



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Diogo António Teles Rodrigues

A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS EM TALUDES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor José Carlos Duarte Grazina e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Fevereiro de 2020

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

Diogo António Teles Rodrigues

A capacidade de carga de fundações superficiais em taludes

Bearing capacity of shallow foundations in slopes

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa e pelo Professor Doutor José Carlos Duarte Grazina

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

fevereiro de 2020

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

É com enorme sentimento de dever cumprido que agradeço a todas as pessoas envolvidas nos meus últimos anos de vida, nomeadamente os anos em que frequentei a Universidade de Coimbra.

Ao Professor Almeida e Sousa, que torna as suas aulas muito mais interessantes com o seu modo de se expressar e interagir perante os seus alunos.

Ao Professor José Grazina, por toda a disponibilidade e apoio demonstrados ao longo destes últimos meses.

A todos os colegas e professores do perfil de Geotecnia, pela boa disposição e entreatajuda que fizeram com que este último ano de mestrado tenha sido excelente.

À universidade de Coimbra, que me deu a oportunidade de frequentar este curso maravilhoso e encontrar pessoas que são atualmente fundamentais na minha vida.

A toda a minha família, nomeadamente aos meus pais e à minha irmã, por todo o apoio que me deram ao longo destes anos de academia e por todas as vezes que me deram uma palavra ou um conselho quando era necessário.

A todos os meus colegas de faculdade e amigos, tanto de São Pedro do Sul como de Coimbra, pelos momentos passados e pelos momentos que virão no futuro. É uma sorte ter pessoas destas comigo, e espero que isso se mantenha por muitos anos.

A todos estes e aos que não foram mencionados, o meu mais sincero obrigado!

RESUMO

Por vezes, torna-se necessário realizar estruturas em locais onde a capacidade de carga das fundações não seja a adequada, no entanto, algumas dessas construções tornam-se imprescindíveis para a população e para a melhoria de serviços à comunidade em geral, como é o exemplo da construção de uma estrutura rodoviária junto a um talude ou uma encosta. No entanto, a sua realização poderá originar situações não desejáveis, como o escorregamento de terras. Sendo assim, é fundamental analisar todas as variáveis que poderão tornar-se um obstáculo à execução deste tipo de infraestruturas.

Esta dissertação, tem como principal objetivo avaliar a redução da capacidade de carga de fundações superficiais contínuas devido à proximidade de um talude. Para o efeito são utilizados métodos analíticos, como as metodologias de Meyerhof (1951 e 1955), Hansen (1970) e Vesic (1975), usualmente aceites pela comunidade científica, o método de equilíbrio limite, com recurso ao programa de cálculo SLIDE, e o método dos elementos finitos, utilizando o *software* PLAXIS (versão 8.6). A fim de se obter um resultado inicial de referência, foram também efetuados cálculos preliminares através de métodos analíticos e de elementos finitos, com o terreno horizontal.

As análises são efetuadas para fundações contínuas localizadas à superfície e para uma fundação com a sua base à profundidade de 1,5 m, a diferentes distâncias do topo do talude. Foi avaliada a influência, na capacidade de carga, da localização da fundação em relação ao talude, da inclinação do talude e do ângulo de resistência ao corte do maciço.

São expostas as metodologias de cálculo utilizadas, tanto para a situação da sapata assente num maciço horizontal como o caso da sapata na proximidade de um talude. Posteriormente, apresentam-se descrições dos programas computacionais referidos, os resultados obtidos por cada método, e efetuam-se análises paramétricas, com o objetivo de aferir as principais semelhanças e diferenças entre as metodologias utilizadas.

Na última parte do trabalho, apresentam-se as conclusões sobre o estudo realizado, adicionando algumas propostas para trabalhos futuros com o objetivo de melhorar o conhecimento relativamente ao tema.

PALAVRAS – CHAVE

Fundações diretas; capacidade de carga; taludes; métodos analíticos; métodos numéricos

ABSTRACT

Sometimes it is necessary to build structures in places where the foundations load capacity is not adequate, however, in some of those constructions become indispensable for the population and for the improvement of the services to their wider community, as is the example of building a road structure close to a slope or a hillside. However, their realization may lead to undesirable situations, like a landslide. Thus, it is crucial to analyze all the variables that may become an obstacle to create this type of infrastructures.

This dissertation has as the main purpose to evaluate the reduction of the load capacity of continuous superficial footings when they are close to a slope. To the effect, there are used analytical methods, has the Meyerhof (1951 and 1955), Hansen (1970) and Vesic (1975) methods, usually accepted by the scientific community, the limit balance method, using the SLIDE calculation program, and the finite element method, using PLAXIS *software* (version 8.6). With the purpose of a final reference result, preliminary calculations were also made using analytical and finite element methods, with the horizontal ground.

The analysis are made in continuous footings located at the surface and in a footing at a depth of 1.5 meters, at different distances of the slope top. It was evaluated the influence of the foundation location when related to the slope, the slope gradient and the cut resistance angle of the massif in the foundations load capacity.

There are exposed the calculations methodologies used, both for the foundation slab in a horizontal massif and for the case of a foundation slab close to a slope. After that, there are some descriptions of the computational *software* mentioned, the results achieved in each method, and there are made parametric analyses with the objective of understand the main similarities and differences between the methodologies used.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
Palavras – chave	iii
ABSTRACT	iv
Índice	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	iv
ÍNDICE DE QUADROS	vii
SIMBOLOGIA	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Estrutura da dissertação	5
2 Métodos analíticos para cálculo de capacidade de carga de sapatas	7
2.1 Conceitos gerais	7
2.2 Fundações diretas assentes em terrenos horizontais	8
2.3 Fundações diretas assentes na proximidade de taludes	11
3 Análises paramétricas	19
3.1 Caso de estudo	19
3.2 Aplicação do Método de Equilíbrio Limite	20
3.2.1 Descrição do programa de cálculo utilizado - SLIDE.....	20
3.2.2 Descrição das modelações numéricas.....	20
3.2.3 Resultados das modelações numéricas	22
3.3 Aplicação do Método dos Elementos Finitos	25
3.3.1 Descrição do programa PLAXIS; modelo constitutivo de modelação numérica	25
3.3.2 Descrição da modelação numérica	26
3.3.3 Resultados do Método dos Elementos Finitos.....	31
3.4 Aplicação dos Métodos Analíticos	36
3.4.1 Fundações em terrenos horizontais.....	36
3.4.2 Fundações na proximidade de taludes	38
4 Análise comparativa de resultados	51
4.1 Análise de um terreno horizontal.....	51

4.2	Análise de fundações nas proximidades de taludes	52
5	Conclusões.....	58
5.1	Considerações finais	58
5.2	Desenvolvimentos futuros	60
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Rotura do solo no Texas em 2014: (a) Vista inferior; (b) Vista superior (Capital Geotechnical Services PLLC).....	3
Figura 1.2 – Rotura do solo numa habitação no estado do Colorado (Capital Geotechnical Services PLLC)	3
Figura 2.1 – Modos de rotura de uma fundação superficial (adaptado de Lopes Pinto (2017))	8
Figura 2.2 – Zonas plastificadas (adaptado de Matos Fernandes (2011))	10
Figura 2.3 – Modos de rotura de uma fundação próxima de um talude (adaptado de Meyerhof (1951))	12
Figura 2.4 – Ábacos para a determinação dos fatores de capacidade de carga, N_{cq} e $N_{\gamma q}$ (adaptado de Meyerhof)	13
Figura 2.5 – Fatores de capacidade de carga N'_c e N'_q retirados de Bowles (1996).....	15
Figura 3.1 – Caso de estudo com a fundação: (a) à superfície; (b) à profundidade de 1,5 m	19
Figura 3.2 – Modelo representativo do SLIDE para uma fundação superficial	21
Figura 3.3 – Modelo representativo do SLIDE para uma fundação enterrada	21
Figura 3.4 – Esquema representativo da fundação enterrada com a camada de betão de 10 cm	21

Figura 3.5 – Modos de rotura e modo de rotura mais desfavorável para uma fundação superficial num solo com $\phi' = 40^\circ$, $\beta = 10^\circ$ e $b = 2\text{m}$	22
Figura 3.6 – Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 0$	23
Figura 3.7 – Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 1,5\text{ m}$	23
Figura 3.8 – Geometria da modelação no PLAXIS para $b = 2\text{ m}$: (a) $D = 0\text{ m}$; (b): $D = 1,5\text{ m}$...	27
Figura 3.9 – Condições de fronteira e malha de elementos finitos para $D = 1,5\text{ m}$	29
Figura 3.10 – Estado de tensão inicial, $D = 1,5\text{ m}$	29
Figura 3.11 – Terceira fase da modelação no PLAXIS de uma fundação enterrada $1,5\text{ m}$	30
Figura 3.12 – Relação de q_{ult} de uma fundação com ϕ' do solo dos resultados no PLAXIS ...	31
Figura 3.13 – Malha deformada na rotura (deslocamentos ampliados 20,0 vezes): (a) fundação à superfície, $q_{ult} = 551\text{ kPa}$; (b) fundação enterrada, $q_{ult} = 1587\text{ kPa}$	32
Figura 3.14 – Pontos plastificados na rotura: (a) modelo genérico, $D = 0$ e $q_{ult} = 551\text{ kPa}$; (b) ampliação da zona da fundação e do talude, $D = 0$; (c) modelo genérico, $D = 1,5\text{ m}$ e $q_{ult} = 1587\text{ kPa}$; (d) ampliação da zona da fundação e do talude, $D = 1,5\text{ m}$	32
Figura 3.15 – Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 0$	33
Figura 3.16 – Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 1,5\text{ m}$	33
Figura 3.17 – Relação N_γ com ϕ'	37
Figura 3.18 – q_{ult} de uma fundação num terreno horizontal pelos métodos analíticos	38
Figura 3.19 – Resultados de q_{ult} pela equação de Meyerhof (1951 e 1955) para $D = 0$: (a) $\phi' = 30^\circ$; (b) $\phi' = 35^\circ$; (c) $\phi' = 40^\circ$	41

Figura 3.20 – Resultados de q_{ult} pela equação de Meyerhof (1951 e 1955) para $D = 1,5$ m: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 35^\circ$; (c) $\varphi' = 40^\circ$ 41

Figura 3.21 – Valores de q_{ult} com a equação de Hansen modificada para $D = 0$: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 35^\circ$; (c) $\varphi' = 40^\circ$;45

Figura 3.22 – Valores de q_{ult} obtidos com a equação de Hansen modificada para $D = 1,5$ m: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 35^\circ$; (c) $\varphi' = 40^\circ$ 46

Figura 3.23 – Resultados através da equação de Vesic (1975) para: (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m....49

Figura 4.1 – Relação da redução da capacidade de carga (%) com a inclinação do talude, para $D = 0$: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 40^\circ$ 52

Figura 4.2 – Relação da redução da capacidade de carga (%) com a inclinação do talude, para $D = 1,5$ m: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 40^\circ$ 53

Figura 4.3 – Relação q_{ult} (kPa) vs b (m): (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m54

Figura 4.4 - Relação φ' ($^\circ$) vs b (m): (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m.....55

Figura 4.5 - Relação β ($^\circ$) vs b (m): (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m56

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Equações dos fatores de capacidade de carga de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975).....	11
Quadro 3.1 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ obtida pelo MEL (SLIDE)	24
Quadro 3.2 – Materiais utilizados no PLAXIS	28
Quadro 3.3 – Propriedades do elemento placa e da fundação de betão.....	28
Quadro 3.4 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ de uma fundação num terreno horizontal no PLAXIS.....	31
Quadro 3.5 – Relação dos resultados $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ de uma fundação próxima de um talude no PLAXIS	35
Quadro 3.6- Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 0$ pelo PLAXIS	35
Quadro 3.7.- Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 1,5$ pelo PLAXIS	35
Quadro 3.8 – Fatores de capacidade de carga de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) para uma fundação num terreno horizontal	37
Quadro 3.9 – Valores de $N_{\gamma q}$ (Meyerhof) de uma fundação próxima a um talude, para $D = 0$..	39
Quadro 3.10 – Valores de $N_{\gamma q}$ (Meyerhof) de uma fundação próxima a um talude, para $D = 1,5$ m	39
Quadro 3.11 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ pela equação de Meyerhof	42
Quadro 3.12 – Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 0$, pelo método de Meyerhof	43

Quadro 3.13 – Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 1,5$ m, pelo método de Meyerhof	43
Quadro 3.14 - Fatores N'_γ e N'_q pela equação de Hansen modificada	44
Quadro 3.15 – Fatores N'_q (tabelado em Bowles (1996)) e N'_γ	47
Quadro 3.16 – Valores de K_p , λ_γ e N_γ de Vesic (1975) para $D = 0$	48
Quadro 3.17 – Valores de K_p , λ_γ , N_γ , λ_q e N_q pelo método de Vesic (1975) para $D = 1,5$ m	48
Quadro 3.18 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ do método de Vesic (1975)	49
Quadro 4.1 - Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ para um terreno horizontal	51

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino

b – distância da fundação ao talude

B – largura da fundação

c_u – coesão não drenada

c' – coesão efetiva

d – profundidade atingida pela zona em equilíbrio

D – profundidade da fundação

e – espessura equivalente da placa

E – módulo de deformabilidade do solo

f – extensão da zona plastificada (largura da superfície de rotura)

H – altura do talude

i_c, i_q e i_γ – coeficientes de inclinação da carga

K_p – coeficiente de impulso passivo

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

N_c, N_q e N_γ – fatores de capacidade de carga

N'_γ – valor reduzido do fator de capacidade de carga N_γ

N_{cq} e $N_{\gamma q}$ – fatores de capacidade de carga que dependem da inclinação do talude, do ângulo de atrito do solo e da relação da profundidade da base da sapata com a sua largura

N_s – fator de estabilidade do talude

q – tensão vertical total ao nível da base da fundação

Q_{ult} – capacidade de carga de uma fundação, em kN/m

q_{ult} – capacidade de carga de uma fundação, em kN/m²

R – razão k_{min} / k_{max}

R_{inter} – parâmetro que representa a resistência dos elementos de interface

s_c, s_q e s_γ – coeficientes de forma da fundação

Alfabeto grego

δ – ângulo de resistência no contacto solo-estrutura

φ' – ângulo de atrito interno do solo em tensões efetivas

β – inclinação do talude

λ_c, λ_q e λ_γ – fatores corretivos do talude

γ – peso volúmico

Ψ – ângulo de dilatância

ν – coeficiente de Poisson

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Todas as obras de engenharia civil possuem uma componente geotécnica, dado que a maior parte destas requer a transmissão de cargas ao terreno através da fundação. Dentro deste capítulo das fundações, existem essencialmente dois tipos, as fundações superficiais e as fundações profundas. As fundações superficiais, normalmente são aplicadas numa estrutura ou edifício quando os terrenos possuem, à superfície, capacidade resistente para suportar as cargas previstas. Estas podem ser classificadas como fundações corridas (muros, paredes portantes), fundações isoladas (quadradas, retangulares, circulares), fundações combinadas, suportando múltiplos pilares, ensoleiramentos gerais e maciços de encabeçamento de estacas. As fundações profundas são usualmente escolhidas quando é necessário procurar a maiores profundidades as características resistentes que não estão à superfície, sendo, no entanto, geralmente mais dispendiosas. Como tipos de fundações profundas, existem estacas cravadas, por impacto, vibração ou com recurso a um macaco hidráulico, estacas moldadas no terreno, microestacas ou barretas. De modo a permitir a utilização de fundações superficiais, existe também a possibilidade de melhorar ou reforçar o solo superficial quando este apresenta fracas características mecânicas.

Qualquer tipo de estrutura construída num maciço provoca alterações no seu estado de tensão em repouso com a aplicação de cargas que lhe são transmitidas através das fundações. É fundamental conhecer a capacidade de carga do terreno, de modo a que as construções realizadas tanto em locais onde o maciço seja horizontal como em zonas onde esteja presente um talude sejam dimensionadas de forma correta.

Perante a existência de um talude, as principais causas para o escorregamento de terras são (Leal Lemos, 2015):

- A variação das condições da água no solo, sendo este um dos fatores que origina diversos escorregamentos de terras;
- A deterioração das características mecânicas do maciço sob a ação de agentes externos, nomeadamente o fenómeno de erosão;

- Ação dos sismos, nomeadamente em países com grande atividade sísmica. Em Portugal, esta causa apresenta maior relevância no sul do país e no arquipélago dos Açores. A vibração induzida pelos sismos pode ser traduzida por forças de inércia com sentido horizontal, e pode levar ao colapso dos taludes;
- Escavações realizadas junto à base (pé) do talude. A retirada de uma determinada porção de terreno nesta região leva a uma redução da sua capacidade de carga;
- Construção de aterros, fundações, edifícios ou qualquer tipo de estruturas no topo ou próximo do talude. As cargas transmitidas ao maciço poderão levar ao seu colapso, caso a sua capacidade resistente seja inferior a estas.

Em todas as situações de ocorrência de escorregamentos de taludes, as causas que originam este fenómeno podem ser de natureza diversa. Existe, habitualmente, uma conjugação de fatores que levam à rotura do maciço e não apenas uma única causa, com exceção de catástrofes naturais, como casos de precipitação de grande intensidade ou ocorrência de um sismo de elevada magnitude.

A rotura de um solo pode provocar danos enormes, tanto materiais como humanos. Em algumas situações, existem sinais no maciço que se poderá estar na iminência de um colapso de terras. Em solos argilosos, podem ocorrer fissuras no topo do talude. Quando existem no talude árvores ou postes, a sua rotação pode ser um alerta de que se está na iminência de um movimento de terras. Na base do talude (zona passiva), devido ao escorregamento do maciço, por vezes são originadas zonas sujeitas a compressão, fator explicado pelo peso próprio do terreno. O estudo geotécnico dos solos antes da construção das estruturas ou edifícios adquire enorme importância, de modo a evitar o colapso parcial ou total dos maciços e também com o objetivo de ser realizado um dimensionamento adequado, tanto da estrutura como das fundações que as suportam.

De seguida, são mencionados alguns acidentes ocorridos em habitações localizadas próximas de encostas nos Estados Unidos da América, onde a falta de capacidade de carga da fundação foi um dos fatores que levou ao escorregamento dos maciços.

Em 2014, no Lake Whitney, no estado norte-americano do Texas, a rotura parcial do solo originou a situação ilustrada na Figura 1.1. Um dos fatores que originou a derrocada terá sido a construção da casa junto à encosta.



Figura 1.1 - Rotura do solo no Texas em 2014: (a) Vista inferior; (b) Vista superior (Capital Geotechnical Services PLLC).

No ano de 2015, na cidade do Colorado Springs, no estado do Colorado, ocorreu a rotura do solo que estava presente na envolvente da casa ilustrada na Figura 1.2. Uma das causas para a instabilidade da encosta foi originada pela presença da casa. A carga que esta provocou no terreno poderá ter levado ao seu colapso.



Figura 1.2 – Rotura do solo numa habitação no estado do Colorado (Capital Geotechnical Services PLLC).

Existem diversos trabalhos desenvolvidos relativos à influência que um talude pode causar na capacidade de carga de uma fundação. Os estudos mais importantes são os de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951 e 1955), Hansen (1970) e Vesic (1975). Este último combinou os trabalhos já desenvolvidos de Meyerhof (1951 e 1955) e Hansen (1970).

Meyerhof (1951) foi o primeiro autor a publicar estudos sobre a capacidade de carga de fundações em taludes. Este constata que, uma fundação localizada num talude ou próximo dele, possui menos capacidade de carga que uma igual fundação situada num terreno horizontal. Isto é devido ao facto de no lado do talude, o volume de terras deslocadas ser menor, reduzindo a capacidade de carga do maciço consideravelmente, no entanto, existe uma determinada distância da fundação ao talude em que a influência deste não se faz sentir na capacidade de carga final. A partir dessa distância, podemos assumir que o terreno é horizontal e que o talude não apresenta qualquer influência na capacidade de carga da fundação.

Atualmente, e quando necessário, existem soluções de estabilização de taludes. As mais utilizadas são a colocação de cargas na base dos taludes (banquetas), a realização de escavações no topo do talude, a drenagem superficial ou profunda, no caso da existência de água no solo, e a aplicação de ancoragens ou elementos verticais (estacas de betão, de brita ou colunas de “deep mixing”. Estes métodos podem, eventualmente, aumentar a capacidade de carga de uma sapata sobre o talude.

1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo realizar uma avaliação, utilizando métodos analíticos e métodos numéricos, da redução da capacidade de carga de fundações superficiais contínuas provocada pela presença de um talude nas suas proximidades.

O estudo é efetuado por métodos analíticos, através das equações de Meyerhof (1951 e 1955), Hansen (1970) e Vesic (1975), métodos de equilíbrio limite, com recurso ao programa SLIDE e pelo método de elementos finitos, através do *software* de cálculo PLAXIS (versão 8.6).

Numa primeira fase, são obtidos valores para os métodos de estudo analisados. Atendendo à diferença das metodologias utilizadas, será expectável que existam diferenças consideráveis entre os métodos analisados, uma vez que o cálculo de cada um deles envolve inúmeras variáveis, o que faz com que os resultados não sejam certamente proporcionais e lineares entre si. No entanto, o objetivo é analisar as semelhanças e diferenças entre eles, sabendo-se à priori que a capacidade de carga diminui com a diminuição do ângulo de atrito ou com o aumento da inclinação do talude e aumenta com o aumento da profundidade enterrada da fundação e com a distância da fundação à crista do talude. Serão realizadas análises paramétricas, fazendo-se variar os parâmetros: a resistência mecânica do solo, dada pelo ângulo de atrito interno (ϕ') que varia entre 30° e 40° , a inclinação do talude (β), com valores de 10° , 20° e 30° , a distância da fundação ao talude (b) que compreende valores entre $0B$ e $6B$, em que $B = 2$ m corresponde à

largura da fundação, e a profundidade enterrada da fundação (D) que vai ter valores de 0 m e de 1,5 m. Estes são alguns dos parâmetros de que depende a capacidade de carga de uma fundação superficial localizada na proximidade de um talude.

Para determinadas condições, existe um valor da distância da fundação à crista do talude a partir do qual o talude deixa de ter influência na capacidade de carga da fundação, fazendo com que esta possua uma capacidade de carga semelhante a uma fundação localizada num terreno completamente horizontal. Uma das análises também realizada é a determinação dessa distância da fundação ao talude que faz com que a capacidade de carga da fundação seja independente da presença de um talude.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação é composta por 5 capítulos e, no final do trabalho, encontram-se as referências bibliográficas.

O *Capítulo 1* corresponde à introdução e enquadramento deste trabalho, onde é justificado o interesse da realização do mesmo e apresentadas as principais causas para a redução da capacidade de carga de fundações contínuas localizadas em regiões próximas de taludes, que são estudadas de modo mais profundo ao longo da dissertação. Neste capítulo, são apresentados os objetivos do trabalho, referindo as análises efetuadas, os parâmetros e os métodos utilizados. Neste subcapítulo é ainda referido, em poucas palavras, a composição da atual dissertação.

