viga, designada por capacidade resistente ao arrancamento, q_u , pode ser determinada por:

$$q_u = \gamma H N_\gamma \quad (2.3)$$

em que γ é o peso volúmico do solo, H é a profundidade da base da viga da ancoragem e N_γ é factor de arrancamento. A força última que se obtém a partir do produto da tensão, q_u , com a dimensão vertical da viga, B , é Q_u :

$$Q_u = q_u B \quad (2.4)$$

Para a formulação do teorema cinemático da análise limite, assume-se que o solo é puramente friccional e responde ao critério de rotura Mohr-Coulomb com ângulo de resistência ao corte ϕ' . Para determinar a carga de colapso, Merifield e Sloan (2006) prescrevem as seguintes condições de fronteira cinemáticas:

1. O deslocamento horizontal dos nós que representam a viga admite-se constante, $u=1$ (figura 2.8);
2. os mesmos não permitem a ocorrência de deslocamentos verticais, $v=0$ (figura 2.8);

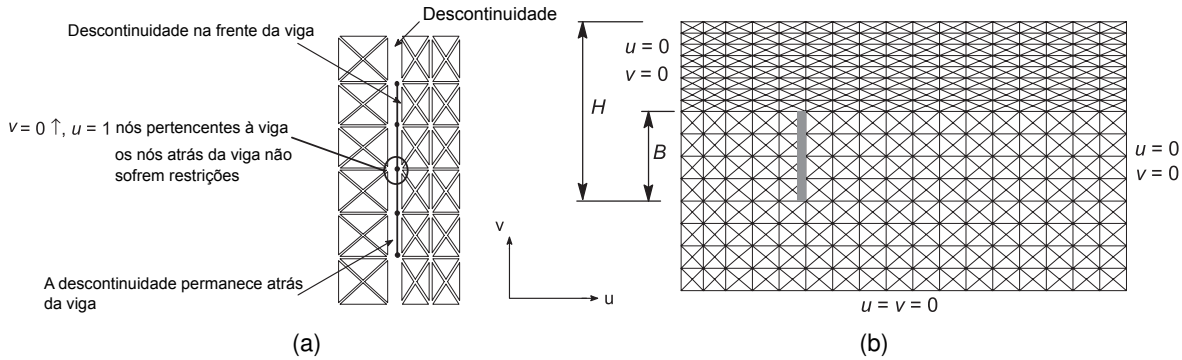


Figura 2.8: Malha de elementos finitos considerada no teorema cinemático da análise limite por Merifield e Sloan (2006). u , deslocamento horizontal; v , deslocamento vertical.

Na figura 2.9 estão os factores de arrancamento obtidos por Merifield e Sloan (2006) para três valores de ângulos de resistência ao corte do solo, em função de H/B .

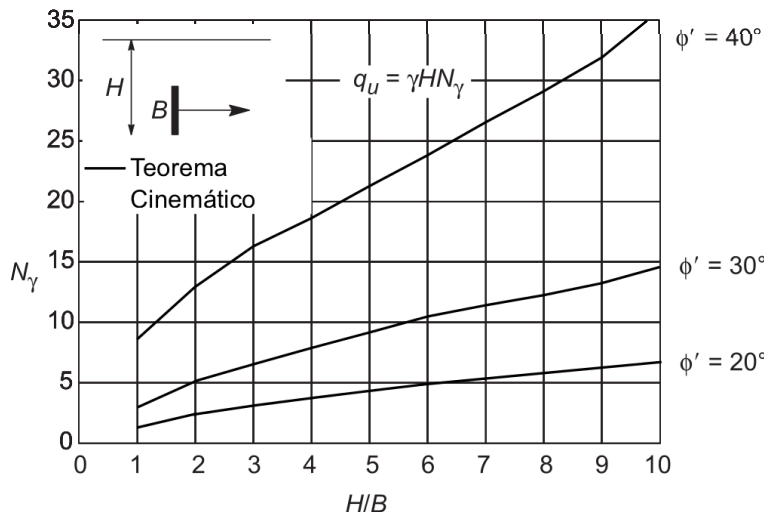


Figura 2.9: Resultados dos factores de arrancamento obtidos por Merifield e Sloan (2006) através da modelação por elementos finitos, para vigas verticais rígidas.

Os resultados do trabalho de Merifield e Sloan (2006) mostram que, no caso de vigas de ancoragem verticais, para uma dada relação H/B , as forças de colapso variam de uma forma não linear com o aumento do ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' .

No seu estudo concluem ainda que na configuração da zona plástica envolvente da viga de ancoragem para $H/B \leq 2$ e $\phi' \leq 20^\circ$ a cunha activa desempenha um papel significativo na determinação da sua resistência. Ignorar esta componente pode levar a sobre-estimar a força de colapso em cerca de 18%. A partir de $H/B \geq 2$ a influência das tensões desenvolvidas atrás da viga deixam de ser relevantes para o cálculo da força resistente.

2.4 Métodos de análise de estabilidade e determinação do comprimento livre

2.4.1 Condições clássicas para a localização da viga de ancoragem

A resistência oferecida pelas vigas de ancoragem provém principalmente da mobilização do impulso passivo do solo que se encontra à sua frente (à esquerda da viga na figura 2.10). Assim, o comprimento livre das ancoragens deve ser suficientemente grande de forma a permitir que a viga esteja afastada da parede de maneira a mobilizar resistência para assegurar a estabilidade do conjunto.

As condições clássicas habitualmente consideradas na determinação da localização da viga de ancoragem, e por consequência na definição do comprimento livre apresentadas em Terzaghi (1945), estão ilustradas na figura 2.10(a).

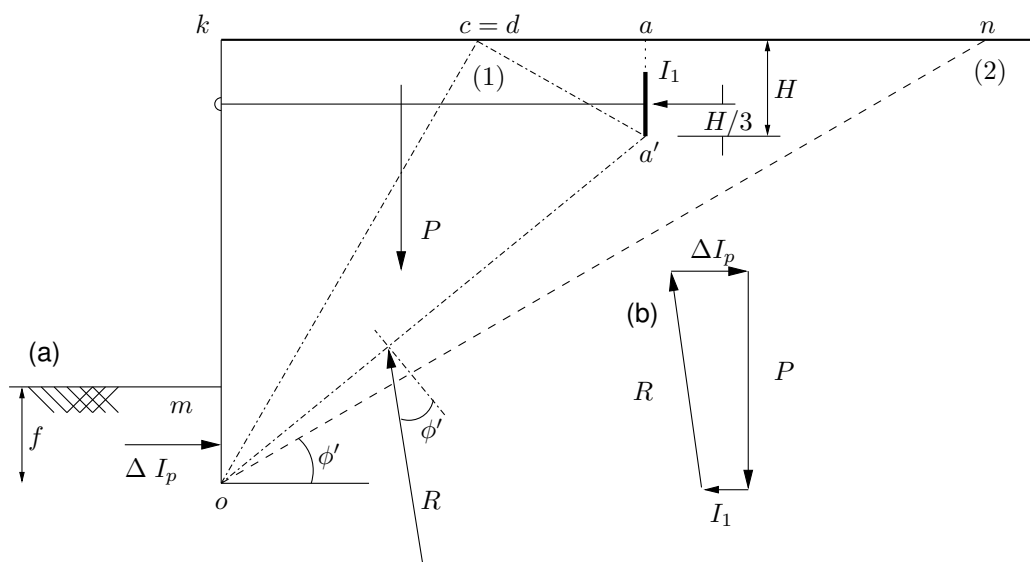


Figura 2.10: (a) e (b) Condições para a verificação da estabilidade e do equilíbrio da cortina mono-apoiada, adaptado de Terzaghi (1945).

A condição indicada com (1) na figura 2.10(a) é a da não intercepção das cunhas activa e passiva respectivamente para os impulsos sobre a parede e sobre a viga.

No caso de existir uma intercepção das referidas zonas não é possível calcular, recorrendo às teorias clássicas, o valor do impulso passivo actuando sobre a viga.

Na figura 2.11 esta condição não está satisfeita, uma vez que a cunha passiva da viga intercepta a cunha activa formada no tardo da parede.

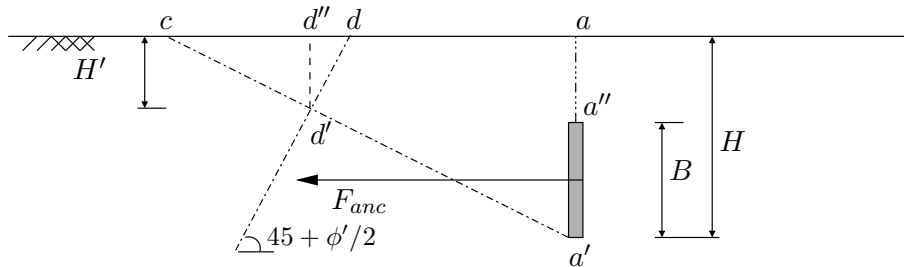


Figura 2.11: Condições para a verificação do equilíbrio da viga de ancoragem se sua superfície de deslizamento intercepta os prismas do impulso activo atrás da cortina, adaptado de Terzaghi (1945).

Dentro desta zona, a areia tem tendência para se expandir na direcção horizontal, o que é incompatível com o estado passivo. Terzaghi (1945) com o objectivo de estimar o efeito da sobreposição das referidas cunhas na resistência da ancoragem, examina a resultante das tensões que actuam sobre o segmento de recta $d'd''$. Se as duas cunhas se encontrassem completamente disjuntas a secção $d'd''$ estaria submetida ao impulso passivo:

$$I'_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H'^2 \quad (2.5)$$

Não obstante, no caso da figura 2.11 a pressão sobre $d'd''$ não estará longe da pressão activa:

$$I'_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H'^2 \quad (2.6)$$

Como consequência, Terzaghi (1945) postula que no caso de existir sobreposição das cunhas desenvolvidas pela parede e pela viga, a redução da capacidade resistente da ancoragem ΔF_{anc} , esquema apresentado na figura 2.11 pode ser escrita por:

$$\Delta F_{anc} = I'_p - I'_a \quad (2.7)$$

É também frequente especificar que a parte superior da viga de ancoragem deve estar colocada atrás da condição (2) na figura 2.10, superfície que forma a partir da base da cortina um ângulo ϕ' com a horizontal. Essa linha representa um talude de areia natural.

A viga representada na figura 2.10 não satisfaz essa condição e, como consequência, a massa de areia $kaa'o$ tem tendência a deslizar sobre a superfície inclinada oa' . Esta tendência aumenta a pressão de terras no troço om da parede uma quantidade ΔI_P . Terzaghi (1945) explica que a massa desse bloco está

submetida ao seu peso próprio P , ao impulso activo I_1 mobilizado no tardo da viga, à reacção R e a à força adicional ΔI_P . Considera-se que ΔI_P actua na direcção horizontal a $1/3$ acima da base da cortina e que I_1 também actua na direcção horizontal a $1/3$ de H acima de a' . Nesta hipótese a intensidade de ΔI_P é determinada de acordo com o polígono de forças na figura 2.10(b). Se a viga de ancoragem estiver à direita da linha da curva on (figura 2.10) a areia à esquerda de ficha está submetida somente ao valor do impulso passivo. Assim, a consideração de um comprimento livre inadequado leva a que a pressão exercida pelo solo do lado da escavação sobre a cortina, que seria exercida no caso de uma correcta posição da viga, seja aumentada o valor da pressão ΔI_p .

A cunha activa definida na condição (1), *ock*, deve interceptar o ponto de momento nulo da parede. Esta condição parece ser unânime entre a literatura analisada. Assim, no caso do método do apoio simples, este ponto coincide com a base da cortina.

No entanto, são encontradas algumas divergências relativamente à definição da condição (2). Veja-se a figura 2.12. Admitindo um solo com $\phi' = 35^\circ$ e considerando uma a cortina dimensionada com recurso ao método do apoio simples, estão representadas três diferentes hipóteses de propostas para a definição da condição (2).

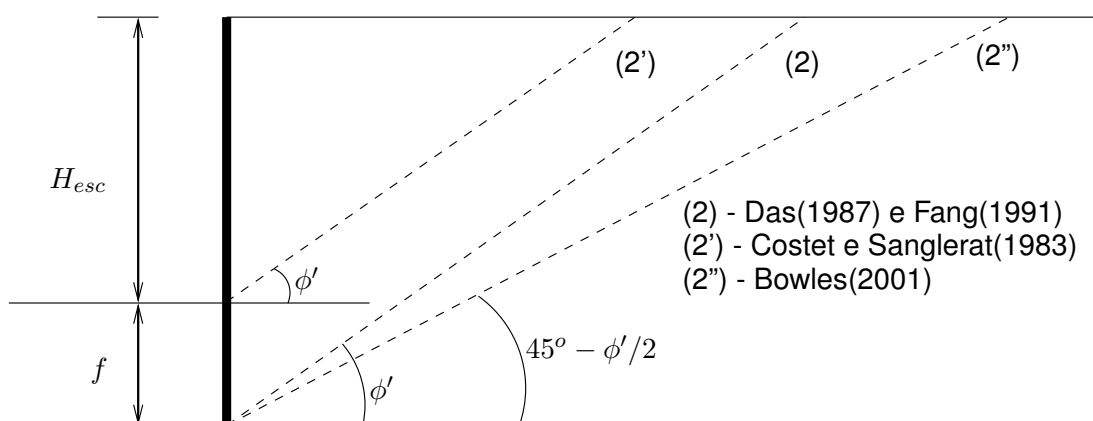


Figura 2.12: Diferentes propostas para a verificação da condição de estabilidade global do conjunto, representadas para $\phi' = 35^\circ$.

A condição (2) apresentada por Terzaghi (1945) e ilustrada na figura 2.12, já foi referida nos parágrafos acima. A condição (2'), mencionada em Das (2007) e Fang (1991), é uma linha que intercepta o ponto da base de escavação e a superfície do terreno, fazendo um ângulo ϕ' com a horizontal. Já a condição (2'') apresentada em Bowles (2001) é caracterizada por ter origem no ponto de momento nulo da parede e fazer um ângulo $45 - \phi'/2$ com a horizontal. Não foi possível encontrar na bibliografia qualquer argumento que justificasse tais considerações para a verificação destas condições. Os autores acrescentam apenas que é uma condição necessária para

definir o comprimento da ancoragem de modo a que a massa de solo que se encontra entre a viga e a cortina esteja em equilíbrio e verifique estabilidade global da estrutura.

Costet e Sanglerat (1983) referem que se ambas as condições (1) e neste caso (2') forem consideradas simultaneamente, a experiência mostra que essa decisão resulta no sobre-dimensionamento do comprimento do tirante.

Terzaghi (1945) explica que as considerações assumidas, tanto para a determinação de redução de esforços como para a determinação da posição de maior eficiência, deixam de ser válidas a partir do momento que a viga de ancoragem é colocada a uma profundidade $H/B > 2$. A não validade dos procedimentos explicados acima justifica-se pelo facto das zonas plásticas formadas na vizinhança da viga deixarem de ser as representadas nas figuras 2.10 e 2.11.

Outros métodos analíticos para a análise de estabilidade e determinação do comprimento livre de ancoragens, são encontrados na bibliografia como por exemplo o Método de Kranz (1953) citado em Matos Fernandes (1990).

2.4.2 Método de Kranz

O método de Kranz (1953) tem como objectivo analisar a estabilidade global de cortinas flexíveis suportadas por ancoragens. Inicialmente desenvolvido para o caso de cortinas mono-apoiadas, foi posteriormente estendido a sistemas com múltiplos níveis de ancoragens.

Neste método, a análise de estabilidade é feita através do equilíbrio limite da cunha desenvolvida entre a parede e a ancoragem, conforme representado na figura 2.13, permitindo determinar qual o comprimento livre necessário para garantir a estabilidade do conjunto, através da análise necessária de diversas cunhas, admitindo diferentes comprimentos livres.

Considerem-se as forças que actuam no bloco $kaa'o$ na figura 2.13. O seu peso próprio P , a força na ancoragem F_{anc} , a reacção do impulso activo na parede I_a , a resultante do impulso activo da cunha aa' sobre o maciço, I_1 , e a reacção R aplicada sobre o plano oa' . O polígono de forças (a) diz respeito ao equilíbrio das forças actuantes num solo puramente friccional. No caso de existirem sobrecargas actuantes na superfície do terreno, estas apenas deverão ser consideradas se o ângulo α for superior a ϕ' , pois caso contrário o efeito da sobrecarga favorecerá o equilíbrio do maciço.

Para um dado comprimento livre, as forças I_a , P e I_1 são conhecidas, podendo R e F_{anc} serem determinadas através do equilíbrio de forças:

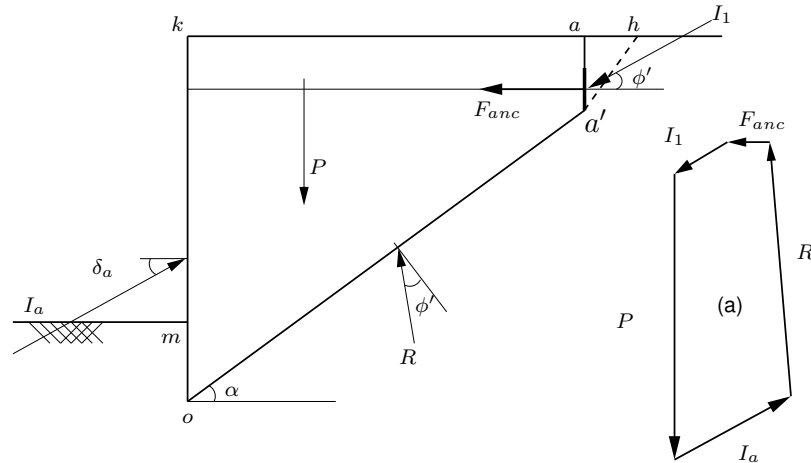


Figura 2.13: Análise de estabilidade do proposta por Kranz em 1953, adaptado de Mendes (2010).

1. por equilíbrio de forças verticais,

$$\begin{aligned}
 -P - I_1 \sin \phi' + I_a \sin \delta_a + R \cos(\alpha - \phi') &= 0 \\
 R &= \frac{P + I_1 \sin \phi' - I_a \sin \delta_a}{\cos(\alpha - \phi')} \quad (2.8)
 \end{aligned}$$

2. por equilíbrio de forças horizontais,

$$\begin{aligned}
 I_a \cos \delta_a - F_{anc} - I_1 \cos \phi' - R \sin \alpha - \phi' &= 0 \\
 I_a \cos \delta_a - F_{anc} - I_1 \cos \phi' - \frac{P + I_1 \sin \phi' - I_a \sin \delta_a}{\cos(\alpha - \phi')} \sin(\alpha - \phi') &= 0 \quad (2.9) \\
 F_{anc} &= I_a \cos \delta_a - I_1 \cos \phi' - (P + I_1 \sin \phi' - I_a \sin \delta_a) \tan(\alpha - \phi')
 \end{aligned}$$

Kranz (1953) definiu o coeficiente de segurança dado por:

$$FS = \frac{F_{anc}}{R_A} \quad (2.10)$$

onde F_{anc} é a força que resulta do método de Kranz e R_A é a força mínima necessária garantir para que a estrutura se mantenha em equilíbrio, tal como apresentado na secção 2.2.1.

Este método tem a grande vantagem da simplicidade, motivo que possivelmente incentivou sua incorporação nas normas técnicas de diversos países. Porém, é possível encontrar algumas deficiências, nomeadamente porque o modo de rotura da cortina ancorada pode não favorecer a formação das superfícies do modelo de Kranz.

Capítulo 3

Metodologia utilizada

3.1 Introdução

Nos primeiros pontos deste capítulo procura-se abordar, de forma breve, alguns pontos da teoria da plasticidade essenciais para a consideração dos métodos de cálculo em Análise Limite. Em seguida faz-se referência ao programa de elementos finitos Sublim3D, cujas capacidades são utilizadas no estudo que se pretende realizar.

Ao longo do presente capítulo apresentam-se os aspectos geométricos e de comportamento dos materiais tidos em conta na modelação do problema em estudo. Durante a secção 3.7 expõe-se o procedimento de cálculo utilizado para determinar o valor da força mínima a aplicar directamente na cortina mono-ancorada com o objectivo de provocar o colapso do conjunto.

Ao não considerar viga de ancoragem, o valor da força a aplicar directamente na cortina mono-ancorada que provoca o colapso estrutural é dado apenas em função do seu ponto de aplicação e do ângulo de resistência ao corte do solo. Nos casos em que considera a existência da viga, o valor da força tem ainda em conta a sua distância à cortina e da respectiva geometria. Os resultados do estudo relativos à influência dos referidos parâmetros são o objecto de estudo do capítulo seguinte.

3.2 Breves noções de Plasticidade

De uma forma geral, o comportamento plástico de um material é conhecido para um determinado estado de tensão a partir da definição do critério de cedência e da lei de escoamento plástico. A definição do critério de cedência depende das tensões aplicadas e da lei de Endurecimento/Amolecimento do material. Assim, a condição que define a possível entrada do material em plasticidade pode ser escrita a partir da função de limite elástico, F , como:

$$F(\sigma, \mathbb{E}) = 0 \quad (3.1)$$

em que σ representa o tensor das tensões e \mathbb{E} o endurecimento do material. Esta função delimita os estados de tensão em regime elástico que são considerados admissíveis.

3.2.1 Plasticidade Perfeita

Um material cujo comportamento apresenta plasticidade perfeita é caracterizado pela não ocorrência de endurecimento, isto é a função de limite elástico não depende do endurecimento, $F \equiv F(\sigma)$, sendo que a respectiva superfície de cedência se mantém inalterada ao longo da história do carregamento.

Introduza-se agora o conceito de carregamento plasticamente admissível. Este é um carregamento a partir do qual é possível obter uma distribuição de tensões equilibradas e que respeita em todo o seu domínio a condição de cedência, definida na equação 3.1. Relembre-se que, quando um ponto do material respondendo em plasticidade perfeita, independentemente da trajectória de carregamentos, atinge a superfície de cedência, as suas deformações tornam-se impossíveis de quantificar. O colapso dar-se-á no momento em que todos os pontos de uma determinada zona do terreno atingirem a cedência, isto é, entrarem em regime plástico.

3.2.2 Lei de fluxo Associada

A lei do escoamento plástico, representado na figura 3.1, permite conhecer as direcções pelas quais seguem as deformações plásticas.

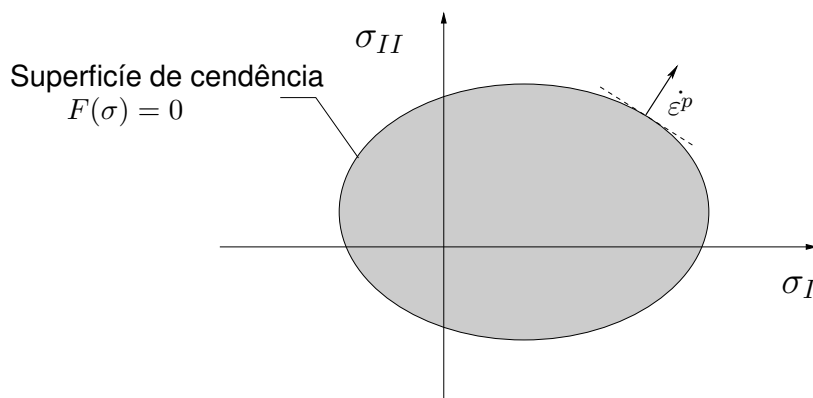


Figura 3.1: Representação da lei de escoamento associado

Neste trabalho considera-se uma lei de fluxo definida pela imposição da regra da normalidade, em que as deformações plásticas desenvolvem-se na direcção normal à superfície do potencial plástico $\Phi(\sigma)$, função que traduz a lei de escoamento plástico. Diz-se que a lei de fluxo é associada quando a função do potencial plástico é igual à função de limite elástico a menos de uma constante, condição necessária

para a resolução dos problemas a partir dos métodos clássicos da Análise Limite.

3.2.3 Critérios de Cedência

Existem vários critérios de cedência possíveis de considerar para descrever o comportamento de materiais. No programa Sublim3d é possível utilizar, nomeadamente, os critérios de Tresca, Tresca truncado em tracção, Mohr-Coulomb, Von-Mises e Drucker-Prager. Adicionalmente foram definidos critérios com truncatura em compressão para a utilização no estudo de alvenarias (Deusdado, 2011; Nunes, 2011). Neste documento apenas se faz referência ao critério de Mohr-Coulomb, já que os restantes não foram considerados no âmbito deste trabalho.

A função de cedência referente ao critério de Mohr-Coulomb é apresentada pela expressão:

$$F(\sigma) = \sigma_I(1 + \sin \phi') - \sigma_{III}(1 - \sin \phi') - 2c' \cos \phi' \quad (3.2)$$

onde ϕ' é o ângulo de resistência ao corte e c' representa o intercepto da coesão efectiva do material. A respectiva função de dissipação que define o trabalho dissipado plasticamente por um material deste tipo é expressa por:

$$\mathcal{D}(\dot{\varepsilon}^p) = \frac{c'}{\tan \phi} \text{tr}(\dot{\varepsilon}^p), \forall \dot{\varepsilon}^p \in \mathcal{C}_c \quad (3.3)$$

sendo o espaço \mathcal{C}_c definido pela equação:

$$\mathcal{C}_c \rightarrow \text{tr} \dot{\varepsilon}^p \geq (|\dot{\varepsilon}^p_I| + |\dot{\varepsilon}^p_{II}| + |\dot{\varepsilon}^p_{III}|) \sin \phi' \quad (3.4)$$

os valores de $(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})$ designam as tensões principais e $(\dot{\varepsilon}^p_I, \dot{\varepsilon}^p_{II}, \dot{\varepsilon}^p_{III})$ a taxa das deformações principais. Este espaço é definido para garantir a imposição das condições de normalidade do escoamento plástico, bastando para isso restringir as taxas de deformação plástica admissíveis ao seu domínio, Silva (2009). As expressões são escritas em função da taxa de deformação plástica uma vez que as deformações são incontabilizáveis, pelo motivo explicado na seção 3.2.1.

3.3 Análise Limite

Os teoremas da Análise Limite apresentam essencialmente dois modos possíveis para a aproximação das cargas de colapso. Entenda-se como carga de colapso o mais pequeno carregamento que corresponde a um estado de tensão capaz de provocar a ocorrência de deformações plásticas que a estrutura não consiga mais absorver.

Os métodos baseados no teorema estático e no cinemático são englobados na Análise Limite. A utilização do teorema cinemático permite ignorar a condição de equilíbrio enquanto a do teorema estático permite ignorar a condição de compatibilidade sem invalidar as soluções. Assim, estes teoremas permitem obter

soluções ou aproximações considerando apenas o que ocorre cinemática ou estaticamente.

Relembre-se que a utilização dos teoremas da Análise Limite é feita quando o sistema mecânico é caracterizado por materiais que têm um comportamento perfeitamente plástico e que se regem pela lei do escoamento associado.

O Teorema Cinemático enuncia que um determinado carregamento P se encontra fora da região dos carregamentos admissíveis se for possível definir um campo de velocidades virtual cinematicamente compatível, no qual a potência das forças exteriores aplicadas seja superior ou igual à potência plástica total dissipada. Da utilização do teorema citado resultam soluções que provocam necessariamente o colapso das estruturas, as quais se apresentam como majorantes da carga de colapso, no caso do sistema em que é aplicado um único carregamento.

O Teorema Estático diz que um determinado carregamento P se encontra dentro da região dos carregamentos admissíveis se o campo das tensões internas equilibrar o carregamento P e não violar localmente o critério de cedência. As soluções que se obtêm do teorema estático são minorantes da carga de colapso e fazem parte do intervalo de carregamentos que garantem a estabilidade da estrutura.

Os métodos seguidos pela abordagem da Análise Limite não precisam de obter em simultâneo os campos de tensão e deformação, bastando apenas um deles para alcançar uma solução válida.

3.4 Programa Sublim3d

O programa Sublim3d caracteriza-se essencialmente por permitir a determinação rigorosa de majorantes de cargas de colapso de sistemas mecânicos caracterizados por um comportamento perfeitamente plástico. Apresentam-se de forma resumida, os pressupostos bases da formulação utilizada no programa Sublim3d descritos em Vaz (2011). Assim:

1. considera-se válida a hipótese das pequenas deformações;
2. os materiais são caracterizados por um comportamento isotrópico;
3. considera-se que a aplicação do carregamento é feita de forma quase estática, permitindo que quaisquer efeitos inerciais possam ser ignorados;
4. todas as deformações inelásticas resultam de uma resposta perfeitamente plástica dos materiais;
5. o escoamento plástico obedece à lei de escoamento associada.

O programa Sublim3d é um programa de cálculo numérico baseado no método dos elementos finitos. No caso da modelação bidimensional utilizam-se malhas estruturadas, formadas por elementos triangulares de 3 nós, formando quadriláteros compostos por conjuntos de 4 elementos, que permitem evitar problemas de "locking".

O problema da obtenção da carga de colapso com recurso ao teorema cinemático implica o estabelecimento de um campo admissível de velocidades. Coloca-se a questão da não-linearidade do comportamento plástico dos materiais dificultar a possibilidade de resolver o problema de forma directa. A solução do problema surge a partir da procura da aproximação de um campo de velocidades cinematicamente admissível que minimize a diferença entre o potência das forças exteriores aplicadas e a potência plástica total dissipada. É assim possível formular o problema:

$$\text{Min } \mathcal{L}(\dot{u}, \dot{\varepsilon}, \mu) = J(\dot{u}, \dot{\varepsilon}) + \int_{\Omega} \mu^T (B\dot{u} - \dot{\varepsilon}) d\Omega + \frac{r}{2} \int_{\Omega} |B\dot{u} - \dot{\varepsilon}|^2 d\Omega \quad (3.5)$$

No problema de optimização a resolver, a utilização destes dois campos distintos conduz a uma resolução que passa em cada iteração por duas fases separadas: uma em que é feita a minimização relativa ao campo das taxa das velocidades, \dot{u} , definida globalmente, através de um sistema de equações linear que engloba as propriedades de todos os elementos da malha; a segunda passa pela minimização relativa ao campo das taxas das deformações plásticas, $\dot{\varepsilon}$, que é feita localmente, elemento a elemento. A utilização dos dois campos de aproximação permite que as características não lineares do problema sejam tratados na minimização local que, podendo ser feita de forma independente em cada elemento, simplifica enormemente esse tratamento. De referir que a condição de compatibilidade é introduzida no problema recorrendo ao método do Lagrangeano Aumentado, resolvido através do algoritmo de Uzawa, que permite um comportamento de convergência bastante robusto.

Fisicamente os multiplicadores de Lagrange, μ , representam a grandeza dual do campo da taxa de deformação. A formulação do problema de optimização que rege o presente modelo recorre ao método do Lagrangeano Aumentado. Através desta abordagem, a condição de compatibilidade $B\dot{u} = \dot{\varepsilon}$ é estabelecida de uma forma ponderada na função objectivo através da aplicação de multiplicadores de Lagrange, μ .

A referida condição é reforçada através da introdução de um termo quadrático de penalidade, controlado pelo parâmetro, $r \in R^+$, como explica Silva (2009). A aproximação é obtida iterativamente. Para tal, são utilizados dois campos de aproximação compatíveis distintos, o campo de deslocamentos e o campo das deformações plásticas, os quais são forçados a convergir para soluções compatíveis entre si. Dentro da linguagem dos elementos finitos está-se, portanto, perante uma formulação que se diz mista.

A solução final é alcançada a partir de um critério de paragem do algoritmo. Assim, os dois campos devem coincidir com uma diferença máxima estipulada a partir do

desvio padrão que resulta das últimas iterações que se pretendam considerar para o cálculo da força de colapso, a qual está definida em Silva (2009) como erro máximo. Propõe-se uma tolerância de erro igual a $1E^{-5}$.

3.5 Descrição do modelo

As cortinas de contenção consideradas no trabalho são dimensionadas tendo em conta os métodos apresentados no capítulo anterior nas secções 2.2.1 e 2.2.2, admitindo um ângulo de atrito solo-estrutura inicial $\delta = \phi'$.

Lembre-se que, para além da redução do comprimento enterrado, a verificação do equilíbrio vertical implica uma redução no valor de δ_a mobilizado. Ao definir os parâmetros geométricos no programa Sublim3D, o valor da altura enterrada considerado é igual ao que resulta do ponto 2.2.2. No entanto, para cálculos bidimensionais, o referido programa obriga que a mobilização do atrito se dê apenas no caso da igualdade $\delta = \phi'$. Chama-se a atenção para o facto desta situação poder ser relevante e originar um acréscimo nas possíveis diferenças entre os resultados analíticos e numéricos.

O exemplo ilustrado na figura 3.2 trata do modelo de uma cortina executada num terreno arenoso considerado para a execução do trabalho. Assume-se que a escavação tem um desenvolvimento suficientemente grande, de forma a ser possível a admitir condições de deformação plana.

Em primeiro lugar pretende-se determinar, através de um método numérico (recorrendo ao programa de elementos finitos Sublim3D) para vários casos de estudo, o valor da força mínima necessária à estabilidade da cortina sem consideração de ancoragem, ou seja, R_A , e compará-los com os que são obtidos analiticamente de acordo com Frank et al. (2004) e Godinho (2009). A figura 3.2 representa o modelo 1a) utilizado para esta análise.

Este modelo é composto por uma cortina de espessura e , e de altura total definida a partir do somatório de H_{esc} , que representa a altura de escavação, e f a sua altura enterrada. O solo, de peso volúmico γ , caracteriza-se por um ângulo de resistência ao corte ϕ' .

Em seguida pretende-se determinar numericamente o carregamento necessário aplicar numa cortina mono-apoiada, à profundidade de instalação da ancoragem, para provocar o colapso da estrutura devido ao arrancamento da viga. A este carregamento dá-se o nome de $F_{colapso}$ e é calculado para diferentes comprimentos livres da ancoragem. O exemplo ilustrado na figura 3.3 trata do modelo 1b), utilizado para determinar o valor das forças $F_{colapso}$, que é em tudo semelhante ao anteriormente descrito mas que considera adicionalmente a existência dos elementos tirante e viga.

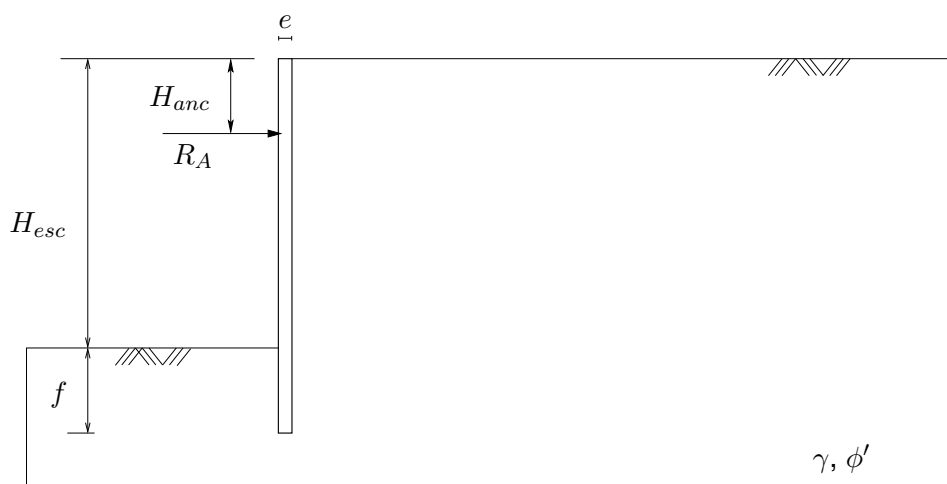


Figura 3.2: Modelo de cortina mono-apoiada adoptado para determinação de forças de colapso sem consideração da viga de ancoragem.

No modelo 1b) a viga de ancoragem é caracterizada por uma espessura g e dimensão vertical igual a B . A ligação entre a cortina e a viga de ancoragem faz-se através de um tirante instalado a uma profundidade H_{anc} e de comprimento L .

Pretende-se com estes modelos e consequentes resultados determinar qual o comprimento da ancoragem correspondente a $F_{colapso} = 0kN/m$ e qual o comprimento que permite mobilizar a máxima força na ancoragem. Adicionalmente, os mecanismos de deformação resultantes da determinação das forças $F_{colapso}$ são explorados através se faz uma interpretação e análise do comportamento entre as respectivas escavações.

A tabela 3.1 apresenta de forma resumida as características de resistência dos elementos estruturais consideradas para os modelos apresentados acima.

Tabela 3.1: Parâmetros de resistência utilizados na definição do modelo para os elementos estruturais.

Material	Modelo de comportamento	Tensão de cedência [kN/m^2]
Cortina	Corpo Rígido	-
Viga	Tresca	200000
Tirante	Tresca	2000

De forma a garantir que o colapso do conjunto estrutural nunca será motivado por plastificação da cortina, esta é modelada como elemento rígido. Também a viga e o tirante são modelados de forma a que o colapso estrutural se dê obrigatoriamente por plastificação do solo. Os referidos elementos assumem valores elevados de

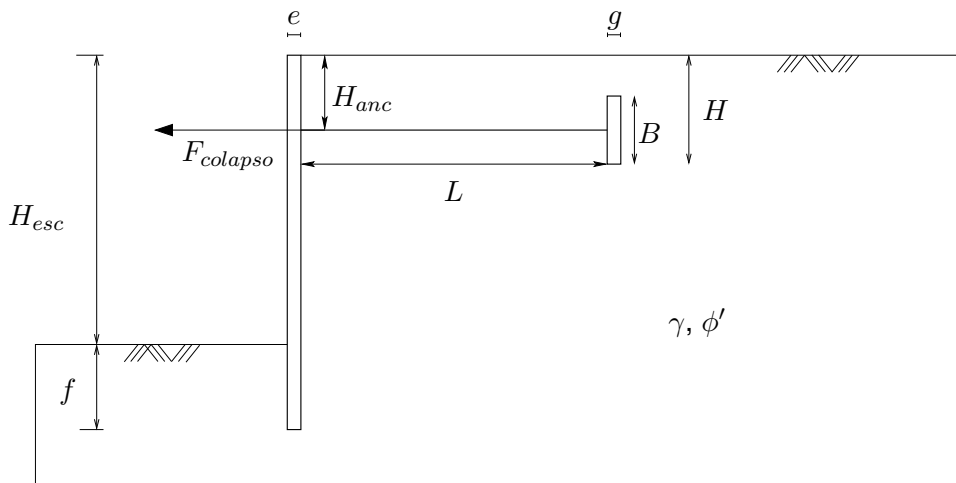


Figura 3.3: Modelo de cortina mono-apoiada adoptado para o desenvolvimento do trabalho, modelo 1b).

tensões de cedência, sendo utilizado o critério de Tresca para a definição do seu comportamento.

No que diz respeito à caracterização do solo, admite-se que este responde às solicitações de acordo com o modelo Mohr-Coulomb, disponível no programa Sublim3D. Tipicamente numa análise de um solo puramente friccional considera-se que o parâmetro do intercepto da coesão efectiva, c' , é igual a 0. No entanto, neste caso opta-se por utilizar um valor de $c' = 0,01 \text{ kPa}$. A necessidade de fazer esta consideração prende-se apenas com o facto da dissipação de energia ser calculada a partir da expressão 3.3, pelo que adoptar c' não nulo possibilita a visualização das zonas plastificadas do solo não envolvendo um erro significativo. Na tabela 3.2 são apresentadas as características para a definição da resistência do solo.

Tabela 3.2: Parâmetros de resistência utilizados na definição do solo.

Material	Modelo de comportamento	Coesão, c' [kPa]	ϕ' [°]
Solo	Mohr-Coulomb	0,01	Variável

3.6 Definição das malhas de elementos finitos

As malhas de elementos finitos que formam os respectivos modelos são geradas em duas fases. O programa Ansys, disponibilizado pelo Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL, encarrega-se de dividir o domínio da malha em quadriláteros, enquanto que o programa Convert, desenvolvido no próprio, lê a malha gerada pelo

primeiro e subdivide cada quadrilátero em 4 triângulos de 3 ou 6 nós, conforme o escolhido, a partir das divisões criadas pelas diagonais dos quadriláteros. No presente trabalho utilizaram-se triângulos de 3 nós pela razão que se explicará mais à frente neste documento.

Considere-se na figura 3.4 o exemplo da malha estruturada do modelo 1a) utilizada obter para a determinação de R_A . Na mesma figura estão também representadas as condições de fronteira cinemáticas aplicadas ao modelo. Estas condições de fronteira são usuais neste tipo de problema e consistem em restringir os deslocamentos dos nós localizados no eixo de simetria na direcção normal correspondente, sendo impedidos ainda todos os deslocamentos nodais na zona lateral esquerda e inferior.

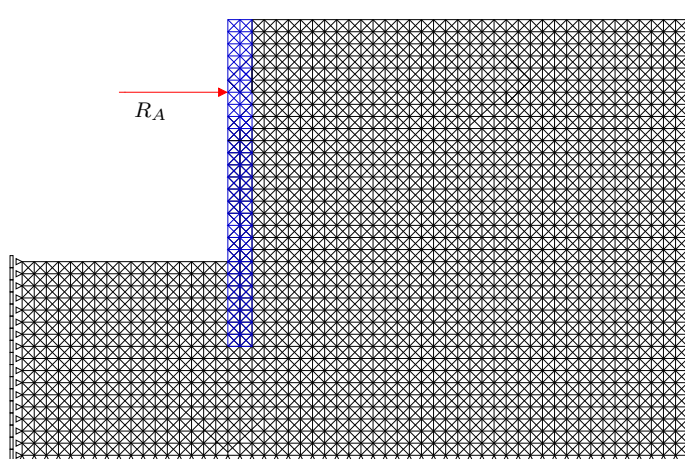


Figura 3.4: Exemplo da malha estruturada para o Modelo 1a).

Na figura 3.5 está representada a malha estruturada, designada por modelo 1b) e utilizada obter para a determinação de $F_{colapso}$.

No caso do Modelo 1b) o suporte do terreno encontra-se garantido através do conjunto parede, tirante e viga de ancoragem. A modelação do tirante faz-se a partir de um elemento uni-dimensional que une os pontos pertencentes à parede e à viga. Esta ligação é sempre considerada horizontal.

De uma forma geral, a aplicação do método dos elementos finitos à análise limite leva a que o refinamento da malha permita obter soluções bastante mais precisas. Neste sentido interessa utilizar malhas cujas dimensões sejam as menores possíveis. Há no entanto que ter em conta o facto do refinamento da malha conduzir a um forte aumento do tempo de cálculo e das necessidades de memória computacional.

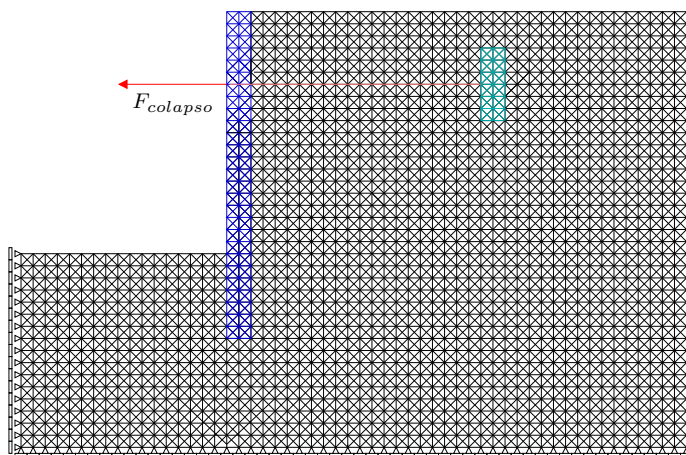


Figura 3.5: Exemplo da malha estruturada para o Modelo 1b).

3.7 Aplicação das forças nos modelos em estudo

Considerem-se dois conjuntos de carregamentos distintos: o primeiro é um carregamento variável definido a partir da distribuição forças de fronteira, f_λ , cuja amplitude é afectada por um parâmetro de carga de colapso, $\lambda \in \mathbb{R}^+$; o segundo é um carregamento composto por uma distribuição de forças de massa, b , e de forças de fronteira, f .

3.7.1 Determinação de R_A

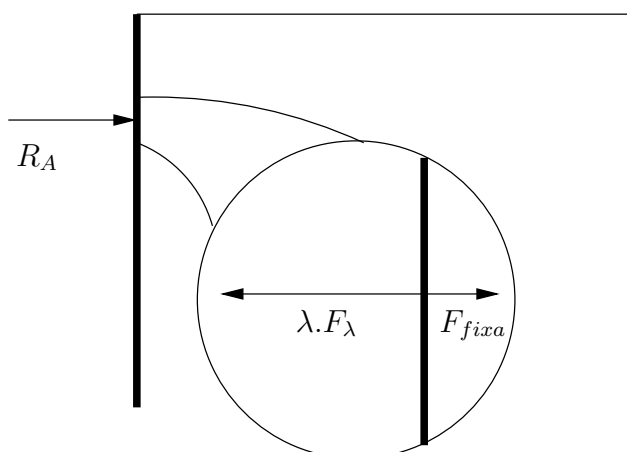
Na figura 3.6 está representada a aplicação das forças no programa Sublim3D para determinar o valor das forças de colapso sem consideração da viga de ancoragem, valor equivalente à reacção R_A .

O carregamento na fronteira é representado pela diferença entre F_{fixa} , carregamento definido pelo utilizador antes do cálculo, e pelo produto do parâmetro de carga de colapso, λ , e da força unitária aplicada na parede, F_λ .

A equação que exprime R_A é escrita da seguinte forma:

$$R_A = -F_{fixa} + F_{var} = -F_{fixa} + \lambda \cdot F_\lambda \quad (3.6)$$

O parâmetro λ tem de pertencer a \mathbb{R}^+ , e o colapso da cortina tem de ser, por isso, obtido com uma força no sentido da cortina. O modelo não considera a existência física da viga, no entanto a distribuição do carregamento faz-se ao longo de uma distância B com centro em H_{anc} .

Figura 3.6: Definição da força R_A .

3.7.2 Determinação de $F_{colapso}$

A força $F_{colapso}$ tem sentido positivo quando se encontra representada para o interior da escavação (figura 3.7) e escreve-se da seguinte forma:

$$F_{colapso} = \lambda F_{\lambda} \quad (3.7)$$

onde λ representa o parâmetro de carga de colapso e F_{λ} a força unitária aplicada na parede. Um resultado de $F_{colapso}$ nulo corresponde à configuração de auto-equilíbrio do conjunto.

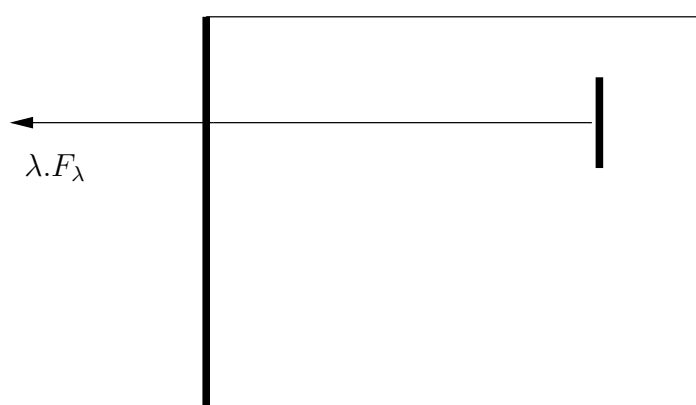


Figura 3.7: Definição da força de carácter variável.

Uma vez que a cortina tem um comportamento de corpo rígido, o carregamento pontual $F_{colapso}$ pode equivaler a uma força uniformemente distribuída numa distância igual à altura da viga como mostra a figura 3.8.

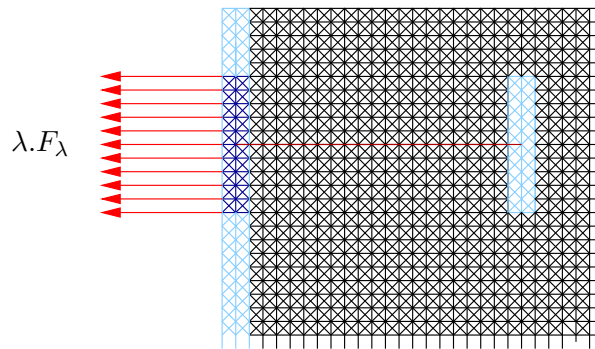


Figura 3.8: Definição da força de carácter variável no modelo a considerar no programa de elementos finitos.

Para os modelos considerados, o solo é o único elemento que tem peso próprio e, portanto, é o único onde estão aplicadas forças de massa, b .

3.7.3 Aproximação do valor de $F_{colapso}$

O cálculo de $F_{colapso}$ de um dado problema é efectuado para um tipo de aproximação (linear ou quadrática) e dimensão de malha de elementos finitos a considerar.

Admitindo que a geometria do problema é definida a partir dos parâmetros $H_{esc} = 8m$, $H_{anc} = 1,6m$, $B = 0,8m$, $e = 0,32m$, $L = 14m$, o solo caracterizado por uma resistência $\phi' = 30^\circ$ e a dimensão da malha quadrada de elementos finitos igual a $\frac{e}{2}$, num estudo de aproximação linear, obtém-se $F_{colapso} = 66,6kN/m$. Considerando o mesmo problema, mas determinando-o a partir de uma aproximação quadrática, obtém-se $F_{colapso} = 53,3kN/m$.

Visando a necessidade de conciliar a qualidade de aproximação aos valores de forças de colapso obtidas com a eficácia do programa em termos de rapidez de cálculo, foi realizado previamente um estudo comparando os resultados da aproximação linear e quadrática.

Para cada tipo de aproximação foram consideradas três malhas quadradas com dimensões iguais a $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$ e $\frac{1}{4}$ da espessura da cortina, e . Para cada um dimensão de malha foi determinado o respectivo valor de $F_{colapso}$. Os resultados dos estudos são apresentados na figura 3.9

Na figura 3.9 está evidenciada uma relação praticamente linear entre o tamanho do elemento quadrado, adimensionalizado pela altura de escavação, e o valor da carga de colapso obtida. Deste modo, obtém-se uma previsão do valor de $F_{colapso}$ correspondente a uma malha cuja dimensão tende para zero.

Esta é a razão pela qual não se ter utilizado a aproximação quadrática na

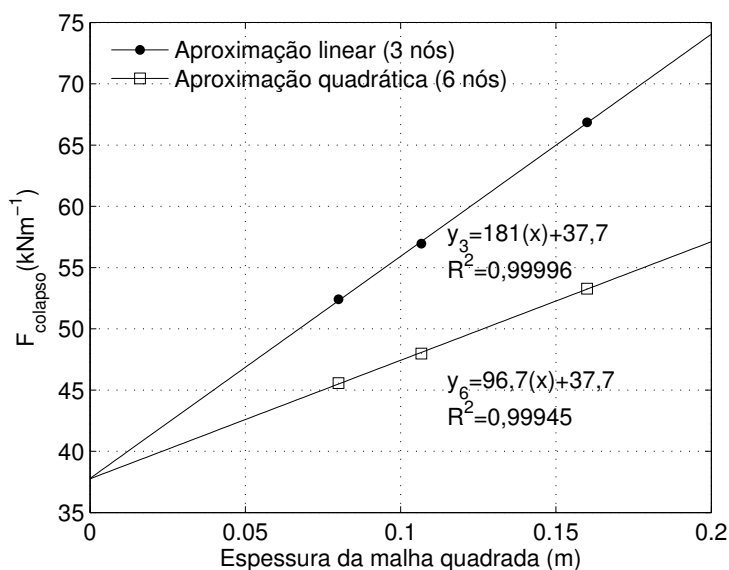


Figura 3.9: Exemplo de determinação da Força de Colapso para a malha cuja dimensão tende para zero.

determinação da carga de colapso. Apesar de, para a mesma dimensão de elementos, o resultado fornecido pelos triângulos a seis nós ser melhor que o resultado dos triângulos a 3 nós, quando se procura o valor de $F_{colapso}$ fazendo tender o tamanho das malhas para zero, o valor da carga de colapso tende para praticamente para o mesmo valor nos dois tipos de aproximação. Isto significa que é possível obter uma boa aproximação de $F_{colapso}$, qualquer que seja o número de nós dos triângulos considerados para o elemento.

Assim, a obtenção de um valor de $F_{colapso}$ passa pela realização de três cálculos, com dimensão de malha diferentes, o que permite obter um valor mais preciso ao mesmo tempo a que obriga a menos tempo de cálculo em comparação com que a realização de um só, com malha refinada composta por triângulos de 6 nós, traria. Portanto, será $F_{colapso}$ correspondente a uma malha de dimensão infinitesimal que se admite para o efeito da análise de resultados nos capítulos seguintes.

Capítulo 4

Análise numérica da estabilidade global

4.1 Introdução

No capítulo anterior expôs-se a metodologia utilizada para a determinação de $F_{colapso}$, necessária ao desenvolvimento do trabalho.

No presente capítulo, em primeiro lugar, analisa-se isoladamente um caso de estudo que se denomina por caso base. O caso base servirá, portanto, como estudo de referência para analisar e comparar os resultados provenientes da variação de parâmetros geométricos e de resistência do problema. Durante o estudo do caso base são analisados os resultados das forças de colapso, as distâncias entre a cortina e a viga que garantem o auto-equilíbrio e as que mobilizam a resistência máxima do conjunto, as zonas plastificadas e a formação dos mecanismos em função do comprimento livre da ancoragem. Em seguida, expõe-se a síntese dos resultados obtidos a partir dos cálculos efectuados fazendo variar os parâmetros de resistência e de geometria do problema, abordando todos os aspectos considerados no caso base.

Por último, é apresentada a comparação entre as distâncias que permitem auto-equilíbrio da estrutura resultantes do programa de elementos finitos e os valores obtidos através do método de Kranz.

4.2 Caso base

4.2.1 Geometria do caso base

Para o caso base escolhe-se aquele que esquematicamente se apresenta na figura 4.1, onde se admite uma escavação caracterizada por $H_{esc} = 8m$, ancorada através de um sistema cuja viga tem uma dimensão vertical $B = 0,8m$ e o centro geométrico colocado a uma profundidade $H_{anc} = 1,6m$. Usando o método proposto em Frank et al. (2004) e em Godinho (2009), descrito em 2.2.2, obteve-se

para a determinação da ficha e da força na ancoragem $f = 1,8m$ e $R_A = 84,34kN/m$.

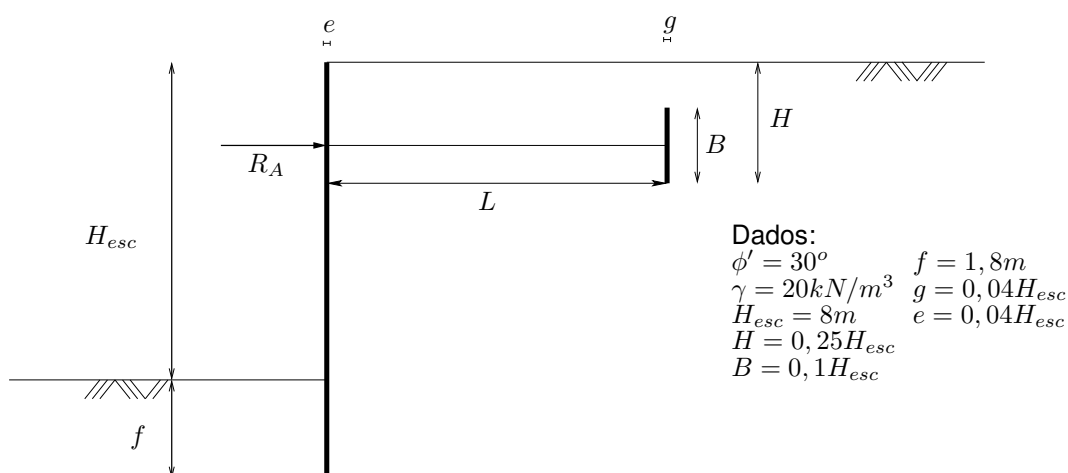


Figura 4.1: Modelo de cortina mono-apoiada adoptado como caso base para o desenvolvimento do trabalho.

4.2.2 Determinação da força na ancoragem sem consideração da viga

De acordo com a metodologia descrita em 3.7.1, procede-se à determinação numérica da força R_A , sem consideração da viga de ancoragem. O valor da reacção de apoio R_A obtida através do programa Sublim3D para o caso que se acaba de descrever na figura 4.1 é $82,72kN/m$. A configuração das respectivas zonas plastificadas é apresentada na figura 4.2.

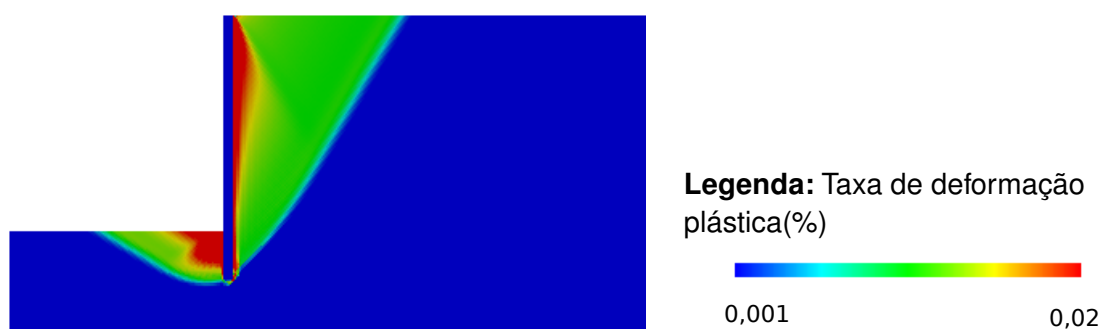


Figura 4.2: Visualização da cunha de passivo e activo quando actua uma força exterior equivalente ao valor de R_A .

Observa-se que as superfícies de rotura desenvolvidas são semelhantes às cunhas características da mobilização dos impulsos activo e passivo sobre a cortina. Desta análise resulta uma reacção no apoio bastante semelhante ao valor de R_A .

determinado na secção 4.2.1.

4.2.3 Determinação da força aplicada à cortina que conduz ao colapso em função do comprimento do tirante

De acordo com a metodologia descrita em 3.7.2, procede-se igualmente à determinação de $F_{colapso}$ quando a viga e o tirante são considerados. Os resultados obtidos numericamente através do programa Sublim3D em função da distância da viga à cortina referentes ao caso base estão apresentados na figura 4.3(a). Por sua vez, a figura 4.3(b) apresenta os resultados das forças de colapso adimensionalizadas por γH_{esc}^2 , em função de L também adimensionalizado em relação à altura da escavação, H_{esc} .