O *Capítulo 2* é destinado à descrição dos métodos analíticos. Em primeiro lugar são expostos os conceitos gerais para a determinação da capacidade de carga de uma fundação situada num terreno horizontal. São detalhadas posteriormente as três metodologias analíticas utilizadas nos cálculos efetuados (método de Meyerhof (1963), de Hansen (1970) e de Vesic (1973, 1975)) e são também referidas todas as expressões matemáticas, ábacos, quadros e tabelas onde diversos valores de determinados parâmetros são retirados.

O *Capítulo 3* é reservado às análises paramétricas e apresentadas descrições dos métodos computacionais utilizados (SLIDE e PLAXIS). Este capítulo pode ser designado como o capítulo primário desta dissertação. Em primeiro lugar é referido o caso de estudo, e depois aplicados todos os métodos utilizados, mostrando para cada metodologia os resultados obtidos. O primeiro método corresponde ao Método de Equilíbrio Limite, com a realização do cálculo no SLIDE. São referidos os critérios estabelecidos para as análises, e apresentados os resultados obtidos. Seguidamente, é aplicado o Método dos Elementos Finitos, com recurso ao *software* PLAXIS. Em primeiro lugar, é descrito o programa e apresentada a modelação numérica

utilizada e de que modo esta foi conseguida. De seguida, são apresentados os resultados para este método. Finalmente, são ilustrados os resultados que correspondem às análises efetuadas com recurso aos métodos analíticos.

No *Capítulo 4* são analisados os resultados obtidos em todos os métodos. Inicialmente, é realizada uma análise para um terreno horizontal, através dos métodos analíticos e do método dos elementos finitos, já que programa SLIDE apenas tem aplicação em estabilidade de taludes. Para uma fundação próxima de um talude, serão analisados e discutidos os valores de cada metodologia e avaliada a redução da capacidade de carga provocada pela presença de um talude, tanto para uma fundação superficial como para uma fundação à profundidade de 1,5 m. Efetuam-se análises paramétricas das principais características dos maciços observadas, nomeadamente a distância da fundação ao talude, o ângulo de atrito do solo e a inclinação do talude, de modo a permitir uma conclusão clara dos principais fatores que influenciam a capacidade de carga de uma fundação.

Por fim, no *Capítulo 5* realizam-se as conclusões sobre o trabalho executado e os possíveis trabalhos futuros a serem desenvolvidos.

2 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA DE SAPATAS

2.1 Conceitos gerais

Este capítulo tem como objetivo apresentar as principais teorias existentes para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação superficial contínua efetuado através dos métodos analíticos usados na presente dissertação.

Ao longo dos anos, existem inúmeros autores que trabalharam, publicaram e foram adaptando metodologias já existentes sobre o presente tema do trabalho. Os mais relevantes até à atualidade são Prandtl (1920), Reissner (1924), Buisman (1940), Terzaghi (1943), Meyerhof (1957), Hansen (1970), Vesic (1975), entre outros. Aqui, efetuam-se estudos e cálculos através dos métodos mais comumente aceites pela comunidade científica, nomeadamente os trabalhos desenvolvidos por Meyerhof (1957), Hansen (1970) e Vesic (1975). Em primeiro lugar, será detalhada a metodologia utilizada para o cálculo da capacidade de carga de fundações contínuas situadas num terreno horizontal, e, no subcapítulo seguinte, o tema da presente dissertação, a capacidade de carga de fundações superficiais contínuas nas imediações de taludes.

Segundo Matos Fernandes (1995), a determinação da capacidade de carga de uma sapata não tem solução matemática exata para os solos reais. Afirma que, no entanto, existem diversas soluções aproximadas que conduzem a expressões formalmente semelhantes, com variações na grandeza dos parâmetros nelas envolvidos.

Vesic (1963) considera que, num terreno horizontal, poderá ocorrer rotura de uma fundação superficial por falta de capacidade de carga de três formas distintas: rotura generalizada, rotura localizada ou rotura por punçamento. A Figura 2.1 apresenta os modos de rotura mencionados e as respetivas curvas carga - assentamento.

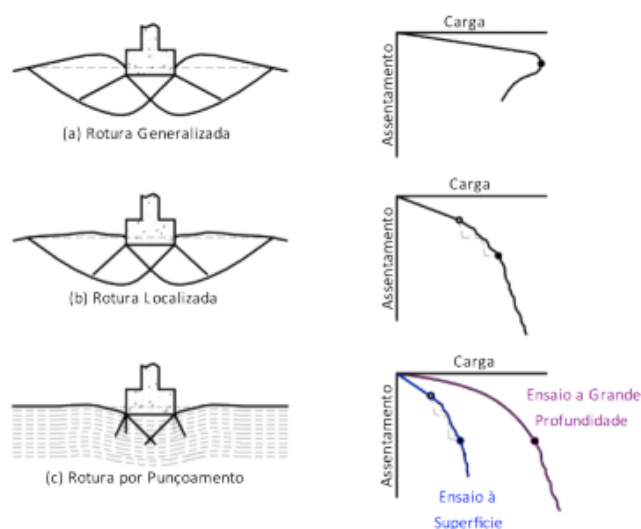


Figura 2.1 – Modos de rotura de uma fundação superficial (adaptado de Lopes Pinto (2017)).

O tipo de rotura ocorre em função de diversos fatores, nomeadamente a compressibilidade do solo, da geometria da fundação e do carregamento aplicado. A rotura generalizada é definida como uma rotura que se dá de forma repentina, em que o aumento de carga inicial se traduz num assentamento reduzido do maciço. Como é perceptível no gráfico carga – assentamento, existe um valor máximo de carga (assinalado no gráfico), em que se dá a rotura, dado que ocorre a evolução significativa de assentamentos sem acréscimo de carga. Este tipo de rotura acontece vulgarmente em fundações rasas situadas em solos pouco compressíveis, como areias compactas. Na rotura localizada, existe um aumento dos assentamentos em relação à rotura generalizada, no entanto, não existe um colapso total do maciço. Este modo de rotura é visível em sapatas mais profundas e estacas com grande diâmetro. No que diz respeito à rotura por punçoamento, geralmente é difícil de visualizar a sua evolução a olho nu. Com o acréscimo constante de carga, ocorre um movimento vertical descendente, resultado da compressão do solo imediatamente abaixo da fundação. Este modo de rotura poderá resultar de uma carga concentrada ou de uma reação aplicada a uma área relativamente reduzida. O solo envolvente não interfere na rotura, e surge fundamentalmente em solos pouco competentes.

2.2 Fundações diretas assentes em terrenos horizontais

Terzaghi (1943), foi um dos autores que desenvolveu estudos relativos ao cálculo da capacidade de carga de sapatas. Perante uma fundação contínua situada num terreno horizontal, este autor chega à expressão geral da capacidade de carga dada pela Equação 2.1.

$$qult = c'.Nc + q'.Nq + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \quad (2.1)$$

Relativamente aos parâmetros da anterior equação, c' corresponde à coesão do maciço em termos de tensões efetivas, N_c , N_q e N_γ são fatores de carga que dependem do ângulo de atrito do solo, ϕ' , q' representa a tensão efetiva vertical ao nível da base da sapata, B traduz a menor largura da fundação e γ o peso volúmico do maciço. As três parcelas existentes na expressão correspondem à resistência do solo pela sua coesão, à tensão aplicada ao nível da sapata e ao volume de solo deslocado. Se o solo não tiver coesão, a primeira parcela é eliminada, uma vez que c' toma o valor de 0. Caso não exista tensão aplicada ao nível da sapata, como é a situação de uma fundação cuja base esteja localizada à superfície do terreno, a segunda parcela da equação é também nula, visto que o valor de q' será 0. A terceira parcela varia proporcionalmente com a menor largura da fundação, no entanto, N_γ toma o valor de 0 quando $\phi' = 0$. Isto mostra que, quanto maior for a largura da sapata, maior é a capacidade de carga da fundação, mas isto não acontece em solos argilosos sob condições não drenadas, uma vez que N_γ é nulo, o que significa que nestes casos a capacidade de carga é independente da largura da fundação (Matos Fernandes, 1995).

Na determinação da capacidade de carga através da Equação 2.1, é assumido que (Lopes Pinto (2017)):

- O solo apresenta um comportamento rígido-plástico;
- O solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- A sapata tem desenvolvimento infinito;
- O solo acima da base da sapata atua como sobrecarga q ;
- O solo segue uma lei associada, $\psi = \phi$, onde ψ corresponde ao ângulo de dilatação do solo;
- São nulos o atrito e a adesão entre a sapata e o solo, tanto nas paredes laterais como na base da sapata.

Matos Fernandes (2011) afirma que, as superfícies de rotura de uma fundação superficial são compostas fundamentalmente por três zonas, como pode ser observado pela Figura 2.2. A zona I desce de forma solidária com a sapata, e corresponde ao estado limite ativo de Rankine. A zona II, em corte radial, formada por um arco de circunferência para $\phi' = 0$ e um arco de espiral logarítmica para $\phi' > 0$, é obrigada a deslocar-se lateralmente. A zona III corresponde ao estado limite passivo de Rankine, a qual sofre um deslocamento lateral e ascendente provocado pela zona II. Os parâmetros f e d traduzem a dimensão da zona plastificada, nomeadamente a profundidade e largura até onde existe plastificação do maciço terroso.

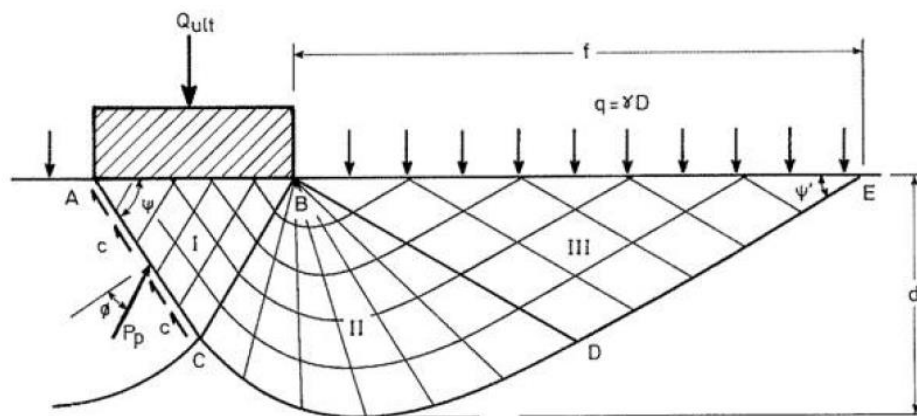


Figura 2.2 – Zonas plastificadas (adaptado de Matos Fernandes (2011)).

Relativamente à Figura 2.2, a linha ACDE, que limita a massa do solo que desliza, é formada por dois troços retos, AC e DE. Estes troços formam ângulos com a horizontal, e influenciam as dimensões d e f (Matos Fernandes (1995)). Os seus valores são determinados pelas Equações 2.2 e 2.3.

$$\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (2.2)$$

$$\psi' = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (2.3)$$

As equações anteriores mostram que os ângulos ψ e ψ' dependem do ângulo de atrito do solo. Para valores mais elevados de ψ , a profundidade d das zonas plastificadas tende a aumentar. Relativamente a ψ' , o aumento do ângulo de atrito leva à sua diminuição, levando o parâmetro f a assumir maiores dimensões.

As expressões matemáticas para o cálculo dos fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ presentes na Equação 2.1 e desenvolvidas pelos autores referidos anteriormente correspondem às equações representadas no Quadro 2.1 (Equações 2.4 a 2.6).

Quadro 2. 1 – Equações dos fatores de capacidade de carga de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975)

Fatores de cap. de carga	Meyerhof (1963)	Hansen (1970)	Vesic (1973,1975)	
N_q	$e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2})$	<i>equação Meyerhof</i>	<i>equação Meyerhof</i>	(2.4)
N_c	$(N_q - 1) \cdot \cot \varphi$	<i>equação Meyerhof</i>	<i>equação Meyerhof</i>	(2.5)
N_γ	$(N_q - 1) \cdot \tan(1.4\varphi)$	$1.5 (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$	$2 (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$	(2.6)

2.3 Fundações diretas assentes na proximidade de taludes

No que diz respeito à capacidade de carga de fundações situadas no topo de taludes, Meyerhof (1951 e 1955), Hansen (1970) e Vesic (1975) estudaram e desenvolveram outras expressões matemáticas para o seu cálculo, existindo diferentes teorias de autor para autor.

i) Método de Meyerhof (1951 e 1955)

Segundo Meyerhof (1951 e 1955), a capacidade de carga de uma fundação situada num talude é dada pela Equação 2.7.

$$q_{ult} = c \cdot N_{cq} + \gamma \cdot \frac{B \cdot N_{\gamma q}}{2} \quad (2.7)$$

As variáveis N_{cq} e $N_{\gamma q}$ são fatores de capacidade de carga que dependem essencialmente da inclinação do talude, β , do ângulo de atrito do solo, φ' e das relações entre a profundidade da fundação e da sua largura (D/B) e entre a distância da fundação ao talude e a largura desta (b/B).

Meyerhof (1951) refere que a rotura de uma fundação localizada próxima a um talude poderá ocorrer de três formas distintas: rotura da fundação, rotura do pé ou da base do talude (Figura 2.3). Relativamente ao tipo de superfície de rotura, esta pode ser explicada de acordo com as características do maciço. Geralmente, ocorrem superfícies de rotura circulares ou superfícies de rotura planares. As superfícies circulares aparecem particularmente nos maciços homogêneos, de modo a originar superfície circular no solo quando ocorre o seu escorregamento. Quando ocorrem situações em que existam vários maciços com características

mecânicas distintas, poderão ocorrer superfícies de rotura planares. Nestes casos, um solo com uma resistência menor encontra-se entre um maciço homogêneo. A linha de rotura em diversas situações intersesta o solo pouco resistente, levando deste modo ao escorregamento da parte superior do maciço.

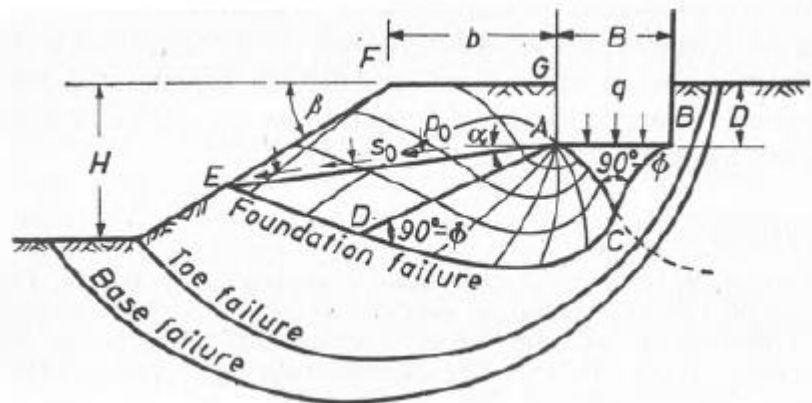


Figura 2.3 – Modos de rotura de uma fundação próxima de um talude (adaptado de Meyerhof (1951)).

Neste trabalho, o estudo é realizado apenas para a rotura da fundação por falta de capacidade de carga do solo envolvente. As causas principais que originam uma redução da capacidade de carga de uma fundação situada próxima de um talude, têm a ver com o facto de o terreno não ser horizontal e a distância da fundação à crista do talude, que é outra causa que faz com que se dê uma redução da capacidade de carga. Dentro da primeira causa mencionada, a inclinação do maciço tem grande influência na capacidade de carga da fundação.

De acordo com Meyerhof (1951), quando se está perante uma fundação enterrada ou à superfície localizada na proximidade de um talude, os fatores de capacidade de carga N_{cq} e $N_{\gamma q}$ podem ser determinados pelos ábacos incluídos na Figura 2.4. Este autor, desenvolveu os ábacos através de ensaios experimentais, começando por estudar duas areias com densidades diferentes. Giroud (1971) foi um dos autores que estudou a avaliação destes parâmetros, contudo, apenas são apresentados os ábacos de Meyerhof, uma vez que os resultados dos dois autores se apresentam bastante semelhantes.

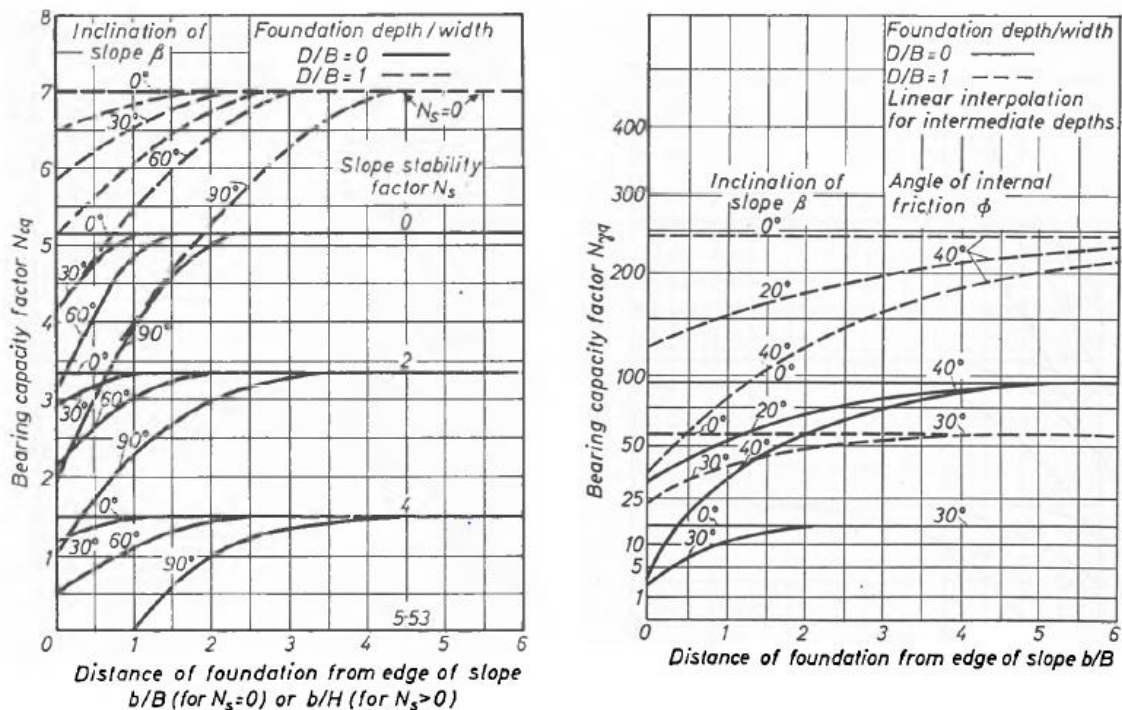


Figura 2.4 – Ábacos dos fatores de capacidade de carga N_{cq} e $N_{\gamma q}$ (adaptado de Meyerhof (1951)).

Para os dois fatores de capacidade de carga, os ábacos evidenciam que estes adquirem valores superiores para $D/B = 1$, comparando com a outra relação existente ($D/B = 0$). Assim, é de esperar que N_{cq} e $N_{\gamma q}$ sejam maiores com o aumento da profundidade da base da sapata.

De modo a determinar o fator N_{cq} , será necessário calcular o fator de estabilidade do talude, N_s , dado pela Equação 2.8:

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (2.8)$$

Caso a fundação se encontre na superfície do terreno, o valor da razão D/B será igual a 0, porém, se a mesma fundação estiver enterrada no solo e a razão D/B for diferente de 1, será necessário realizar uma interpolação linear de modo a obter o valor correto de $N_{\gamma q}$ da Figura 2.4. Estes fatores de capacidade de carga diminuem com o aumento da inclinação do talude, levando assim a uma respetiva diminuição da capacidade de carga da fundação. Quando a distância da fundação ao talude aumenta, os fatores de capacidade de carga tendem a aumentar, chegando até um valor máximo. A partir desse valor máximo, a fundação comporta-se de igual modo a uma fundação localizada num terreno completamente horizontal, fazendo com que a proximidade do talude deixe de ter efeito na capacidade de carga da fundação contínua.

ii) Método de Hansen (1970)

Hansen (1970) adaptou o trabalho desenvolvido por Meyerhof, desenvolvendo a equação modificada de Hansen, dada pela Equação 2.9:

$$q_{ult} = c \cdot N'_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N'_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (2.9)$$

Os fatores s_c , s_q e s_γ tratam os coeficientes de forma da fundação, enquanto que i_c , i_q e i_γ correspondem aos coeficientes de inclinação da carga. Matos Fernandes (1995) afirma, no entanto, que grande parte dos coeficientes corretivos incluídos no cálculo são de natureza semi-empírica, dada a complexidade do problema. Estes são resultado de conclusões retiradas de ensaios em modelos físicos à escala reduzida e de análises bastante simplificadas. Assim, todos eles assumem o valor unitário.

Os valores dos fatores de capacidade de carga, N'_c e N'_q , encontram-se tabelados em Bowles (1996), para uma relação de b/B igual a 0, 0,75 e 1,5, em que b representa a distância da fundação à crista do talude e B a menor largura da fundação. Como dito anteriormente, os fatores de capacidade de carga diminuem com o aumento da inclinação do talude, levando assim a uma diminuição da capacidade de carga. Na tabela referida anteriormente, existem alguns valores do fator N'_q em que isto não acontece. É possível observar que em alguns casos, o aumento da inclinação do talude faz com que o respetivo valor deste fator de capacidade de carga também aumente. Existe alguma incongruência nestes valores, o que suscita algumas dúvidas sobre esta matéria. De modo a tornar mais claro o referido, apresenta-se a Figura 2.5, que corresponde à tabela encontrada em Bowles (1996), onde estão assinalados a vermelho os valores que não se enquadram no que foi mencionado.