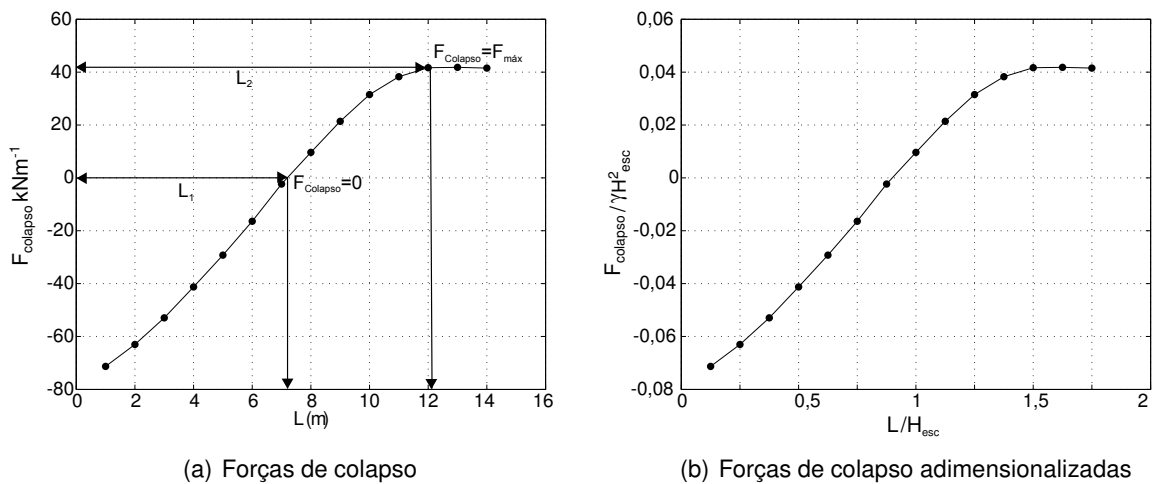


Figura 4.3: (a) Resultados das forças de colapso para $\phi' = 30^\circ$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ quando, $H_{esc} = 8 \text{ m}$, $B = 0,1 H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,2 H_{esc}$ obtidos directamente do programa (b) Resultados adimensionalizados por γH_{esc}^2 .

Na figura 4.3 o comprimento L_1 corresponde à distância entre a cortina e a viga para a qual se dá a intercepção da curva $F_{colapso}$ com o eixo das abcissas. Esta posição da viga garante a distância mínima entre os dois elementos estruturais para a qual se verifica a estabilidade do conjunto, sem a necessidade de introdução de forças exteriores. A distância designada por L_2 representa o afastamento da viga relativamente à cortina a partir da qual se dá a estabilização das forças de colapso e, por conseguinte, para a qual se atinge a resistência máxima capaz de ser mobilizada pelo conjunto estrutural, $F_{máx}$.

Como era de esperar, esta curva mostra que o aumento da distância entre a viga e a cortina é acompanhado de um crescimento dos valores das forças de colapso, podendo-se distinguir três zonas de evolução no seu andamento. À primeira, definida no intervalo $L < L_1$, estão associadas as forças de colapso negativas que indicam a

necessidade de introdução de forças exteriores, dirigidas para a direita, de forma a que se atinja a estabilidade do conjunto. As outras duas zonas ocorrem para $L \geq L_1$. A partir daqui os resultados das forças de colapso assumem o valor nulo e/ou valores positivos que representam, para cada posição da viga, os carregamentos aos quais o conjunto oferece resistência. Assim, a segunda zona desenvolve-se para posições da viga a variar entre $L_1 < L < L_2$, aumentando sucessivamente o valor de $F_{colapso}$ em função do aumento de L . A última zona desenvolve-se para distâncias $L > L_2$, mantendo o valor da força de colapso constante e igual a $F_{máx}$.

4.2.4 Análise das zonas de plastificação

Na figura 4.4 apresentam-se, para o caso em estudo, as zonas de plastificação correspondentes a diferentes posições da viga. Note-se que as figuras correspondem à malha mais fina de elementos finitos utilizada para o cálculo das forças de colapso.

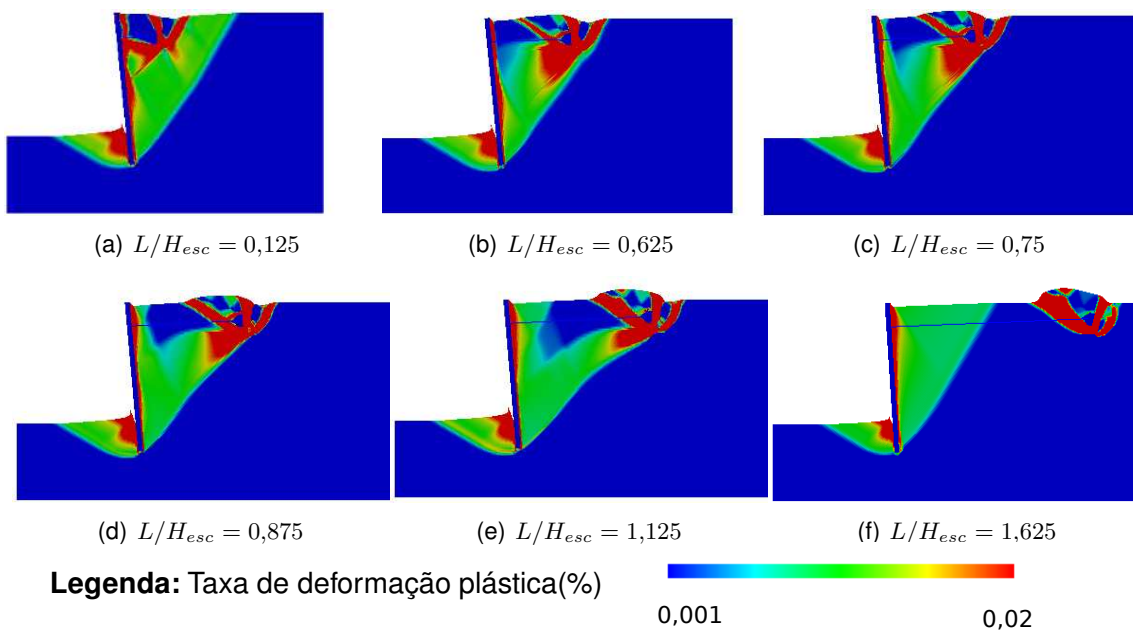


Figura 4.4: Mecanismos de deformação para as diferentes localizações da viga de ancoragem, para o caso base, ou seja $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,25H_{esc}$.

A figura 4.4(a) corresponde à deformação plástica do mecanismo de colapso referente ao estudo em que a viga se encontra afastada a uma distância $L/H_{esc} = 0,125$. Neste caso, apesar de não se conseguir distinguir claramente na figura, a viga permanece dentro da cunha produzida no tardoz da cortina e as superfícies de rotura formadas em ambos os seus lados têm um contorno semelhante ao das cunhas características de impulsos passivo e activo ilustradas na figura 4.2. Assim, pode afirmar-se que a presença da viga dentro da cunha activa

não altera substancialmente o contorno do mecanismo produzido.

Na figura 4.4(b) representa-se a posição da viga $L/H_{esc} = 0,625$. Neste caso já se consegue ver o efeito no contorno do mecanismo de colapso.

Os estudos realizados para geometria da viga considerada não permitiram obter o mecanismo que corresponda exactamente à distância L_1 . Deste modo são apresentadas nas figuras 4.4(c) e 4.4(d), a posição precisamente anterior, $L/H_{esc} = 0,75$, e posterior, $L/H_{esc} = 0,875$, da posição que garantiria a estabilidade sem aplicação de forças exteriores. Relativamente a $L/H_{esc} = 0,75$, é possível observar a mobilização de impulsos passivo e activo sobre a viga de ancoragem. Este fenómeno provoca uma alteração da superfície da cunha activa desenvolvida no tardo da cortina, como se pode ver na figura 4.4(c). Os mecanismos produzidos induzem um movimento rotacional da cortina, com sentido anti-horário, e desta vez são evidentes as influências da viga sobre o conjunto estrutural promovendo um movimento ascendente do solo na sua envolvente. Observe-se agora a figura 4.4(d). Esta não apresenta diferenças significativas relativamente à figura que se acaba de descrever. Este mecanismo mostra que a posição de auto-equilíbrio da escavação é atingido mesmo que exista intercepção da cunha activa que se estende no tardo da cortina e da cunha passiva na frente da viga, como mencionado em Terzaghi (1945) e apresentado na secção 2.4.1.

A figura 4.4(e), corresponde a uma posição intermédia do gráfico, em que $L_1 \leq L \leq L_2$, mais precisamente a $L/H_{esc} = 1,125$. Continua-se a observar a formação de um mecanismo com características semelhantes aos dois anteriores, em que a cunha que se forma no tardo da cortina continua a desenvolver-se difundindo-se com a da viga, formando uma única cunha.

Finalmente, a figura 4.4(f) refere-se ao mecanismo que traduz a força resistente máxima a uma distância de $L/H_{esc} = 1,625$. As zonas plásticas no tardo da cortina, assim como na viga, formam-se completamente disjuntas. Neste mecanismo não existe, portanto, qualquer intercepção da cunha de passivo desenvolvida pela viga com a cunha activa que se desenvolve no tardo da cortina, sendo que esta última se aproxima bastante daquela que é desenvolvida na figura 4.2.

A partir dos resultados obtidos constata-se que a maioria dos casos de rotura das estruturas de contenção motivadas pela plastificação do solo da sua envolvente são normalmente associados a mecanismos de rotação que ocorrem no sentido anti-horário. Porém, alguns dos mecanismos em estudo parecem desenvolver um modo de rotura com uma elevada componente de translação, tornando difícil a sua caracterização apenas de forma qualitativa.

4.2.5 Cálculo da rotação da cortina

Para permitir uma avaliação quantitativa do movimento da cortina, são determinados os deslocamentos nas direcções vertical e horizontal dos pontos mais à esquerda

pertencentes à base e ao topo da cortina. Em seguida, é calculado o ângulo de rotação, θ_p , associado aos mecanismos desenvolvidos para as diferentes localizações da viga. Considera-se que o sentido negativo da rotação é no sentido anti-horário.

O esquema apresentado na figura 4.5 mostra as componentes do deslocamento que regem o movimento da cortina, nomeadamente a componente de translação e de rotação. A componente da deformação não é considerada uma vez que a cortina apenas permite deslocamentos de corpo rígido.

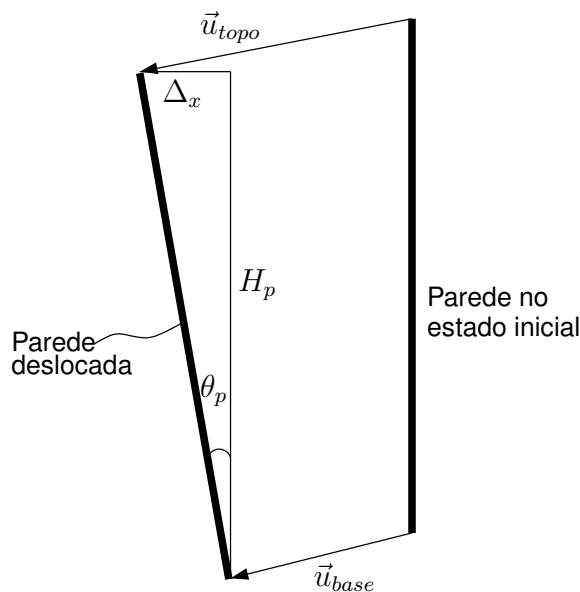


Figura 4.5: Esquema de determinação do movimento da cortina dado pelo somatório da componente de translação e rotação.

Sejam \vec{u}_{topo} e \vec{u}_{base} os vectores de deslocamento do topo e da base da cortina, Δ_x a componente horizontal do deslocamento da cortina, H_p , a altura total da cortina e θ_p , a componente do deslocamento associado à rotação, a posição da cortina pode ser estimada num dado instante a partir da soma vectorial da sua posição inicial com o deslocamento registado nesse instante.

Assim,

$$\Delta_x = u_{topo}^x - u_{base}^y \quad (4.1)$$

Donde,

$$\theta = \frac{\Delta_x}{H_p} = \frac{u_{topo}^x - u_{base}^y}{H_p} \quad (4.2)$$

Para o caso de estudo apresenta-se na figura 4.6 o valor das rotações da cortina em função da sua distância à viga.

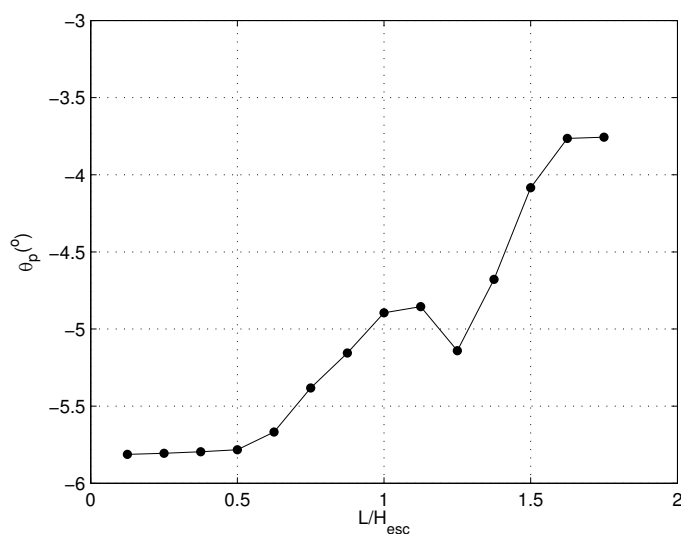


Figura 4.6: Valores de rotação da cortina referente ao caso base, em função do afastamento da viga L/H_{esc} .

Inicialmente e até $L/H_{esc} = 0,5$ o andamento da curva é aproximadamente constante. A partir daí o afastamento da viga provoca uma diminuição suave dos valores do módulo das rotações até $L/H_{esc} = 1,125$. A posição seguinte da viga sugere novamente um ligeiro aumento dos valores em módulo da rotação, tornando logo de seguida a decrescer. A alteração do valor da rotação dá-se até que a viga não permita mais acréscimos de resistência, sendo que as rotações passam a assumir novamente valores constantes.

4.2.6 Determinação das distâncias ao centro de rotação da cortina

Para facilitar a compreensão do tipo de mecanismos desenvolvidos, determinam-se as coordenadas do centro da rotação do movimento da cortina, CR , para as diferentes posições da viga, como se exemplifica na figura 4.7.

Determinam-se, assim, as componentes horizontal e vertical da distância ao centro geométrico da cortina (x_g, y_g) , adimensionalizadas em relação à sua altura, H_p , o que permite definir respectivamente os parâmetros l_x e l_y . O conjunto destes resultados para o caso base são apresentados em função do afastamento da viga L/H_{esc} , na figura 4.8.

Pela observação da figura 4.8 dá-se conta que não existem grandes alterações da posição do CR , mantendo-se aproximadamente na base da cortina, qualquer que seja o afastamento da viga. O CR mais afastado da base da cortina ocorre enquanto a viga se encontra no troço da curva compreendido entre $0,5 \leq L/H_{esc} \leq 1,5$, posicionando-se ligeiramente mais abaixo da base da cortina, mantendo-se sempre

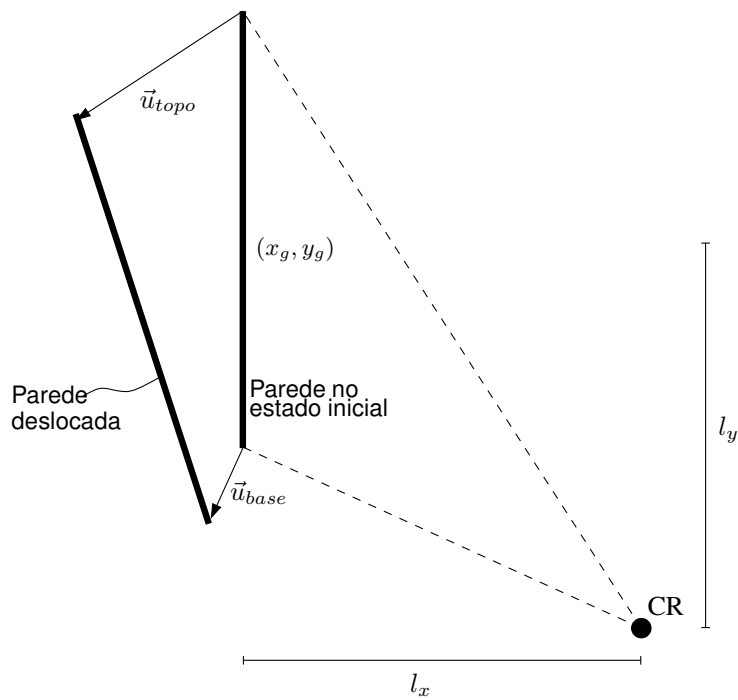


Figura 4.7: Esquema ilustrativo das distâncias entre CR e o centro geométrico (x_g, y_g) .

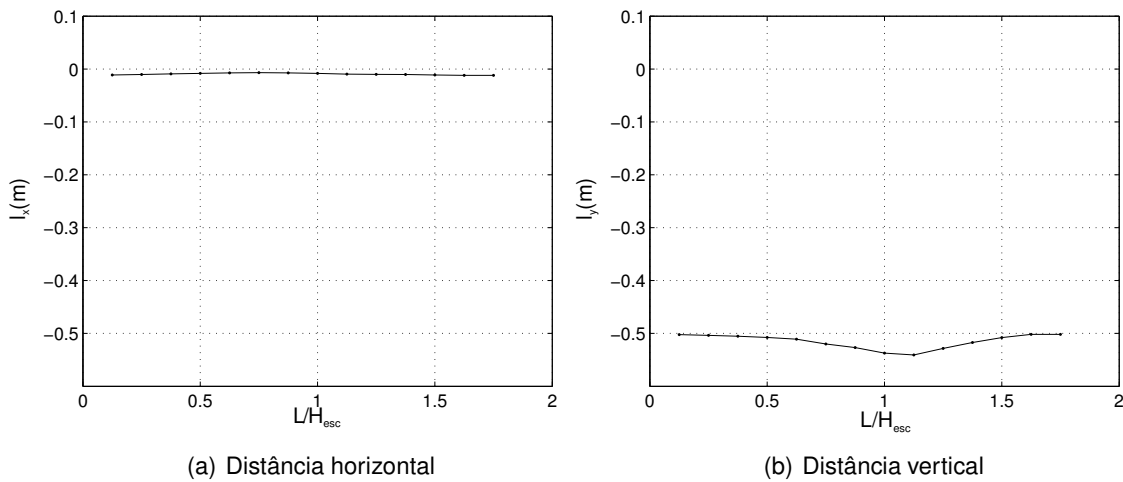


Figura 4.8: Distância, horizontal e vertical, entre o centro geométrico da cortina e o seu centro de rotação, especificamente para o caso base.

bastante próximo do seu eixo de simetria vertical.

4.3 Análise paramétrica

4.3.1 Descrição das análises paramétricas realizadas

Apresenta-se, na tabela 4.1, as geometrias da viga de ancoragem consideradas assim como a sua localização no terreno para a análise das forças de colapso da estrutura no presente trabalho. Para cada caso geométrico consideram-se os valores dos ângulos de resistência ao corte do solo de 25° , 30° , 35° e 40° . Todos os cálculos foram realizados para o peso volúmico de $\gamma = 20kN/m^3$. A espessura da cortina, e , e da viga g , foram admitidas iguais a $H_{esc}/25$.

Tabela 4.1: Geometrias dos cálculos realizados.

Altura de escavação, H_{esc} (m)	Altura de instalação da ancoragem H_{anc} (m)	Altura da base da viga, B (m)
3,0	0,6	0,3
		0,6
	1,2	0,3
		0,6
5,0	1,0	0,5
		1,0
	2,0	0,5
		1
8,0	1,6	0,4 (só para $\gamma = 20kN/m^3$)
		0,8
		1,6
	3,2	0,8 (só para $\gamma = 20kN/m^3$)
		1,6
		3,2

Para verificar a não influência do peso volúmico do solo nas forças de colapso, quando devidamente adimensionalizadas, os cálculos indicados na tabela 4.1 foram repetidos para $\gamma = 10kN/m^3$ e para o caso $\phi' = 30^\circ$.

No estudo da influência da espessura da cortina nas forças de colapso e nos mecanismos gerados procedeu-se às análises definidas na tabela 4.2.

4.3.2 Comparação das forças de ancoragem obtidas numericamente sem consideração da viga com os valores analíticos

Foram calculados analiticamente os valores das forças de ancoragem para os casos descritos na tabela 4.1 de acordo com o método proposto em Frank et al. (2004) e Godinho (2009). Adicionalmente são determinadas as forças de ancoragem sem consideração da viga com recurso ao programa Sublim3D, de acordo com a secção

Tabela 4.2: Geometrias consideradas no estudo da influência da espessura cortina admitindo $\gamma = 20kN/m^3$ e vários ângulos de resistência ao corte.

Altura de escavação, H_{esc} (m)	Altura de base da viga H_{anc} (m)	Altura da viga, B (m)	Espessura da viga, e
5	2	0,5	0,015
			0,150
			0,200
			0,300
			0,600

3.7.1. Nas figuras 4.9 mostra-se a comparação de resultados das forças $F_{colapso}$ divididos por γH_{esc}^2 e obtidos através dos métodos acima mencionados, em função do ângulo de resistência ao corte.

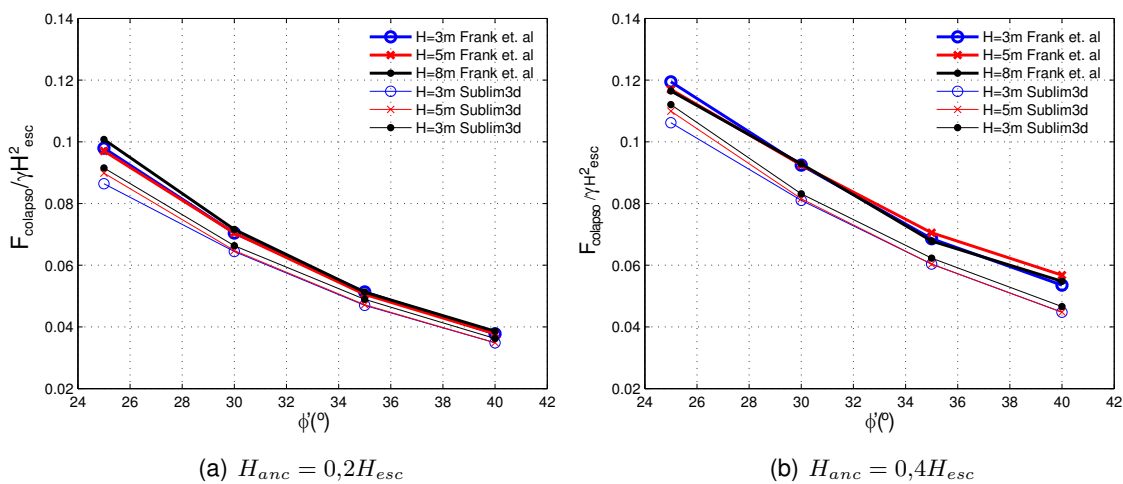


Figura 4.9: Comparação das forças de colapso obtidas numericamente sem consideração da viga com os valores analíticos em função do ângulo de resistência ao corte (a) $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ (b) $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

A análise dos resultados permite concluir que forças resultantes do programa Sublim3D são de intensidade inferior àquelas obtidas pelo método apresentado por Frank et al. (2004) e Godinho (2009). As diferenças mais significativas entre a via analítica e a via numérica dão-se para ancoragens com maiores valores de H_{anc} que chegam a atingir valores da ordem dos 10%.

4.3.3 Influência da altura de escavação

Para além das forças de colapso já apresentadas na figura 4.3 para o caso base, correspondente a $H_{esc} = 8m$, na figura 4.10 estão apresentadas as forças de

colapso obtidas para $H_{esc} = 3m$ e $5m$. Nos três casos mantêm-se as relações geométricas entre os seus elementos estruturais assim como as propriedades do solo.

Com vista a poder comparar uniformemente estes resultados na figura 4.10(b) as forças de colapso foram divididas por γH_{esc}^2 e a distância da viga à cortina por H_{esc} , como feito anteriormente na figura 4.3(b). Na figura as curvas apresentam uma sobreposição quase perfeita entre si, o que mostra que os resultados obtidos podem ser adimensionalizados desta forma.

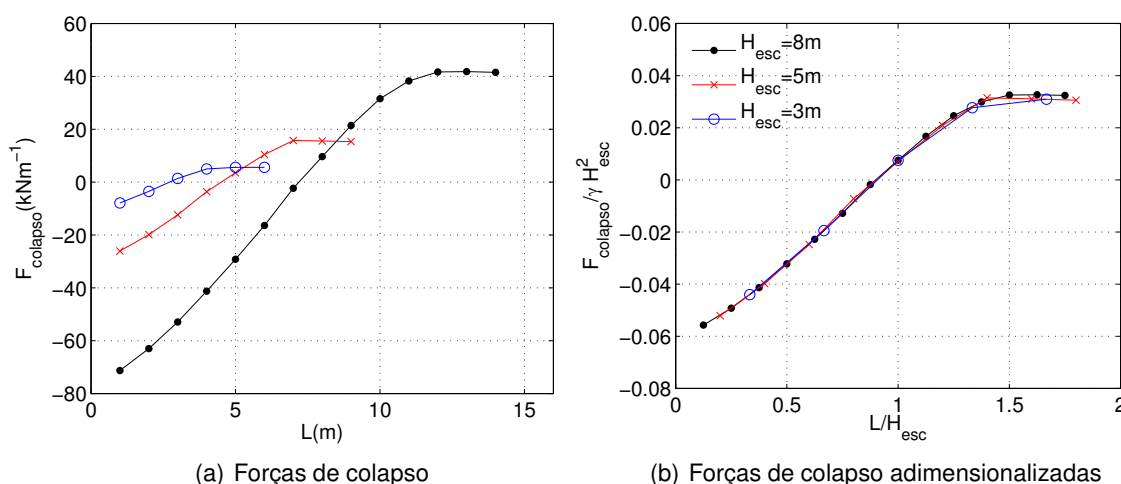


Figura 4.10: Resultados das forças de colapso para as diferentes alturas de escavação, em que a viga é definida pelos parâmetros geométricos $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$.

4.3.4 Influência do peso volúmico do solo

Para casos em que o terreno considerado seja homogéneo em toda a zona afectada à escavação, o cálculo do valor da ficha enterrada pelo método do apoio simples, segundo a equação 2.1, torna-se independente do parâmetro do peso volúmico γ , uma vez que este aparece de igual forma em ambos os membros. No entanto, o valor das forças resistentes que resultam do cálculo são diferentes e no âmbito da estabilidade da estrutura pretende-se confirmar que não existe influência deste parâmetro sobre a localização da viga de ancoragem.

Para a análise desta questão considerem-se os mesmos problemas apresentados na secção anterior. Na figura 4.11 mostram-se os resultados das forças de colapso dos casos analisados para dois pesos volúnicos diferentes, $\gamma = 20kN/m^3$ e $\gamma = 10kN/m^3$, em função da distância da viga à cortina.

Tanto no que diz respeito à posição da viga que confere estabilidade ao conjunto, L_1 , como no que toca à posição para a qual a curva das forças de colapso inicia o seu

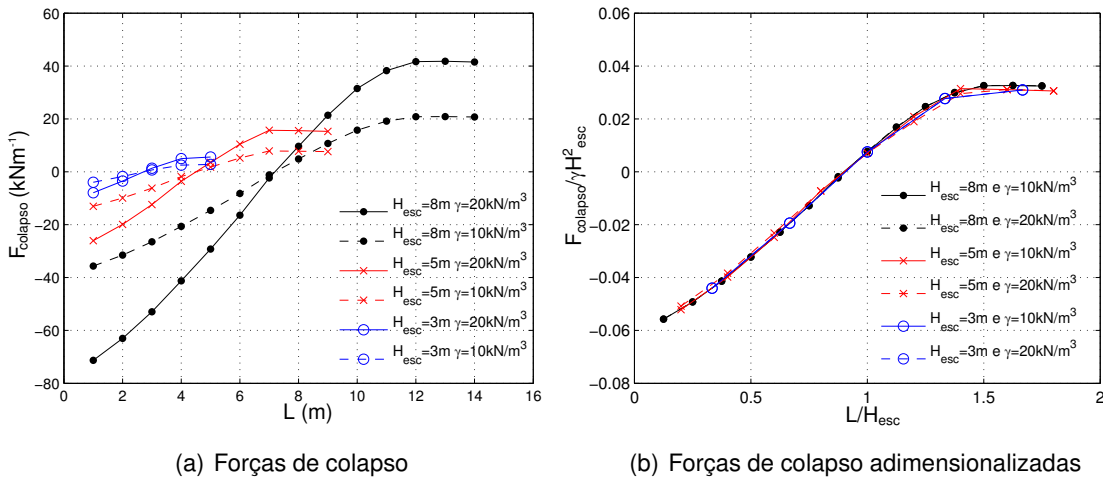


Figura 4.11: Resultados das forças de colapso para os diferentes H_{esc} e γ , em que a viga é definida pelos parâmetros $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$.

troço horizontal, L_2 , não se observam quaisquer diferenças entre as duas curvas. As forças resultantes do caso cujo peso volúmico é metade do valor assumido para o caso base, em troços $L \leq L_1$, necessitam apenas da aplicação de metade da força exterior para que se verifique o equilíbrio. Em contrapartida, para distâncias da viga $L \geq L_1$, as vigas de ancoragem resistem apenas a metade da força de colapso, com sentido para o interior da escavação.

Ao adimensionalizar as soluções das forças de colapso para as geometrias consideradas nesta secção, facilmente se constata na figura 4.11(b) que existe uma sobreposição dos resultados de todas as curvas. Pode concluir-se, portanto, que os resultados das forças de colapso são independentes de γH_{esc}^2 . Isto significa que qualquer que seja a altura de escavação ou peso volúmico que se pretenda considerar, se a estrutura partilhar as mesmas proporções de geometria e de resistência do solo, é possível determinar $F_{colapso}$ a partir de uma única curva.

4.3.5 Influência do ângulo de resistência ao corte.

Tome-se ainda a mesma geometria considerada para o exemplo abordado na secção 4.2.1. Na figura 4.12(a) são apresentadas as forças de colapso e na figura 4.12(b) as rotações que resultam para os diferentes ângulos de resistência ao corte do solo abordados no estudo.

Não foi possível encontrar uma relação que permitisse escrever uma única curva de forças de colapso considerando os diferentes ângulos de resistência ao corte. Como era de esperar, na figura 4.12(a) constata-se apenas que o aumento de ϕ' do solo se traduz num aumento significativo da resistência global do conjunto.

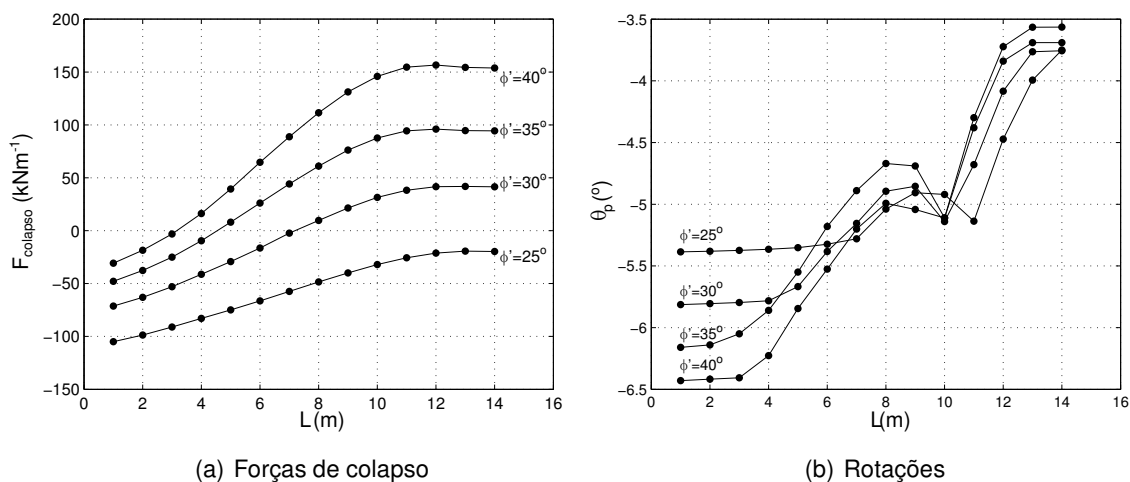


Figura 4.12: Resultados das forças de colapso e das rotações para diferentes ϕ' , cuja viga é definida pelos parâmetros $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$, em função da distância da viga à cortina.

Para o caso particular da geometria que se acaba de considerar, quando o ângulo de resistência ao corte do solo é caracterizado por $\phi' = 25^\circ$, mesmo após a viga atingir a distância suficiente que permita a mobilização do impulso passivo, L_2 , não é suficiente para permitir a estabilidade global do conjunto. Isto implica, portanto, a não intercepção da curva com o eixo $F_{colapso} = 0\text{ kN/m}$, o que significa que a estabilidade só é conseguida através da aplicação de uma força dirigida para o interior da cortina, no sentido esquerda-direita.

Chama-se agora a atenção para um detalhe no que diz respeito à rotação das cortinas instaladas em solos com diferentes ângulos de atrito. A figura 4.12(b) permite constatar que os respectivos mecanismos apresentam curvas com o mesmo andamento e com os valores das rotações da mesma ordem de grandeza, especialmente para as posições em que a viga consegue mobilizar o máximo da resistência. No entanto, as rotações das estruturas cujas vigas estão mais próximas da cortina são maiores, em sentido absoluto, quanto maior for o ângulo de resistência ao corte, possivelmente porque correspondem a cortinas mais curtas.

4.3.6 Influência da profundidade da instalação da viga

Voltando a utilizar o caso base como referência, pretende-se estudar isoladamente o efeito da profundidade da instalação da viga sobre o resultado das forças de colapso. Para tal, mantendo a dimensão B , sobrepõem-se o caso base ($H_{anc} = 0,2H_{esc}$) com caso ($H_{anc} = 0,4H_{esc}$) na figura 4.13. Os resultados das forças de colapso, estão apresentados na figura 4.13(a), e do valor das rotações, na figura 4.13(b).

Como era de esperar, a figura 4.13(a) permite constatar que o aumento da profundidade de instalação da ancoragens é acompanhado por um aumento

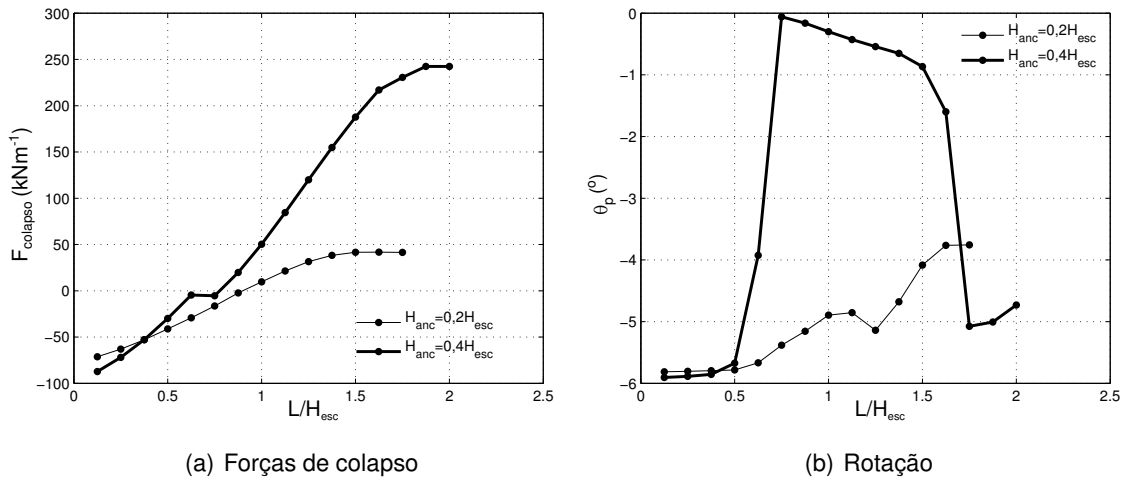


Figura 4.13: Sobreposição dos resultados das forças de colapso e respectivas rotações para uma escavação com $H_{esc} = 8m$, em que a viga é definida pelos parâmetros $B = 0,1H_{esc}$; com $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$; para $\phi' = 30^\circ$.

significativo da capacidade resistente do conjunto. Para além desta observação existem ainda mais três aspectos que importa referir.

O primeiro aspecto tem a ver com a distância mínima da viga necessária à estabilidade do conjunto, L_1 . A ancoragem mais profunda permite uma redução do comprimento livre da ancoragem, em cerca de pelo menos 10% da altura de escavação.

O segundo aspecto está relacionado com o posicionamento para o qual a viga possibilita a mobilização máxima da capacidade resistente, L_2 . Para que isso aconteça, necessita de $L_2 = 2,0H_{esc}$, enquanto que o caso base apenas precisa $L_2 = 1,5H_{esc}$.

Finalmente, o terceiro aspecto tem a ver com o aparecimento do patamar intermédio no andamento da curva de $F_{colapso}$. Enquanto que no caso base o aumento da distância entre a viga e a cortina se traduz num sucessivo aumento de força mobilizada pela viga, no caso em que se aumenta a profundidade H_{anc} , a curva sofre uma interrupção do crescimento, sensivelmente entre $L/H_{esc} = 0,625$ e $L/H_{esc} = 0,75$, mobilizando a mesma força para os diferentes afastamentos da viga que se acabam de mencionar. Este fenómeno será analisado e explicado detalhadamente mais à frente neste documento quando se apresentar o estudo dos mecanismos de deformação originados pelas diferentes posições da viga de ancoragem.

Atendendo agora à figura 4.13(b) é possível identificar que o andamento da curva de rotação gerada pela aplicação mais profunda da viga difere bastante daquela gerada pela instalação da viga mais superficial, podendo-se distinguir três fases

do andamento da curva. Numa primeira fase, que se propaga desde o início da curva até cerca de $L/H_{esc} = 0,5$, a rotação das respectivas paredes tomam valores idênticos aos obtidos para $H_{anc} = 0,2H_{esc}$. Nesta fase identificam-se mecanismos com movimentos de carácter essencialmente rotacional. A passagem para a segunda fase surge em simultâneo com o troço do patamar intermédio que aparece nas curvas das forças de colapso. Esta ocorre de uma forma abrupta, anulando praticamente os valores da componente rotacional do deslocamento da cortina e conduzindo a uma alteração significativa do mecanismo de deformação, transformando-o, sobretudo, num movimento de translação sem variação do valor da força mobilizada pela viga. Em seguida, o afastamento da viga relativamente à cortina até $L/H_{esc} = 1,75$ traduz-se num aumento, lento e progressivo, da componente da rotação. A partir deste momento, as rotações da terceira fase tendem a aproximar-se um pouco dos valores da ordem de grandeza dos obtidos na primeira fase, embora ainda ligeiramente inferiores.

Na figura 4.14 mostra-se a diferença entre a posição do centro geométrico da cortina e o seu centro de rotação, para ambas as geometrias consideradas nesta análise.

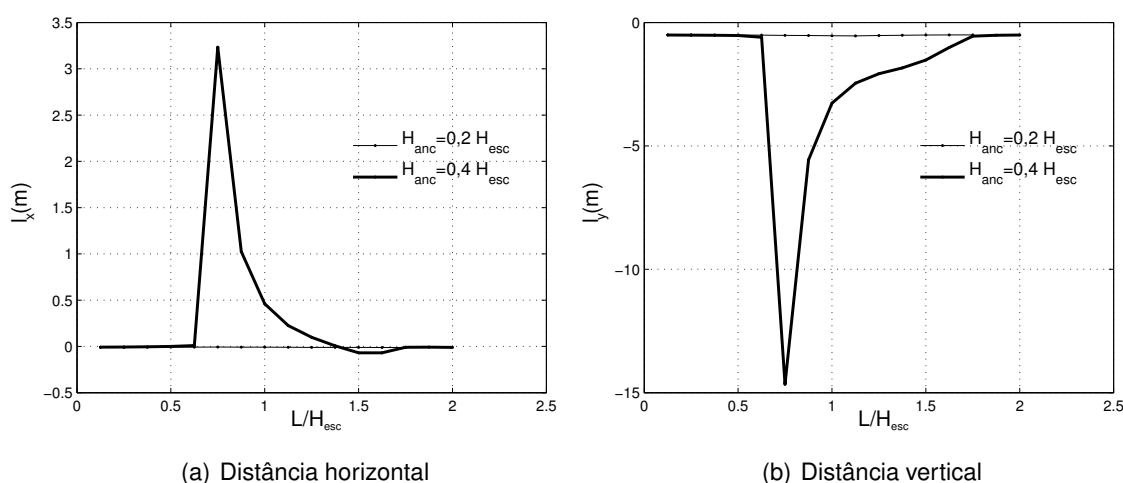


Figura 4.14: Comparação das distâncias, horizontal e vertical, entre o centro geométrico da cortina e o centro de rotação para as duas geometrias apresentadas com $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

São notórias as diferenças entre as duas curvas. Identifica-se, na curva correspondente a $H_{anc} = 0,4H_{esc}$, quatro fases distintas de posicionamento do seu centro de rotação. A primeira zona propaga-se em média até cerca de $L/H_{esc} = 0,625$, na qual posição do CR toma valores idênticos aos obtidos no caso base, tal como se pode observar nas curvas das respectivas rotações da cortina. Assim, os movimentos da cortina são descritos essencialmente por uma componente de rotação em torno da base da cortina e no sentido anti-horário.

A passagem para a segunda fase dá-se de uma forma abrupta e coincide com o patamar intermédio que surge sobre os resultados das forças de colapso. Agora a

posição do CR afasta-se substancialmente da inicial e os deslocamentos da parede são essencialmente caracterizados por movimentos de translação.

A terceira fase desenvolve-se sensivelmente desde $L/H_{esc} = 0,875$ até $L/H_{esc} = 1,75$. À medida que a viga se afasta da parede, o CR tende a aproximar-se sucessivamente da base da cortina. Neste processo, os mecanismos resultantes são constituídos por ambas as componentes do deslocamento, reduzindo a componente de translação e aumentando a de rotação.

Por último, ao atingir o patamar de forças constantes os mecanismos voltam a ser semelhantes aos gerados na fase inicial. O CR , mais uma vez, encontra-se sobre a base da cortina, originando rotações no sentido do interior da escavação.

Os mecanismos que apresentam comportamentos mais interessantes do ponto vista desta análise, relativamente ao problema que considera a viga mais profunda, são apresentados na figura 4.15.

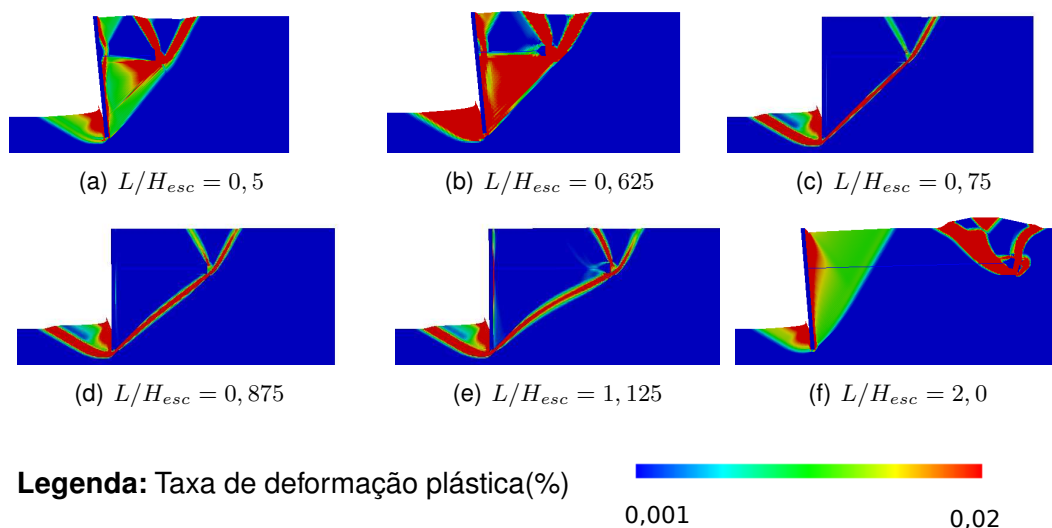


Figura 4.15: Diferenças entre os mecanismos produzidos pelo conjunto para diferentes posições da viga com $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$, num solo com $\phi' = 30^\circ$.

As figuras 4.15(b) e 4.15(c) permitem visualizar as diferenças entre os mecanismos de deformação que dizem respeito às distâncias em que se verifica o patamar intermédio da curva $H_{anc} = 0,4H_{esc}$ da figura 4.13(a) e, portanto, as duas posições da viga apresentam conjuntos estruturais com resistências idênticas. Estes mecanismos desenvolvem deformadas completamente distintas, sendo que, no primeiro é evidente uma componente significativa de rotação e, no segundo, esta componente é praticamente anulada. O facto de se obter o mesmo valor de $F_{colapso}$ para dois comprimentos livres diferentes pode ser explicado pela alteração da componente do movimento que é mais preponderante relativamente ao mecanismo

da cortina.

A instalação mais profunda da viga (mecanismos representados na figura 4.15) provoca algumas alterações aos mecanismos obtidos relativamente a uma instalação mais superficial (veja-se a figura 4.4). As diferenças são contudo mais significativas no que diz respeito às posições intermédias da viga. Enquanto que, no caso $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ é possível identificar que as massa de solo que formam as cunhas passivas e activas na envolvente da cortina sofrem deformação plástica, para $H_{anc} = 0,4H_{esc}$ o movimento do solo é solidário com a cortina e responde com um comportamento de idêntico a um corpo rígido.

4.3.7 Influência da dimensão vertical da viga

Considerando a instalação de ancoragem à mesma profundidade do caso base, $H_{anc} = 0,2H_{esc}$, pretende-se agora variar o parâmetro B e fazer a análise correspondente às forças de colapso geradas nesta situação. Admitindo B igual a $0,05H_{esc}$, $0,1H_{esc}$ e $0,2H_{esc}$, obtêm-se os resultados apresentados na figura 4.16.

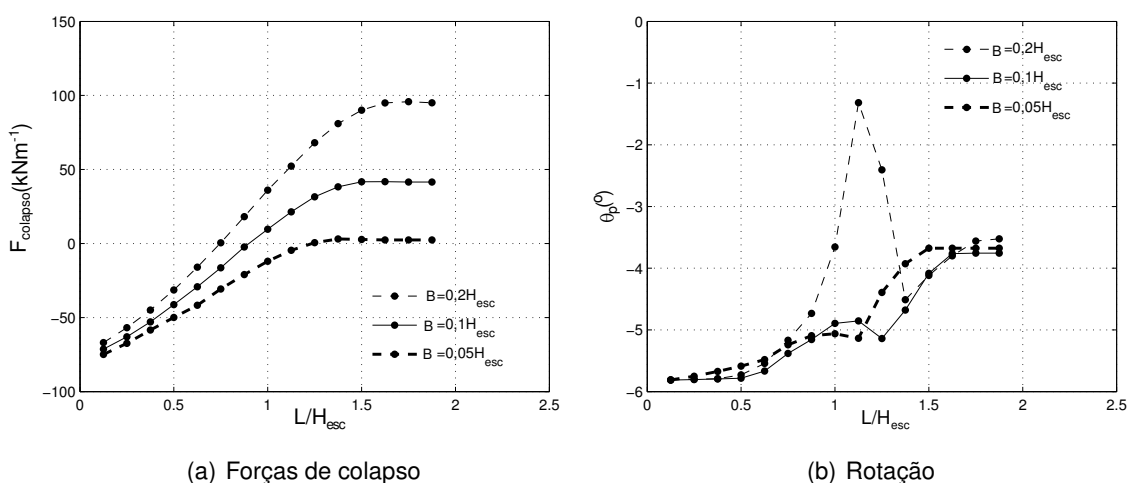


Figura 4.16: Resultados para uma escavação com $H_{esc} = 8m$, em que a viga é instalada a $H_{anc} = 0,2H_{esc}$; $B = 0,05H_{esc}$, $0,1H_{esc}$ e $0,2H_{esc}$ (a) Forças de colapso; (b) Rotações.

A figura 4.16(a) mostra, como era de esperar, que considerar vigas mais altas conduz a conjuntos estruturais com maiores resistências. Por sua vez, também a estabilidade da cortina é garantida para comprimentos livres de ancoragens mais curtos. No que se refere à mobilização máxima de resistência do solo na zona da viga observa-se que o aumento do parâmetro B obriga a um aumento do comprimento livre do tirante. Isto deve-se ao facto do passivo mobilizado compreender uma maior área de terreno e portanto necessitar de maior distância para se encontrar completamente disjunto do activo mobilizado pela parede.

A figura 4.16(b) apresenta a sobreposição das curvas das rotações para cada geometria considerada em função do comprimento livre da ancoragem. Para a curva correspondente a $B = 0,05H_{esc}$, o andamento da curva das rotações assim como a intensidade dos seus valores aproximam-se bastante daquilo que se verifica no caso base. No entanto, a curva respeitante à viga $B = 0,2H_{esc}$ já apresenta algumas diferenças significativas, nomeadamente no troço desenvolvido entre $L/H_{esc} = 0,875$ e $1,375$, onde se dá uma redução do valor absoluto das rotações.

Veja-se o que se passa relativamente às distâncias relativas a CR do movimento da cortina na figura 4.17.

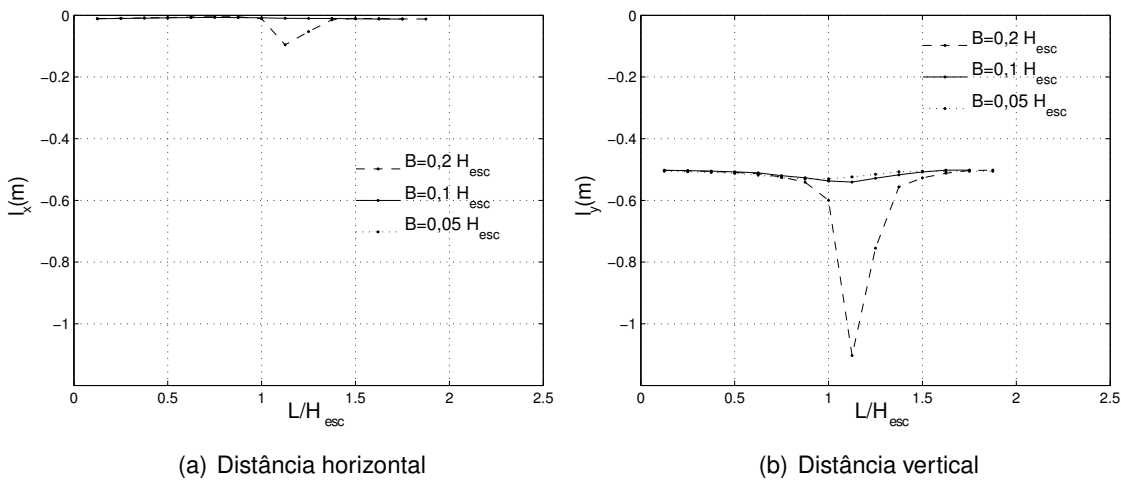


Figura 4.17: Distância, horizontal e vertical, entre o centro geométrico da parede e o centro de rotação para as geometrias da viga com $H_{anc} = 20\%$.

Neste caso, as curvas mostram que existe uma semelhança entre $B = 0,05H_{esc}$ e o caso base, da mesma forma que acontecia na figura 4.16(b). Tal como se previa pela variação da curva das rotações da cortina através da redução significativa da intensidade das rotações, no caso da viga $B = 0,2H_{esc}$ existe uma tendência no troço intermédio para um afastamento da posição do CR em relação ao centro geométrico da parede. Isto mostra que o aumento do parâmetro B permite, em posições intermédias da viga, reduzir os valores de rotação, ao mesmo tempo que aumenta a componente de translação do movimento da cortina.

Os mecanismos gerados pelos modelos com as geometrias da viga igual a $B = 0,05H_{esc}$, $B = 0,1H_{esc}$ e $B = 0,2H_{esc}$ estão representados na figura 4.18.

Tal como a partir das figuras apresentadas anteriormente durante esta secção, é possível constatar que existe, à medida que a viga se afasta da cortina, a formação de um mecanismo assim como das zonas plásticas muito semelhantes entre os diferentes parâmetros B analisados. O mecanismo quando $B = 0,2H_{esc}$, cuja posição da viga se encontra a $L/H_{esc} = 1,125$, figura 4.18(l), distingue-se

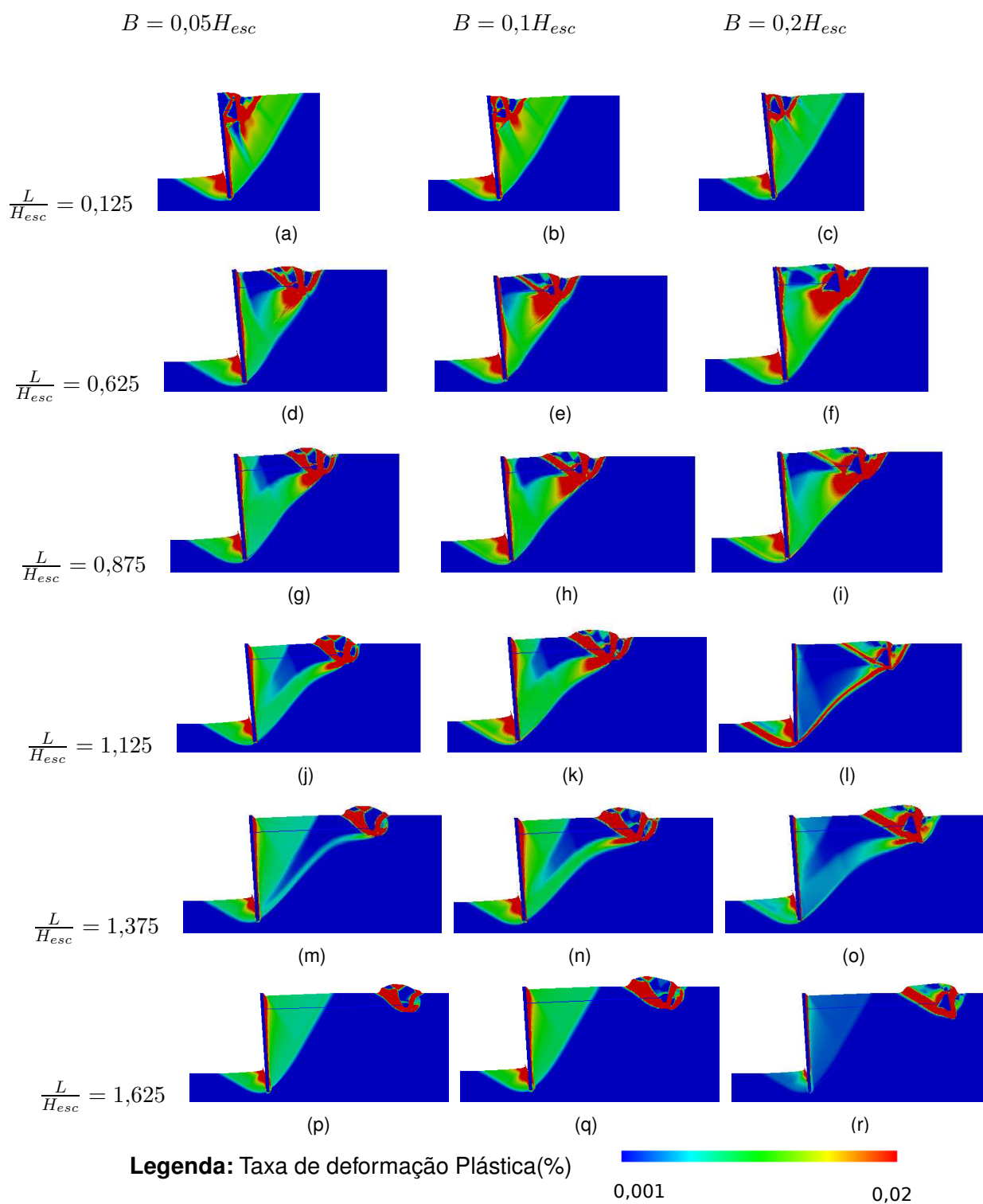


Figura 4.18: Mecanismos produzidos para vigas instaladas a uma profundidade $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ com $B = 0,05H_{esc}$, $B = 0,1H_{esc}$ e $B = 0,2H_{esc}$ e posicionadas para vários afastamentos da viga em relação à cortina admitindo um solo com $\phi' = 30^\circ$.

dos restantes casos para o mesmo afastamento da viga porque evidência um movimento com uma maior componente de translação, o que se encontra de acordo com o indicado pela curva das rotações. Ao fazer uma comparação entre os mecanismos referentes às diferentes geometrias da viga constata-se que a mobilização da resistência passiva do solo vai-se dando mais cedo quanto menor for a sua dimensão.

4.3.8 Influência da variação em simultâneo da profundidade da base e da dimensão vertical da viga

Apresenta-se na figura 4.19 a sobreposição dos resultados das forças de colapso considerando os resultados de todas as geometrias definidas na tabela 4.1.

Neste capítulo, o parâmetro utilizado na abordagem da secção é a relação H/B , em que H e B tem os significados ilustrados na figura 4.1. Chama-se à atenção o facto de existirem duas geometrias do problema para cada relação $H/B = 1,5, 2,5$ e $4,5$.

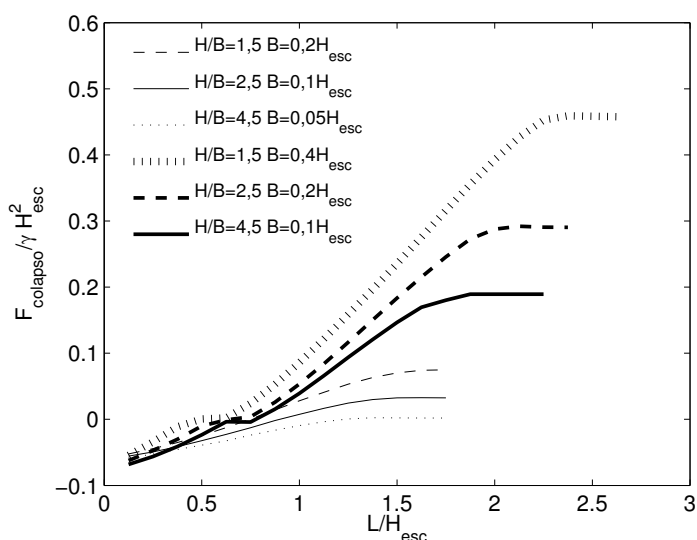


Figura 4.19: Resultados das forças de colapso adimensionalizadas para todas as relações geométricas consideradas, admitindo $\phi' = 30^\circ$.