$\beta \downarrow$	$D/B = 0 \quad b/B = 0$					$D/B = 0.75 \quad b/B = 0$					$D/B = 1.50 \quad b/B = 0$				
	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0°	$N'_c = 5.14$ $N'_q = 1.03$	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 64.20	5.14 1.03	8.25 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 64.20
10°	4.89 1.03	7.80 2.47	13.37 6.40	26.80 18.40	64.42 64.20	5.14 0.92	8.35 1.95	14.83 4.43	30.14 11.16	75.31 33.94	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.85	30.14 14.13	75.31 40.81
20°	4.63 1.03	7.28 2.47	12.39 6.40	23.78 18.40	55.01 64.20	5.14 0.94	8.35 1.90	14.83 4.11	30.14 9.84	66.81 28.21	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.65	30.14 12.93	75.31 35.14
25°	4.51 1.03	7.02 2.47	11.82 6.40	22.38 18.40	50.80 64.20	5.14 0.92	8.35 1.82	14.83 3.85	28.76 9.00	62.18 25.09	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.39	30.14 12.04	73.57 31.80
30°	4.38 1.03	6.77 2.47	11.28 6.40	21.05 18.40	46.88 64.20	5.14 0.88	8.35 1.71	14.83 3.54	27.14 8.08	57.76 21.91	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.04	30.14 10.99	68.64 28.33
60°	3.62 1.03	5.33 2.47	8.33 6.40	14.34 18.40	28.56 64.20	4.70 0.37	6.83 0.63	10.55 1.17	17.85 2.36	34.84 5.52	5.14 0.62	8.34 1.04	12.76 1.83	21.37 3.52	41.12 7.80

$\beta \downarrow$	$D/B = 0 \quad b/B = 0.75$					$D/B = 0.75 \quad b/B = 0.75$					$D/B = 1.50 \quad b/B = 0.75$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14 1.03	8.33 2.47	14.34 6.40	28.02 18.40	66.60 64.20	5.14 1.03	8.35 2.34	14.83 5.34	30.14 13.47	75.31 40.83	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 15.79	75.31 45.45
20°	5.14 1.03	8.31 2.47	13.90 6.40	26.19 18.40	59.31 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.04	30.14 14.39	71.11 40.88	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 16.31	75.31 43.96
25°	5.14 1.03	8.29 2.47	13.69 6.40	25.36 18.40	56.11 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.27	30.14 14.56	67.49 40.06	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 16.20	75.31 42.35
30°	5.14 1.03	8.27 2.47	13.49 6.40	24.57 18.40	53.16 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 14.52	64.04 38.72	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 15.85	74.92 40.23
60°	5.14 1.03	7.94 2.47	12.17 6.40	20.43 18.40	39.44 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.38 5.14	23.94 10.05	45.72 22.56	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 4.97	27.46 9.41	52.00 20.33

$\beta \downarrow$	$D/B = 0 \quad b/B = 1.50$					$D/B = 0.75 \quad b/B = 1.50$					$D/B = 1.50 \quad b/B = 1.50$				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	29.24 18.40	68.78 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.01	30.14 15.39	75.31 47.09	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 17.26	75.31 49.77
20°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	28.59 18.40	63.60 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 53.21	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 52.58
25°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	28.33 18.40	61.41 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	72.80 55.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 52.97
30°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	28.09 18.40	59.44 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	70.32 56.41	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31 52.63
60°	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	26.52 18.40	50.32 64.20	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.03 18.40	56.60 46.18	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 16.72	62.88 36.17

Figura 2.5 – Fatores de capacidade de carga N'_c e N'_q retirados de Bowles (1996).

Relativamente ao fator N_γ , este é ajustado para N'_γ , de modo a explicar a redução da pressão passiva que é originada pela presença do talude. O volume de terras no lado da inclinação do maciço é menor, o que leva a uma menor capacidade resistente do solo no lado do talude, daí este fator ser ajustado. Não existe ajuste de N_γ para N'_γ quando a relação b/B é igual ou superior a 2. Os tópicos seguintes apresentam todos os passos necessários para a determinação do fator ajustado N'_γ :

- Dado o ângulo do talude β , calcula-se o coeficiente de impulso passivo de Coulomb, K_p através da Equação 2.10, para esse valor do ângulo do talude negativo, $\beta = (-)$ e para o valor do ângulo positivo, $\beta = (+)$. Quando o ângulo β assume valores positivos, está-se a calcular o coeficiente de impulso passivo $K_p = K_{m\acute{a}x}$ no lado da base do talude. Na execução do cálculo, deve-se considerar o ângulo de atrito solo-estrutura igual ao ângulo de atrito do maciço, $d = \varphi$ e o valor da inclinação α de 90° , uma vez que a fundação tem uma secção retangular.

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + d) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(d + \beta) \cdot \text{sen}(\varphi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + d) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (2.10)$$

- Determina-se a razão $R = \frac{K_{m\acute{i}n}}{K_{m\acute{a}x}}$, em que o valor calculado do coeficiente de impulso passivo para $\beta = (-)$ corresponde ao $K_{m\acute{i}n}$ e o valor do coeficiente de impulso passivo para $\beta = 0$ corresponde ao $K_{m\acute{a}x}$;
- Obtém-se o valor do fator de capacidade de carga N_γ através de Bowles (1996) ou calcula-se através da Equação 2.11.

$$N_\gamma = 1,5(Nq - 1) \cdot \text{tg}\varphi \quad (2.11)$$

- Através da Equação 2.12, determina-se o valor reduzido, N'_γ :

$$N'_\gamma = \frac{N_\gamma}{2} + \frac{N_\gamma}{2} \left[R + \frac{b}{2B} (1 - R) \right] \quad (2.12)$$

Meyerhof (1957), foi o primeiro autor a desenvolver uma metodologia sobre a capacidade de carga de uma fundação localizada num talude e, anos mais tarde, Brinch Hansen (1970) também começou por investigar a influência de um talude na proximidade de uma fundação. Vesic (1975) combinou os trabalhos de Meyerhof (1957) e Hansen (1970), de forma a criar a sua metodologia para a determinação da capacidade de carga de uma fundação, apresentada de seguida.

iii) Método de Vesic (1975)

Vesic (1975) propôs a seguinte expressão para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação (Equação 2.13).

$$q_{ult} = \lambda_c \cdot c \cdot N_c + \lambda_q \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \lambda_\gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.13)$$

Na equação anterior, λ_c , λ_q e λ_γ correspondem aos fatores corretivos do talude. As expressões expostas anteriormente dos fatores de capacidade de carga são todas baseadas numa lei associada do solo, $\psi = \varphi$, facto que não é realista em solos naturais. Loukidis et al (2008), observou que, para um solo com uma lei não associada, a sua resistência era 15 a 30 por cento mais baixa que a resistência de um solo que seguia uma lei associada. Van Baars (2015, 2016a, 2016b) confirmou esses resultados através de cálculos numéricos, e apresentou as seguintes expressões (Equações 2.14 a 2.16) dos fatores de capacidade de carga que melhor descrevem um solo que segue uma lei não associada ($\psi = 0$):

$$N_q = \cos^2 \varphi \cdot K_p \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad (2.14)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.15)$$

$$N_\gamma = 4 \tan \varphi \cdot (e^{\pi \tan \varphi} - 1) \quad (2.16)$$

As expressões anteriores (Equações 2.14 a 2.16) mostram que os fatores de carga apenas dependem de φ' e do coeficiente de impulso passivo, K_p , que é alcançado pela teoria de Rankine (Equação 2.17).

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (2.17)$$

Relativamente aos fatores corretivos do talude, estes são determinados pelas seguintes expressões (Equações 2.18 a 2.20):

$$\lambda_c = \cos \beta \cdot \left(e^{-2 \cdot \beta \cdot \tan \varphi} - \frac{2\beta}{2 + \pi} \cdot e^{-\pi \tan \varphi} \right) \quad \beta \leq \varphi' \quad (2.18)$$

$$\lambda_\gamma = 1 - \left(\frac{\beta}{\varphi} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \beta \leq \varphi' \quad (2.19)$$

$$\lambda q = 1 - \left(\frac{\beta}{\varphi}\right)^{\frac{3}{2}} \quad \beta \leq \varphi' \quad (2.20)$$

É possível verificar que os valores dos fatores corretivos do talude são nulos quando $\beta = \varphi'$. Para uma inclinação do talude igual ao ângulo de resistência ao corte do maciço, esta metodologia admite o valor nulo para os fatores corretivos do talude λ_γ e λ_q , que, por sua vez, levam a um valor nulo da capacidade de carga da fundação. Isto é devido ao facto de num solo granular ou não coesivo não ser possível ter um talude com $\beta > \varphi'$. É importante realçar que este método é o único dos estudados que se baseia numa lei não associada do solo, $\psi = 0^\circ$. Inicialmente, o solo começa por contrair, fenómeno correspondente à deformação elástica. De seguida, dá-se um rearranjo das partículas, levando a uma dilatância ou contração, conforme esteja o estado do solo (denso ou solto). Como é assumido que o ângulo de dilatância é nulo, o rearranjo das partículas não é efetuado de forma correta, não existindo o atrito entre as partículas que existe em solos com $\psi \neq 0^\circ$. A disposição destas partículas é fundamental para a resistência do maciço, uma vez que estas quando estão bem agrupadas, conseguem mobilizar maior força de atrito e por sua vez sustentar uma força atuante superior a um maciço com as partículas desagregadas (Rosa Peixoto, 2014).

3 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

3.1 Caso de estudo

O caso de estudo consiste numa fundação superficial contínua assente num maciço seco, não coesivo, localizado na proximidade de um talude, submetida a uma carga vertical descendente, tendo-se considerado duas situações distintas na análise: uma em que a fundação se encontra à superfície do terreno (Fig.3.1 (a)) e outra com o nível da base da fundação à profundidade de 1,5 m (Fig. 3.1 (b)).

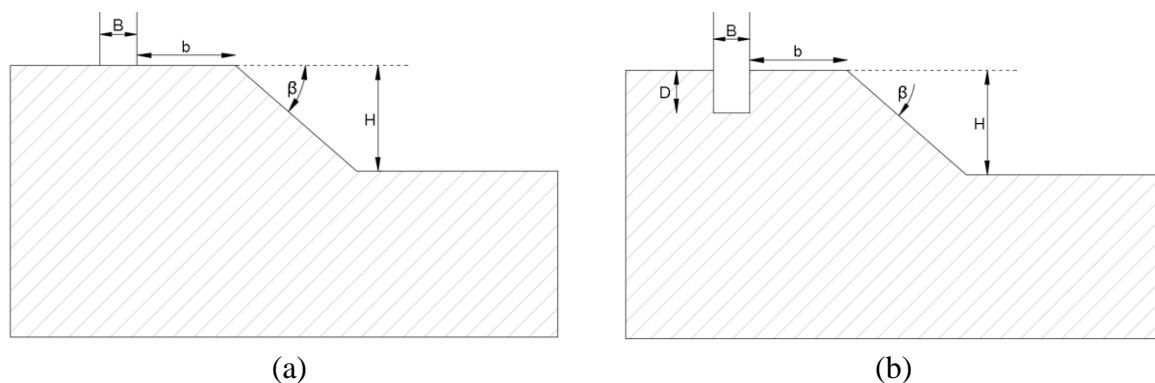


Figura 3.1 – Caso de estudo com a fundação: (a) à superfície; (b) à profundidade de 1,5 m.

Nos cálculos realizados, são admitidos diversos valores para os parâmetros assinalados na figura. A altura do talude, H , assume valores elevados, por forma a eliminar o efeito do pé do talude no cálculo. A fundação superficial é contínua e tem um valor singular, com uma largura $B = 2$ m. A distância da fundação ao talude (b) varia entre $0B$ (0 m) e $5B$ (10 m) ou $6B$ (12 m), consoante o caso em estudo. O ângulo de atrito interno do solo (ϕ') possui valores de 30° , 35° e 40° . As inclinações assumidas para o talude (β) são de 10° , 20° e 30° . O solo não apresenta coesão ($c' = 0$) e o seu peso volúmico é de 18 kN/m^3 .

3.2 Aplicação do Método de Equilíbrio Limite

3.2.1 Descrição do programa de cálculo utilizado - SLIDE

O SLIDE é essencialmente um *software* de análise de estabilidade de taludes, sendo atualmente um dos mais abrangentes disponíveis no mercado. Este é um programa capaz de analisar a estabilidade de taludes usando métodos de equilíbrio limite, como Bishop ou Janbu. Uma das suas capacidades deve-se à sua simples utilização, mesmo em modelos que possam ser mais complexos. Pode ser usado em todos os tipos de solos, encostas ou taludes, aterros, barragens e muros de contenção.

3.2.2 Descrição das modelações numéricas

Na aplicação do método de equilíbrio limite através do *software* SLIDE, os critérios estabelecidos para a realização das análises seguintes são:

- A superfície de rotura é não circular e esta não intersesta a fundação;
- O maciço é homogéneo;
- O método utilizado corresponde ao método de Bishop Simplificado;
- O critério de rotura utilizado para o maciço e para o material constituinte da sapata obedece à lei de Mohr-Coulomb.
- A colocação de uma camada de betão com 10 cm de espessura no modelo da fundação enterrada, com um peso volúmico igual ao peso volúmico do solo, colocada na base da fundação e nas paredes laterais desta. Esta camada possui uma coesão extremamente elevada, com a finalidade de fornecer uma resistência superior naquela região, de modo a que a superfície de rotura ocorra sem intersestar a fundação (Figura 3.4).
- A altura considerada para o talude (H) é de 10 m.

Foram analisadas superfícies de rotura circulares e não circulares. Em todos os casos estudados, a superfície de rotura não circular é a que admite resultados mais desfavoráveis, pelo que foi esta o tipo de superfície adotada nas análises.

São agora apresentadas três imagens dos casos de estudo realizados no SLIDE. As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam a fundação à superfície do terreno ($D = 0$) e a fundação enterrada 1,5 m respetivamente. A Figura 3.4 corresponde a uma ampliação da região da fundação e da crista do talude, onde é possível examinar com maior detalhe as paredes laterais da fundação enterrada e também observar as características dos materiais introduzidas no programa.

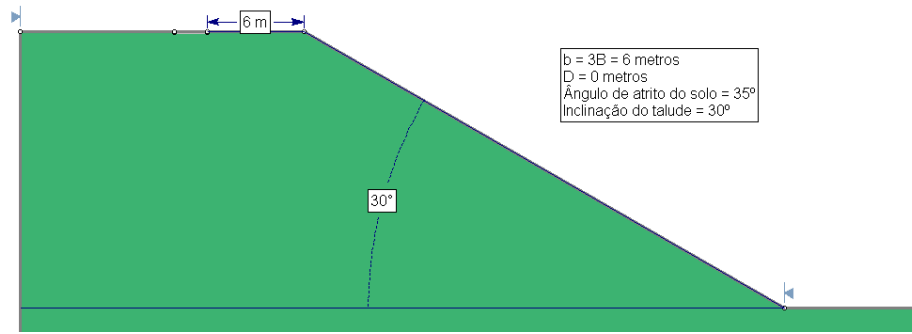


Figura 3.2 – Modelo representativo do SLIDE para uma fundação superficial.

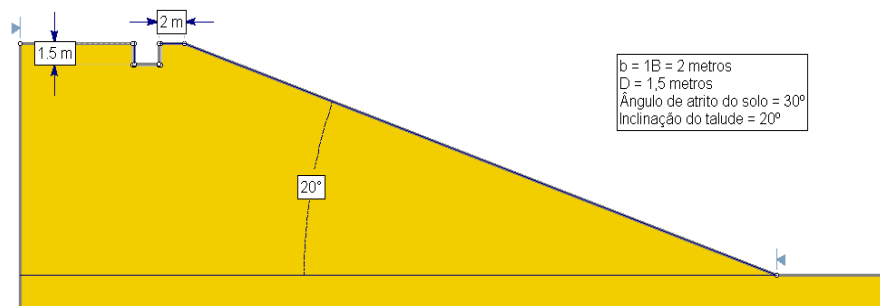


Figura 3.3 – Modelo representativo do SLIDE para uma fundação enterrada.

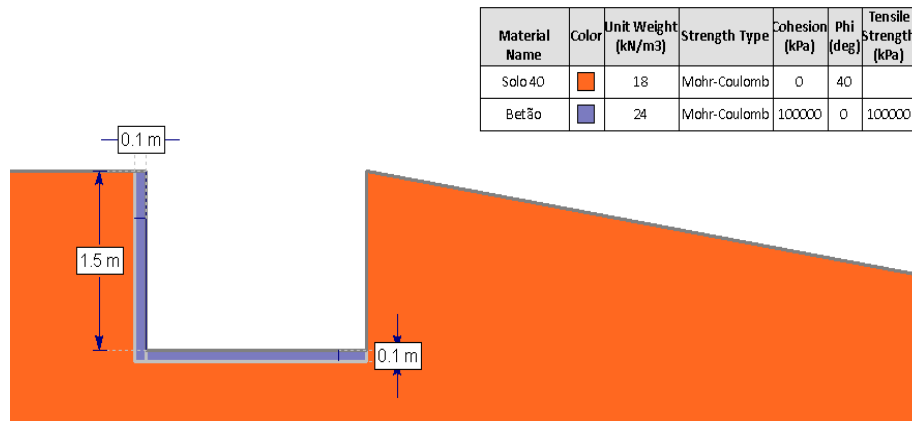


Figura 3.4 – Esquema representativo da fundação enterrada com a camada de betão de 10 cm.

3.2.3 Resultados das modelações numéricas

A superfície de rotura mais desfavorável é idêntica em todas as situações estudadas, independentemente da resistência do solo e da inclinação do talude. Esta tem início imediatamente atrás da fundação e desenvolve-se até ao talude, como pode ser observado pela Figura 3.5.

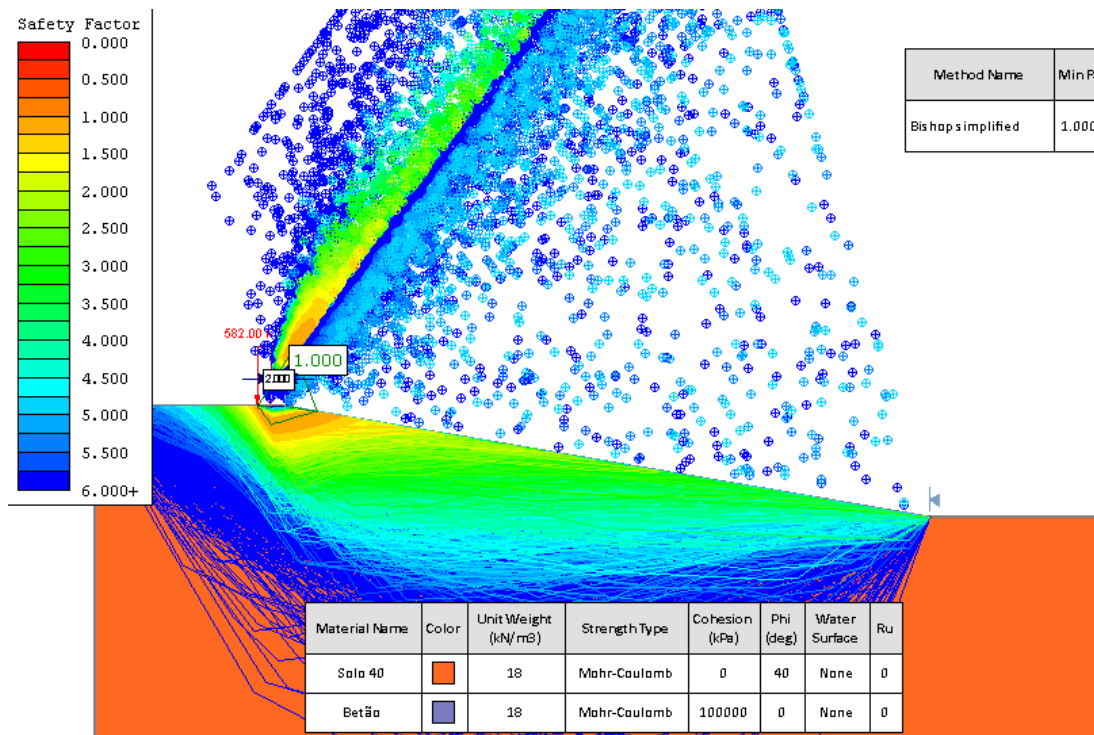


Figura 3.5 - Modos de rotura e modo de rotura mais desfavorável para uma fundação superficial num solo com $\phi' = 40^\circ$, $\beta = 10^\circ$ e $b = 2\text{m}$.

No método de equilíbrio limite, o procedimento realizado para a obtenção de q_{ult} corresponde à introdução de valores da carga aplicada de modo a obter um fator de segurança unitário, ou seja, são corridos diversos cálculos até se obter o resultado de q_{ult} para $FS = 1,0$. Nas Figuras 3.6 e 3.7, são apresentados os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite para a fundação à superfície e para a fundação enterrada 1,5 m, respetivamente. Nas figuras encontram-se representadas as curvas que relacionam a capacidade de carga com a distância da fundação ao talude para todos os solos e inclinações do talude analisados.

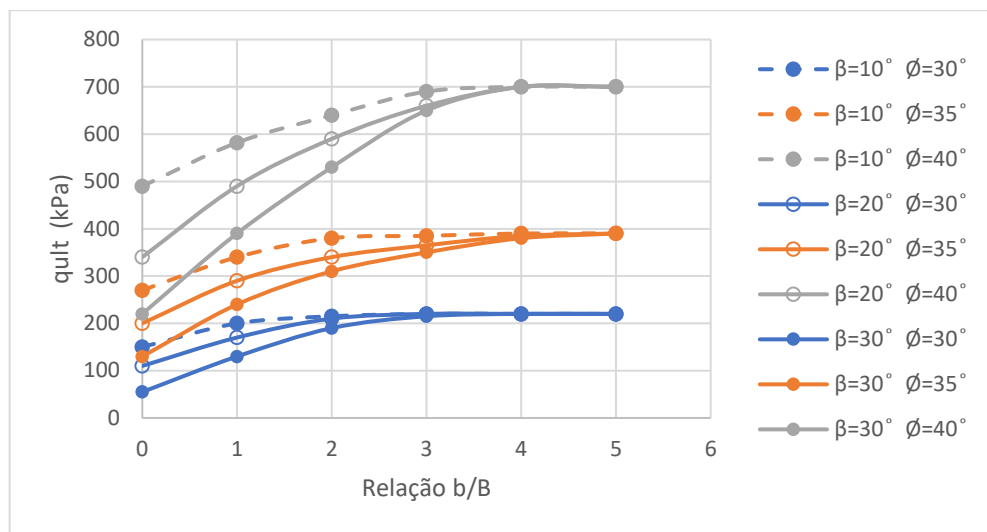


Figura 3.6 – Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 0$.

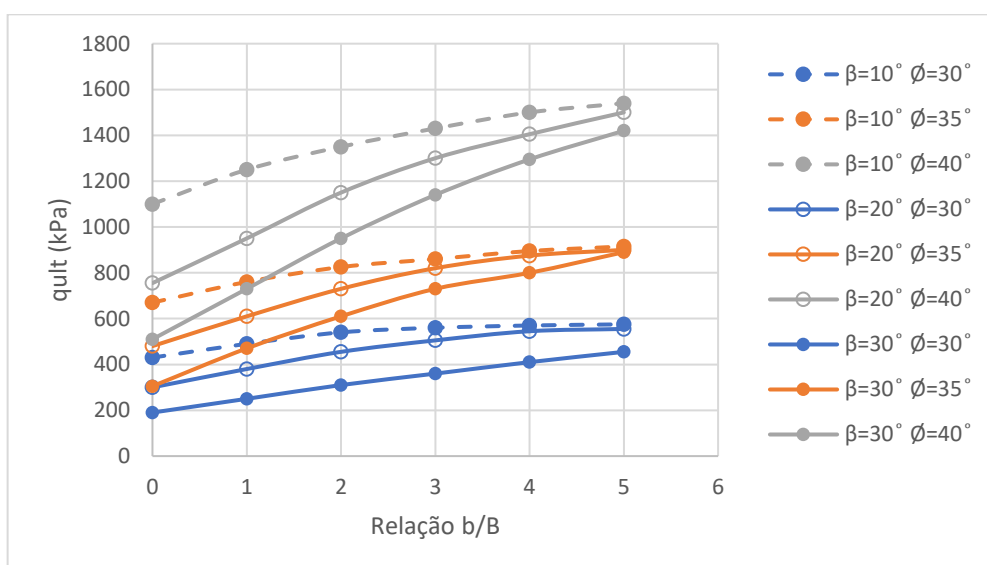


Figura 3.7 - Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 1,5$ m.

Pela análise da Figura 3.6, verifica-se que para cada ângulo de atrito, as curvas tendem para o mesmo valor. Na parte superior, encontram-se as curvas para a tensão última de um solo com um ângulo de atrito interno de 40° , e na parte inferior para um solo com um ângulo de atrito interno de 30° . De facto, é de esperar que isto ocorra, uma vez que um solo com maior resistência ao corte deverá originar uma maior capacidade de carga da fundação. Independentemente da inclinação do talude, observa-se que a capacidade de carga tende para o

mesmo valor com o aumento da distância ao talude. Quando a fundação se encontra sensivelmente a $3B$, ou seja, a 6 m do talude, os pontos das três curvas quase que se sobrepõem no respetivo gráfico. Isto indica que a partir desta distância, a inclinação do talude não tem influência na capacidade de carga final da fundação e esta apresenta o comportamento igual ao de uma fundação situada num terreno horizontal.

Quando se aumenta o ângulo de atrito do solo para 40° , as curvas intersectam-se a uma distância da fundação ao talude relativamente maior que para o caso anteriormente analisado. Neste caso, a convergência das curvas dá-se quando a fundação se encontra localizada a 8 m do talude.

Ao ser realizada uma análise à Figura 3.7 com a fundação enterrada, conclui-se que o comportamento desta é semelhante à situação de uma fundação localizada à superfície do terreno, existindo algumas diferenças que serão explicadas de seguida. Observando as curvas para um ângulo de atrito de 30° , é possível observar que existe uma tendência de convergência entre elas, mas sem atingir a sobreposição, mesmo para uma distância do talude de $5B$ (10 m), portanto, ainda não se pode definir de forma clara, para este caso, qual a distância máxima a partir da qual o talude deixa de ter influência. Para um ângulo de atrito de 35° , ocorre a convergência das curvas a uma distância da fundação ao talude de 10 m. A formação da linha de rotura é influenciada pelo valor do ângulo de atrito. Quanto maior o valor de φ' , maior é a distância que a superfície de rotura atinge. Assim sendo, é expectável que a convergência das curvas ocorra em primeiro lugar para valores de φ' mais reduzidos, e posteriormente aos valores de φ' superiores. Embora tenha ocorrido esta convergência neste caso particular, o estudo mostra que a distância de influência do talude é maior quando estamos perante uma fundação enterrada.

No Quadro 3.1 apresenta-se a relação entre a capacidade de carga obtida para os dois tipos de fundações obtida através do SLIDE:

Quadro 3.1 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ obtida pelo MEL (SLIDE).

b	$\varphi' = 30^\circ$			$\varphi' = 35^\circ$			$\varphi' = 40^\circ$		
	$\beta = 10^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 10^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 10^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 30^\circ$
0B	2,87	2,73	3,45	2,48	2,40	2,35	2,24	2,79	2,32
1B	2,60	2,91	3,03	2,47	2,66	2,71	2,01	2,10	2,11
2B	2,53	2,83	2,83	2,36	2,56	2,63	1,89	2,01	2,07
3B	2,47	2,54	2,48	2,41	2,40	2,21	2,05	1,98	1,80
4B	2,47	2,54	2,48	2,41	2,40	2,21	2,05	1,98	1,80
5B	2,47	2,54	2,48	2,41	2,21	2,21	2,05	1,98	1,80

Para um determinado solo, uma fundação enterrada possui uma capacidade de carga superior a uma fundação localizada à sua superfície. Os resultados obtidos no método de equilíbrio limite mostram que, uma fundação enterrada possui entre aproximadamente 1,80 e 3,45 vezes a capacidade de carga de uma fundação situada à superfície.

A amarelo encontram-se os casos em que não existe uma tendência monotónica da redução da relação com o aumento de b . Para maiores valores de b , ocorre uma convergência da relação de cada caso para um determinado valor. A partir de $b = 3B$, a relação torna-se igual em todos os casos, com exceção do solo com $\phi' = 35^\circ$ e $\beta = 20^\circ$, onde o valor da relação para $5B$ (2,21) é diferente dos valores para $3B$ e $4B$ (2,40). Para valores mais reduzidos de b , nomeadamente de $0B$ a $2B$, ocorre uma oscilação nos valores desta relação em alguns casos, situação que não se realiza a partir de $b = 3B$. Não existe de facto um padrão bem definido da relação com o aumento de b , porém, pode-se falar de uma forma geral que a relação tende a convergir para um determinado valor, e essa convergência é perceptível para valores de b superiores. O aumento de ϕ' traduz uma diminuição desta relação, exceto no caso particular da fundação situada a $0B$ de um talude com inclinação de 20° . O aumento da inclinação do talude não mostra uma linearidade no aumento ou diminuição da relação estudada, uma vez que existem situações em que ocorrem aumentos e diminuições da relação, e até mesmo um aumento da relação seguido de uma diminuição da mesma, ou vice versa.

3.3 Aplicação do Método dos Elementos Finitos

3.3.1 Descrição do programa PLAXIS; modelo constitutivo de modelação numérica

Relativamente ao programa PLAXIS, este é atualmente um *software* de elementos finitos bastante utilizado em engenharia civil, nomeadamente na área de geotecnia. Foi desenvolvido especificamente para a realização de análises de deformação e estabilidade em projetos de engenharia geotécnica, de modo a antecipar o comportamento de estruturas geotécnicas em condições de serviço. A grande vantagem da utilização deste programa de modelação numérica tem a ver com o facto de permitir a utilização de modelos complexos de elementos finitos através de uma simples entrada de dados. O programa utiliza uma interface gráfica que permite gerar um modelo com geometria e malha de elementos finitos baseado numa secção transversal, representativa da situação em análise. Este programa de elevada versatilidade, consegue ter em consideração diversos fatores com interesse na modelação de obras geotécnicas, nomeadamente o faseamento construtivo e a interação solo-estrutura.

3.3.2 Descrição da modelação numérica

Exposto o *software* de cálculo no subcapítulo anterior, é agora descrita com rigor a modelação numérica. Como nos outros métodos estudados neste trabalho e também como já referido anteriormente, são modeladas duas situações distintas: a primeira situação corresponde à fundação localizada na superfície do terreno, e a outra trata-se da fundação enterrada no solo à profundidade de 1,5 m. De modo a que sejam apresentados os resultados mais completos possíveis, são também ilustrados os valores da capacidade de carga para um terreno horizontal realizados também neste *software*, com o objetivo de servirem como resultados de referência para a análise. Apresenta-se nos tópicos seguintes as fases necessárias para a criação dos modelos no programa:

- Definição da geometria do modelo, que será a base de todo o trabalho desenvolvido no *software*. Para a obtenção de resultados credíveis, é fundamental que o modelo seja semelhante em todas as análises, de forma a não existirem divergências que possam provocar desfasamentos nos resultados;
- Definição dos materiais a entrar nas análises. Para o estudo, é necessário introduzir os diversos modelos constitutivos e os respetivos parâmetros. No que diz respeito ao modelo para a fundação localizada à superfície do terreno, existe uma camada de betão que realiza a interação entre o solo e a estrutura. No caso da fundação enterrada, o peso da fundação de betão é adicionado ao valor obtido no PLAXIS. São introduzidos elementos de interface situados nas paredes da fundação, de modo a fazer a interação do solo com a estrutura nesse local com a finalidade de não serem mobilizadas forças de atrito entre eles;
- Criação da malha de elementos finitos. Existem diversas dimensões possíveis de serem utilizadas, desde uma malha muito fina até uma malha pouco fina. Os resultados conseguidos são mais credíveis quanto mais fina for a malha configurada, no entanto, com o aumento do refinamento da malha, maior é o tempo e esforço de cálculo do programa. Numa primeira fase foram analisadas várias malhas para os modelos, tendo-se chegado à conclusão que uma malha pouco fina tinha como vantagem o menor tempo de cálculo, porém, os resultados não poderiam ser comparados com os outros modelos em análise, visto que os valores obtidos não eram congruentes. Foi também analisado o modelo de uma malha muito fina e refinada na zona da fundação e do talude, no entanto, este processo, além de demorado, obteve resultados demasiado semelhantes para os diversos casos. O resultado para uma fundação situada a 0 m do talude era praticamente igual ao resultado para uma fundação situada a 6 m do respetivo talude. Visto que isto não parece de facto ser realista, a malha que serviu de base à realização do cálculo foi uma malha muito fina, similar em todo o maciço.

A geometria do modelo está evidenciada na Figura 3.8, para uma fundação à superfície e uma fundação enterrada 1,5 m. No que diz respeito à malha de elementos finitos, esta é constituída por elementos triangulares de 15 nós. Relativamente à geometria do modelo, a fronteira esquerda situa-se a 25 m da crista do talude, a fronteira direita apresenta-se a 105 m da crista e a altura do talude é de 10 m. Foram restringidos os deslocamentos horizontais nas faces laterais, na face inferior restringiu-se os deslocamentos horizontais e verticais e permitiu-se todo o tipo de deslocamentos na face superior, de modo a consentir a deformação do solo originada pela aplicação da carga.

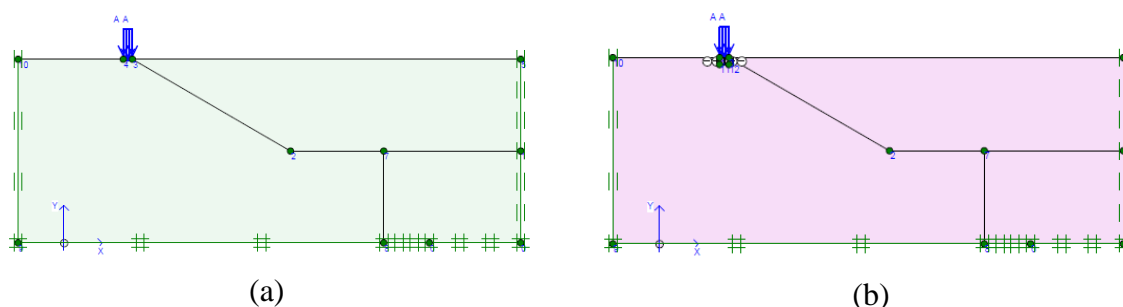


Figura 3.8 – Geometria da modelação no PLAXIS, para $b = 2$ m: (a) $D = 0$ m; (b) $D = 1,5$ m.

Posteriormente à introdução do modelo, são definidos os materiais utilizados. Anteriormente, foi referido que o solo não apresenta coesão, no entanto, para o programa de cálculo, foi assumida uma coesão de 1 kPa em todas as análises, visto que o *software* aconselha a não utilização de valores nulos para a coesão de um solo, de modo a não se verificar problemas de convergência dos resultados. Para os modelos com a fundação enterrada, são colocados elementos de interface nas laterais da fundação de betão. Estes são utilizados de modo a modelar a interface entre o solo e a fundação. Os elementos de interface possuem o valor de R_{inter} igual a 0,01. O parâmetro varia entre 0 e 1, em que 0 representa a não existência de atrito entre as paredes da fundação e o solo, e 1 corresponde à existência de uma aderência perfeita. O valor a introduzir deveria ser o valor nulo, todavia, não é possível assumir o valor de 0 do parâmetro no programa. Sendo assim, foi assumido o valor mínimo possível de inserir. O parâmetro $R_{inter} = 0,01$ é introduzido tanto nos elementos de interface como na fundação de betão e nos solos introduzidos, de forma a que seja efetuada uma análise precavida de futuros erros associados ao atrito mobilizado entre a fundação e o solo. De maneira a que os valores obtidos fossem congruentes, os valores do módulo de deformabilidade, E e do coeficiente de Poisson, ν dos três solos em análise foram os mesmos em todos eles, como evidencia o Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Materiais utilizados no PLAXIS.

Parâmetros	Unidades	Solo 1	Solo 2	Solo 3
γ_{unsat}	kN/m ³	18	18	18
γ_{sat}	kN/m ³	20	20	20
E	kN/m ²	30000	30000	30000
ν	-	0,3	0,3	0,3
c'	kN/m ²	1,0	1,0	1,0
ϕ'	°	30	35	40
Ψ	°	30	35	40

Para a respetiva análise, é introduzido um elemento placa no modelo da fundação à superfície. Relativamente à situação da fundação enterrada, esta corresponde a uma fundação rígida constituída por betão com a sua base à profundidade de 1,5 m. O peso volúmico do betão assume o valor de 18 kN/m³, igual ao peso volúmico dos três solos referenciados, de maneira a que os resultados possam ser diretamente comparáveis com o caso da fundação à superfície. Uma vez que o peso da sapata entra no valor final da capacidade de carga da sapata, será adicionado aos resultados obtidos no Plaxis o valor de 27 kPa. As características introduzidas no programa relativas ao elemento placa e à fundação de betão evidenciam-se no Quadro 3.3:

Quadro 3.3 - Propriedades do elemento placa e da fundação de betão.

Elemento placa		Fundação de betão	
Tipo de material	Elástico	Peso volúmico seco - (kN/m ³)	18,00
Rigidez axial - EA (kN/m)	3,00x10 ⁷	Módulo de elasticidade – E _{ref} (kPa)	3,00x10 ⁷
Rigidez de flexão - EI (kN.m ² /m)	2,50x10 ⁷	Coefficiente de Poisson - ν	0,10
Espessura equivalente - e (m)	1,00	R _{inter}	0,01

Apresentados os materiais, são definidas posteriormente as condições de fronteira do modelo, e após a sua definição, é gerada a malha de elementos finitos, que é apresentada na Figura 3.9, para o caso da fundação à profundidade de 1,5 m localizada a 2 m da crista do talude.

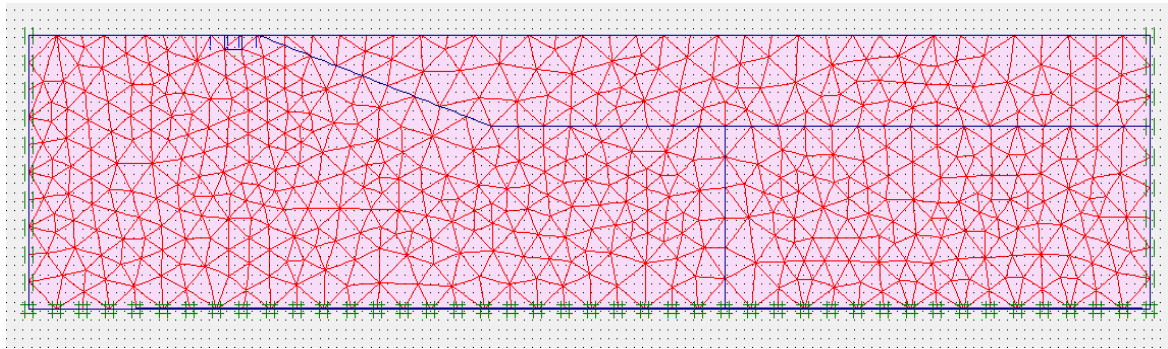


Figura 3.9 – Condições de fronteira e malha de elementos finitos para $D = 1,5$ m.

Após a definição de todo o modelo no programa, é definido o coeficiente de impulso em repouso, K_0 - quociente entre as tensões efetivas horizontal e vertical, cujo valor é de 0,5, e são geradas as tensões que se alcançam depois da retirada da parcela do solo que forma o talude (Figura 3.10).

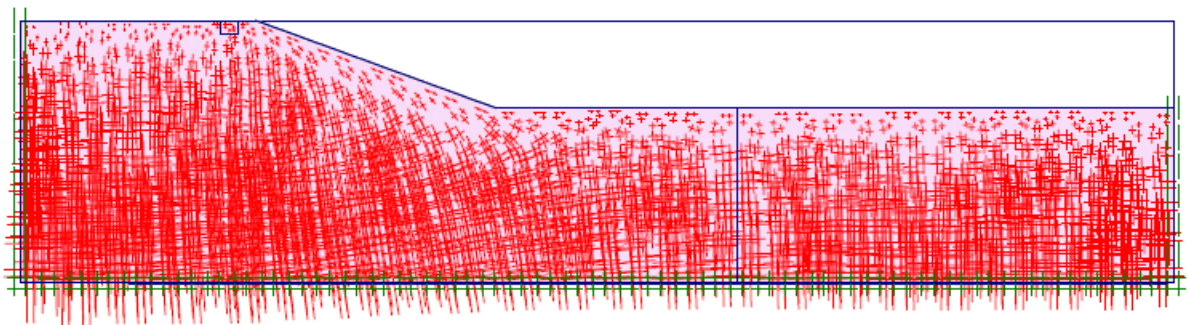


Figura 3.10 – Estado de tensão inicial, $D= 1,5$ m

Concebido o modelo, as diferenças entre uma fundação à superfície e uma fundação enterrada encontram-se na fundação de betão, na criação dos elementos de interface e nas fases de cálculo depois de todo o modelo definido. As condições de fronteira, as características dos solos e a carga inicial aplicada na fundação mantêm-se as mesmas em ambos os casos. Seguidamente, são descritos todos os passos efetuados até à obtenção do resultado para cada modelo estudado, tanto para uma fundação à superfície como para uma fundação enterrada.

- 1) A primeira fase do cálculo, em ambas as análises, corresponde à retirada da porção do maciço que faz com que o terreno se torne inclinado, de modo a que exista um talude na zona onde vai ser executada a fundação. É importante após esta fase e antes de iniciar a segunda, observar as tensões induzidas no terreno com a retirada desta fração de solo, uma vez que é possível que ocorra rotura do solo por extensão. Como é de conhecimento

geral, estes tipos de solos não possuem resistência à tração, situação que pode ocorrer nesta primeira fase do modelo com o alívio de tensões resultantes da retirada da porção de solo.

- 2) A segunda fase do cálculo, para uma fundação à superfície, consiste em ativar o elemento placa de betão na sua base e proceder à primeira aplicação de carga de 10 kPa sobre a placa. Com a primeira aplicação de carga, procede-se daqui em diante ao incremento de carga na fundação de betão, aumentando de forma progressiva o respetivo multiplicador de carga. Quando o solo é levado à rotura, o maior multiplicador obtido corresponde à carga última que é possível ser aplicada, obtendo-se assim o valor da capacidade de carga. Relativamente à fundação enterrada, a segunda fase do modelo corresponde à ativação da fundação de betão e dos elementos de interface. Daí em diante, o procedimento torna-se semelhante ao mencionado para a fundação à superfície, onde se aplica a carga inicial de 10 kPa na terceira fase e de seguida os incrementos de carga até ao colapso.

A Figura 3.11 ilustra a terceira fase do modelo de uma fundação com a base à profundidade de 1,5 m, com a inclusão de um detalhe da região da fundação, dos elementos de interface e da carga aplicada. Nesta fase, é aplicada pela primeira vez a carga sobre a fundação e, após esta etapa, todas as subsequentes correspondem à introdução gradual de multiplicadores de carga, até ser atingida a rotura do maciço (fase correspondente à obtenção do multiplicador de carga final).

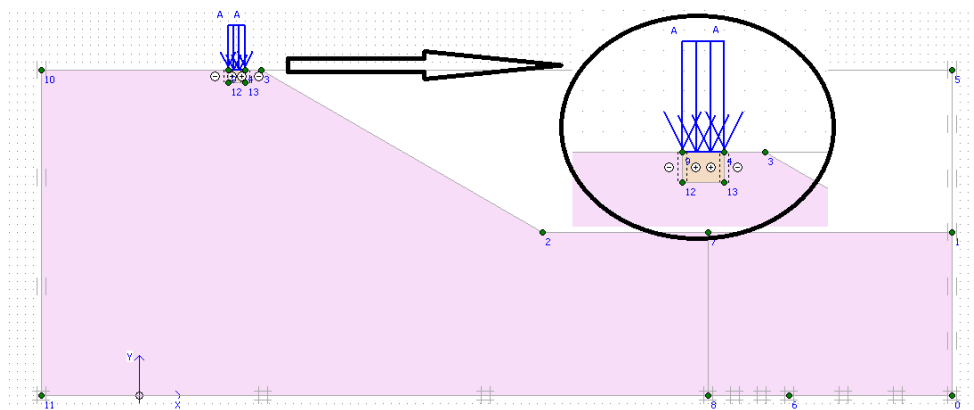


Figura 3.11 – Terceira fase da modelação no PLAXIS de uma fundação enterrada 1,5 m.

3.3.3 Resultados do Método dos Elementos Finitos

Neste capítulo, são expostos os resultados alcançados no programa de cálculo, onde, numa primeira fase, são apresentados os valores da capacidade de carga para a situação de uma fundação localizada num terreno horizontal. Estes são exibidos na Figura 3.12, tanto para uma fundação situada à superfície do terreno como para uma fundação enterrada. Como referido anteriormente, para uma fundação enterrada, é necessário adicionar ao valor obtido no PLAXIS o peso da fundação, visto que o peso próprio desta entra também na capacidade de carga. Considerando o peso volúmico do material da fundação de 18 kN/m^3 , valor igual ao do maciço, e o nível da base da sapata a 1,5 m de profundidade, foi adicionado o valor de 27 kPa aos resultados obtidos.

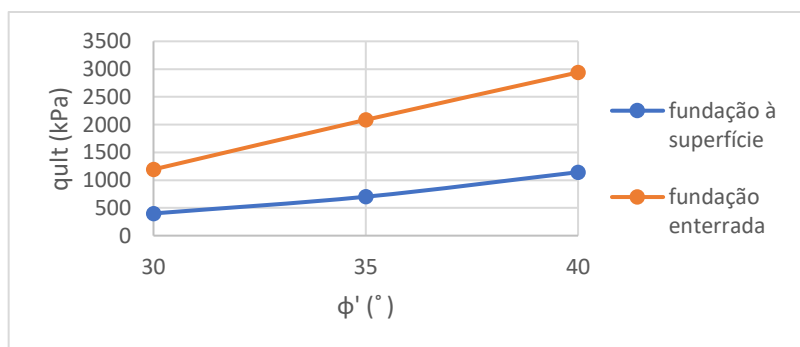


Figura 3.12 – Relação de q_{ult} de uma fundação com ϕ' do solo dos resultados no PLAXIS.

De igual forma ao realizado nos outros métodos, o Quadro 3.4 mostra a relação entre a capacidade de carga de uma fundação enterrada e uma fundação à superfície.

Quadro 3.4 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ de uma fundação num terreno horizontal no PLAXIS.

	$q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$
$\phi' = 30^\circ$	2,98
$\phi' = 35^\circ$	2,98
$\phi' = 40^\circ$	2,57

O Quadro 3.4 indica que, nos maciços analisados, uma fundação à profundidade de 1,5 m possui uma capacidade de carga superior a uma fundação superficial entre 2,57 e 2,98 vezes.

Os próximos quadros e figuras são relativos a fundações próximas de taludes. São ilustradas as Figuras 3.13 e 3.14, onde se apresenta a malha deformada na rotura e os pontos plastificados, para $D = 0$ e $D = 1,5$ m.