Verifica-se que o aumento do parâmetro H/B é acompanhado, em primeiro lugar, por uma diminuição do valor da capacidade resistente do conjunto, em segundo, por um aumento da distância L_1 , necessária ao auto-equilíbrio da estrutura, e finalmente por uma redução da distância que permita a mobilização da resistência máxima pela viga, L_2 . Verifica-se também que as curvas das forças de colapso geradas com a mesma relação H/B , em função da distância à parede, não são semelhantes entre si, nomeadamente no que diz à ocorrência de um troço intermédio de intensidade constante nas vigas instaladas a uma profundidade superior. Curiosamente este

fenômeno verifica-se sempre para a mesma ordem de grandeza L/H_{esc} , qualquer que seja o ângulo de resistência ao corte considerado. Para o caso de $\phi' = 30^\circ$, ocorre para a posição da respectiva viga igual a L_1 .

Veja-se na figura 4.20 os mecanismos de deformação desenvolvidos para a posição da viga igual a L_1 , num solo com $\phi' = 30^\circ$ para cada uma das relações geométricas consideradas no estudo. Note-se que nem todos os mecanismos correspondem exactamente à posição L_1 , motivo já explicado na secção 4.2.4.

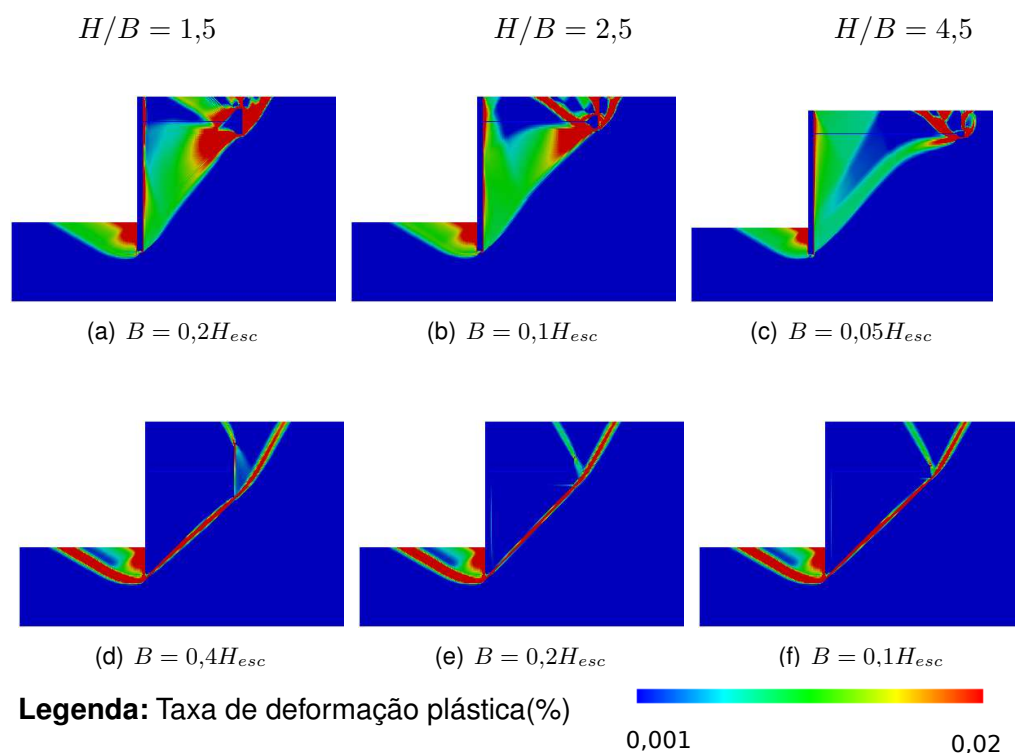


Figura 4.20: Mecanismos produzidos pelas vigas referentes à posições que garantem o equilíbrio da estrutura, num solo com $\phi' = 30^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.

Observa-se que para a posição L_1 , os mecanismos que partilham a mesma relação H/B são completamente distintos. Enquanto que nos casos em que as vigas estão instaladas a uma profundidade $H_{anc} = 0,2H_{esc}$ é possível identificar a formação clara de uma cunha desenvolvida no tardo da cortina, nas vigas instaladas a uma profundidade $H_{anc} = 0,4H_{esc}$, o solo que se encontra no tardo da cortina mostra uma tendência para movimentar-se como um único bloco. No entanto, identifica-se ainda que os estudos associados às vigas cujo centro geométrico se encontra à mesma profundidade formam mecanismos semelhantes entre si. Esta observação é especialmente válida para maiores profundidades de instalação do tirante.

A figura 4.21 refere-se aos mecanismos formados em cada estudo geométrico para a posição da viga igual a L_2 . Sobre as cortinas é visível a formação de um

impulso semelhante aos casos passivo e activo. Na zona do solo que envolve a viga, os casos que partilham a mesma relação H/B , apresentam mecanismos idênticos. Quando $H/B = 1,5$, a superfície de colapso formada pela cunha do passivo na frente da viga apresenta-se praticamente recta. Do lado oposto, a zona activa forma um mecanismo que apenas se desenvolve a partir da metade inferior da viga até à superfície do terreno. À medida que H/B aumenta, os mecanismos vão se tornando cada vez mais complexos de descrever. Quando $H/B = 2,5$, as superfícies desenvolvidas pelas cunhas de ambos os lados da viga tomam uma forma ligeiramente mais curva, relativamente ao caso analisado anteriormente. Por último, na relação $H/B = 4,5$, o mecanismo é completamente alterado, embora a curva desenvolvida pelo passivo actuante sobre a viga não sofra grandes alterações relativamente ao caso anterior, a cunha activa após atingir a altura da viga apresenta uma contracurva ao mecanismo desenvolvido até então e prolonga-se até à superfície do terreno.

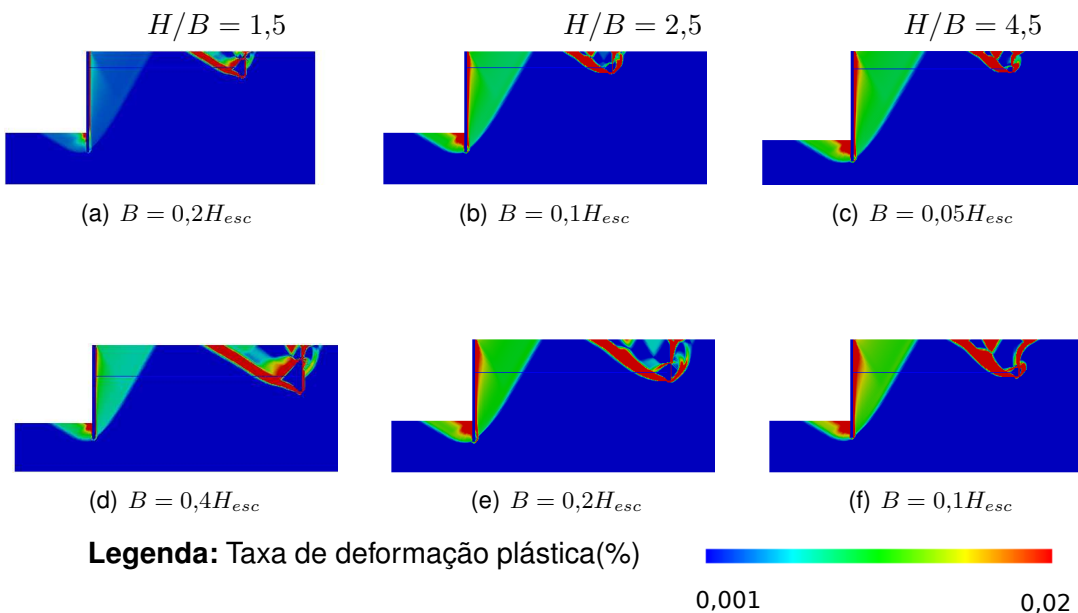


Figura 4.21: Diferenças entre os mecanismos produzidos pelas vigas na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 30^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.

Para finalizar esta análise apresenta-se, na figura 4.22, a variação da distância horizontal e vertical entre CR e o centro geométrico da cortina (x_g, y_g) adimensionalizada relativamente à altura da cortina H_p , em função do comprimento livre da ancoragem, para todas as relações geométricas do problema associadas a $H_{esc} = 8m$. Na figura, os eixos do lado esquerdo representam a componente da distância horizontal do centro geométrico ao centro de rotação da cortina l_x , e os eixos do lado direito, a componente da distância vertical, l_y .

De uma forma geral, quando a instalação da viga é mais superficial, a posição do CR mantém-se aproximadamente sobre a base da cortina, qualquer que seja o

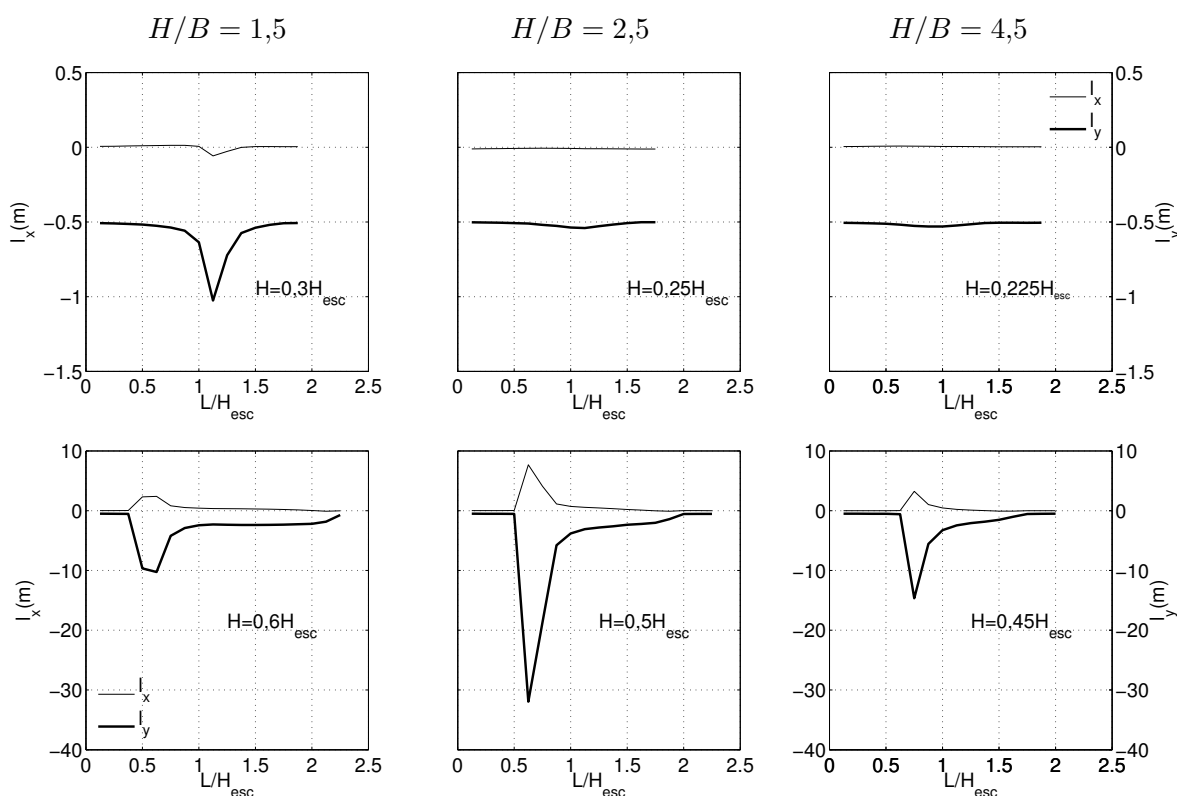


Figura 4.22: Distâncias vertical e horizontal entre o centro geométrico e a posição do respectivo centro de rotação, adimensionalizadas em relação à altura da cortina, apresentadas em função da sua distância viga, num solo com $\phi' = 30^\circ$.

comprimento livre considerado. No entanto, no caso particular de $H/B = 1,5$ existe uma zona intermédia onde este é ligeiramente afastado dessa posição, situação também já analisada na secção 4.3.6. Quanto à instalação mais profunda o CR mantém-se sobre a base da cortina se as vigas estiverem colocadas de forma a que $L_1 < L < L_2$. No entanto, quando a viga se encontra na zona intermédia, a figura mostra que existe uma tendência para o afastamento de CR , sendo maior quanto menor for o factor H/B . Note-se que o caso que caracteriza a geometria $H = 0,6H_{esc}$ e $H/B = 1,5$ não corrobora com a afirmação anterior, embora se acredite que seja apenas pelo motivo que o cálculo correspondente ao máximo afastamento de CR não tenha sido efectuado.

4.3.9 Resumo dos resultados das forças de colapso da cortina

Na figura 4.23 apresentam-se os resultados das forças de colapso relativamente a todos os cálculos da tabela 4.1.

Note-se que, para além dos resultados com as geometrias e características que foram analisados e apresentados até então, foram ainda realizados todos os cálculos

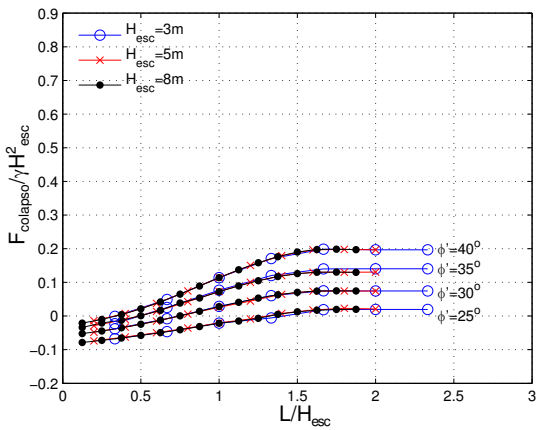
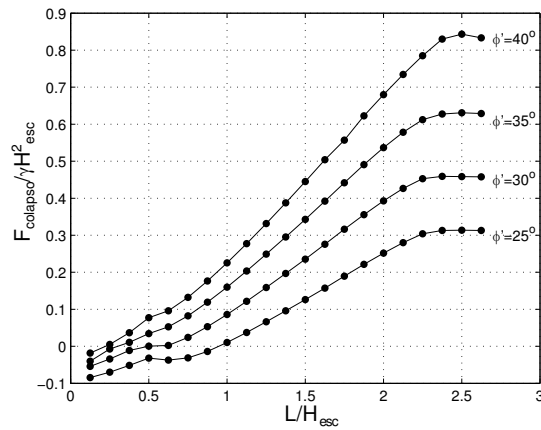
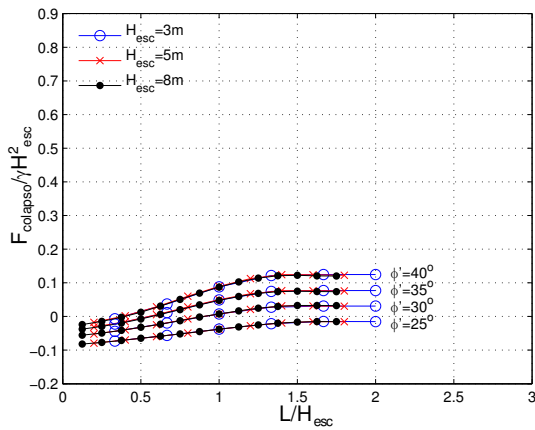
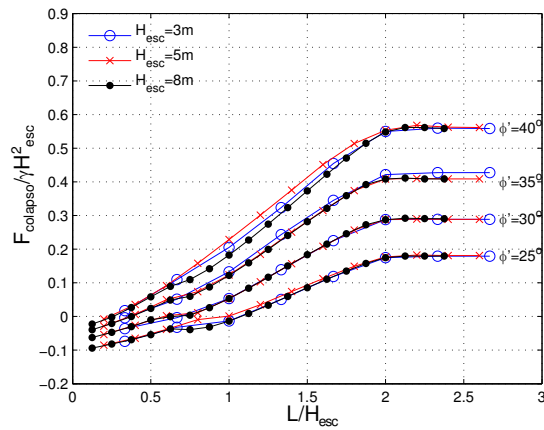
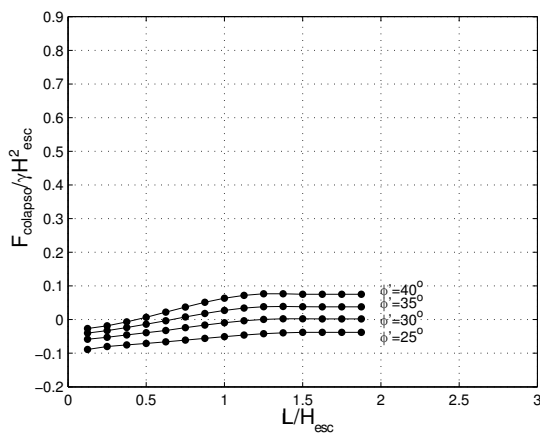
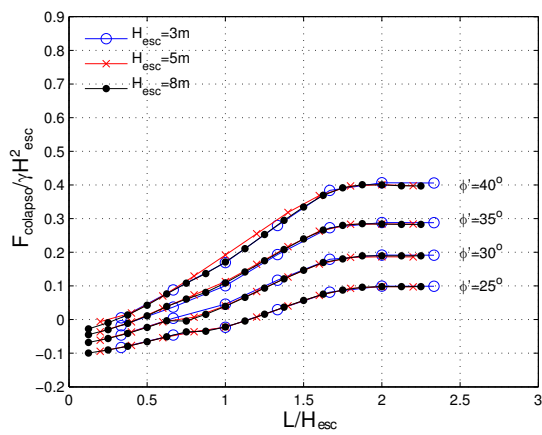
(a) $B = 0,2H_{esc}$ e $H = 0,3H_{esc}$ (b) $B = 0,4H_{esc}$ e $H = 0,6H_{esc}$ (c) $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,25H_{esc}$ (d) $B = 0,2H_{esc}$ e $H = 0,5H_{esc}$ (e) $B = 0,05H_{esc}$ e $H = 0,225H_{esc}$ (f) $B = 0,1H_{esc}$ e $H = 0,45H_{esc}$

Figura 4.23: Resultados das forças de colapso para todas as alturas de escavação adimensionalizadas em relação a γH_{esc}^2 .

apresentados na secção, 4.3.1 tanto em termos de determinação forças de colapso, rotações da cortina e das posições do *CR*.

É possível encontrar uma sobreposição quase perfeita das curvas relativas a $F_{colapso}$ para cada relação geométrica analisada. Assim, em termos de dimensionamento qualquer que seja a profundidade da escavação a realizar, para as relações da viga estudadas, é possível determinar o comprimento livre da ancoragem necessário para mobilizar a resistência pretendida, ou o inverso.

4.3.10 Influência da espessura da cortina

Apesar de se esperar à partida que a alteração da geometria de uma cortina rígida que suporta um solo puramente friccional e para a qual se despreza o peso volúmico, não altere o problema global, propõe-se variar a espessura da cortina e comparar entre as respectivas forças de arrancamento e mecanismos de rotura gerados em cada situação, mantendo a espessura da viga constante.

Para o efeito, tomou-se o caso cuja altura de escavação tem $H_{esc} = 5m$, e que o solo tem $\gamma = 20kN/m^3$. A geometria da viga é definida por $B = 0,1H_{esc}$, $H_{anc} = 0,4H_{esc}$ e $g = 0,2m$. Para todos os ângulos de resistência ao corte considera-se $e = 0,2m$ e $e = 0,015m$. Adicionalmente para o caso $\phi' = 25^\circ$ são definidas as espessuras $e = 0,15$, $e = 0,30$ e $e = 0,60m$.

Cálculo das forças de colapso

Considere-se agora apenas o estudo da figura 4.24(a). A curva que corresponde à parede mais fina, $e = 0,015m$, é de todos os resultados das forças de colapso obtidos durante a execução do trabalho, o único que inicia o seu andamento com uma fase decrescente, a qual se desenvolve até $L/H_{esc} = 0,6$. A partir deste ponto dá-se uma inflexão do sentido do andamento, tomando à medida que a viga se afasta da cortina, valores de forças sucessivamente maiores. A fase de crescimento ocorre de uma forma suave, interceptando o eixo das abcissas em $L/H_{esc} = 1,4$, continuando a crescer até atingir o patamar de maior resistência do conjunto, em $L/H_{esc} = 2,0$.

A curva da cortina $e = 0,15m$ tem início com troço crescente, no entanto, a $L/H_{esc} = 0,6$ encontra um patamar intermédio onde o seu crescimento é interrompido, levando a que a próxima posição da viga resulte num valor de força de colapso praticamente com a mesma intensidade da anterior. Posto isto, continua a crescer, atingindo $L_1 = 1,2H_{esc}$ e $L_2 = 2,0H_{esc}$.

A curva que representa a cortina $e = 0,2m$ acompanha par a par o andamento da curva $e = 0,15m$. As diferenças mais significativas entre estas duas curvas prendem-se com o facto da primeira não apresentar o patamar intermédio de forças tão acentuado como a segunda e L_1 ser atingido muito pouco antes. A distância L_2

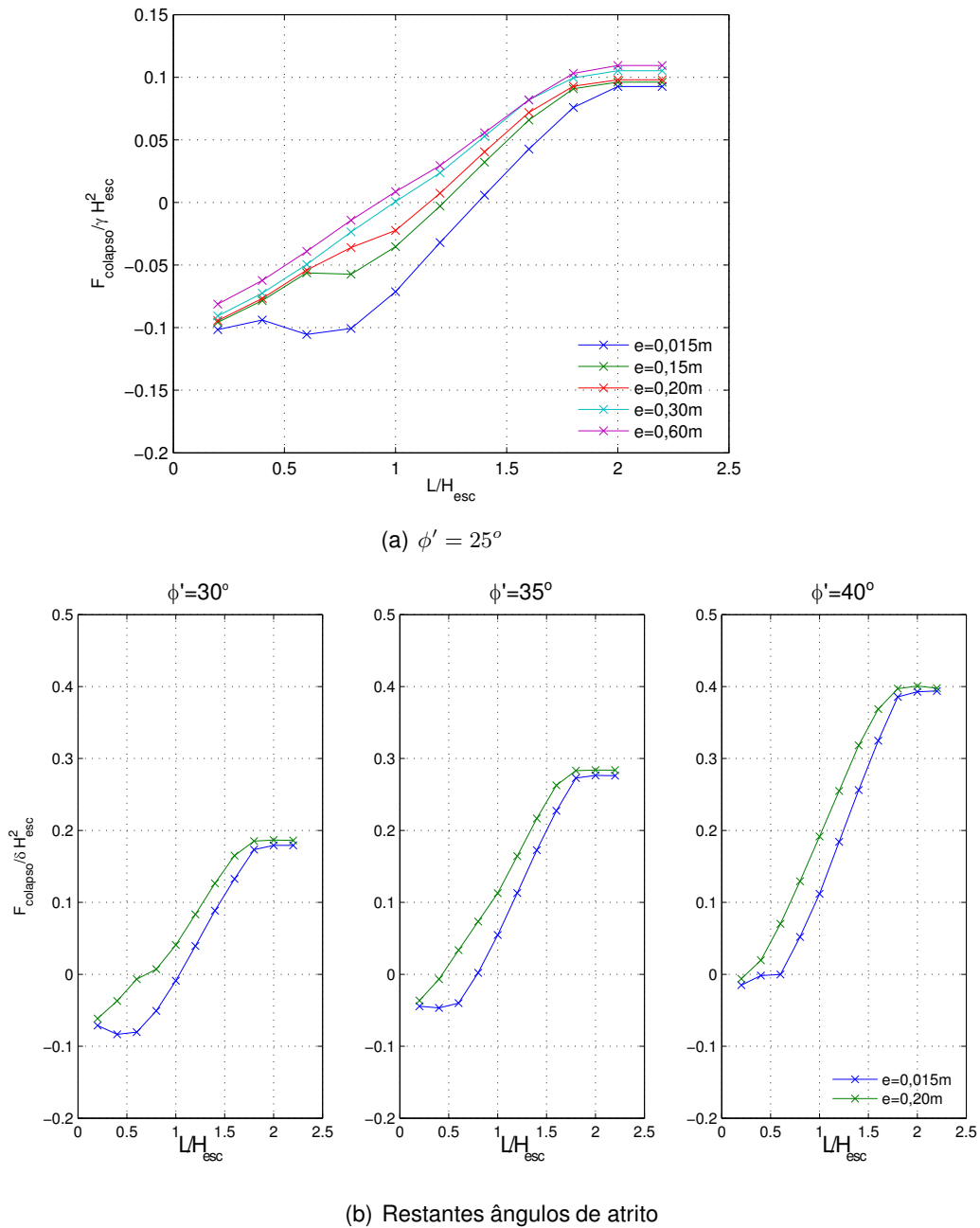


Figura 4.24: Forças de colapso para as diferentes espessuras da cortina e vários ϕ' em função do comprimento livre da ancoragem, mantendo os restantes parâmetros constantes.

mantém-se em $L/H_{\text{esc}} = 2$.

A curva da cortina com $e = 0,30m$ parte inicialmente lado a lado e com valores bastante próximos às duas curvas anteriores. No entanto não apresenta o patamar

intermédio, desfazendo-se destas a partir de $L/H_{esc} = 0,6$. Neste caso a estabilidade é, portanto, atingida mais cedo quando a viga se encontra a $L/H_{esc} = 1,0$. Mais uma vez, a distância L_2 mantém-se para $L/H_{esc} = 2,0$.

Por fim, na curva da cortina $e = 0,6m$, a sucessiva alteração da posição da viga promove uma aproximação desta curva à de $e = 0,3m$, até que, na zona do patamar de forças constantes estas duas praticamente se sobrepõem.

De forma resumida encontram-se três diferenças significativas entre as várias curvas. A primeira refere-se ao ponto de partida, em que cada uma toma o seu valor inicial, sendo que, quanto maior for a espessura da cortina considerada menor é a força necessária aplicar para a verificação de um equilíbrio estável. A segunda tem a ver com a posição da viga que assegura a estabilidade do conjunto sem necessidade de aplicação de força exterior. Mais uma vez, quanto maior for a espessura considerada, menor a distância necessária para fazer esta verificação. Por último, as intensidades das resistências máximas atingidas também são claramente superiores para as duas cortinas mais espessas, quando comparadas com a restantes. Contudo, não é possível confirmar uma tendência superior ou inferior para um valor de resistência final, mas verifica-se que a posição L_2 é atingida por todas as cortinas aproximadamente à mesma distância da cortina.

As diferenças obtidas relativamente ao valor das Forças de colapso são justificadas pela mobilização de atrito que se desenvolve no pé da cortina.

Cálculo da rotação da cortina

Em seguida, na figura 4.25, apresentam-se as rotações da cortina, θ_p , num solo com $\phi' = 25^\circ$, para as diferentes espessuras da cortina consideradas na secção em função da distância, L/H_{esc} . O cálculo da rotação, assim como os mecanismos mais à frente apresentados, apenas dizem respeito às malhas mais refinadas de elementos finitos.

As curvas de rotação referentes a todas espessuras da cortina apresentam o mesmo ponto de partida, excepto, a cortina mais fina, $e = 0,015m$, que para a posição considerada inicial, produz um mecanismo com um valor de rotação já bastante inferior às restantes. Os máximos valores de rotação atingidos pelas curvas ocorrem nesta fase e dão-se no sentido anti-horário. O sucessivo aumento de L/H_{esc} provoca uma fase de diminuição da intensidade da rotação da cortina, rotação essa que se aproxima ou mesmo ultrapassa em certos casos o valor nulo, embora mais tarde volte a aproximar-se dos valores iniciais.

A curva de $e = 0,015m$ é a primeira a atingir a segunda fase de rotações, em $L/H_{esc} = 0,4$, dando inclusive origem a rotações com sentido horário. As rotações a ocorrerem neste sentido são possivelmente o fenómeno responsável pelo andamento decrescente da curva $e = 0,015m$ na figura 4.24(a). As posições da viga que se seguem originam movimentos cuja componente de rotação da cortina é pouco significativa mas também com sentido horário. Posteriormente, o afastamento

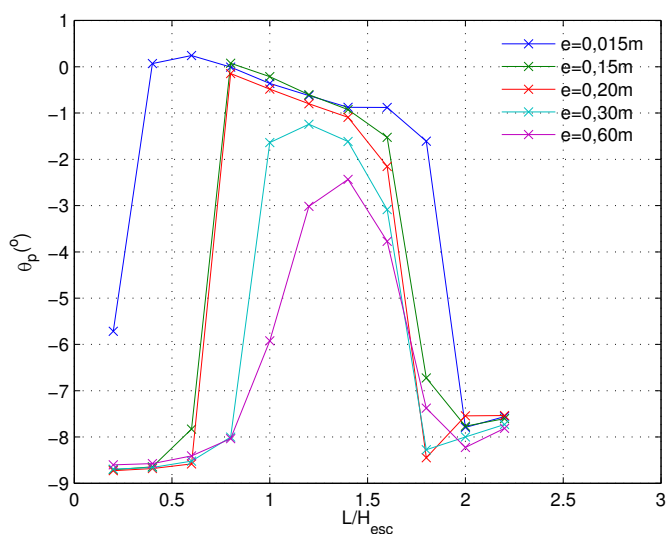


Figura 4.25: Rotação das diferentes espessuras consideradas para a cortina, mantendo a geometria da viga constante.

da viga vai levando a que a cortina retome a rotação com o sentido inicial. A terceira fase tem início ao mesmo tempo em que a curva de $F_{colapso}$ atinge L_2 .