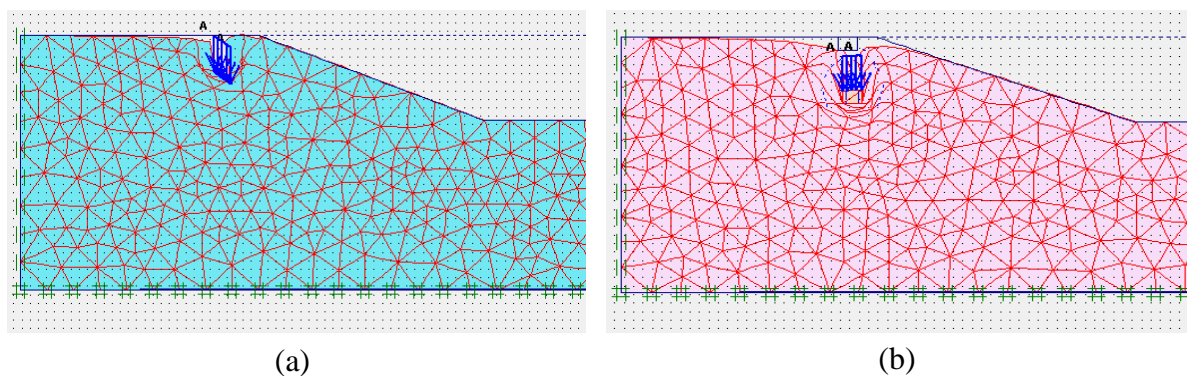


Figura 3.13 – Malha deformada na rotura (deslocamentos ampliados 20,0 vezes): (a) fundação à superfície, $\phi' = 35^\circ$, $\beta = 20^\circ$ e $q_{ult} = 551$ kPa; (b) fundação enterrada, $\phi' = 40^\circ$, $\beta = 20^\circ$ e $q_{ult} = 1587$ kPa.

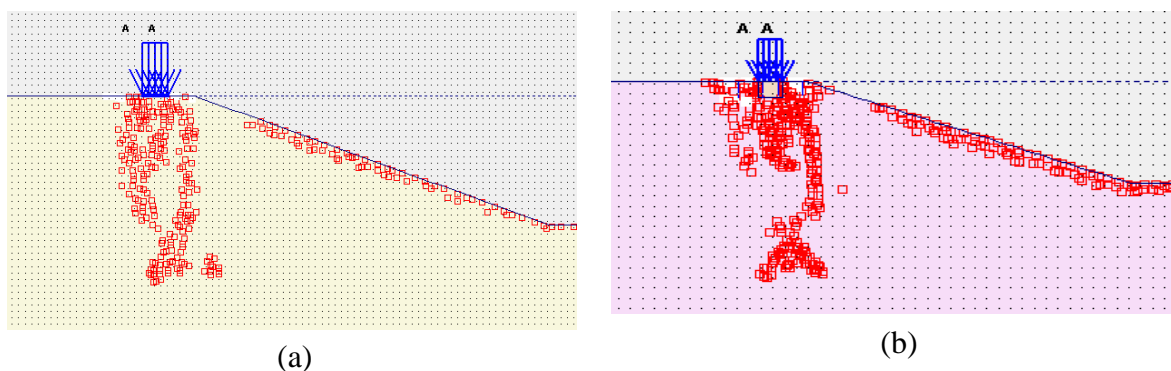


Figura 3.14 – Pontos plastificados na rotura: (a) ampliação da zona da fundação e do talude, para $D = 0$; (b) ampliação da zona da fundação e do talude, para $D = 1,5$ m.

Por observação da figura anterior, é possível observar as superfícies de rotura formadas. Nas duas situações, os pontos da zona imediatamente abaixo da fundação plastificaram, devido à tensão induzida pelo aumento de carga, formando a superfície de rotura exposta. No que diz respeito à ocorrência de pontos plastificados na face do talude, a explicação para o sucedido tem a ver com o facto de ocorrer rotura por extensão nesta região. Quando é retirada a parcela de solo que faz com ocorra a formação do talude, o alívio de tensões leva a uma rotura do solo localizado na sua fronteira.

As Figuras 3.15 e 3.16 resumem todos os resultados conseguidos através do software PLAXIS, para uma fundação à superfície e uma fundação enterrada, respetivamente.

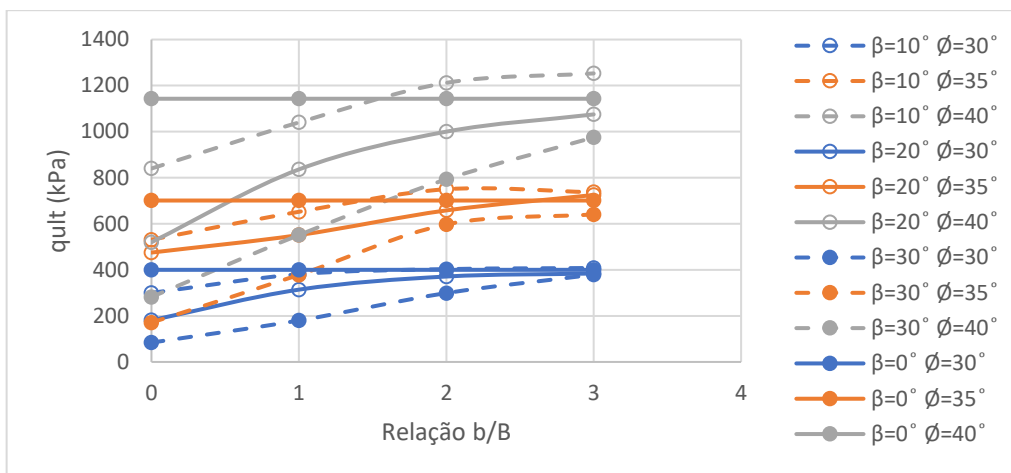


Figura 3.15 – Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 0$.

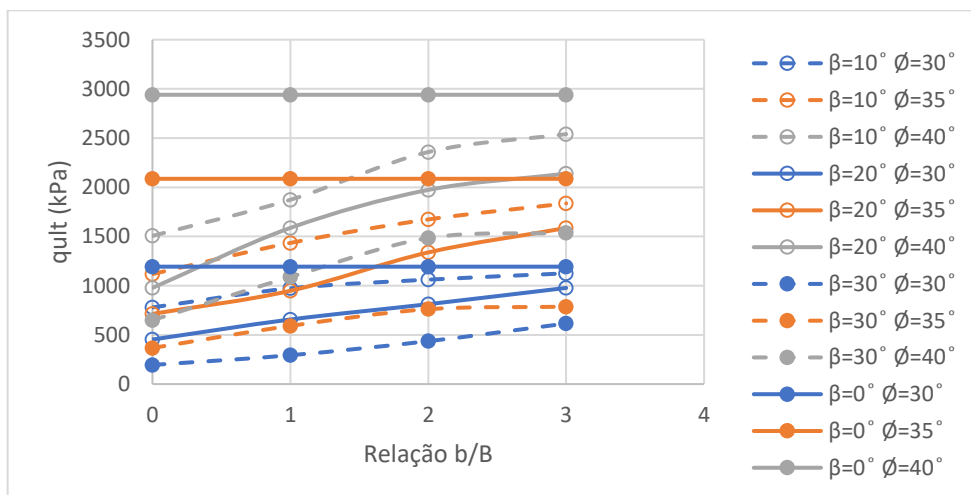


Figura 3.16 - Relação da tensão última com a distância da fundação ao talude, para $D = 1,5$ m.

É importante referir que, no cálculo, inicialmente, os valores foram obtidos para uma tolerância de cálculo, ou por outras palavras, uma margem de erro do programa máxima de 1%. Nesta circunstância, existiram situações em que os valores obtidos não eram congruentes nem compatíveis com os retirados para outros casos. Em algumas situações, nas fases intermédias do cálculo, foi aumentado este valor da tolerância, nunca excedendo os 5%. Apesar da necessidade em aumentar a tolerância, também é importante mencionar que a fase de rotura de cada modelo é obtida sempre com um valor de tolerância de 1%. Dito por outras palavras, a

última fase de cálculo de cada modelo onde aí é observada a carga de rotura apresenta sempre uma tolerância de 1%.

Por observação da Figura 3.15, e efetuando a análise para cada tipo de maciço, é possível visualizar desde logo que todas as curvas, com exceção do caso em que $\varphi' = 40^\circ$ e $\beta = 10^\circ$, vão reduzindo o seu declive com o aumento da distância da fundação ao talude, ou, por outras palavras, com o aumento da distância da fundação ao talude, cada curva está a convergir para a linha horizontal correspondente a $\beta = 0^\circ$. Através da análise da respetiva figura, analisa-se de imediato que em todas as distâncias da fundação ao talude estudadas, a capacidade de carga para uma fundação situada num terreno com um ângulo de atrito interno de 40° e uma inclinação do talude de 10° é sempre a mais elevada. De forma oposta, a curva de uma fundação situada num maciço com um ângulo de atrito interno de 30° e um talude de 30° apresenta os valores mais reduzidos da capacidade de carga admissível. Esta análise parece fazer todo o sentido, uma vez que a capacidade de carga aumenta com o aumento da resistência do maciço e aumenta também com a diminuição da inclinação do talude. Em contrapartida, a Figura 3.15 apresenta valores da capacidade de carga de fundações localizadas próximas de taludes com $\beta = 10^\circ$ superiores a fundações similares em terrenos horizontais. A maior diferença, de aproximadamente 9 %, ocorre para um solo com $\varphi' = 40^\circ$. Embora o excesso obtido seja inferior a 10 %, torna-se difícil obter uma explicação para o sucedido, uma vez que a criação dos modelos foi igual em todas as análises efetuadas e as tolerâncias de cálculo utilizadas foram também as mesmas em todos os eles.

Ao efetuar a análise agora para uma fundação enterrada no maciço terroso, as deduções que podem ser retiradas são de certa forma similares às anteriores e podem ser analisadas através da Figura 3.16. O aumento da resistência do solo e a redução da inclinação do talude levam ao aumento da capacidade de carga admissível, teoria que tem sido sustentada ao longo da dissertação.

De igual modo à metodologia anterior apresentada, o Quadro 3.5 permite analisar a relação da capacidade de carga entre uma fundação enterrada a 1,5 m e uma fundação à superfície do maciço. Os resultados estão muito próximos dos valores determinados pelo método do equilíbrio limite (Slide).

Quadro 3.5 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ de uma fundação próxima de um talude no Plaxis.

β	$\varphi' = 30^\circ$			$\varphi' = 35^\circ$			$\varphi' = 40^\circ$		
	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0B	2,60	2,50	2,31	2,11	1,50	2,15	1,79	1,88	2,30
1B	2,55	2,09	1,63	2,20	1,72	1,56	1,80	1,90	1,97
2B	2,63	2,19	1,46	2,23	2,03	1,27	1,95	1,97	1,87
3B	2,76	2,54	1,62	2,49	2,19	1,23	1,95	1,99	1,58

Os quadros 3.6 e 3.7 permitem avaliar a redução da capacidade de carga devido à presença de um talude. Aqui, é apresentada a relação entre os valores de q_{ult} obtidos com a fundação próxima de um talude e a fundação num terreno horizontal. O Quadro 3.6 ilustra a relação para uma fundação à superfície e o Quadro 3.7 para uma fundação a 1,5 m de profundidade.

Quadro 3.6 – Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 0$ pelo PLAXIS.

β	$\varphi' = 30^\circ$			$\varphi' = 35^\circ$			$\varphi' = 40^\circ$		
	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0B	0,75	0,45	0,21	0,76	0,68	0,24	0,73	0,45	0,25
1B	0,95	0,79	0,45	0,93	0,79	0,54	0,90	0,73	0,48
2B	1,01	0,93	0,75	1,07	0,94	0,85	1,05	0,87	0,69
3B	1,02	0,96	0,95	1,05	1,03	0,91	1,09	0,93	0,85

Quadro 3.7 – Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 1,5$ m pelo PLAXIS.

β	$\varphi' = 30^\circ$			$\varphi' = 35^\circ$			$\varphi' = 40^\circ$		
	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0B	0,65	0,38	0,16	0,54	0,34	0,18	0,51	0,33	0,22
1B	0,82	0,55	0,25	0,69	0,45	0,28	0,64	0,54	0,37
2B	0,89	0,68	0,37	0,80	0,64	0,36	0,80	0,67	0,50
3B	0,94	0,82	0,52	0,88	0,76	0,38	0,86	0,73	0,52

Após uma análise aos Quadros 3.6 e 3.7, verifica-se que, para um determinado solo, o aumento de β traduz-se numa diminuição da relação em análise. É expectável que esta redução exista, uma vez que o aumento de β implica uma redução da capacidade de carga. Para uma dada

inclinação do talude, o aumento de φ' não evidencia um padrão na relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$. O aumento de φ' , tanto para uma fundação num terreno horizontal como uma fundação próxima de um talude, leva a um aumento da capacidade de carga em ambos os casos. Deste modo, não pode ser afirmado que existe uma tendência de aumento ou diminuição com o aumento de φ' . No que diz respeito à variação da distância da fundação ao talude, é perceptível que o aumento desta mostra um aumento da relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$. O valor máximo deste quociente deverá ser 1,0, situação em que a capacidade de carga de uma fundação num talude é igual à capacidade de carga de uma fundação num terreno horizontal, porém, como é evidente no Quadro 3.6, existem casos em que a relação é superior à unidade, com o resultado máximo obtido igual a 1,09. Este excedente, com o valor máximo de 9 %, pode ser desprezado, assumindo-se que, para estas situações, a capacidade de carga é igual tanto numa fundação num terreno horizontal como numa fundação localizada num talude.

Em conclusão à análise realizada aos Quadros 3.6 e 3.7, verifica-se que numa fundação superficial, a relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ atinge o valor unitário para valores mais reduzidos de b . No caso de uma fundação com a base da sapata à profundidade de 1,5 m, ainda não foi atingido o valor unitário para $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$. Assim sendo, é possível afirmar que a distância da fundação ao talude que influencia a capacidade de carga da fundação assume valores mais elevados na situação da fundação enterrada.

3.4 Aplicação dos Métodos Analíticos

3.4.1 Fundações em terrenos horizontais

Neste subcapítulo, são evidenciados os resultados da aplicação dos métodos analíticos em terrenos horizontais, e no subcapítulo posterior, os resultados para fundações nas proximidades de terraplenos. No que diz respeito a fundações em maciços horizontais, os fatores de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ obtidos pelas expressões de cada autor, que estão expostas nas Equações 2.4 a 2.6, representam-se no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Fatores de capacidade de carga de Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975) para uma fundação num terreno horizontal.

		Meyerhof (1963)	Hansen (1970)	Vesic (1973,1975)
$\phi' = 30^\circ$	N_q	18,401	18,401	18,401
	N_c	30,140	30,140	30,140
	N_γ	15,668	15,070	20,093
$\phi' = 35^\circ$	N_q	33,296	33,296	33,296
	N_c	46,124	46,124	46,124
	N_γ	37,152	33,921	45,228
$\phi' = 40^\circ$	N_q	64,195	64,195	64,195
	N_c	75,313	75,313	75,313
	N_γ	93,691	79,541	106,054

Deve sublinhar-se desde logo que o ângulo de atrito é o parâmetro fundamental, já que os fatores de capacidade de carga dependem apenas de ϕ' . A análise ao Quadro 3.8 mostra que os fatores N_q e N_c são iguais para cada autor, como já tinha sido mencionado no Quadro 2.1, visto que todos eles apresentam as mesmas expressões para o cálculo. É possível apurar também que estes fatores aumentam com o aumento de ϕ' . Embora os valores do fator de capacidade de carga N_c tenham sido apresentados, este não irá entrar nos cálculos, pelo facto de c' possuir valor nulo. Relativamente ao último fator, N_γ , as equações de cada autor são distintas, e a expressão de Vesic (1973, 1975) é a que apresenta valores mais elevados. De certa forma, pode ser afirmado que, a capacidade de carga estudada pelos autores difere no fator de capacidade de carga N_γ . De modo a esclarecer melhor o referido, a Figura 3.17 ilustra a relação entre N_γ de cada autor e ϕ' .

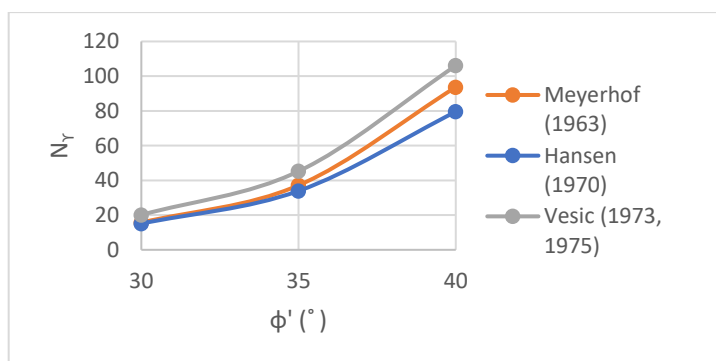


Figura 3.17 – Relação N_γ com ϕ' .

Como pode ser verificado, a diferença dos valores de N_γ de autor para autor aumentam rapidamente com o aumento de ϕ' , sendo clara a divergência das curvas representadas, corroborando com a teoria de Matos Fernandes (1995).

Com os valores dos fatores de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ já calculados, aplica-se a Equação 2.1 a cada metodologia e chega-se aos resultados de q_{ult} , em kPa, para cada método. Estes apresentam-se na Figura 3.18.

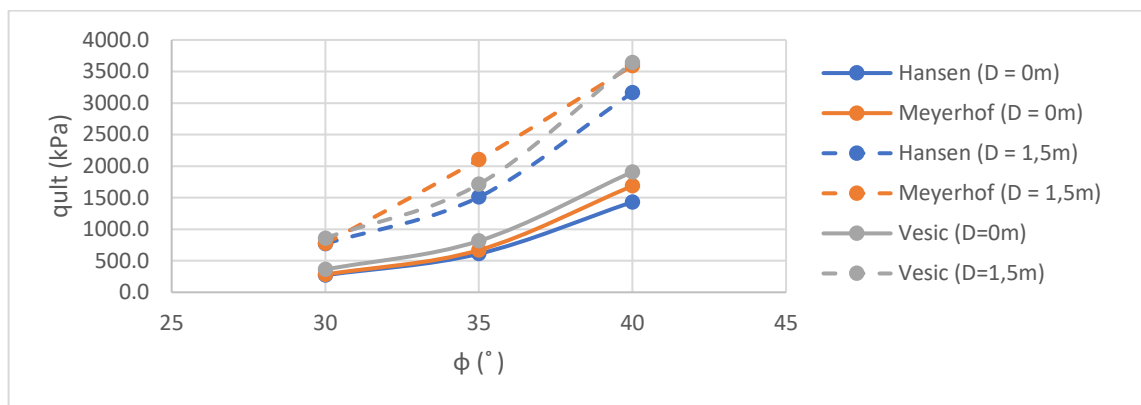


Figura 3.18 – q_{ult} de uma fundação num terreno horizontal pelos métodos analíticos.

Os valores determinados da capacidade de carga de uma fundação para cada autor apresentam-se bastante próximos. Após uma análise da Figura 3.18, é possível observar o que foi afirmado. A metodologia de Hansen (1970) é a que fornece valores da capacidade de carga mais reduzida, comparando os 3 métodos, tanto para uma fundação à superfície como para uma fundação enterrada 1,5 m. A razão pela qual esta metodologia apresenta valores inferior da tensão última de uma fundação deve-se ao facto do fator de capacidade de carga N_γ possuir os valores mais reduzidos para este autor. Como N_q é igual para as três metodologias, a diferença nos resultados deve-se a N_γ , sendo que esta diferença dos valores tende a aumentar com o aumento do ângulo de atrito. Bowles (1996) refere que o fator N_γ apresenta o intervalo de valores mais amplo do que qualquer outro dos fatores de capacidade de carga. Afirma também que, para $\phi' = 40^\circ$, o intervalo de valores de N_γ situa-se entre 38 e 192.

3.4.2 Fundações na proximidade de taludes

Os resultados agora expostos são relativos aos cálculos efetuados pelos métodos analíticos para fundações localizadas em taludes ou na proximidade deles.

i) Método de Meyerhof

Inicialmente, e como realizado no subcapítulo anterior, são ilustrados os valores de $N_{\gamma q}$ da metodologia de Meyerhof. Depois de calculados, são introduzidos na Equação 2.7, onde se determina a capacidade de carga por esta metodologia. Os valores de $N_{\gamma q}$ estão presentes nos Quadros 3.9 e 3.10 para $D = 0$ e $D = 1,5$ m. Para uma fundação enterrada, a análise efetuada foi realizada para uma distância da fundação à crista do talude de $b = 6B$. Não foi efetuada o mesmo estudo para a fundação à superfície, uma vez que os resultados são iguais a $b = 5B$.

Quadro 3.9 – Valores de $N_{\gamma q}$ (Meyerhof) de uma fundação próxima a um talude, para $D = 0$.

	b = 0B			b = 1B		
φ'	30°	35°	40°	30°	35°	40°
$\beta = 10^\circ$	11,0	25,0	64,0	14,0	30,0	75,0
$\beta = 20^\circ$	7,0	14,0	33,0	12,0	23,0	51,0
$\beta = 30^\circ$	2,0	6,0	18,5	10,2	20,0	46,0
	b = 2B			b = 3B		
φ'	30°	35°	40°	30°	35°	40°
$\beta = 10^\circ$	15,0	33,0	80,0	15,7	35,0	88,0
$\beta = 20^\circ$	14,5	30,0	70,0	15,7	34,0	85,0
$\beta = 30^\circ$	14,0	26,0	60,0	15,7	33,0	83,0
	b = 4B			b = 5B		
φ'	30°	35°	40°	30°	35°	40°
$\beta = 10^\circ$	15,7	36,0	90,0	15,7	37,0	93,7
$\beta = 20^\circ$	15,7	36,0	90,0	15,7	37,0	93,7
$\beta = 30^\circ$	15,7	36,0	90,0	15,7	37,0	93,7

Quadro 3. 10 - Valores de $N_{\gamma q}$ (Meyerhof) de uma fundação próxima a um talude, para $D = 1,5$ m.

	b = 0B			b = 1B			b = 2B					
φ'	30°	35°	40°	30°	35°	40°	30°	35°	40°			
$\beta = 10^\circ$	32,7	65,0	98,9	41,0	102,0	168,7	42,0	105,0	173,7			
$\beta = 20^\circ$	24,2	49,0	75,0	38,2	80,0	125,2	41,2	93,0	148,7			
$\beta = 30^\circ$	18,5	39,0	60,9	34,8	65,0	97,8	41,0	83,0	127,5			
	b = 3B			b = 4B			b = 5B			b = 6B		
φ'	30°	35°	40°	30°	35°	40°	30°	35°	40°	30°	35°	40°
$\beta = 10^\circ$	42,2	110,0	183,2	42,9	114,0	191,2	42,9	114,0	191,2	42,9	116,0	195,9
$\beta = 20^\circ$	42,2	104,0	171,2	42,9	107,0	176,2	42,9	107,0	176,2	42,9	112,0	186,5
$\beta = 30^\circ$	42,2	93,0	148,2	42,9	103,0	168,7	42,9	103,0	168,7	42,9	107,0	177,2

A análise realizada aos Quadros 3.9 e 3.10 apresentam-se bastante similares. É importante relatar que, numa fundação a 1,5 m de profundidade, é necessário realizar uma interpolação linear para a determinação do coeficiente $N_{\gamma q}$ retirado do ábaco da Figura 2.4. Este apresenta valores para uma relação de D/B de 0 e 1. Para o estudo realizado, a profundidade da fundação é de 1,5 m e a sua largura de 2 m, o que faz com que a relação evidenciada assumira a dimensão de 0,75. Como este valor não corresponde a nenhum dos presentes no ábaco da Figura 2.4, foi realizada uma interpolação linear de modo a determinar o valor de $N_{\gamma q}$. Em ambos os casos, $N_{\gamma q}$ aumenta com o aumento de φ' , diminui com o aumento de β e aumenta com o aumento de b . Para um dado ângulo de atrito e inclinação do talude, existe um determinado valor de $N_{\gamma q}$ que não aumenta com o evoluir da distanciada fundação ao talude. Quando esse valor se torna constante, é possível afirmar que a partir dessa distância b o talude deixa de ter influência na capacidade de carga da fundação. Para um solo com $\varphi' = 30^\circ$ e $\beta = 10^\circ$, o valor de $N_{\gamma q}$ aumenta até um valor de $b = 4B$ (8 m). A partir desse valor de b , $N_{\gamma q}$ toma sempre o valor de 42,9. Assim, é possível afirmar que a partir de 8 m, uma fundação situada num solo com $\varphi' = 30^\circ$ e $\beta = 10^\circ$ comporta-se de igual forma a uma fundação situada num terreno horizontal. Realizando a mesma análise para um solo com $\varphi' = 40^\circ$ e $\beta = 10^\circ$, ainda não existe uma estabilização de $N_{\gamma q}$, visto que para $5B$ o valor de $N_{\gamma q}$ é de 194,4 e para $6B$ esse fator é de 195,9, embora pelos resultados ilustrados essa estabilização esteja perto de ocorrer.