A cortina $e = 0,15m$ passa para a segunda fase quando $L/H_{esc} = 0,8$, e a partir daí toma valores de rotações muito mais baixos embora mantendo sempre o sentido de rotação original. Inclusive, para a referida posição da viga, o valor da rotação chega a ser praticamente nulo. Esta transição da primeira para a segunda fase coincide com a ocorrência do patamar intermédio no gráfico das forças de colapso, figura 4.24(a). Só mais tarde se dá a chegada à terceira fase da curva que se inicia ligeiramente antes relativamente ao caso descrito anteriormente.

A curva $e = 0,20m$ não apresenta nenhuma característica que seja relevante relativamente à cortina $e = 0,15m$, pois são feitas praticamente as mesmas observações.

As cortinas mais espessas, nomeadamente $e = 0,30m$, $e = 0,60m$ apresentam as mesmas rotações iniciais da cortina $e = 0,15m$ e $e = 0,20m$, mas atingem a segunda fase mais tarde, quando $L/H_{esc} = 1,0$ e $L/H_{esc} = 1,2$, respectivamente. Durante esta fase as cortinas reduzem significativamente os valores absolutos da rotação do mecanismos mas sem alcançar o valor nulo, sendo que, quanto mais espessa for a cortina maiores são as rotações absolutas desenvolvidas. No que toca à chegada à última fase, o andamento das curvas não apresenta muitas diferenças relativamente ao caso descrito anteriormente. Verifica-se que à medida a espessura da cortina aumenta, as curvas das rotações aproximam-se do andamento apresentado por aquelas cuja aplicação da ancoragem é feita a menor profundidade.

A terceira fase é atingida em simultâneo pelas curvas das cortinas, $e = 0,60m$,

$e = 0,3m$, $e = 0,2m$ e $e = 0,15m$ a $L/H_{esc} = 1,8$ enquanto que para $e = 0,015m$ é em $L/H_{esc} = 2,0$, mas na última posição da viga considerada para os cálculos, todas as curvas se sobrepõem para o mesmo valor de rotação.

Análise das zonas de plastificação

Da figura 4.27 a 4.31 mostra-se os mecanismos formados para cada umas das diferentes espessuras de viga. Para acompanhar e observar em simultâneo nesta análise, veja-se também as distâncias relativas ao centro de rotação da cortina nas direções horizontal e vertical, na figuras 4.26(a) e 4.26(b).

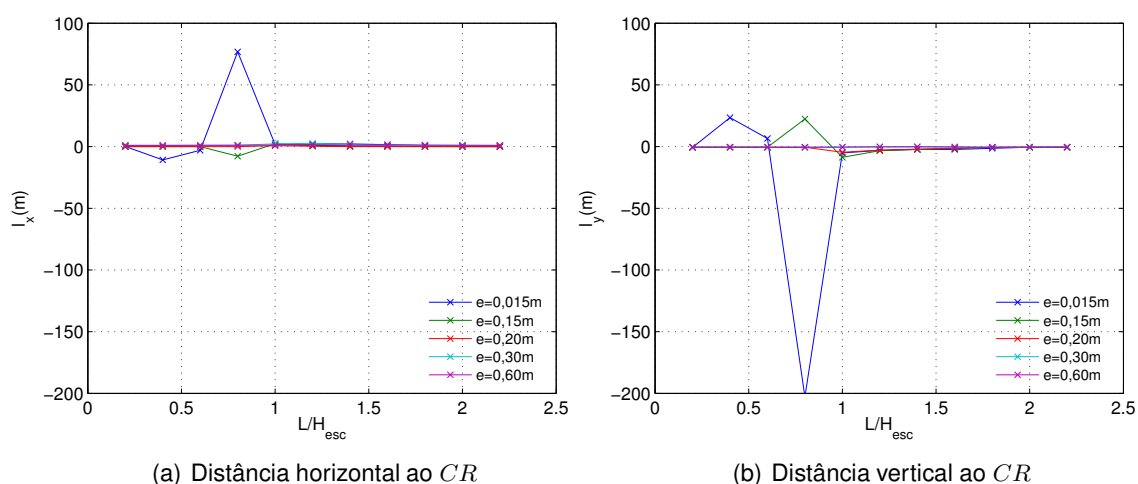


Figura 4.26: Distâncias entre CR e o ponto geométrico da parede (x_g, y_g).

Assim, na figura 4.27 é possível visualizar todos os mecanismos gerados para as diferentes posições da viga relativamente à modelação do problema com $e = 0,015m$.

Os mecanismos afectos a esta espessura de cortina sofrem, sobretudo até que a viga atinja $L/H_{esc} = 1,0$, variações consideráveis da posição do centro de rotação. O primeiro mecanismo, representado na figura 4.27(a), diz respeito a $L/H_{esc} = 0,2$. Neste caso, o CR posiciona-se sobre a base da cortina desenvolvendo uma rotação no sentido da anti-horário. No mecanismo $L/H_{esc} = 0,4$, figura 4.27(b), dá-se um afastamento substancial de CR, relativamente à posição anterior passando a posicionar-se mais à direita, bastante acima do centro geométrico da cortina. Esta alteração provoca um movimento na cortina com uma grande componente de translação, enquanto que o valor da componente da sua rotação se aproxima de zero, ocorrendo no sentido horário. Posteriormente, em $L/H_{esc} = 0,6$ as coordenadas do CR alteram-se, voltando a aproximar-se ligeiramente da base da cortina embora continuando a originar uma rotação praticamente nula no mesmo sentido da anterior. Neste caso, o mecanismo é motivado essencialmente por movimentos de translação da cortina, como se pode observar em 4.27(c). Quando

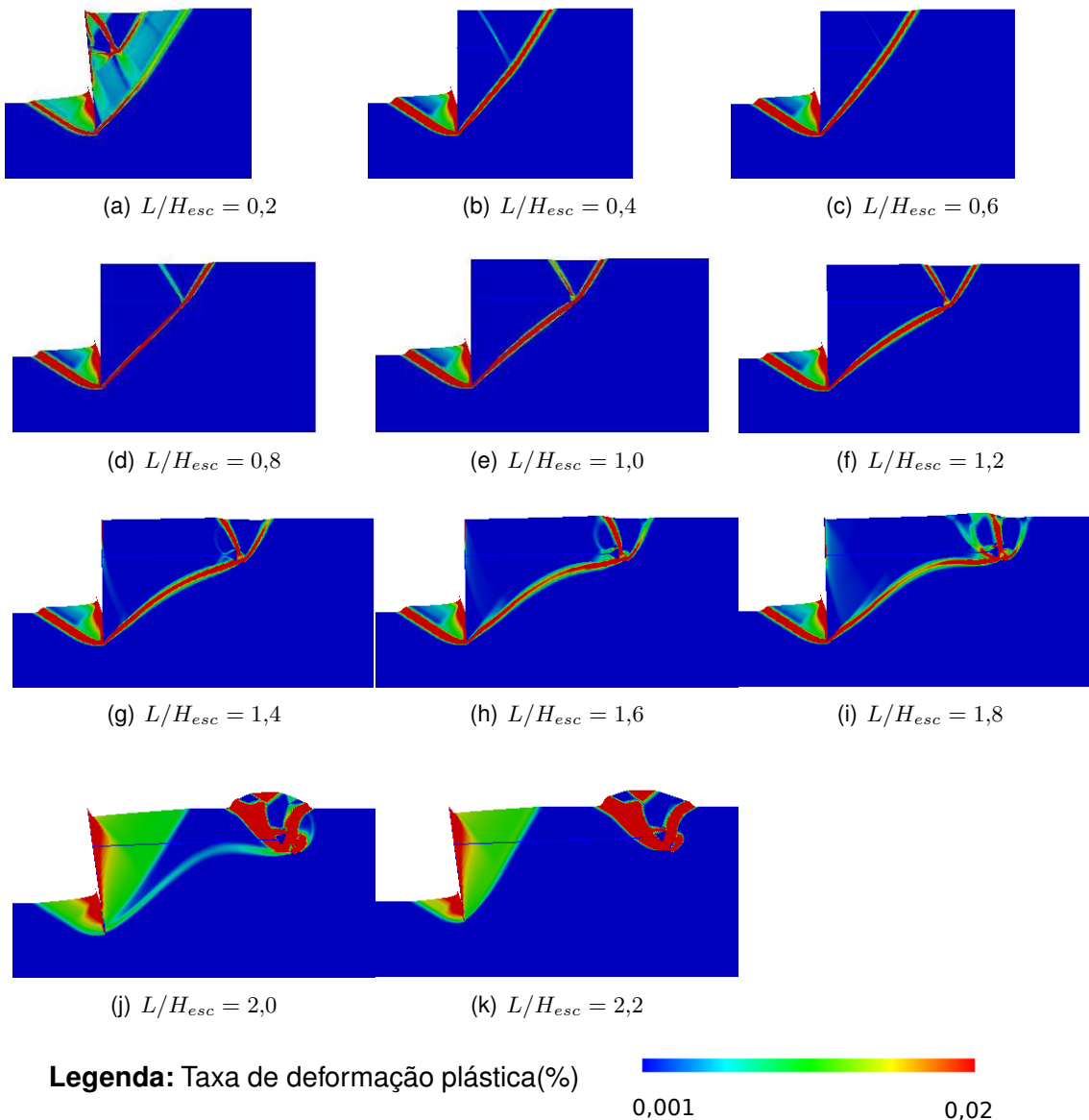


Figura 4.27: Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,015m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

a viga se encontra em $L/H_{esc} = 0,8$, o centro de rotação do mecanismo atinge o seu máximo afastamento do centro da cortina, e mais uma vez, é associado a movimentos de translação significativos da cortina (figura 4.27(d)). A partir de $L/H_{esc} = 1,0$ a cortina passa a sofrer movimentos de componente rotacional cada vez mais significativos, voltando o CR , lentamente, à sua posição inicial. Os mecanismos, relativos a este fenómeno podem-se observar desde a figura 4.27(e) à 4.27(k). Estes são caracterizados essencialmente por uma componente de rotação, em que o último representa a posição L_2 .

Na figura 4.28 encontram-se todos os mecanismos gerados para as diferentes posições da viga relativamente à modelação da cortina $e = 0,15m$.

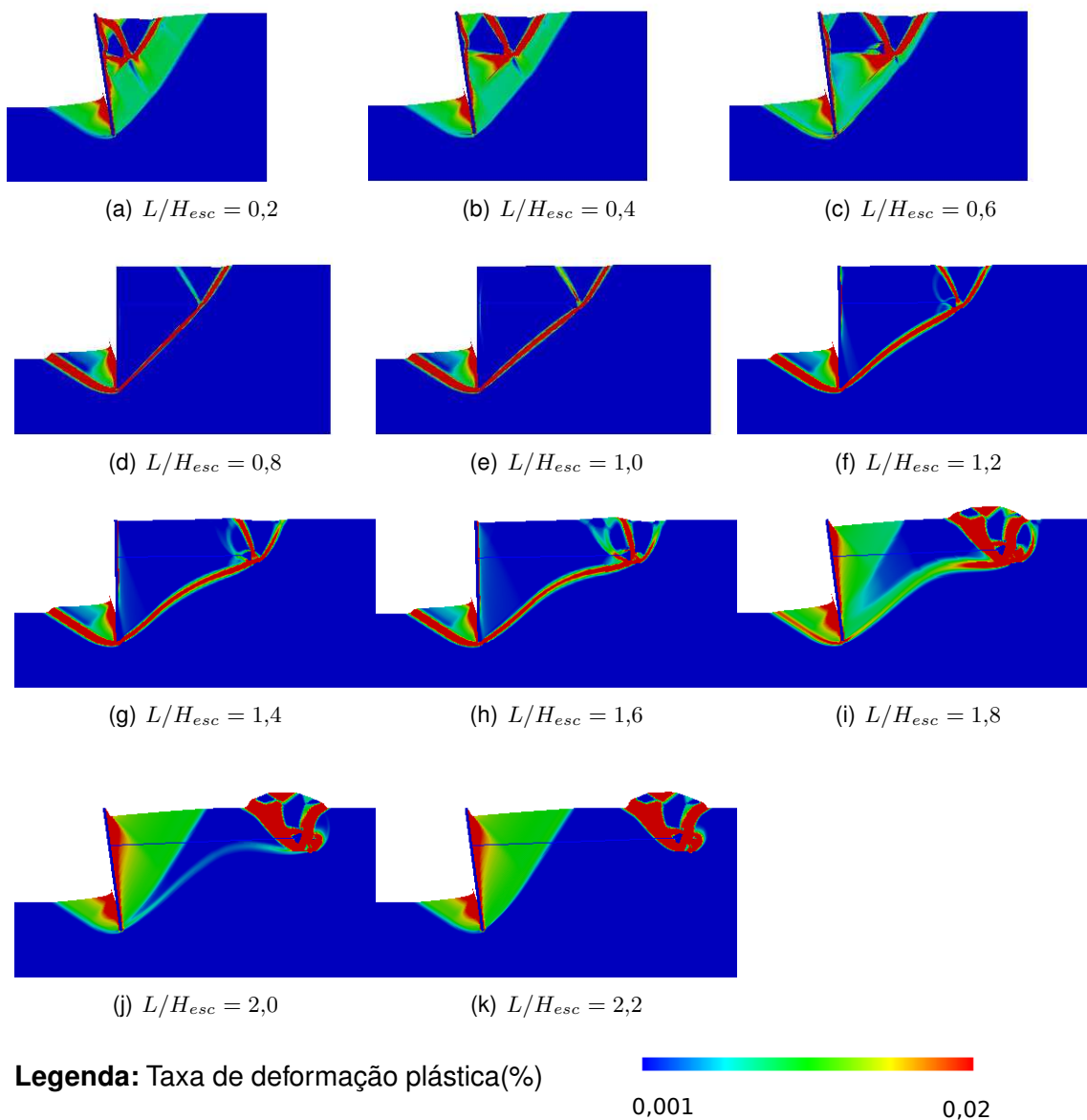


Figura 4.28: Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,15m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

Neste caso, até que se atinja $L/H_{esc} = 0,6$, o CR posiciona-se sobre a sua base, justificando os movimentos de origem rotacional, como se pode ver desde a figura 4.28(a) a 4.28(c). No entanto, quando a viga se encontra em $L/H_{esc} = 0,8$, a posição de CR altera-se bruscamente passando a situar-se acima da cortina e do lado

da escavação. Esta alteração coincide com a chegada à segunda fase curva das rotações resultando, portanto, num mecanismo com uma elevada componente de translação e em que a rotação existente se dá no sentido positivo (figura 4.28(d)). Na posição seguinte da viga, o CR posiciona-se numa cota muito abaixo da cortina do lado interior do solo. Agora, continua a ser evidente o movimento de translação da massa de solo e da cortina. No entanto, a rotação associada a este movimento volta a tomar o sentido do interior da escavação (figura 4.28(f)). A partir daqui, o afastamento da viga traduz-se na constante alteração de CR , acabando à medida que se aproxima de L_2 , por se posicionar sobre a base da cortina.

Na figura 4.29 mostram-se os mecanismos gerados referentes à cortina $e = 0,20m$.

Tal como se tem oportunidade de constatar a partir da leitura do gráfico 4.25, os valores das rotações assim como os mecanismos para cada posição da viga são bastante idênticos ao caso que se acaba de descrever. Nesse sentido apenas se faz uma breve apontamento sobre de comparação em relação aos mecanismos da posição $L/H_{esc} = 0,8$, que no caso $e = 0,15m$ (figura 4.28(d)) apresenta rotações de sentido horário, e no caso $e = 0,20m$ (figura 4.29(d)) de sentido inverso.

Na figura 4.30 visualizam-se todos os mecanismos gerados para as diferentes posições da viga relativamente à modelação do problema para $e = 0,30m$.

Os mecanismos relativos a esta cortina apresentam menor variação entre os seus próprios resultados, comparativamente aos casos analisados anteriormente. Na fase inicial, figuras de 4.30(a) a 4.30(d), os mecanismos são caracterizados por movimentos com uma grande componente rotacional. A entrada na segunda fase é assinalada pela alteração da posição de CR para três quartos da altura da cortina. Assim, a componente rotacional do deslocamento diminui ligeiramente, desenvolvendo-se os mecanismos apresentados de 4.30(e) a 4.30(g). Após a entrada na terceira fase, o CR volta à sua posição inicial, aumentando as componentes de rotação do movimento, como se pode observar a partir nos mecanismos apresentados nas figuras de 4.30(i) a 4.30(k).

Por fim, a curva $e = 0,60m$ tem os seus mecanismos representados na figura 4.31. Estes são praticamente idênticos aos da curva $e = 0,30m$, porém estão associados a maiores valores de rotação e de resistência, relativamente à fase intermédia de posicionamento da viga.

Verifica-se, portanto, que tanto os resultados das forças de colapso assim como o comportamento da cortina podem ser influenciados pela sua espessura, mesmo quando o seu peso volúmico é desprezado. As diferenças são mais ou menos significativas consoante a posição considerada para a viga. Aquelas que acabam por ter maior relevância têm a ver com a posição da viga para qual se garante a estabilidade do conjunto. Nestes casos chegam a atingir valores da ordem dos 40%. É a cortina de maior espessura que permite que a estabilidade do conjunto seja garantida para o menor comprimento livre.

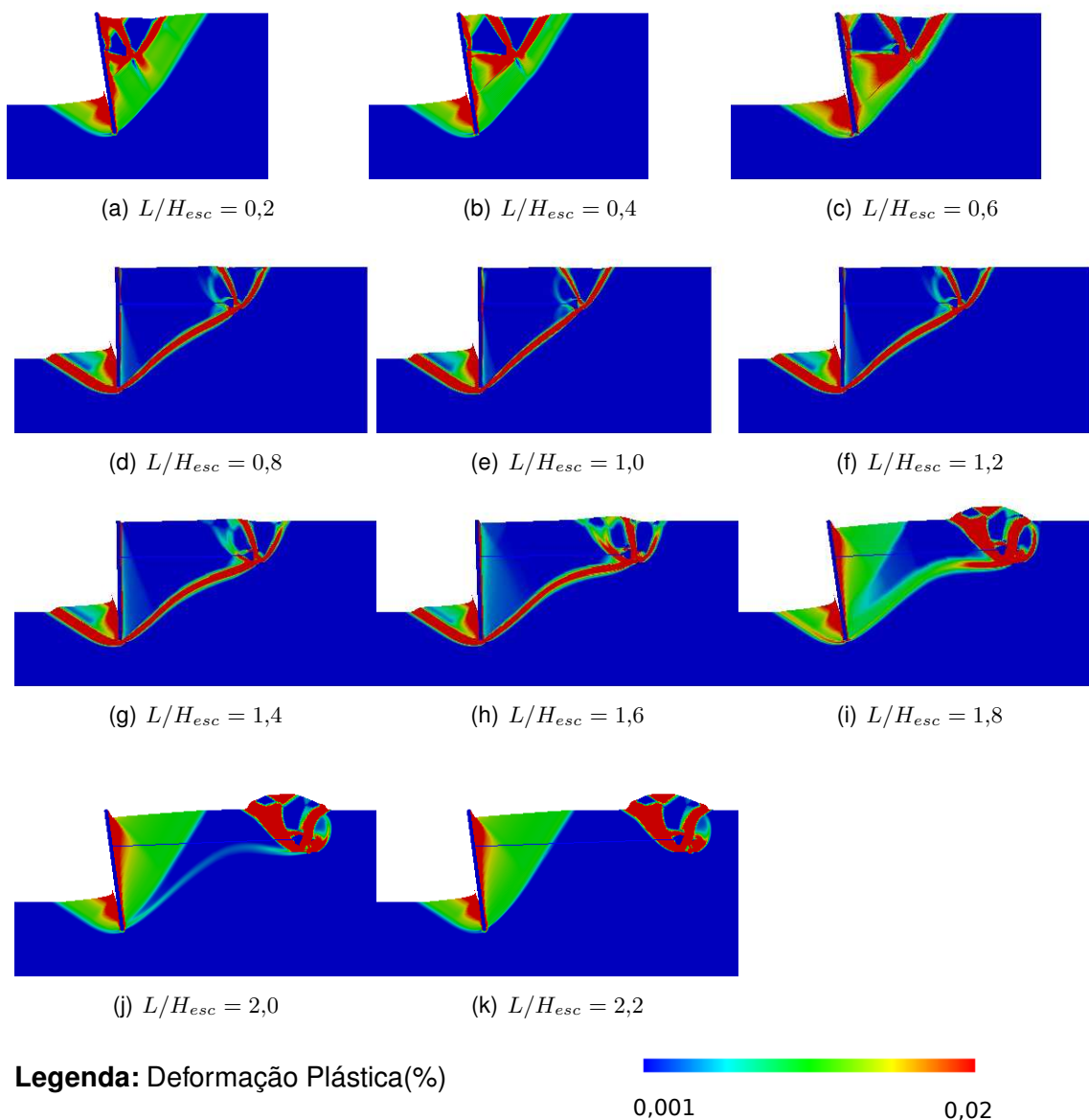


Figura 4.29: Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,20m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

No entanto, se a intenção for instalar a viga sobre uma posição para a qual não existam interferências entre as cunhas de impulsos gerados sobre os elementos estruturais, os resultados não evidenciam diferenças significativas, quer em termos de mecanismo quer em termos de resistência. Assim, da mesma forma que existe efeito provocado por δ sobre a viga, a componente atrítica sobre a base da cortina pode interferir no comportamento da escavação. Ao considerar uma redução de δ pode ser que seja possível atenuar as diferenças verificadas nesta situação.

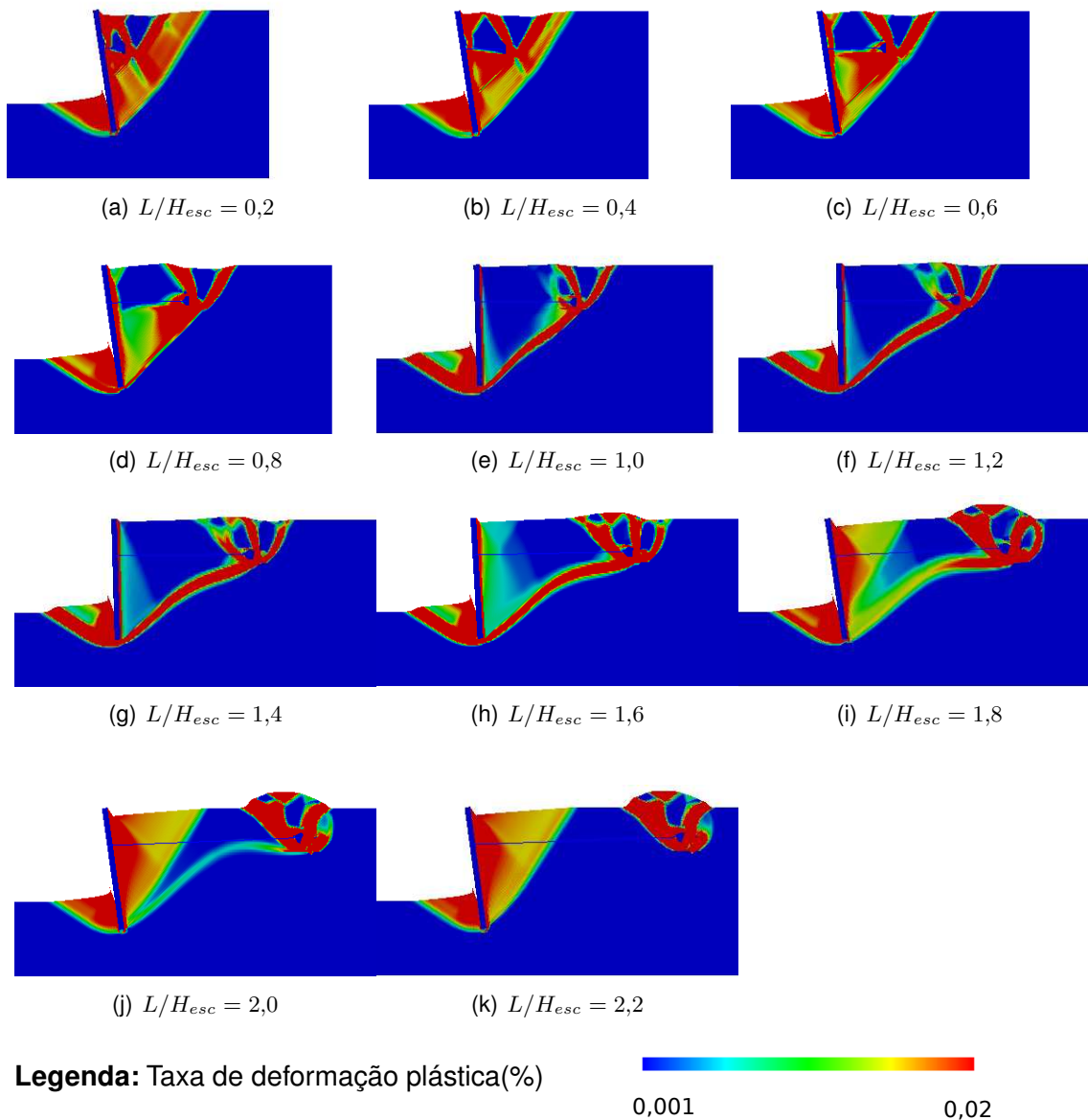


Figura 4.30: Mecanismos de deformação associados à cortina $e = 0,3m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

4.4 Mínimo comprimento livre obtido por via numérica e pelo Método de Kranz

Nesta secção do trabalho apenas se fará referência aos resultados obtidos para $H_{esc} = 8m$, visto ter-se constatado nas secções anteriores a existência de uma independência de resultados relativamente à altura de escavação e peso volúmico do solo, além de que, é a profundidade de escavação para a qual foram consideradas

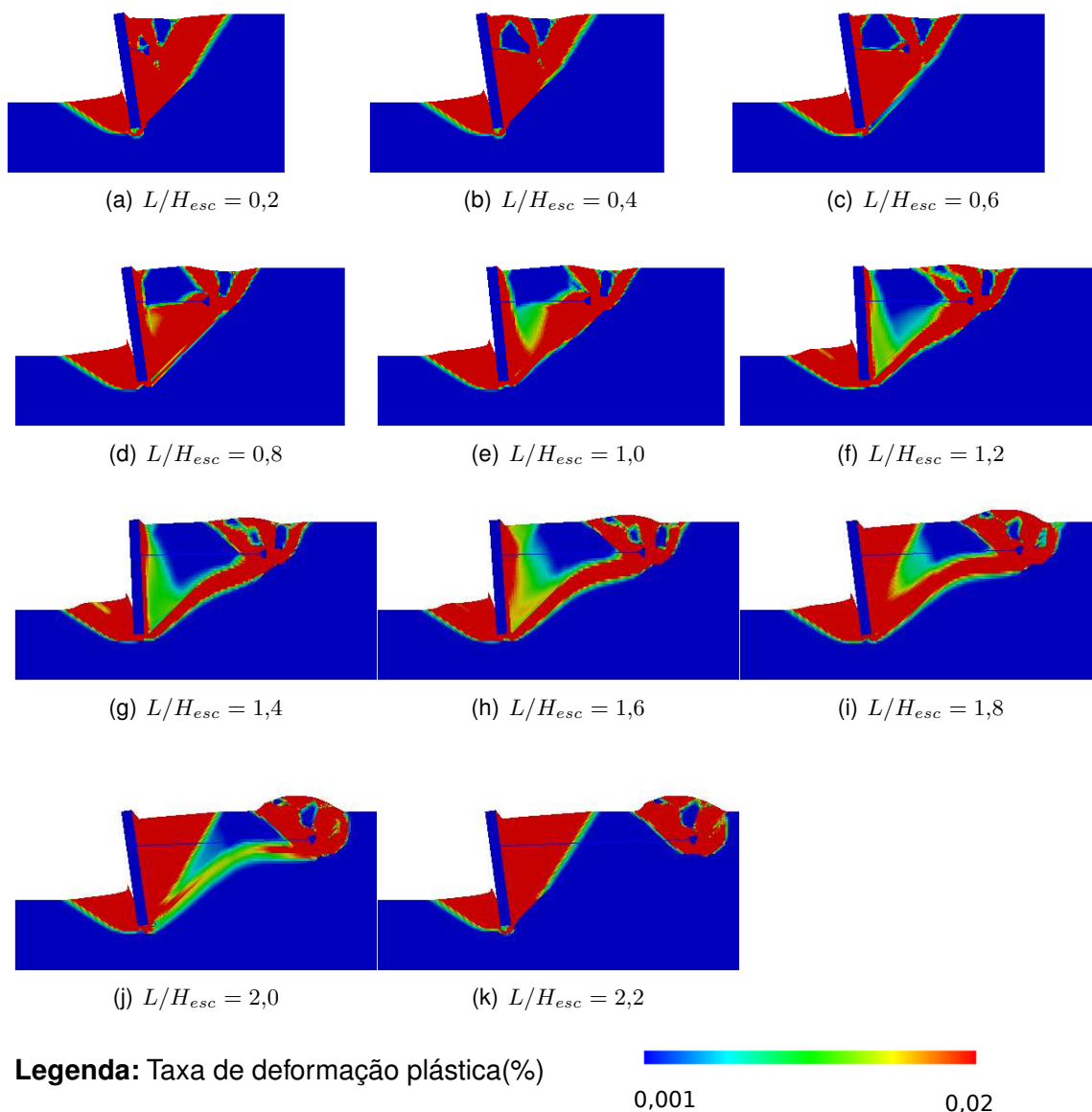


Figura 4.31: Mecanismos de deformação associados à parede $e = 0,60m$ para as diferentes localizações da viga de ancoragem, considerando que esta tem as características $B = 0,1H_{esc}$ e $H_{anc} = 0,4H_{esc}$.

mais geometrias de viga.

Como explicado na secção 4.2.3, a distância L_1 corresponde à posição L/H_{esc} da viga que exprime o equilíbrio estável da estrutura determinada através do programa Sublim3D. Assim, procede-se à recolha dos valores de L_1 apresentados na figura em função do ângulo de resistência ao corte, para todos os casos de estudo considerados no trabalho.

Na secção 2.4.2 refere-se que o Método de Kranz permite analisar a cunha que se forma entre o tardo da cortina e a frente da viga, para a qual se garante a estabilidade do conjunto. A partir desta análise é possível determinar comprimento livre mínimo necessário entre a cortina e a viga. Assim, para calcular a distância mínima a que a viga se deve encontrar da cortina, iguala-se o valor da força R_A , calculada a partir da equação 2.9, à força que deverá actuar na ancoragem, denominada por F_{anc} , e determina-se o respectivo comprimento L .

Depois de escrever o processo de determinação dos dados L_1 , numericamente através do Sublim3D e analiticamente através do método de Kranz, sobrepõem-se os valores obtidos para os diferentes casos estudados na figura 4.32. Assim, para cada relação de H/B apresenta-se a posição equivalente a L_1 em função do ângulo de resistência ao corte.

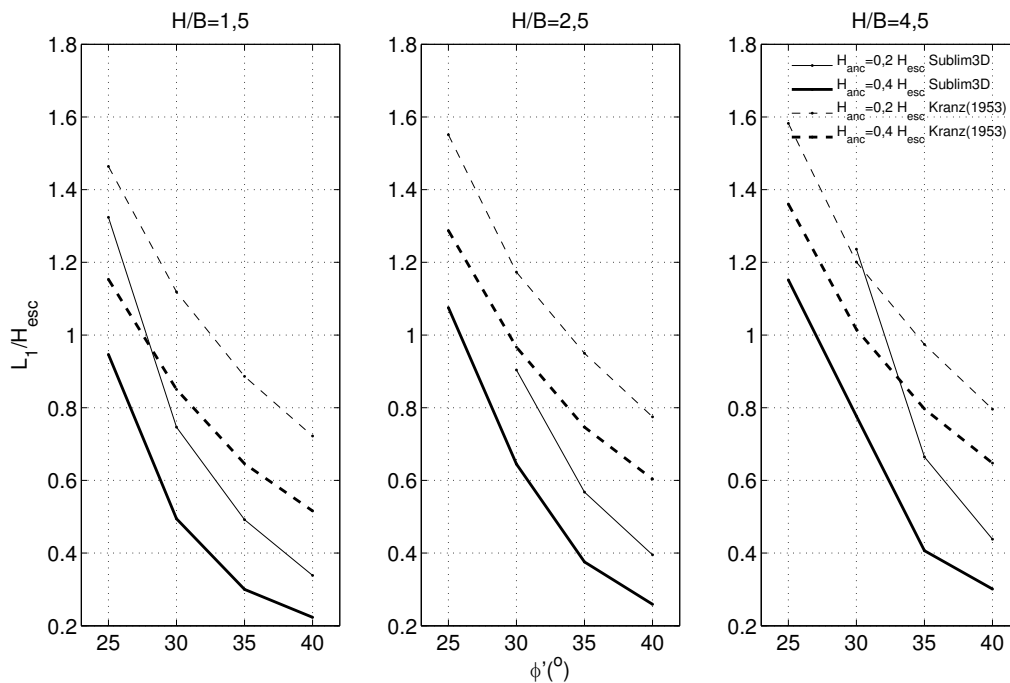


Figura 4.32: Comparação entre as posições de auto-equilíbrio para as diferentes geometrias consideradas em estudo obtidas numericamente e através do método de Kranz (1953) em função do ângulo de resistência ao corte do solo.

Conforme se pode ver no gráfico da figura 4.32, cada geometria do problema assume uma posição diferente da viga para a estabilização do conjunto estrutural. A mesma relação H/B não é condição suficiente para que a estabilidade se verifique para a mesma posição da viga, sendo preciso verificar em simultâneo a mesma relação H_{anc}/H_{esc} . Constata-se, como expectável, que considerando o mesmo ângulo de resistência ao corte, a diminuição da relação H/B é acompanhada de uma diminuição do comprimento livre mínimo aplicável ao tirante.

Outra das observações que se pode fazer a partir da leitura da figura 4.32, é que o programa de elementos finitos oferece em todos os casos estudados soluções inferiores às obtidas pelo método de Kranz(1953). Assim, pode-se concluir que a solução do método de Kranz é excessivamente conservativa. Diferença essa que pode ser motivada pelo facto do estudo numérico considerar mecanismos otimizados enquanto que no método analítico o mecanismo é definido *à priori*, o que reduz os graus de liberdade ao mecanismo. Estas diferenças nos resultados podem ainda ter origem no facto de se admitir a mesma altura da cortina nos cálculos analíticos e numéricos, considerando dois ângulos de δ_a diferentes. Enquanto no primeiro o parâmetro δ_a é reduzido consoante o método descrito em 2.2.2, o segundo toma o valor de ϕ' .

Capítulo 5

Proposta para a determinação da força mobilizável na ancoragem

5.1 Introdução

Para finalizar o trabalho elabora-se uma proposta para a determinação da força mobilizada pela ancoragem F_{anc} em função do comprimento livre.

No capítulo anterior notou-se que as posições da viga que se consideram ter mais importância do ponto de vista do conjunto estrutural, nomeadamente a posição que garante o seu auto-equilíbrio e a posição que permite maior mobilização da resistência, sofrem alterações notórias consoante as considerações de geometria e de resistência utilizadas.

No presente capítulo procura-se compilar os resultados para a capacidade de carga das ancoragens através dos valores das forças de colapso obtidos no capítulo anterior e compará-los com os resultados de Merifield e Sloan (2006). Para além disso, são realizadas novas modelações do problema. Essas modelações são consideradas de forma a reproduzir as condições utilizadas por Merifield e Sloan (2006). Os resultados obtidos a partir das modelações adicionais são também comparados com os valores da bibliografia que se acaba de mencionar.

5.2 Determinação de factores de arrancamento a partir de $F_{colapso}$ (Sublim3D)

Merifield e Sloan (2006) determinam o factor de arrancamento de ancoragem vertical N_γ , conforme descrito na secção 2.3.2. Por sua vez, os resultados obtidos no capítulo anterior dizem respeito à força necessária aplicar directamente sobre a cortina para que se dê o colapso da estrutura. Os resultados obtidos pelos dois métodos não são, portanto, directamente comparáveis.

Para comparar os diferentes métodos há que determinar os valores de arrancamento

da viga proveniente dos resultados de $F_{colapso}$ obtidos no capítulo 4, força representada na figura 5.1 por F_{anc}^1 .

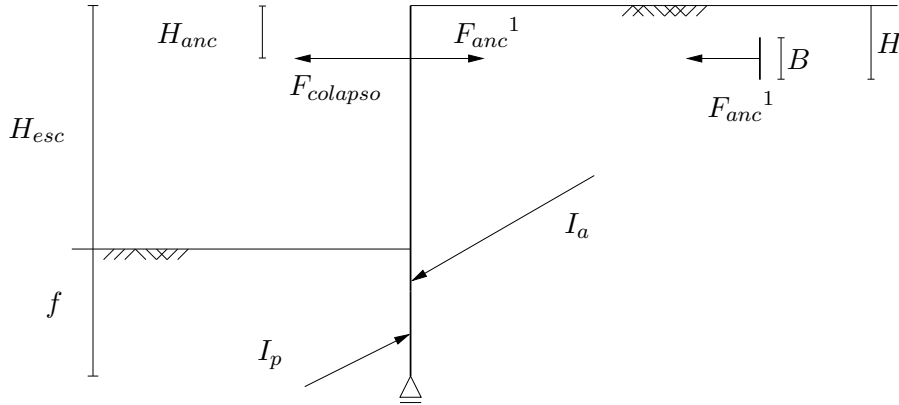


Figura 5.1: Diagrama utilizado para determinar os valores de capacidade de carga das ancoragens recorrendo aos valores de $F_{colapso}$ obtidos no capítulo 4.

Assim, através das equações de equilíbrio de forças horizontais ou de momentos, por exemplo, em relação ao CR de cada mecanismo, determina-se F_{anc}^1 .

$$\begin{aligned} \sum M_{cir} &= 0 \\ F_{anc}^1 &= F_{colapso} \Delta_{cir_y} + I_a \cos(\delta_a) \Delta_{cir_y} \\ -I_p \cos(\delta_p) \Delta_{cir_y} - I_a \sin(\delta_a) \Delta_{cir_x} - I_p \sin(\delta_p) \Delta_{cir_x} \end{aligned} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} \sum F_H &= 0 \\ F_{anc}^1 &= F_{colapso} + I_a \cos(\delta_a) - I_p \cos(\delta_p) \end{aligned} \quad (5.2)$$

onde os valores de I_a e I_p correspondem a valores calculados anteriormente na secção 2.2.2 e $F_{colapso}$ aos resultados apresentados na tabela 4.23. Note-se que os valores de F_{anc}^1 são os mesmos quer sejam determinados a partir equação 5.1 ou 5.2, como se pode verificar a partir da figura 5.2.

Para comparar os valores das forças mobilizadas pela ancoragem através do método que se acaba de descrever com os resultados apresentados na figura 2.9, os valores de F_{anc}^1 são reduzidos a factores de arrancamento N_γ^1 . Assim:

$$N_\gamma^1 = \frac{F_{anc}^1}{\gamma HB} \quad (5.3)$$

Em seguida, na figura 5.3, apresenta-se em simultâneo os resultados das forças de colapso da estrutura e das forças de arrancamento da viga de ancoragem, F_{anc}^1 para o caso base apresentado na figura 4.1. A sua observação mostra, como era de esperar, que o valor das forças mobilizadas pela viga de ancoragem são muito

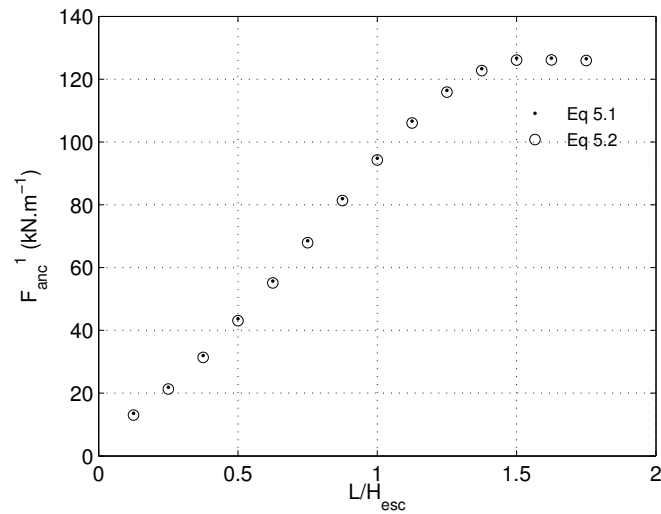


Figura 5.2: Forças mobilizadas pela ancoragem obtidas através das equações de equilíbrio de forças horizontais e de momentos para uma escavação com geometria equivalente ao caso base.

superiores aos valores da força de colapso do conjunto, embora apresentem um andamento semelhante e paralelos entre si, em função do comprimento livre do tirante.

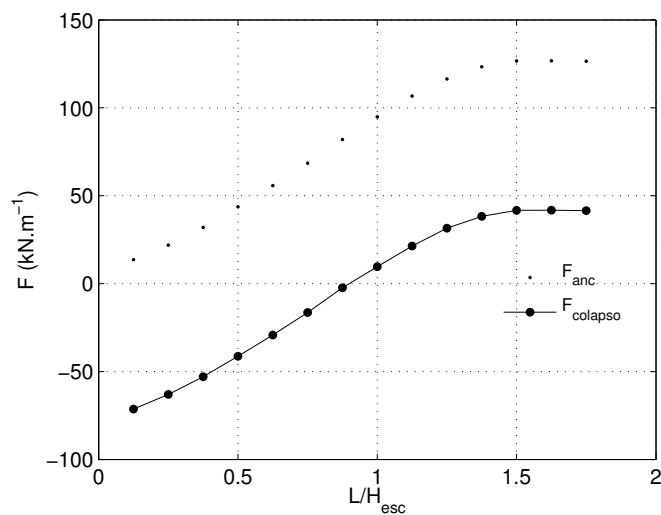


Figura 5.3: Sobreposição das forças de colapso da estrutura e das forças mobilizadas pela respectiva ancoragem em função da distância da viga à parede, para o caso base.

Considere-se as restantes alturas de escavação, mantendo as razões geométricas da viga do caso base. Na figura 5.4 apresentam-se os resultados obtidos para a divisão das forças de arrancamento da viga pelos respectivos valores de γHB , em função do comprimento livre da ancoragem.

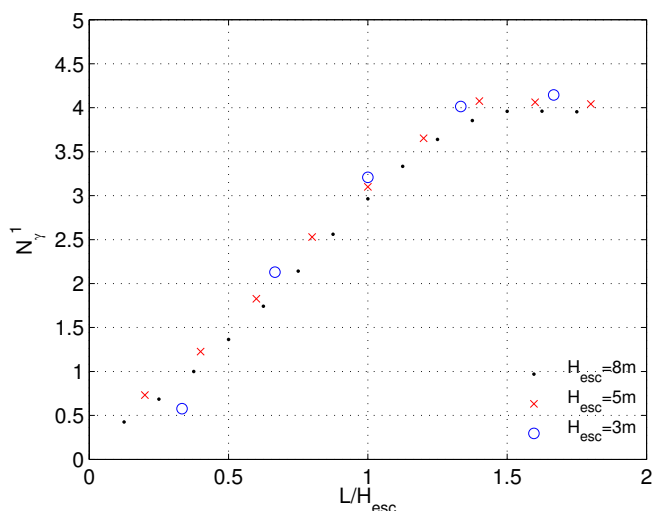


Figura 5.4: Factores de arrancamento N_{γ}^1 , para um solo com $\phi' = 30^\circ$, em função da distância da viga à parede, para os diferentes H_{esc} e H/B .

A partir da observação da figura 5.4 é evidente que também existe uma sobreposição de valores de N_{γ}^1 entre as diferentes alturas da cortina. Isto significa que, ao manter a relação geométrica cortina/viga, é possível escrever F_{anc} a partir de uma única curva.

5.3 Modelos para determinar N_{γ} directamente partir do Sublim3D

Admita-se agora que ao modelo 1b), descrito na secção 3.6, são realizadas algumas alterações de modo a que este seja apenas constituído pelos elementos estruturais viga e solo, como ilustrado na figura 5.5, passando a designar-se modelo 2.

Pretende-se, com este modelo adicional, determinar os valores e os mecanismos das respectivas forças de arrancamento directamente do programa Sublim3D, sem necessidade de recorrer às equações de equilíbrio 5.1 ou 5.2.

Os cálculos efectuados no modelo 2 procuraram garantir as mesmas relações geométricas H/B apresentadas na tabela 4.1. Assume-se que o modelo 2 tem os mesmos modelos de comportamento da viga e do solo, assim como a malha de

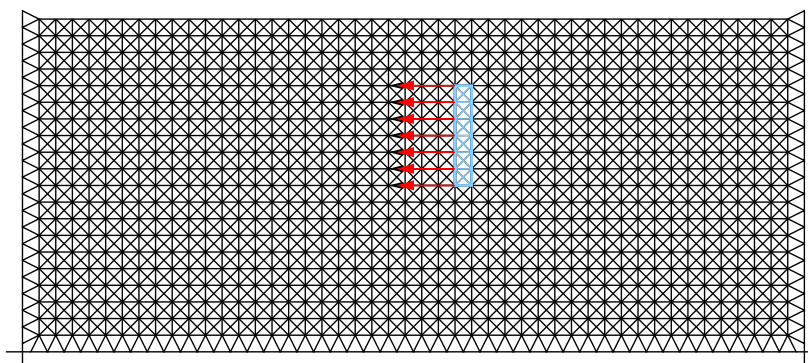


Figura 5.5: Modelo 2 considerado para a determinação de F_{anc}^2 utilizado para comparar com a modelação de Merifield e Sloan (2006).

elementos finitos quadrada é estruturada da mesma forma que nos modelos 1. As condições de fronteira estão representadas de forma a impedir os deslocamentos do solo nas zonas laterais e da base inferior. A grande diferença relativamente ao modelo anterior reside no facto de neste caso o carregamento λF_λ ser aplicado directamente sobre a viga, não considerando o efeito da escavação nem da cortina, resultando imediatamente no valor das forças mobilizadas pela viga de ancoragem e o respectivo mecanismo de deformação correspondente à distância L_2 .

Para reproduzir no Sublim3D as condições e as restrições da modelação consideradas por Merifield e Sloan (2006) apresentadas na secção 2.3.2, foi considerado adicionalmente o modelo 3, ilustrado na figura 5.6. Este acrescenta ao modelo 2 a restrição ao deslocamento vertical dos elementos da viga.

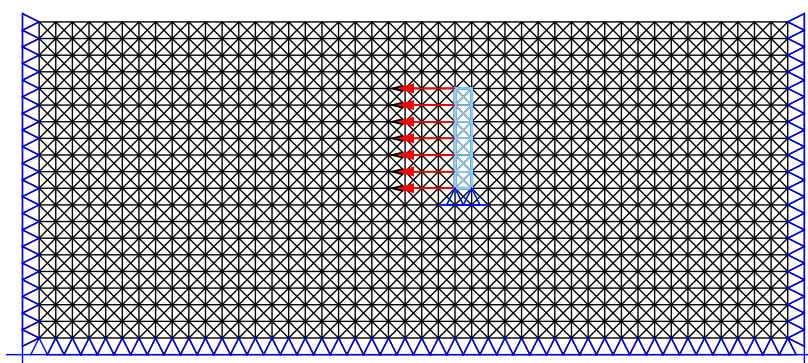


Figura 5.6: Modelo 3 considerado para a determinação de F_{anc}^3 utilizado para comparar com a modelação de Merifield e Sloan (2006).

Para proceder efectivamente à determinação da força de arrancamento são também efectuados três cálculos, considerando em cada um deles uma dimensão diferente para a malha quadrada, como explicado na secção 3.7.3. e obtém-se o valor final de

F_{anc}^2 e F_{anc}^3 , dependendo de qual for o modelo considerado.

5.4 Determinação de factores de arrancamento considerando a viga isolada (Sublim3D)

A força de arrancamento da ancoragem de qualquer um dos problemas de aplicação do modelos 1b) e 2 é posteriormente reduzida ao factor N_γ . Os resultados do trabalho de Merifield e Sloan (2006), são apenas referentes aos solos $\phi' = 30^\circ$ e $\phi' = 40^\circ$, conforme o disponibilizado. Os resultados são compilados nas figuras 5.7, 5.8 e 5.9, em função da relação H/B e da resistência do solo.

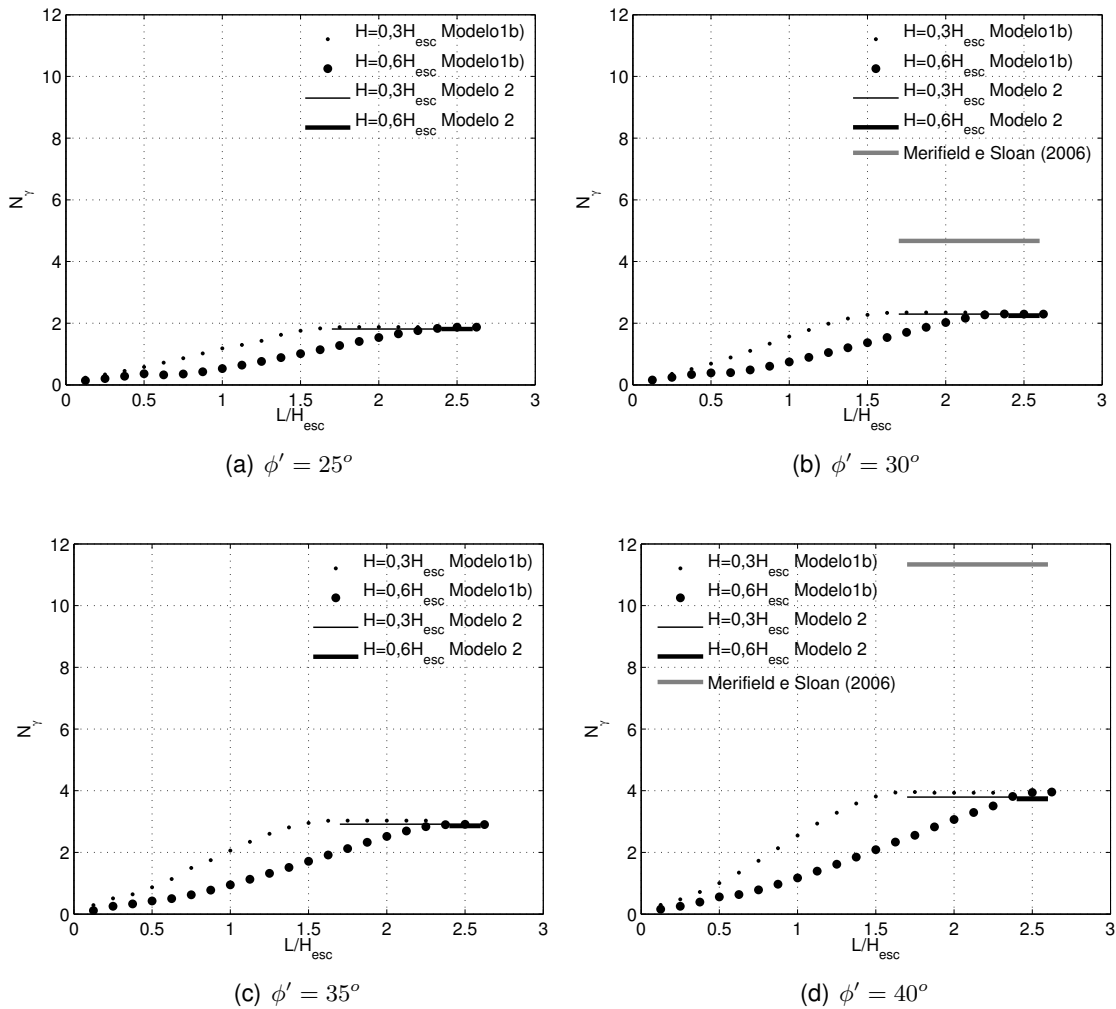


Figura 5.7: Factores de arrancamento N_γ em função da distância da viga à parede L/H_{esc} , cujo factor $H/B = 1,5$ em todos os ângulos de atrito considerados.

Os resultados do modelo 1b) estão representado nas figuras, de forma discreta, e

5.4 Determinação de factores de arrancamento considerando a viga isolada (Sublim3D)75

os factores de arrancamento do modelo 2 e de Merifield e Sloan (2006), que dizem respeito à maior força possível de mobilizar e, portanto, referem-se à posição da viga L_2 , são representados na figura por uma linha contínua.

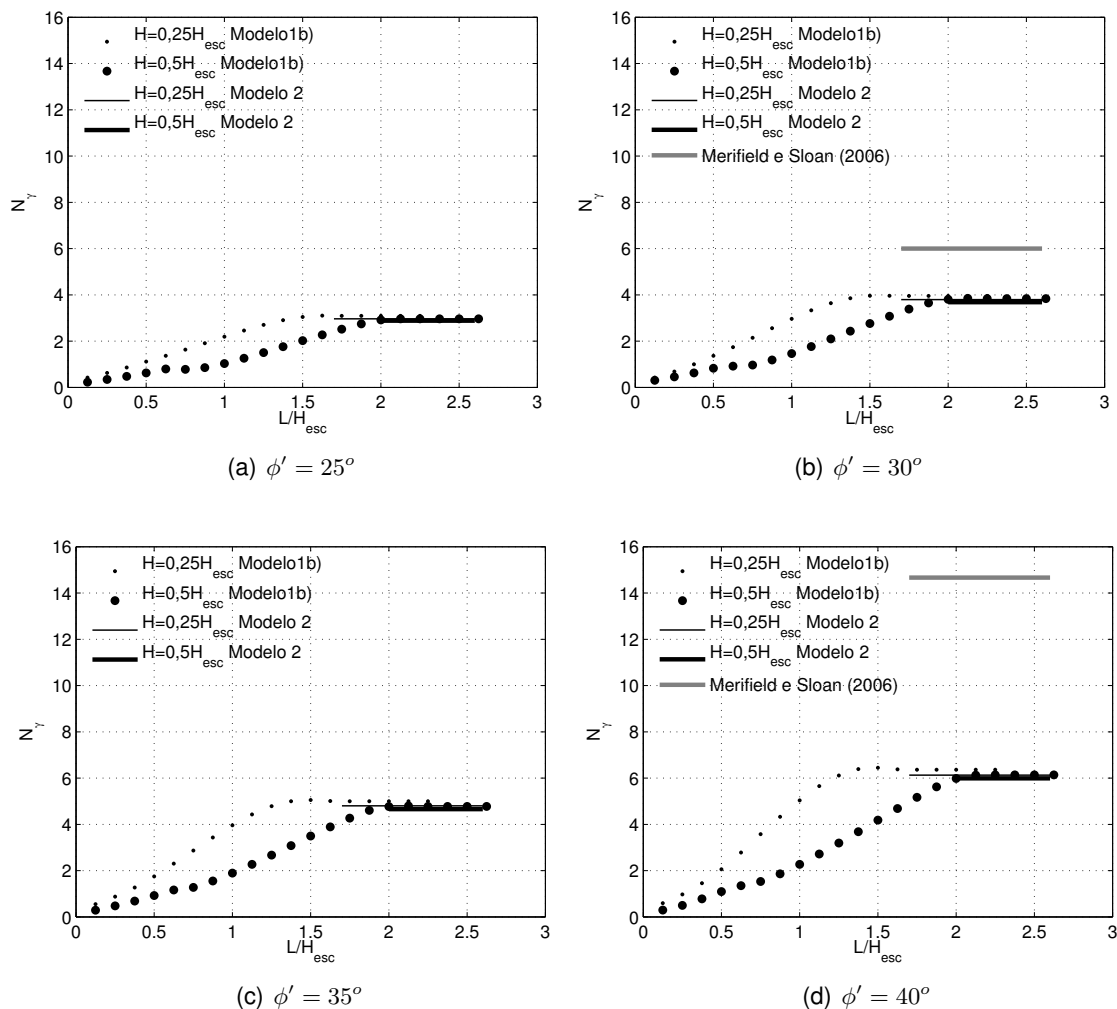


Figura 5.8: Factores de arrancamento N_γ em função da distância da viga à parede L/H_{esc} , cujo factor $H/B = 2,5$ em todos os ângulos de atrito considerados.

Como era de esperar, qualquer que seja o método de determinação de factores escolhido, o aumento do valor do ângulo de resistência ao corte assim como o aumento com a relação H/B , conduz ao aumento da força de arrancamento da viga e, por conseguinte, são atingidos valores N_γ mais elevados.

Ao considerar profundidades de instalação e alturas de vigas de ancoragens diferentes é possível atingir os mesmos factores de arrancamento para a posição da viga igual L_2 , isto se for garantido que a relação H/B se mantém.