Determinados todos os valores de $N_{\gamma q}$, obtém-se os valores de q_{ult} . As Figuras 3.19 e 3.20 contêm os gráficos dos resultados obtidos da equação de Meyerhof (1951 e 1955) para uma fundação à superfície e enterrada 1,5 m, respetivamente. Estes gráficos relacionam a capacidade de carga de uma fundação nos maciços analisados com a distância da fundação ao talude, de modo a ser visível a influência que esta distância provoca na capacidade de carga da fundação. Antes da apresentação das figuras, é importante mencionar, em primeiro lugar, que os resultados de q_{ult} pela equação de Meyerhof para $D = 0$ (Figura 3.19) são diretamente proporcionais aos valores visíveis no ábaco da Figura 2.4 para a determinação do fator de capacidade de carga $N_{\gamma q}$, uma vez que este é o único fator a ter em consideração no cálculo. No que diz respeito a $D = 1,5$ m (Figura 3.20), foi realizada uma interpolação linear para a sua obtenção. As únicas diferenças que podem ocorrer são resultantes de eventuais erros cometidos ao realizar a interpolação linear.

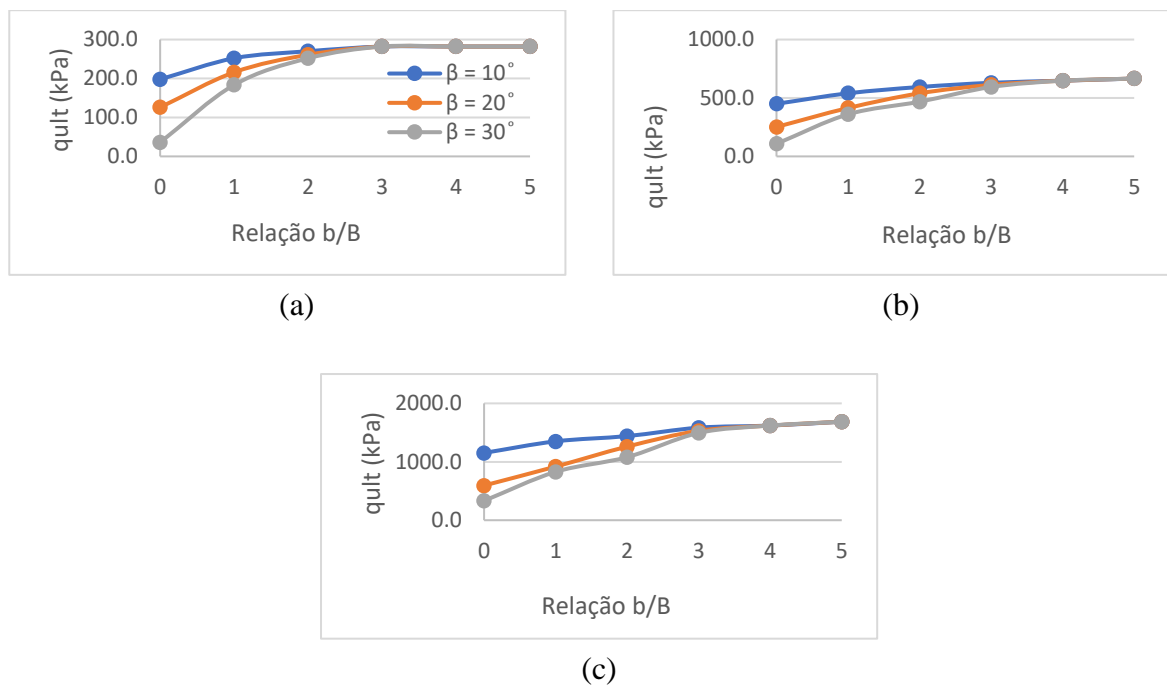


Figura 3.19 – q_{ult} pela equação de Meyerhof, para $D = 0$: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 35^\circ$; (c) $\varphi' = 40^\circ$.

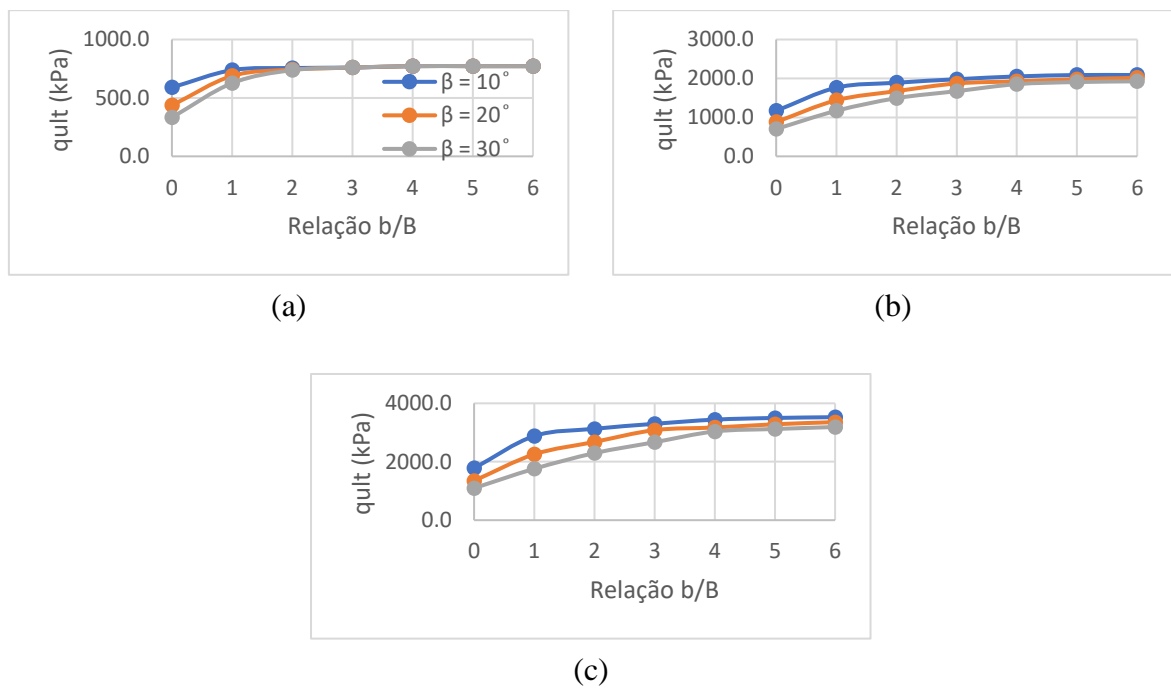


Figura 3.20 – q_{ult} pela equação de Meyerhof, $D = 1,5m$: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 35^\circ$; (c) $\varphi' = 40^\circ$.

Após uma análise às Figuras 3.19 (a) e 3.20 (a), que apresentam os resultados de um solo com $\varphi' = 30^\circ$, observa-se que o andamento das curvas leva a uma convergência destas. Para a $D = 0$ (Figura 3.19 (a)), é possível afirmar que as curvas se intersectam aproximadamente a uma distância da fundação ao talude de $3B$ (6 m). Como já dito anteriormente, esta convergência das curvas fornece a distância a partir da qual o talude deixa de ter influência na capacidade de carga última da fundação. Para uma fundação enterrada (Figura 3.20 (a)), a convergência também é atingida com uma distância da fundação ao talude de aproximadamente 6 m. As análises para ângulos de atrito de 35° e de 40° , mostram que na situação da fundação à superfície, ocorre a convergência das curvas de igual forma ao analisado para um maciço com $\varphi' = 30^\circ$, no entanto, esta convergência situa-se entre os $3B$ e os $4B$, tanto para um solo com um ângulo de atrito de 35° como para um de 40° (Figuras 3.19 (b) e (c)). Já para uma fundação à profundidade de 1,5 m, parece desde logo não existir uma interseção das curvas nos maciços de ângulos de atrito de 35° e 40° (Figuras 3.20 (b) e (c)). A sua observação permite constatar que as curvas convergem para um determinado valor, mas ainda não existiu essa convergência. Isto significa que, para estes dois casos de estudo, o talude ainda continua a ter influência na capacidade de carga da fundação. Esta não convergência das curvas é mais notória no caso de um solo com um ângulo de atrito de 40° . A análise detalhada destes dados permite afirmar com clareza que o aumento da resistência mecânica do maciço leva a que a distância da fundação ao talude que faz com que a capacidade de carga de uma fundação não seja influenciada pela presença de um talude também aumente. O Quadro 3.11 evidencia a relação dos valores de uma fundação enterrada 1,5 m com uma fundação à superfície pela metodologia de Meyerhof.

Quadro 3.11 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ pela equação de Meyerhof.

$q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ para $\varphi' = 30^\circ$						
	0B	1B	2B	3B	4B	5B
$\beta = 10^\circ$	3,0	2,9	2,8	2,7	2,7	2,7
$\beta = 20^\circ$	3,5	3,2	2,8	2,7	2,7	2,7
$\beta = 30^\circ$	9,3	3,4	2,9	2,7	2,7	2,7
$q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ para $\varphi' = 35^\circ$						
	0B	1B	2B	3B	4B	5B
$\beta = 10^\circ$	2,6	3,3	3,2	3,1	3,2	3,1
$\beta = 20^\circ$	3,5	3,5	3,1	3,1	3,0	3,0
$\beta = 30^\circ$	6,5	3,3	3,2	2,8	2,9	2,9
$q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ para $\varphi' = 40^\circ$						
	0B	1B	2B	3B	4B	5B
$\beta = 10^\circ$	1,5	2,1	2,2	2,1	2,1	2,1
$\beta = 20^\circ$	2,3	2,5	2,1	2,0	2,0	1,9
$\beta = 30^\circ$	3,3	2,1	2,1	1,8	1,9	1,9

Como esperado, a fundação enterrada possui maior capacidade de carga, visto que todas as relações efetuadas possuem valores superior à unidade. É interessante reparar que para uma distância da fundação ao talude de 0 m, com uma inclinação deste de 30° , nos casos de ângulos de atrito de 30° e 35° , os valores destas relações ficam muito desfasados dos restantes. A explicação para o desfasamento de $\varphi' = 35^\circ$ pode ser explicada pelo facto de os valores dos fatores de capacidade de carga serem obtidos através de uma interpolação linear. Isto pode de facto, gerar incongruências nos resultados.

De igual modo ao que foi exibido no Método dos Elementos Finitos, são apresentados de seguida os Quadros 3.12 e 3.13 para uma fundação à superfície e uma fundação enterrada 1,5 m, respetivamente, onde se consegue avaliar a redução da capacidade de carga devido à presença de um talude, pelo método analítico de Meyerhof. É ilustrada a relação entre uma fundação próxima da crista de um talude com uma fundação localizada num terreno horizontal, $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$.

Quadro 3.12 - Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 0$, pelo método de Meyerhof.

β	$\varphi' = 30^\circ$			$\varphi' = 35^\circ$			$\varphi' = 40^\circ$		
	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0B	0.70	0.45	0.13	0.67	0.38	0.16	0.68	0.35	0.20
1B	0.89	0.77	0.65	0.81	0.62	0.54	0.80	0.54	0.49
2B	0.96	0.93	0.89	0.89	0.81	0.70	0.85	0.75	0.64
3B	1.00	1.00	1.00	0.94	0.92	0.89	0.94	0.91	0.89

Quadro 3.13 - Relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ para $D = 1,5$ m, pelo método de Meyerhof.

β	$\varphi' = 30^\circ$			$\varphi' = 35^\circ$			$\varphi' = 40^\circ$		
	10°	20°	30°	10°	20°	30°	10°	20°	30°
0B	0.76	0.56	0.43	0.56	0.42	0.33	0.50	0.38	0.31
1B	0.96	0.89	0.81	0.84	0.68	0.56	0.80	0.63	0.49
2B	0.98	0.96	0.96	0.90	0.80	0.71	0.87	0.75	0.64
3B	0.98	0.98	0.98	0.94	0.89	0.80	0.92	0.86	0.74

A observação aos Quadros 3.12 e 3.13 permite afirmar que os resultados mostram uma tendência semelhante à análise já executada para o método dos elementos finitos. Para o mesmo solo, o aumento de β resulta num decréscimo da relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$. Ao realizar o estudo para uma dada inclinação do talude, averigua-se que o aumento de φ' não ilustra um padrão bem definido na relação em causa. A mesma análise para b indica que existe um aumento

de $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$, e para uma fundação à superfície, esta relação adquire o valor de 1,0 para as diferentes inclinações em causa de um maciço com $\varphi' = 30^\circ$.

Neste método, a relação $q_{ult}(\beta \neq 0) / q_{ult}(\beta = 0)$ atinge a unidade para valores mais reduzidos de b no caso da fundação à superfície. Este estudo encontra-se em concordância com a mesma análise realizada para o método dos elementos finitos.

ii) Método de Hansen

O Quadro 3.14 fornece os resultados dos fatores de capacidade de carga N'_γ e N'_q , de forma a determinar a capacidade de carga de uma fundação pela equação de Hansen modificada.

Quadro 3.14 – Fatores N'_γ e N'_q pela equação de Hansen modificada.

$\varphi' = 30^\circ$									
D = 0 m					D = 1,5 m				
		0B	1B	2B			0B	1B	2B
N'_γ	$\beta = 10^\circ$	11,39	13,25	15,10	N'_γ	$\beta = 10^\circ$	11,39	13,25	15,10
	$\beta = 20^\circ$	9,54	12,32	15,10		$\beta = 20^\circ$	9,54	12,32	15,10
	$\beta = 30^\circ$	8,20	11,65	15,10		$\beta = 30^\circ$	8,20	11,65	15,10
N'_q	$\beta = 10^\circ$	18,40	18,40	18,40	N'_q	$\beta = 10^\circ$	11,16	14,11	15,39
	$\beta = 20^\circ$	18,40	18,40	18,40		$\beta = 20^\circ$	9,84	15,73	18,40
	$\beta = 30^\circ$	18,40	18,40	18,40		$\beta = 30^\circ$	8,08	15,81	18,40
$\varphi' = 35^\circ$									
D = 0 m					D = 1,5 m				
		0B	1B	2B			0B	1B	2B
N'_γ	$\beta = 10^\circ$	24,05	29,20	34,35	N'_γ	$\beta = 10^\circ$	24,05	29,2	34,35
	$\beta = 20^\circ$	20,37	27,36	34,35		$\beta = 20^\circ$	20,37	27,36	34,35
	$\beta = 30^\circ$	18,58	26,47	34,35		$\beta = 30^\circ$	18,58	26,47	34,35
N'_q	$\beta = 10^\circ$	41,30	41,30	41,30	N'_q	$\beta = 10^\circ$	22,55	28,51	31,24
	$\beta = 20^\circ$	41,30	41,30	41,30		$\beta = 20^\circ$	19,03	30,36	35,81
	$\beta = 30^\circ$	41,30	41,30	41,30		$\beta = 30^\circ$	15,00	30,22	37,41
$\varphi' = 40^\circ$									
D = 0 m					D = 1,5 m				
		0B	1B	2B			0B	1B	2B
N'_γ	$\beta = 10^\circ$	48,60	64,00	79,40	N'_γ	$\beta = 10^\circ$	48,6	64,00	79,40
	$\beta = 20^\circ$	42,99	61,20	79,40		$\beta = 20^\circ$	42,99	61,20	79,40
	$\beta = 30^\circ$	41,06	60,23	79,40		$\beta = 30^\circ$	41,06	60,23	79,40
N'_q	$\beta = 10^\circ$	64,20	64,20	64,20	N'_q	$\beta = 10^\circ$	33,94	42,92	47,09
	$\beta = 20^\circ$	64,20	64,20	64,20		$\beta = 20^\circ$	28,21	44,99	53,21
	$\beta = 30^\circ$	64,20	64,20	64,20		$\beta = 30^\circ$	21,91	44,62	56,41

Como era expectável, constata-se que os valores dos dois fatores diminuem com o aumento da inclinação do talude, aumentam com o aumento da distância da fundação ao talude e aumentam com o aumento do ângulo de atrito.

Apresentam-se na Figura 3.21 os resultados da capacidade de carga de uma fundação à superfície pela equação de Hansen modificada. Esta metodologia apenas apresenta valores até uma distância da fundação ao talude de $2B$ (4 m), isto porque os cálculos foram realizados através de Bowles (1996), que apresenta a relação de b/B , cujo valor máximo apresentado desta relação é de 1,5. Assim, foi realizada uma interpolação de modo a calcular o valor do fator de capacidade de carga N'_q .

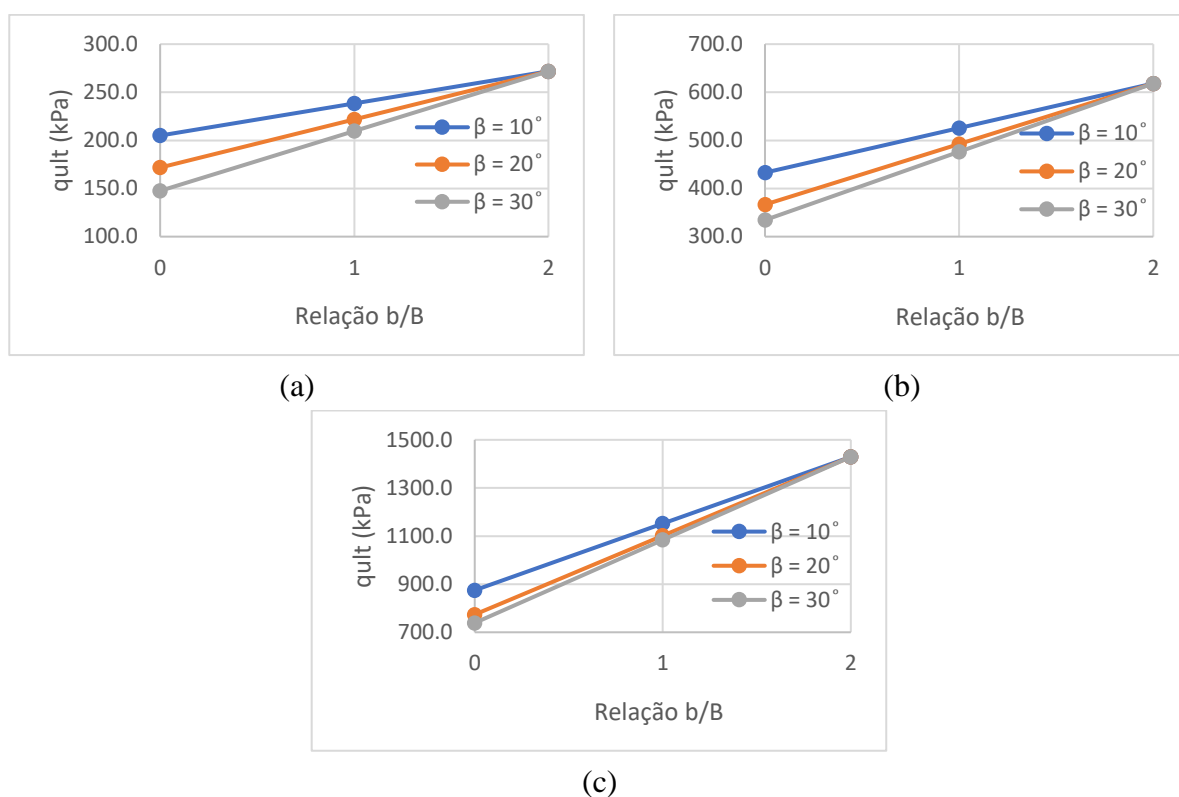


Figura 3.21 – Valores de q_{ult} obtidos com a equação de Hansen modificada para $D = 0$: (a) $\phi' = 30^\circ$; (b) $\phi' = 35^\circ$; (c) $\phi' = 40^\circ$.

A Figura 3.21 mostra que a capacidade de carga pela metodologia de Hansen para $D = 0$ m aumenta com o aumento de b , e para $b = 2B$ as curvas quase se interseçam qualquer que seja o maciço em causa. Isto indica que, por este método, a partir de $b = 2B$, o talude deixa de ter influência na capacidade de carga da fundação, visto que a capacidade de carga se torna independente da inclinação deste.

A Figura 3.22 apresenta os mesmos resultados para $D = 1,5$ m.

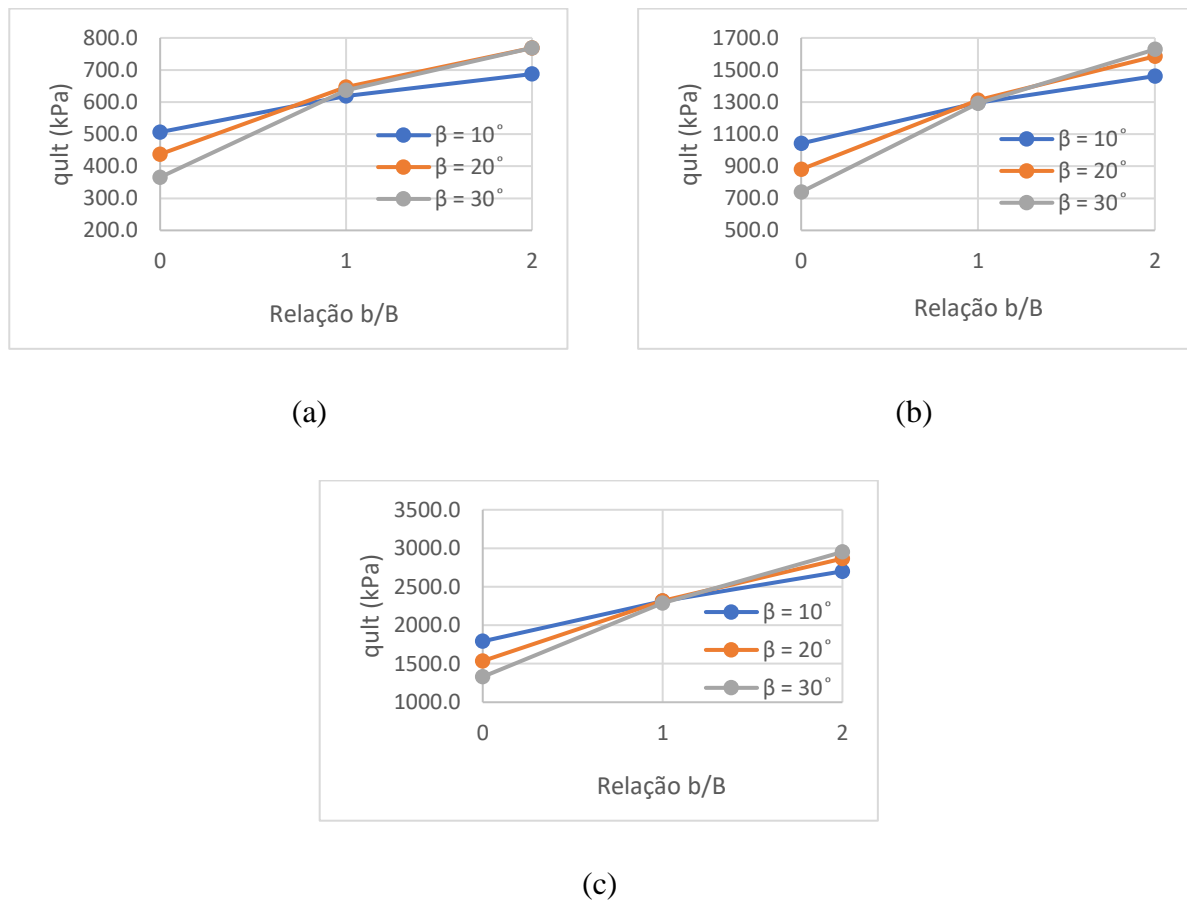


Figura 3.22 - Valores de q_{ult} obtidos com a equação de Hansen modificada para $D = 1,5$ m: (a) $\phi' = 30^\circ$; (b) $\phi' = 35^\circ$; (c) $\phi' = 40^\circ$.

Após uma análise efetuada à Figura 3.22, constata-se que para $b = 0$ m, o aumento da inclinação do talude leva a uma menor capacidade de carga da fundação para qualquer um dos solos. Existe uma convergência da capacidade de carga dos três solos quando $b = 1B$, e ocorre uma divergência dos valores entre $1B$ e $2B$. Consegue-se também visualizar que, para os três solos estudados, quando se está perante uma distância da fundação ao talude de $2B$ (4 m), a capacidade de carga mais elevada corresponde a uma fundação situada num talude com 30° de inclinação, contradizendo o que foi abordado até aqui na presente dissertação. Como já referido no Capítulo 2, existem dúvidas relativamente aos dados tabelados para o fator de capacidade de carga N'_q de Bowles (1996). Para este, os valores de N'_q para $b = 1B$ foram calculados através de uma interpolação linear, enquanto que para $b = 2B$ realiza-se uma extrapolação linear. Os valores de N'_q e N'_γ , este último determinado através da expressão matemática exposta no Capítulo 2 (Equação 2.12) e usados no cálculo estão presentes no Quadro 3.15.

Quadro 3.15 – Fatores N'_q (tabelado em Bowles (1996)) e N'_γ .

N'_q				N'_γ			
$\varphi' = 30^\circ$				$\varphi' = 30^\circ$			
	0B	1B	2B		0B	1B	2B
$\beta = 10^\circ$	11,16	14,11	15,39	$\beta = 10^\circ$	11,39	13,25	15,39
$\beta = 20^\circ$	9,84	15,73	18,40	$\beta = 20^\circ$	9,54	12,32	18,40
$\beta = 30^\circ$	8,08	15,81	18,40	$\beta = 30^\circ$	8,20	11,65	18,40
$\varphi' = 35^\circ$				$\varphi' = 35^\circ$			
	0B	1B	2B		0B	1B	2B
$\beta = 10^\circ$	22,55	28,51	31,24	$\beta = 10^\circ$	24,05	29,20	34,35
$\beta = 20^\circ$	19,03	30,36	35,81	$\beta = 20^\circ$	20,37	27,36	34,35
$\beta = 30^\circ$	15,00	30,22	37,41	$\beta = 30^\circ$	18,58	26,47	34,35
$\varphi' = 40^\circ$				$\varphi' = 40^\circ$			
	0B	1B	2B		0B	1B	2B
$\beta = 10^\circ$	33,94	42,92	47,09	$\beta = 10^\circ$	48,6	64,00	79,40
$\beta = 20^\circ$	28,21	44,99	53,21	$\beta = 20^\circ$	42,99	61,20	79,40
$\beta = 30^\circ$	21,91	44,62	56,41	$\beta = 30^\circ$	41,06	60,23	79,40

Os valores do fator de capacidade de carga N'_γ estão quase todos de acordo com o esperado, com exceção do caso de um maciço com $\varphi' = 30^\circ$ e $b = 2B$. Nesta situação, o aumento da inclinação do talude traduz-se num aumento do fator N'_γ situação que não era expectável. Esta incongruência encontra-se assinalada no Quadro 3.15. Relativamente a N'_q , existem situações assinaladas no mesmo quadro em que o aumento da inclinação do talude leva ao aumento do valor de N'_q . Foi feita uma pesquisa em diversa bibliografia de modo a tentar encontrar alguma explicação para estes valores, no entanto, não foi obtido um esclarecimento que justifique o que foi relatado neste parágrafo.

iii) Método de Vesic

Nos Quadros 3.16 e 3.17 incluem-se os resultados dos cálculos efetuados pela metodologia de Vesic (1975) para uma fundação à superfície e uma fundação enterrada 1,5 m, respetivamente. Aqui apresentam-se os valores do coeficiente de impulso passivo, K_p , do fator corretivo do talude, λ_γ e do fator de capacidade de carga N_γ .

Quadro 3.16 – Valores de K_p , λ_γ e N_γ pelo método de Vesic (1975) para $D = 0$.

		K_p	λ_γ	N_γ
$\varphi' = 30^\circ$	$\beta = 10^\circ$	3,00	0,52	11,86
	$\beta = 20^\circ$		0,24	
	$\beta = 30^\circ$		0,00	
$\varphi' = 35^\circ$	$\beta = 10^\circ$	3,69	0,57	22,47
	$\beta = 20^\circ$		0,31	
	$\beta = 30^\circ$		0,10	
$\varphi' = 40^\circ$	$\beta = 10^\circ$	4,60	0,60	43,49
	$\beta = 20^\circ$		0,37	
	$\beta = 30^\circ$		0,17	

Quadro 3.17 - Valores de K_p , λ_γ , N_γ , λ_q e N_q pelo método de Vesic (1975) para $D = 1,5$ m.

		K_p	λ_γ	N_γ	λ_q	N_q
$\varphi' = 30^\circ$	$\beta = 10^\circ$	3,00	0,52	11,86	0,81	13,80
	$\beta = 20^\circ$		0,24		0,46	
	$\beta = 30^\circ$		0,00		0,00	
$\varphi' = 35^\circ$	$\beta = 10^\circ$	3,69	0,57	22,47	0,85	22,34
	$\beta = 20^\circ$		0,31		0,57	
	$\beta = 30^\circ$		0,10		0,21	
$\varphi' = 40^\circ$	$\beta = 10^\circ$	4,60	0,60	43,49	0,88	37,67
	$\beta = 20^\circ$		0,37		0,65	
	$\beta = 30^\circ$		0,17		0,35	

Na Figura 3.23 estão incluídos os resultados obtidos através da equação de Vesic (1975), relatados graficamente, para o único caso onde o método é empregue ($b = 0$ m). Este é o único método que considera valores da capacidade de carga nulos para $\varphi' = \beta$. Como é sabido, o ângulo de resistência ao corte representa a inclinação de um talude de material granular após a deposição por queda livre. É assim fácil entender que para $\varphi' < \beta$, a capacidade de carga assume valores nulos, visto que a inclinação do talude não pode ser superior ao ângulo de resistência ao corte.

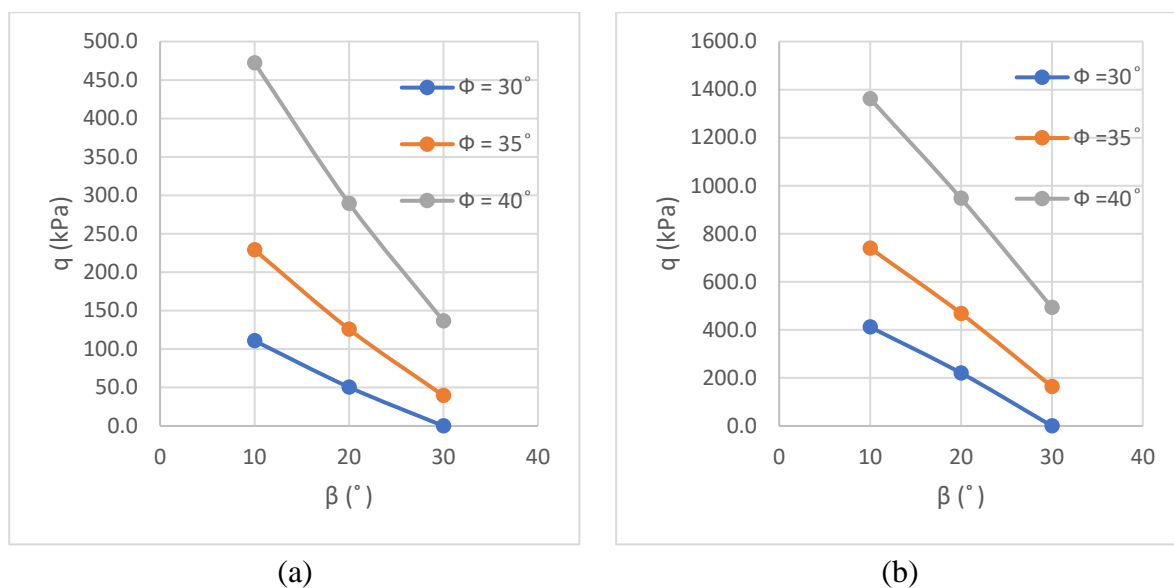


Figura 3.23 – Resultados através da equação de Vesic (1975) para: (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m.

Este foi o único método analítico estudado em que foi assumido que o solo não segue uma lei associada, ou seja, $\phi' = \psi$. De acordo com Loukidis et al (2008), é de esperar que a capacidade de carga obtida pela presente metodologia possua valores inferiores às outras em análise. Como já exposto nas metodologias anteriores, o Quadro 3.18 apresenta os resultados da relação da capacidade de carga de uma fundação com a base da sapata a 1,5 m de profundidade com uma fundação com a base à superfície.

Quadro 3.18 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ do método de Vesic (1975).

ϕ'	β	$q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$
30°	10°	3,72
	20°	4,36
	30°	0,00
35°	10°	3,23
	20°	3,72
	30°	4,15
40°	10°	2,88
	20°	3,27
	30°	3,61

O Quadro 3.18 evidencia que a relação analisada se encontra em conformidade com o mesmo estudo já realizado para outros métodos. A metodologia de Vesic (1975), apresenta valores da relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ entre 2,88 e 4,36, excluindo o valor nulo para $\phi' = 30^\circ$ e $\beta = 30^\circ$. Os resultados encontram-se um pouco superiores ao método de Meyerhof (1951 e 1955) e ao Método dos Elementos Finitos, que apresenta resultados entre 1,23 e 2,76. A observação do quadro anterior mostra que o aumento do ângulo de atrito do solo provoca uma redução da relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$. Esta tendência foi também verificada no Método dos Elementos Finitos (Quadro 3.5) e na metodologia de Meyerhof (Quadro 3.11). Em contrapartida, o aumento da inclinação do talude provoca um aumento de $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$, ilustrado também em quase todos os resultados do Método dos Elementos Finitos e na metodologia de Meyerhof.

4 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

4.1 Análise de um terreno horizontal

No Quadro 4.1, observa-se a relação obtida da capacidade de carga de uma fundação enterrada a 1,5 m de profundidade e uma fundação à superfície, localizadas num terreno horizontal. A capacidade de carga através dos métodos analíticos é determinada pela Equação 2.1, onde os fatores de capacidade de carga utilizados determina-se através das Equações 2.4 a 2.6, consoante o autor.

Quadro 4.1 – Relação $q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$ para um terreno horizontal.

$q_{ult}(D=1,5) / q_{ult}(D=0)$				
	Métodos analíticos			Método dos elementos finitos (PLAXIS)
	Hansen	Meyerhof	Vesic	
$\varphi' = 30^\circ$	2,83	2,74	2,37	2,98
$\varphi' = 35^\circ$	2,47	2,34	2,10	2,98
$\varphi' = 40^\circ$	2,21	2,13	1,91	2,57

Pela análise do quadro anterior, é possível observar desde logo que, uma fundação enterrada 1,5 m possui uma capacidade de carga superior a uma fundação à superfície, variando entre 1,91 e 2,98, o que vem a concordar com as relações já expostas anteriormente para outras metodologias. Existe a tendência desta relação diminuir com o aumento do ângulo de atrito. Esta evidência apenas não ocorre no PLAXIS para $\varphi' = 35^\circ$.

O objetivo da determinação da capacidade de carga de fundações em terrenos horizontais é fundamentalmente para estes resultados servirem de base à realização de uma análise da redução da capacidade de carga de uma fundação localizada na proximidade de um talude.

4.2 Análise de fundações nas proximidades de taludes

Procurando avaliar a influência que a inclinação do talude provoca na redução de capacidade de carga de uma fundação, é apresentado na Figura 4.1 a variação da percentagem de redução de capacidade de carga com o aumento da inclinação do talude, para uma fundação à superfície, para maciços com ângulos de atrito de 30° (Figura 4.1 (a)) e 40° (Figura 4.1 (b)).

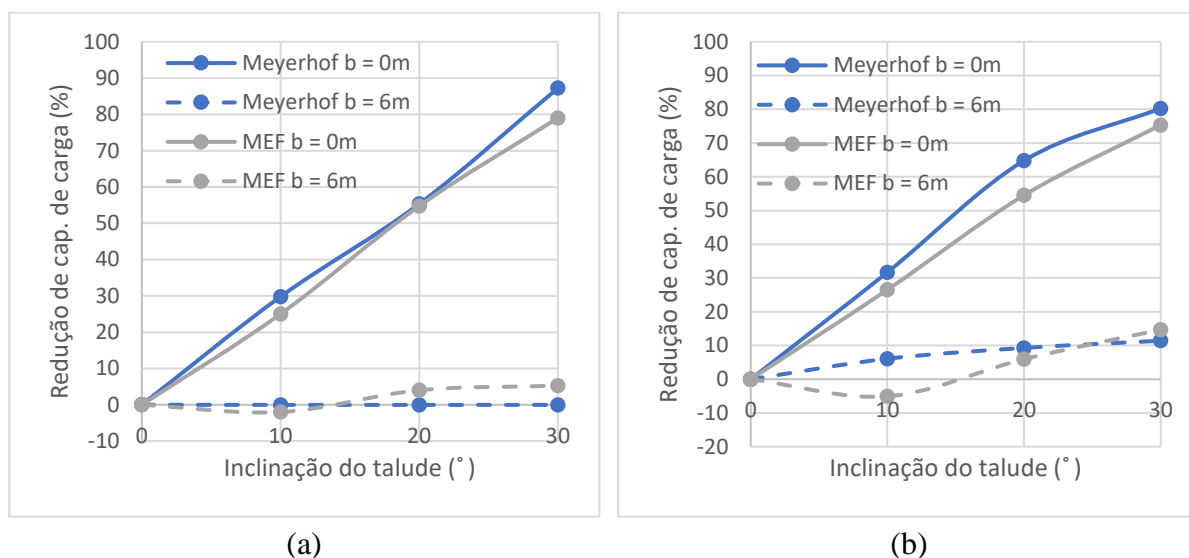


Figura 4.1 – Relação da redução da capacidade de carga (%) com a inclinação do talude, para $D = 0$: (a) $\phi' = 30^\circ$; (b) $\phi' = 40^\circ$.

As análises são realizadas para uma fundação situada a 0 e 6 m de um talude. A Figura 4.1 permite desde logo constatar que, para uma fundação superficial a 0 m do talude, os resultados do método dos elementos finitos e da equação de Meyerhof (1951 e 1955) apresentam-se bastante idênticos. É possível observar que estas duas curvas, tanto para o maciço com $\phi' = 30^\circ$ (Figura 4.1 (a)) como para $\phi' = 40^\circ$ (Figura 4.1 (b)), o aumento da inclinação do talude até 30° faz com que a perda de capacidade de carga da fundação seja próxima de uma redução linear. Relativamente a uma distância da fundação ao talude de 6 m, o declive das curvas representadas é distinto comparadas com a análise para $b = 0$ m. Aqui, para um solo com um ângulo de atrito de 30° (Figura 4.1 (a)), a curva da equação de Meyerhof apresenta um declive nulo. A justificação para isto tem a ver com o facto de nesta situação, o talude não apresentar influência na capacidade de carga da fundação. Esta justificação é também plausível para os resultados deste solo com o método dos elementos finitos, no entanto, a curva obtida apresenta algumas variações. Apesar de tudo, estas alternâncias representam diferenças muito pouco significativas, inferiores a 5 %. Uma análise similar efetuada a um solo com $\phi' = 40^\circ$ (Figura 4.1 (b)), mostra

que, para $b = 6$ m, a curva de Meyerhof apresenta agora um declive, uma vez que neste maciço, com uma fundação a 6 metros da crista do talude, ainda existe influência deste na capacidade de carga da fundação, situação que não ocorre para o solo com $\varphi' = 30^\circ$ (Figura 4.1 (a)). O aumento de φ' faz com que a distância da fundação ao talude com que este deixa de ter influência na capacidade de carga da fundação tende a aumentar. Este incremento é explicado pela superfície de rotura de um solo. Quanto maior é a resistência do maciço, a linha de rotura atinge maiores profundidades, maiores distâncias horizontais e por sua vez maior volume de terras. A grande diferença obtida situa-se na inclinação do talude de 10° , porém, a diferença registada toma valores de cerca de 10 %. Uma observação da Figura 4.1 é que as curvas do método dos elementos finitos para $b = 6$ m apresentam valores negativos na inclinação do talude de 10° , ou seja, existem valores da capacidade de carga de uma fundação superiores para um talude a 6 m da fundação do que para um terreno horizontal. Como nesta situação praticamente não existe influência do talude na capacidade de carga da fundação, e os valores negativos não ultrapassam os 5 %, pode-se, eventualmente, admitir que o erro é desprezável.

A mesma análise é efetuada para uma fundação com a base à profundidade de 1,5 m. A Figura 4.2 mostra a relação da redução da capacidade de carga com a inclinação do talude para a situação referida.

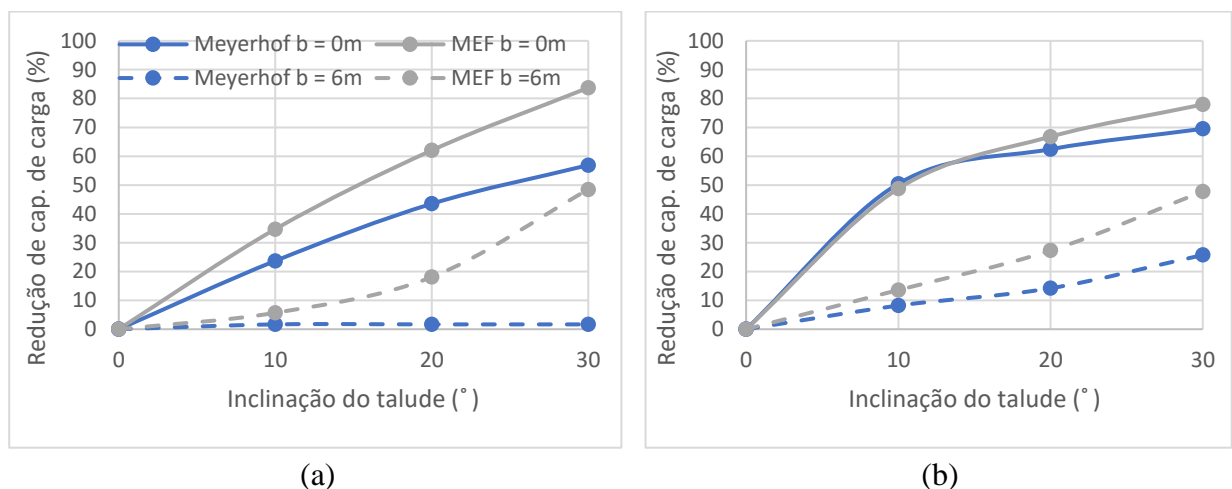


Figura 4.2 – Relação da redução da capacidade de carga (%) com a inclinação do talude, para $D = 1,5$ m: (a) $\varphi' = 30^\circ$; (b) $\varphi' = 40^\circ$.

A Figura 4.2 indica que, para $b = 0$ m, os dois métodos em causa apresentam diferenças da redução de capacidade de carga algo significativas para $\varphi' = 30^\circ$, no entanto, para $\varphi' = 40^\circ$ a diferença reduz-se, e a trajetória das curvas torna-se semelhantes nos dois maciços, com uma diferença máxima de cerca de 10% para $\beta = 30^\circ$. É também notório que todas as curvas

divergem com o aumento da inclinação do talude nos dois solos em análise. Constatam-se que, para $\varphi' = 30^\circ$ (Figura 4.2 (a)), uma fundação a 6 m do talude, a redução da capacidade de carga devido à presença do talude é praticamente nula pela metodologia de Meyerhof. Isto permite afirmar que, a esta distância da crista do talude, o comportamento da fundação é igual a uma fundação similar localizada num terreno horizontal. Em relação ao Método dos Elementos Finitos, ainda existe redução da capacidade de carga para a mesma distância b . Relativamente a um solo com $\varphi' = 40^\circ$ (Figura 4.2 (b)), ocorre redução da capacidade de carga na metodologia de Meyerhof para $b = 6$ m. Neste maciço, a largura da superfície de rotura intersecta o talude, traduzindo-se numa redução da capacidade de carga. Como referido ao longo do trabalho, as zonas plastificadas atingem maiores dimensões quanto maior for o ângulo de atrito do solo, como nos mostra a Figura 2.2 e as Equações 2.2 e 2.3. Assim, é visível nesta situação que, para $b = 6$ m, e pelo método de Meyerhof, o talude não interfere na capacidade de carga de uma fundação num maciço com $\varphi' = 30^\circ$, porém, para $\varphi' = 40^\circ$, o talude provoca ainda redução na capacidade de carga desta.