Esta análise permite ainda verificar que os mecanismos de colapso desenvolvidos

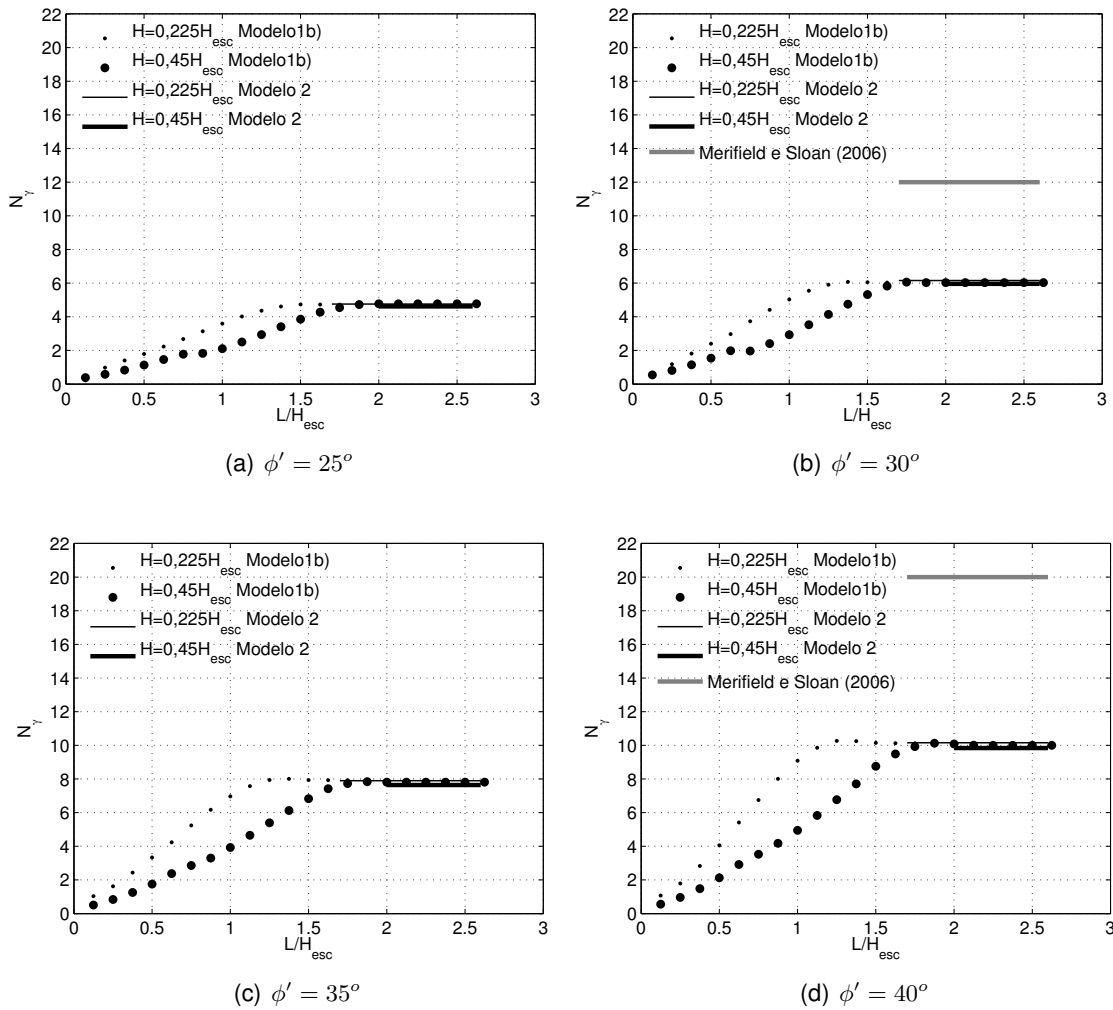


Figura 5.9: Factores de arrancamento N_γ em função da distância da viga à parede L/H_{esc} , cujo factor $H/B = 4,5$ em todos os ângulos de atrito considerados.

na zona da viga, assim como os valores obtidos para a sua capacidade de carga são praticamente idênticos para os modelos 1b) e 2, mas muito inferiores aos apresentados em Merifield e Sloan (2006). Esta situação prende-se pelo facto de existirem diferenças significativas entre as condições cinemáticas admitidas para a viga do modelo 1b) ou 2 e em Merifield e Sloan (2006). Os referidos autores consideram apenas um deslocamento de translação horizontal para a viga, o que leva a uma redução dos graus de liberdade do modelo, enquanto as modelações utilizadas até agora no presente documento não consideram quaisquer restrições ao seu deslocamento.

Uma vez que os resultados de F_{anc} do modelo 2 são idênticos aos do modelo 1b) assim como os mecanismos de deformação na envolvente da viga associados à posição L_2 , como se terá oportunidade de ver em seguida, considere-se apenas os resultados do modelo 2. Nas figuras 5.10, 5.11, 5.12 e 5.13 estão apresentadas

5.4 Determinação de factores de arrancamento considerando a viga isolada (Sublim3D)77

as superfícies plásticas da zona do solo que envolve todas as geometrias da viga analisadas e dizem respeito aos ângulos de resistência ao corte considerados no estudo de 25, 30, 35 e 40°, respectivamente. A legenda das figura mantêm-se igual a:

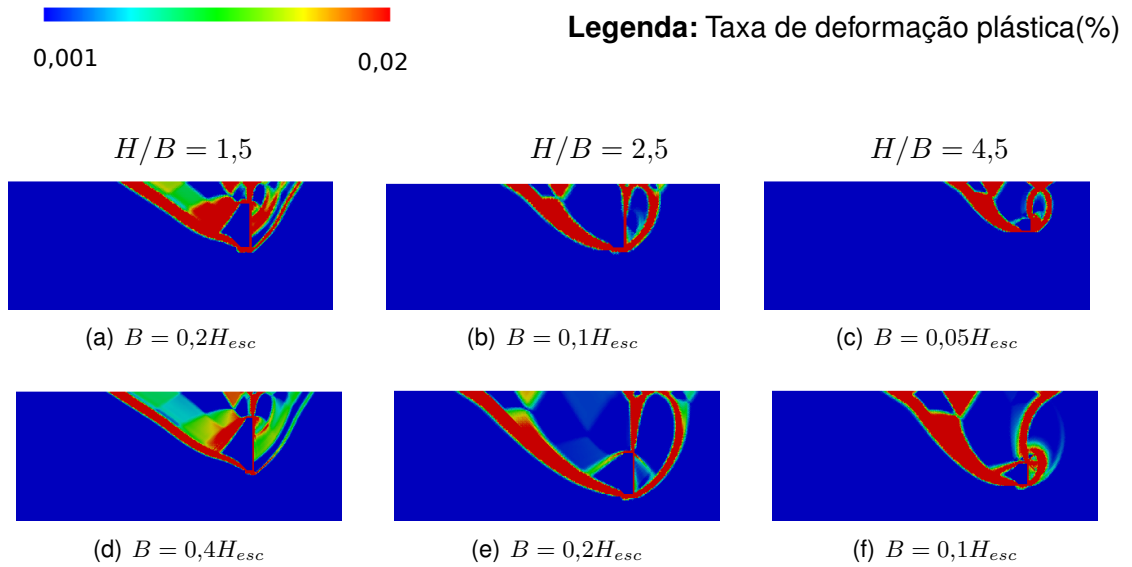


Figura 5.10: Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 25^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.

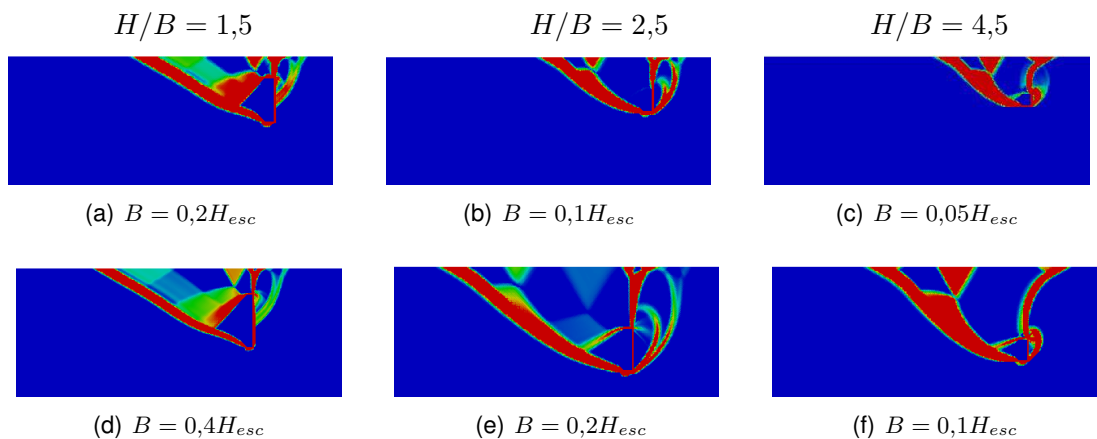


Figura 5.11: Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 30^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.

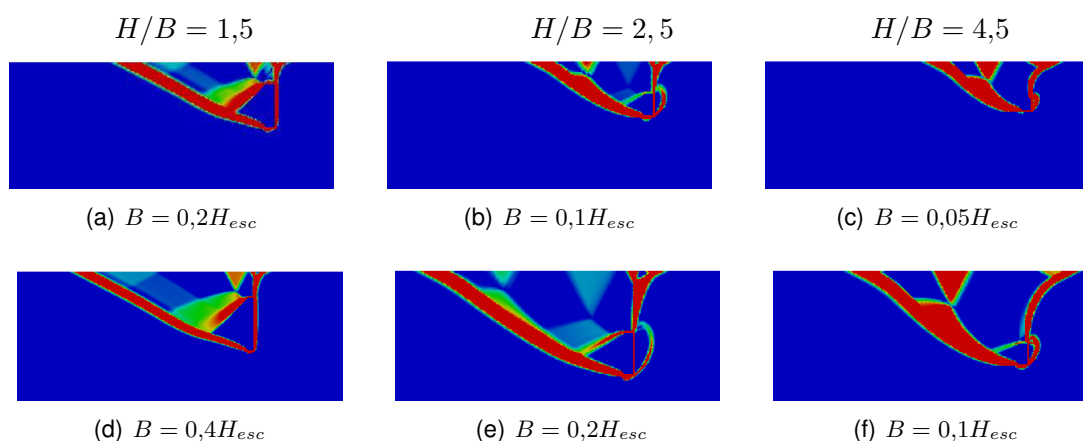


Figura 5.12: Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 35^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.

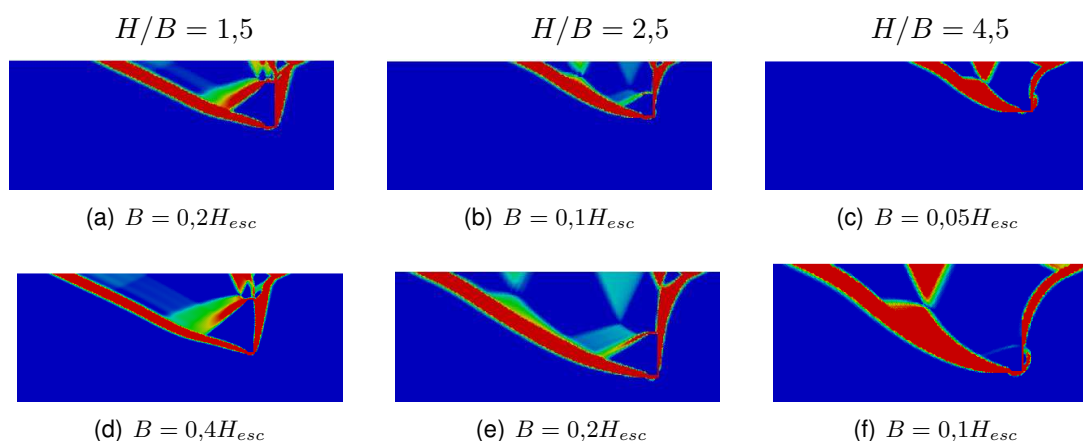


Figura 5.13: Zonas plásticas produzidas na envolvente da viga na zona de maior eficiência da ancoragem, num solo com $\phi' = 40^\circ$ para todas as relações geométricas consideradas em estudo.

A observação das figuras 5.10, 5.11, 5.12 e 5.13 permite identificar que existem semelhanças entre os mecanismos formados para os casos que partilham a mesma relação H/B . Em particular, no caso de $\phi' = 30$, constata-se que os mecanismos formados são iguais aos já mostrados na figura 4.20. De uma forma geral, do ponto de vista da variação do ângulo de resistência ao corte, constata-se que as cunhas formadas são bastante semelhantes e, portanto, a relação H/B revela ter grande importância no desenvolvimento destas; formando para cada relação uma cunha característica.

5.5 Consideração das restrições cinemáticas do modelo de Merifield e Sloan

Veja-se agora o exemplo apresentado na figura 5.14. Este modelo diz respeito a um dos casos exemplificados em Merifield e Sloan (2006), e como tal, considera a não existência de deslocamento vertical da viga. A plotagem representa um diagrama de velocidades referente ao teorema da região superior executada no referido trabalho. No exemplo apresentado, a viga está definida pela relação $H/B = 2$ e encontra-se embutida num solo com $\phi' = 20^\circ$ e $\gamma = 20kN/m^3$, da qual resulta um factor de arrancamento $N_\gamma = 2,36$.

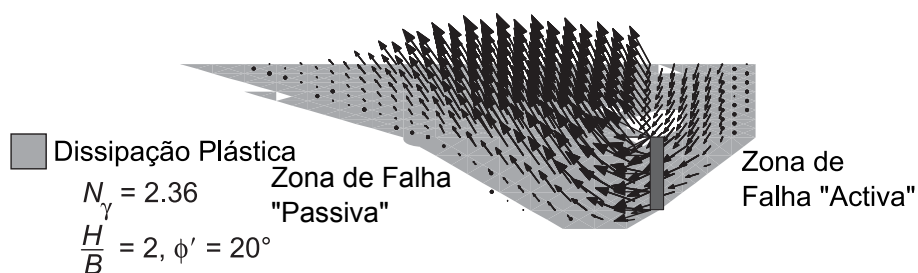


Figura 5.14: Esquema da energia dissipada e mecanismo associado à aplicação de um deslocamento horizontal constante num solo com as propriedades $\phi' = 20^\circ$ e $H/B = 2$, adaptado de Merifield e Sloan (2006).

Dentro dos cálculos apresentados na secção 4.3.1, não existe nenhuma geometria ou mesmo ângulo de resistência ao corte do solo que iguale os parâmetros do esquema apresentado na figura 5.14. Assim, para utilizar os dados da figura 5.14 como base de comparação, é realizado um novo estudo considerando os Modelos 2 e 3 e atribuindo-lhes as mesmas propriedades de materiais. Assim, para se obter uma razão $H/B = 2$, posiciona-se a base da viga a uma profundidade $H = 2,0m$, admitindo $B = 1,0m$ e $g = 0,2$. Veja-se o esquema representado na figura 5.15.

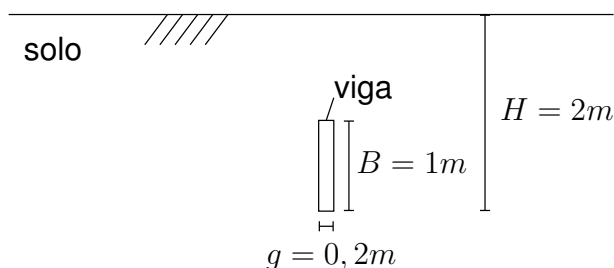


Figura 5.15: Esquema da geometria utilizada no Sublim3D para comparar os resultados das forças mobilizadas pela ancoragem através dos diferentes métodos.

Nas figuras 5.16 e 5.17 são ilustrados os mecanismos de deformação resultantes da plotagem dos cálculos efectuados através Sublim3D, correspondendo a primeira figura ao Modelo 2 e a outra ao Modelo 3. Lembre-se que a primeira não impõe qualquer resistência aos deslocamentos da viga enquanto a segunda impede os seus deslocamentos na direcção vertical.

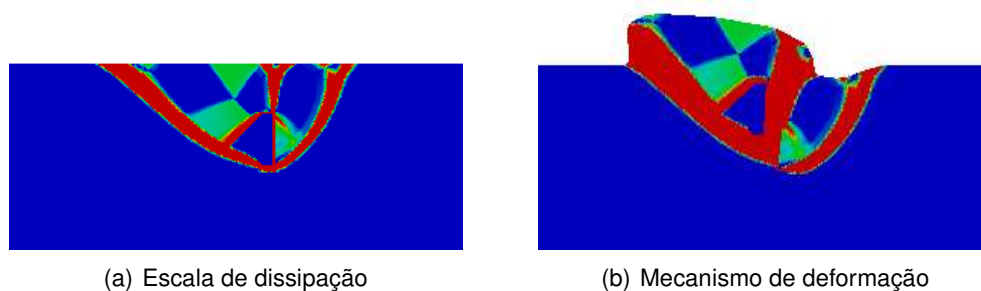


Figura 5.16: Energia dissipada e mecanismo associado sem restrições na base da placa para $\phi' = 20^\circ$ e $H/B = 2$.

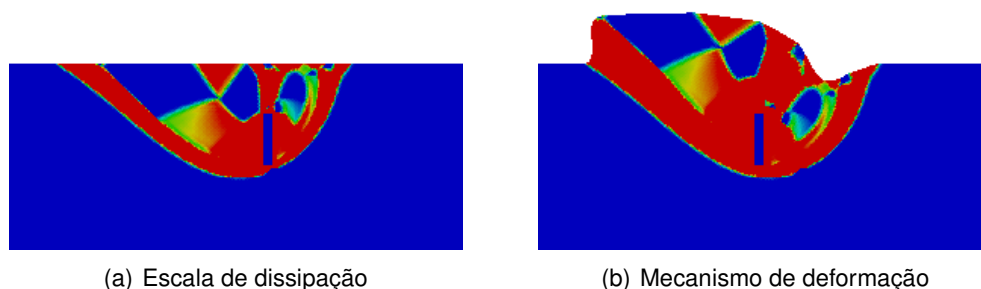


Figura 5.17: Energia dissipada e mecanismo associado com restrições na placa para $\phi' = 20^\circ$ e $H/B = 2$.

A consideração de restrições do movimento da viga (representado pelo Modelo 3) provoca alterações nos respectivos mecanismos, notando-se que a diminuição dos graus de liberdade do problema resulta na mobilização de uma cunha passiva de solo maior e atinge a superfície do terraplino a uma maior distância relativamente ao caso em que viga não sofre restrições (Modelo 2).

O gráfico da figura 5.18 permite então observar a diferenças entre os factores de arrancamento obtidos para as diferentes modelações utilizadas para este estudo. Resumidamente, do Modelo 2 apresentado na figura 5.16, resulta num factor de arrancamento $N_\gamma^2 = 1,82$, enquanto do Modelo 3 resulta $N_\gamma^3 = 2,42$, valor que se considera ser da mesma ordem de grandeza daquele atingido por Merifield e Sloan (2006), ou seja, $N_\gamma = 2,36$.

A diferença entre os N_γ obtidos pelos Modelos 3 e Merifield e Sloan (2006) pode dever-se ao facto dos referidos autores no seu estudo desprezarem o efeito da espessura da viga sobre os cálculos. Sabe-se que a consideração da espessura

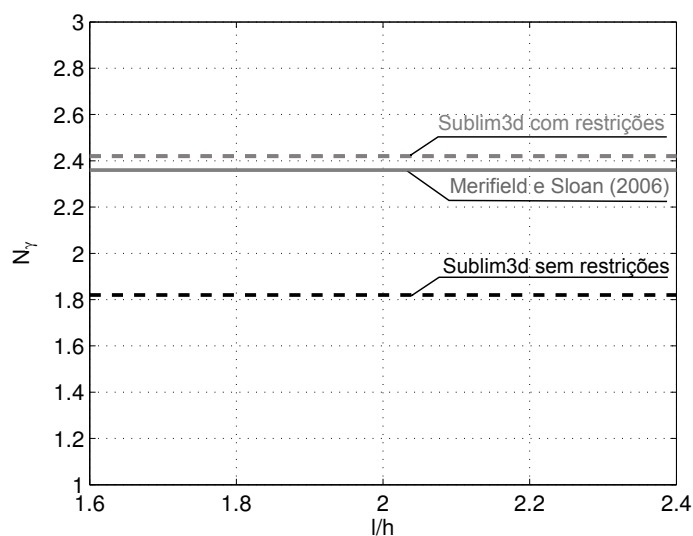


Figura 5.18: Resultados obtidos para as diferentes modelações do problema.

da viga é acompanhada de um aumento das resistências ao colapso. Desta forma $g = 0,2m$, oferece maior resistência que a situação onde a espessura é desprezada significando que, se eventualmente a espessura g considerada fosse menor, os resultados possivelmente encontrar-se-iam mais próximos daqueles determinados por Merifield e Sloan (2006). Esta análise permite concluir ainda que os valores de resistência oferecida pelas vigas no trabalho de Merifield e Sloan (2006) não são de todo conservativos, oferecendo valores muito superiores do que aqueles que se possam verificar na realidade, e portanto, poderá dizer-se que tais valores de resistência se encontram subdimensionados.

Propõe-se como possível alternativa aos factores colapso determinados em Merifield e Sloan (2006), os valores alcançados neste documento através do Sublim3D para a determinação da força mobilizável pela ancoragem, qualquer que seja a posição pretendida para a localização da viga, apresentados nas figuras 5.7, 5.8 e 5.9.

Capítulo 6

Conclusões e futuros desenvolvimentos

No dimensionamento de uma ancoragem a instalar numa cortina mono-apoiada devem-se garantir dois aspectos fundamentais: a força mínima necessária ao equilíbrio da estrutura e a determinação da localização da viga de ancoragem no terreno de forma a garantir a sua estabilidade.

O problema da determinação da carga última numa viga de ancoragem encerra um elevado grau de incerteza na sua previsão uma vez que os mecanismos de colapso associados à rotura não são bem conhecidos. A bibliografia refere que a maior parte dos estudos sobre a capacidade resistente última de vigas instaladas em terrenos com comportamento puramente friccional são feitos com recurso a estudos experimentais e numéricos, mas nem sempre de grande qualidade.

Quanto à análise de estabilidade em cortinas de contenção, os métodos tradicionalmente utilizados para a resolução deste tipo de problema acusam alguma falta de unanimidade, dependente do autor que os mencionam. Para além do recurso ao método tradicional na análise desta questão, recorre-se normalmente a métodos baseados no equilíbrio limite, como é o caso particular do Método de Kranz.

Neste trabalho pretendeu-se fazer um estudo sobre o dimensionamento de vigas de ancoragem. A abordagem desta questão focou-se essencialmente em dois aspectos: analisar de que modo a geometria da viga e o comprimento livre influenciam a força que é necessária aplicar à cabeça de ancoragem de uma cortina mono-apoiada, no sentido do interior da escavação, por forma a provocar o colapso da estrutura; avaliar os respectivos mecanismos obtidos.

Assim, em primeiro lugar, a partir da construção de um modelo em elementos finitos para realizar cálculo numérico e utilizando uma aplicação do teorema cinemático da análise limite, foram realizadas análises considerando a variação de alguns parâmetros, nomeadamente do ângulo de resistência ao corte do solo, peso volúmico e de geometria da estrutura (a profundidade de instalação e dimensão vertical da viga e espessura da cortina).

Em resumo, os resultados desta análise paramétrica permitem concluir que para cada relação geométrica do problema é possível obter uma curva que traduza o valor das forças de colapso em função do factor γH_{esc}^2 . Estes resultados permitiram constatar que embora o ângulo de resistência ao corte influencie a distância a partir da qual se garante o equilíbrio estável do conjunto, não tem efeito relevante sobre a posição da viga de ancoragem capaz de mobilizar a sua máxima resistência. Para além disso, nota-se que o parâmetro da profundidade de instalação da viga é, sem dúvida, o factor que mais influência tem sobre a resistência da estrutura, isto porque a análise das forças de colapso obtidas revelaram aumento bastante significativo relativamente à instalação superficial.

Quando comparados os valores da reacção de apoio R_A , obtidos de acordo com o método descrito em Godinho (2009), e o valor da força na ancoragem sem consideração da viga obtido através do programa Sublim3D, constata-se que existe proximidade entre os resultados das vigas instaladas a menores profundidade, embora os primeiros sejam sempre superiores aos segundos. Nos casos analisados em que a viga é instalada a profundidades maiores, a diferença entre os resultados aumenta cerca de 10%.

A partir dos resultados da análise numérica relativos à posição da viga que confere um equilíbrio estável à estrutura é possível obter distâncias mais curtas entre a viga e a cortina, relativamente aos métodos apresentados na bibliografia, nomeadamente o método proposto por Kranz em 1953.

Outra das conclusões que foram tiradas a partir das curvas das forças de colapso é que nem todas as soluções geométricas são adequadas para garantir que se estabilize a estrutura. Concretamente, no caso de uma cortina a suportar um solo caracterizado por uma resistência inferior a 25° , em que a aplicação da ancoragem é feita a uma profundidade igual a pelo menos 20% da altura da respectiva escavação, não se deve utilizar vigas com dimensões inferiores a 10% do seu tamanho, uma vez que não existem garantias de que estas permitam ao solo desenvolver tensões que confirmem estabilidade ao conjunto.

Face aos mecanismos de colapso produzidos, as análises realizadas para o caso da aplicação da ancoragem à profundidade $0,2H_{esc}$ mostram que, para qualquer que seja o comprimento livre considerado, o deslocamento da cortina é essencialmente fruto da rotação em torno da base da cortina. Já os mecanismos desenvolvidos por estruturas cujas ancoragens se encontram a uma profundidade igual a $0,4H_{esc}$, à medida que a placa se afasta da parede, alteram sucessivamente a posição do seu centro de rotação. No que diz respeito às posições intermédias da viga, a componente de translação do movimento aumenta significativamente. Nestes casos, a alteração do tipo de mecanismo dá-se bruscamente para uma determinada posição da viga, qualquer que seja o ângulo de resistência ao corte do solo.

O estudo que avalia a influência da variação da espessura da cortina, permitiu verificar que a consideração diferentes valores de e , é acompanhada pela alteração

do valor das forças de colapso assim como dos mecanismos gerados. Conclui-se que o aumento da espessura permite definir uma posição da viga que garanta a estabilidade cada vez mais perto da cortina. No entanto, quando a viga de ancoragem atinge L_2 , os mecanismos formados, assim como a posição do CR tendem a manter-se praticamente idênticos para qualquer que seja a espessura da considerada. No entanto, não foi possível confirmar nenhuma tendência superior ou inferior do valor $F_{máx}$. Assim, ao determinar a localização de uma viga de ancoragem em funcionamento numa cortina mono apoiada, há que ter em atenção a espessura da cortina a considerar, uma vez que esta decisão pode permitir encurtar o comprimento dos tirantes. Para obter correlações mais realistas, face a estes resultados julga-se adequado considerar menores valores de δ , podendo inclusive ser realizada uma análise tridimensional, aproveitando as ferramentas do programa Sublim3D. Adicionalmente, isto permitiria avaliar e compreender se esta condição continua a gerar rotações em torno da base, uma vez que o comprimento admitido para a ficha será maior.

Pretendeu-se ainda determinar o valores da força de arrancamento da viga de ancoragem assim como os seus mecanismos de colapso. Para diferentes condições geométricas e de fronteira foram comparados os resultados obtidos com os de Merifield e Sloan (2006).

Apresenta-se uma proposta para a determinação da força de arrancamento da viga de ancoragem, tendo em consideração os diferentes aspectos geométricos e de resistência do conjunto estrutura de suporte-terreno.

Futuramente, será desejável a realização de um estudo sistemático das forças de arrancamento de vigas de ancoragem, assim como a influência dos aspectos tridimensionais sobre o valor destas forças de ancoragem.

Bibliografia

- Akinmusuru, J. O. (1978). Horizontally loaded vertical plate anchors in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(2):283-286.
- Bowles, J. E. (2001). *Foundation Analysis and Design*. Mac-Graw Hill.
- Caquot, A., Kérisel, J., e Absi, E. (1973). *Tables de butée et de poussée*. Gauthier-Villars.
- Costet, J. e Sanglerat, G. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols*, volume 2, Calcul des Ovrages. Dunod, Paris.
- Das, B. M. (2007). *Earth anchors*. J. Ross Publishing.
- Deusdado, N. A. M. (2011). Cargas de colapso de sistemas de alvenaria. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Dickin, E. A. e Leung, C. F. (1983). Centrifuge model tests on vertical anchor plates. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 109(12):1503–1525.
- Fang, H. Y. (1991). *Foundation Engineering Handbook*. Kluwer Academic Publishers.
- Frank, R., Bauduin, C., Criscoll, R., Kavvas, M., Ovensen, N. K., Orr, T., and Schuppener, B. (2004). *Designers Guide to EN 1997-1 - Eurocode 7: Geotechnical design - General Rules*. Thomas Telford Publishing, London, First Edition.
- Godinho, P. (2009). Métodos de dimensionamento de cortinas de contenção autoportantes e mono-apoiadas: o problema das cargas verticais. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Hoshiya, M. e Mandal, J. N. (1984). Some studies of anchor plates in sand. *Soils and Foundations*, 24(1):9–16.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Mendes, F. B. (2010). O uso da ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.
- Merfield, R. S. e Sloan, S. W. (2006). The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(8):852–868.

- Merifield, R. S., Sloan, S. W., e Yu, H. S. ((2001)). Stability of plate anchors in undrained clay. *Geotéchnique*, 51(No. 2):141–153.
- Murray, E. J. e Geddes, J. D. (1989). Resistance of passive inclined anchors in cohesionless medium. *Geotéchnique*, 39(3):417–431.
- Neely, W. J., Stuart, J. G., e Graham, J. (1973). Failure loads of vertical anchor plates in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 99(9):669–685.
- Nunes, J. F. V. (2011). Análise limite aplicada ao estudo tridimensional de paredes de alvenaria. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Rowe, R. K. e Davis, E. H. (1982). The behaviour of anchor plates in sand. *Geotéchnique*, 32(1):25 – 41.
- Silva, M. (2009). *Implementação numérica tridimensional do teorema cinemático da Análise Limite*. Tese de Douturamento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Terzaghi, K. (1945). *Mecânica teorica de los suelos*. ACME Agency.
- Vaz, D. (2011). Desenvolvimento de uma técnica de refinamento adaptativo hierárquico de malhas estruturadas em análise limite. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Yu, L., Liu, J., jing Kong, X., e Hu, Y. (2009). Three-dimensional numerical analysis of the keying of vertically installed plate anchors in clay. *Computers and Geotechnics*, 36(4):558 – 567.