Apresentam-se agora análises onde são variados os principais parâmetros que influenciam a capacidade de carga de uma fundação: a distância da fundação ao talude (Figura 4.3), o ângulo de resistência ao corte (Figura 4.4), e a inclinação do talude (Figura 4.5). Como seria demasiado exaustivo uma análise a todos os valores expostos ao longo do trabalho, são apresentados três casos distintos para $D = 0$ m e $D = 1,5$ m. Na variação de b , foi aplicado a situação do maciço com $\varphi' = 40^\circ$, $\beta = 30^\circ$. Para a variação de φ' , é analisado o caso do maciço com $b = 0$ m, $\beta = 20^\circ$, e, por fim, ao estudar a inclinação do talude, é examinado o solo com $\varphi' = 30^\circ$, $b = 0$ m.

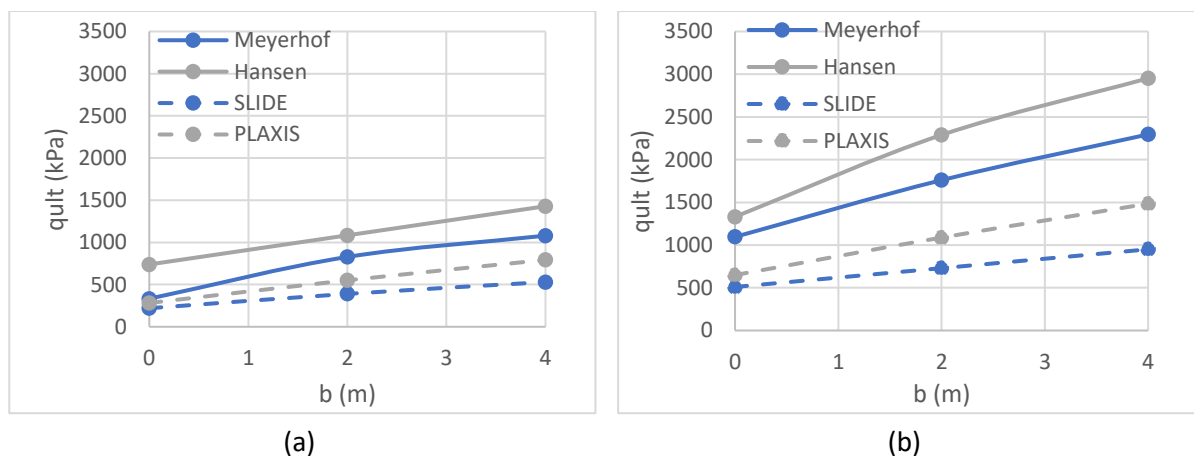


Figura 4.3 – Relação q_{ult} (kPa) com b (m) num maciço com $\varphi' = 40^\circ$ e $\beta = 30^\circ$ para: (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m.

Através de uma leitura realizada à Figura 4.3, onde é efetuada uma análise da influência de b , observa-se que a capacidade de carga de uma fundação aumenta com o aumento de b . As curvas de Meyerhof para $D = 0$ e de Hansen para $D = 1,5$ m apresentam uma ténue redução do seu declive, sendo previsível a sua ocorrência. Esta diminuição mostra que a determinada distância da fundação ao talude o declive será 0. A partir deste declive nulo, q_{ult} , independentemente da distância b a que se encontra. Os métodos analíticos de Meyerhof e de Hansen são os que apresentam valores mais elevados de q_{ult} , ao contrário do SLIDE que fornece os resultados mais reduzidos. A metodologia de Vesic (1975) não é aplicada nesta análise, uma vez que esta apenas é válida para $b = 0$ m. Uma observação das expressões das metodologias de Meyerhof e de Hansen, faz com que seja possível verificar que a diferença dos resultados obtidos se deve aos fatores de capacidade de carga $N_{\gamma q}$ na equação de Meyerhof e de N'_q e N'_γ na equação de Hansen. Uma vez que a resistência do maciço relativa à coesão é nula, essa parcela é desde logo eliminada. Ambas as expressões dependem dos parâmetros γ e B , e, como é sabido, estes valores são constantes para todos os casos estudados. Se a análise for efetuada para uma fundação à superfície, o valor da tensão aplicada ao nível da base da sapata é 0, pelo que, na fórmula de Hansen, apenas fica dependente a capacidade de carga do fator N'_γ .

A Figura 4.3 evidencia que a inclinação das curvas é mais acentuada para $D = 1,5$ m. Assim, a análise sugere que o aumento de b leva a um aumento em maior escala da capacidade de carga para uma fundação enterrada.

A Figura 4.4 expõe a relação de ϕ' com a distância da fundação à crista do talude.

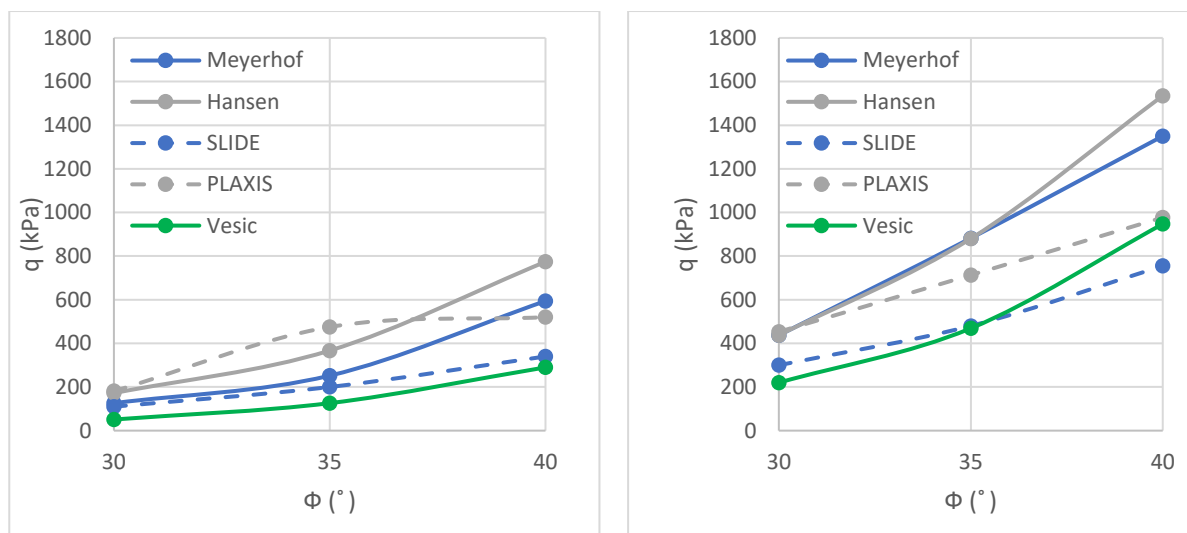


Figura 4.4 – Relação ϕ' (°) com b (m) num maciço com $b = 0$ m e $\beta = 20^\circ$ para: (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m.

A segunda avaliação, presente na Figura 4.4, foi realizada fazendo variar a resistência ao corte do maciço. Uma vez mais, os valores das metodologias de Vesic e do *software* SLIDE são os mais reduzidos. Após a observação da Figura 4.4 (a), constata-se que o método dos elementos finitos possui resultados muito próximos da capacidade de carga para solos com ângulos de resistência ao corte de 35° e 40° , no entanto, esta situação apenas ocorre para o método referido, visto que as curvas das outras metodologias para $D = 0$ aumentam o declive com o aumento do ângulo de atrito do maciço, o que nos mostra que o aumento do ângulo de resistência ao corte traduz um aumento de forma exponencial da capacidade de carga de uma fundação. Na situação de $D = 1,5$ m, o aumento de q_{ult} apresenta uma forma linear em quase todos os métodos. Apenas o de Vesic apresenta um aumento do declive com o aumento de ϕ' , sendo um aumento pouco notório. Chega-se assim à conclusão de que, com o aumento de ϕ' , a capacidade de carga tende a aumentar em maior escala para uma fundação à superfície.

A Figura 4.5 mostra a evolução da capacidade de carga com a variação do parâmetro β .

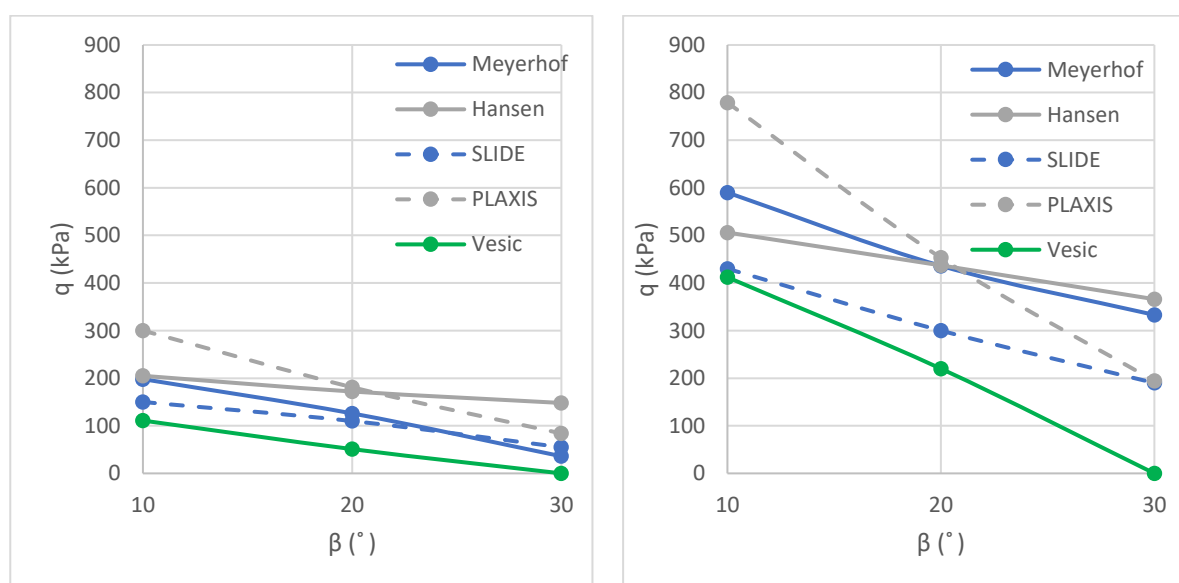


Figura 4.5 – Relação β ($^\circ$) com b (m) num maciço com $\phi' = 30^\circ$ e $b = 0$ para: (a) $D = 0$; (b) $D = 1,5$ m.

A Figura 4.5 permite concluir que, a redução da capacidade de carga de uma fundação com o aumento da inclinação do talude se dá de forma proporcional. O andamento das curvas para cada metodologia é dado de forma linear, com a metodologia de Vesic a apresentar valores nulos da capacidade de carga quando $\phi' = \beta$. A diminuição da capacidade de carga com o aumento da inclinação do talude parece ser mais acentuada para $D = 1,5$ m, como se pode observar pela inclinação das curvas.

Quando uma fundação está localizada num maciço onde se encontra um talude, Meyerhof (1951) refere que a capacidade de carga é independente da inclinação deste e se torna a mesma de uma fundação num terreno horizontal para valores da distância da fundação à crista do talude de 2 a 6 vezes a largura da respetiva fundação. Pelos resultados obtidos, tanto nos métodos analíticos como nos métodos computacionais pode-se observar tal facto. Na situação de uma fundação à superfície, a distância desta à crista do talude que faz com que a capacidade de carga seja independente da inclinação do talude torna-se menor, e é praticamente observada em todas as metodologias utilizadas, enquadrando-se no intervalo referido por Meyerhof (1951). O facto desta distância ser menor deve-se ao facto de a zona plastificada atingir maior extensão quanto maior for a profundidade da base da sapata.

Outra característica que faz a superfície de rotura atinja zonas mais afastadas da fundação tem a ver com o ângulo de atrito do solo. Para uma fundação enterrada a 1,5 m, essa mesma distância atinge dimensões superiores, e que não são possíveis de observar em alguns métodos utilizados ao longo da dissertação, porém, pode-se afirmar pelo andamento dos valores que é provável que ocorra a estabilização da capacidade de carga nessas situações no intervalo defendido por Meyerhof (1951).

5 CONCLUSÕES

5.1 Considerações finais

Com o presente trabalho, procurou-se essencialmente avaliar a redução da capacidade de carga de uma fundação devido à presença de um talude na sua proximidade, através de métodos analíticos e métodos numéricos. Numa primeira fase, foi analisada a capacidade de carga de uma fundação contínua num terreno horizontal, e, posteriormente, avaliou-se o efeito do talude na redução da capacidade de carga. Na realização das análises através de métodos analíticos, fez-se uso de três das teorias reconhecidas pela comunidade científica, tendo-se realizado observações entre elas. Existem outras teorias de autores com elevada influência e conhecimento do tema que não foram abordadas na presente dissertação. Relativamente aos métodos numéricos, foram executados modelos através de métodos de equilíbrio limite (SLIDE) e de métodos de elementos finitos (PLAXIS). Foi executado um estudo no qual se fez variar diversos parâmetros, nomeadamente as propriedades do maciço, a distância da fundação à crista do talude e a sua inclinação.

Para o terreno horizontal, onde se utilizou a equação de Terzaghi (1943), verificou-se que os resultados da capacidade de carga determinados pelas teorias de cada autor encontram-se desfasados aproximadamente 13% para $D = 0$ e 15% para $D = 1,5$ m, sendo estas diferenças obtidas entre as metodologias de Hansen e de Vesic. As diferenças registadas encontram-se na aplicação de diferentes expressões no cálculo do fator de capacidade de carga N_γ , já que a determinação deste varia entre os autores mencionados. Os resultados da capacidade de carga de uma fundação num terreno horizontal serviram como referência para o estudo da presença de um talude.

A avaliação da redução da capacidade de carga é o ponto principal do trabalho, tendo sido realizado a respetiva análise no Capítulo 4. No *software* SLIDE, não é possível obter valores da capacidade de carga de fundações em terrenos horizontais, e nos métodos analíticos, a metodologia de Vesic é apenas válida para fundações juntas à crista do talude ($b = 0$ m), e no método de Hansen, o valor máximo da relação da distância da fundação ao talude com a largura de fundação é de 2. Tendo a fundação uma largura de 2 m, o estudo por esta metodologia é possível de ser realizado para uma distância máxima de 4 m.

Existem diferenças significativas entre as metodologias utilizadas, nomeadamente entre os métodos analíticos e os numéricos. Pelas teorias analíticas, a análise de determinados casos é menos complexa do que uma igual observação para a metodologia numérica. A menor complexidade de análise dos resultados das metodologias analíticas não pode ser considerada uma vantagem, visto que, torna-se fácil entender que, na metodologia analítica, a obtenção da capacidade de carga de uma fundação deve-se ao cálculo através de expressões matemáticas, o que faz com que os resultados sejam quase sempre congruentes de análise para análise. Esta situação já não ocorre nos métodos numéricos. Relativamente aos métodos computacionais, principalmente no método de elementos finitos, a complexidade do cálculo é bastante maior em comparação com a metodologia analítica ou mesmo com o método do equilíbrio limite. São necessárias diversas etapas até à conclusão e/ou retirada do valor final da capacidade de carga. Uma das grandes diferenças entre as metodologias corresponde à introdução dos materiais utilizados, situação onde ocorre uma diferença completa em relação à metodologia analítica. No PLAXIS, é introduzido o maciço não apenas com os valores do seu ângulo de atrito, da coesão e do peso volúmico, como nas expressões analíticas. Aqui, as propriedades do solo são bem mais detalhadas e completas, com a introdução de características adicionais além das que foram referidas. É de esperar, portanto, que os resultados nem sempre sejam fáceis de analisar ou de comentar, uma vez que as variáveis que podem afetar o resultado, no caso deste trabalho, a capacidade de carga, sejam mais do que as que entram por exemplo na metodologia analítica. A definição correta dos materiais a introduzir no *software* de modo a que os resultados fossem possíveis de analisar e ser comparados com os restantes modelos e mesmo com as outras metodologias trabalhadas foi uma das questões que mais dúvidas levantou ao longo do trabalho.

Os cálculos realizados na presente dissertação revelam que, uma fundação enterrada 1,5 m possui aproximadamente entre 1,5 e 4,5 vezes a capacidade de carga de uma fundação à superfície do maciço, sendo que nos métodos analíticos essa relação tende a ser superior aos métodos numéricos analisados.

A capacidade de carga de uma fundação localizada próxima a um talude torna-se independente da distância entre estes para valores de $3B$ a $5B$ nos métodos onde foi conseguida a convergência dos resultados. Este intervalo de valores enquadra-se no intervalo referido por Meyerhof (1951), que foi de $2B$ a $6B$. É de realçar que em $D = 1,5$ m, os valores de b que tornam a capacidade de carga da fundação independente do ângulo do talude atingem dimensões superiores, como referido no presente trabalho.

Como principais conclusões relativas à influência dos parâmetros que alteram em maior dimensão a capacidade de carga de uma fundação e que foram analisados no capítulo anterior para três casos distintos, afirma-se essencialmente que:

- Para um terreno com $\varphi' = 40^\circ$ e $\beta = 30^\circ$ e uma distância b máxima de 4 m (2B), o aumento da distância da fundação à crista do talude aumenta de forma quase linear, tanto em $D = 0$ como em $D = 1,5$ m. Isto significa que ainda não foi atingida a distância que torna a capacidade de carga independente desta;
- Numa fundação a 0 metros da crista de um talude com 20° , o aumento do ângulo de atrito do solo traduz-se num aumento da capacidade de carga de forma exponencial em alguns métodos, mais evidente sobretudo para $D = 0$. Com exceção do resultado no Plaxis numa fundação superficial, onde ocorre um aumento pouco significativo da capacidade de carga quando se transita de $\varphi' = 35^\circ$ para $\varphi' = 40^\circ$, todos os outros métodos enquadram-se no que foi mencionado;
- A análise a um solo com $\varphi' = 30^\circ$ junto à crista de um talude mostra que a redução da capacidade de carga dá-se de maneira praticamente linear com o aumento da inclinação do talude, sendo essa redução mais acentuada para $D = 1,5$ m. Os resultados enquadram-se no que refere Loukidis et al (2008), que afirma que a resistência de um solo que segue uma lei não associada é 15 a 30 por cento mais baixa. De facto, a metodologia de Vesic (1975) que é a única que segue uma lei não associada do solo, apresenta valores mais reduzidos da capacidade de carga;

5.2 Desenvolvimentos futuros

Para desenvolvimentos futuros relacionados com o tema do atual trabalho, seguem-se algumas sugestões com o intuito de complementar o estudo realizado na presente dissertação:

- a) Efetuar o mesmo trabalho em meios estratificados, com a finalidade de observar as superfícies de rotura e a respetiva localização;
- b) Efetuar um trabalho semelhante, aplicado em solos coesivos. Será interessante avaliar a capacidade de carga de uma fundação num maciço com coesão e de que forma esse parâmetro influencia a sua capacidade de carga. É também aliciante observar os resultados, nomeadamente em métodos numéricos como o PLAXIS;
- c) Aumentar a profundidade da base da fundação, com o objetivo de observar o andamento do aumento da capacidade de carga com o aumento da profundidade.
- d) Realizar o cálculo com a presença do nível freático ao nível do maciço, de modo a verificar a redução da capacidade de carga da fundação num terreno saturado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bowles, J. E. (1996). “Foundations Analysis and Design”. Engineering Geology. Fifth Edition.

Brinch Hansen, J. A. (1970). Revised and extended formula for bearing capacity, Bulletin No 28, Danish Geotechnical Institute Copenhagen.

Capital Geotechnical Services PLLC. <http://www.capitalgeotechnical.com/geotechnical-failures.html>. (consultado em 10/04/2019)

Giroud, J.P. et Tran-Vo_Nhiem (1971). “Force portante d’une fondation sur une pente” ; AITBTP Annals, 283-284, TMC 142, juillet-août 1971 (citado por Meyerhof (1951)).

Keverling Buisman, A. S. (1940). Groundmechanica. Waltman, Delft, the Netherlands, 243 (citado por Van Baars (2018)).

Leal Lemos, L. J. (2015). “Estabilidade de Taludes”. FCTUC, Coimbra.

Lopes Pinto, P. (2017). “Apontamentos sobre Fundações Superficiais”. FCTUC, Coimbra.

Loukidis, D. Chakraborty, T., and Salgado, R., (2008). “Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads, Canadian Geotech. J. 45, pp.768-787.

Matos Fernandes, M. (1995). “Mecânica dos Solos, II volume”. FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (2011). “Mecânica dos Solos”. Vol. 2, Edições FEUP, Porto.

Meyerhof, G. G. (1951). “The ultimate bearing capacity of foundations”. Géotechnique, 2, pp. 301.332.

Meyerhof, G. G. (1955). “Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations”. Géotechnique, 5, 227.

Meyerhof, G. G. (1957). “The ultimate bearing capacity of foundations on slopes”, Proc. of the 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, August 1957.

PLAXIS – Reference Manual (2006). Version 8.6. PLAXIS B. V.

Prandtl, L. (1920). “Über die Härte plastischer Körper.” Nachr. Ges. Wiss. Goettingen, Math.-Phys. Kl., pp. 74-85 (citado por Van Baars (2018)).

Reissner, H. (1924) “Zum Erddruckproblem” Proc., 1st Int. Congress for Applied Mechanisms, C.B. Biezeno and J.M. Burgers, eds., Delft, the Netherlands, pp. 295-311. (citado por Van Baars (2018)).

Rosa Peixoto, M. J. (2014). “Estudo de Modelos Constitutivos do solo e Avaliação da sua Adequabilidade”. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc, New York.

Van Baars, S. (2015). The Bearing Capacity of Footings on Cohesionless Soils, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, ISSN 1089-3032, Vol 20.

Van Baars, S. (2016a). Failure mechanisms and corresponding shape factors of shallow foundations, 4th International Conference on New Development in Soil Mech. and Geotechnical Eng. Nicosia, pp. 551-558.

Van Baars, S. (2016b). “The influence of superposition and eccentric loading on the bearing capacity of shallow foundations”, Journal of Computation and Materials in Civil Engineering. Volume 1, No 3, ISSN 2371-2325, pp. 121-131.

Van Baars, S. (2018) “The bearing capacity of shallow foundations on slopes”. University of Luxembourg, Luxembourg.

Vesic, A. S. (1963). “Bearing capacity of deep foundations in sand”. Highway research Record 39, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington, USA.

Vesic, A. S. (1963). “Bearing capacity of deep foundations in sand”. Georgia Institute of Technology Soil Mechanics Laboratory.

Vesic, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations, H. F. Winterkorn, Van Nostrand Reinhold, New York (1975)

