



Universidade de Aveiro
2022



Università Degli Studi Di Salerno

Rafael Pereira Anjos

Análise de pequenos modelos físicos e modelos numéricos em geotecnia: fundações superficiais em taludes de solo com e sem reforço



Universidade de Aveiro
2022



Università Degli Studi Di Salerno

Rafael Pereira Anjos

Análise de pequenos modelos físicos e modelos numéricos em geotecnia: fundações superficiais em taludes de solo com e sem reforço

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação do Doutor Michele Calvello, Professor Associado do Dipartimento di Ingegneria Civile da Università Degli Studi Di Salerno.

Dedico a presente dissertação a todos que não se cansam de procurar uma explicação para tudo aquilo que veem

o júri

presidente

Prof. Doutora Maria Fernanda da Silva Rodrigues
professora auxiliar *c/agregação* da Universidade de Aveiro

vogais

Prof. Doutor António Miguel Verdelho Paula
professor adjunto do Instituto Politécnico de Bragança - Escola Superior de Tecnologia e de Gestão de Bragança

Prof. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Sendo o presente documento o culminar de um capítulo na vida do autor. O qual foi elaborado com o presente conteúdo e dentro dos prazos pré-estabelecidos graças a diversos intervenientes. Aos quais de forma ordenada é apresentada a devida gratidão e reconhecimento:

- Aos meus pais por terem proporcionado uma formação no ensino superior melhor dizendo na “Oniversidade de Aveiro”;
- À Professora Doutora Margarida Lopes por todo o apoio no desenvolvimento da presente dissertação quer do ponto de vista científico como linguístico. Por me ter deixado à deriva quanto à escolha do tema o que exigiu da minha parte um grande rigor. E por ter proporcionado uma das melhores experiências que tive na vida;
- Ao Professor Doutor Michele Calvello por me ter acolhido de forma exemplar e por ter proporcionado os meios e o auxílio no desenvolvimento prático da presente dissertação;
- Ao Eng. Luca Crescenzo por todo o apoio numérico e emocional ao longo dos últimos 4 meses e pela introdução ligeira a uma ciência dentro da mecânica dos solos, a mecânica dos solos não saturados;
- Ao Doutor. Eng. Vitò Foresta pela disponibilidade e ajuda na realização de todos os ensaios e por procurar sempre aperfeiçoar os resultados obtidos.
- À minha grande amiga e camarada de curso Adriana Figueira por ter partilhado este caminho comigo lado a lado. Nos momentos de êxtase assim como nos momentos de desespero;
- Ao meu amigo de longa data Luís Carvalhais por todas as conversas e viagens ao longo da minha formação. Por me ter ensinado a olhar para a ciência, assim como a estudar, o que possibilitou tornar-me o estudante que fui até aos dias de hoje;
- Ao Eng. Pedro Gonçalves e ao Eng. Paulo Almeida por me possibilitarem desde o início do 2º ciclo de estudos um contacto com o mundo laboral;
- Ao Professor Doutor Hugo Rodrigues pela amizade e por todas as conversas e discussões ao longo do 2º ciclo de estudos.

“O trabalho acompanha-nos nas férias e, até mesmo, durante o sono. É assim que hoje dormimos de sono inquieto”

Byung-chul Han

palavras-chave

Talude, Geossintético, Fundação Superficial, Modelação, Reforço, Capacidade De Carga

resumo

Nesta dissertação analisou-se o reforço com geossintéticos de solos granulares sob fundações perto ou sobre a crista de taludes. Esta análise foi realizada com base em modelos de escala reduzida (1g) e modelos numéricos implementados em *Plaxis 2D v22*. A modelação foi realizada em três fases distintas, quer a nível de âmbito, quer temporal. Foi realizada uma primeira modelação numérica a fim de antever o comportamento dos modelos físicos. Seguiu-se uma fase de modelação física, onde foi analisado o comportamento tensão-deslocamento dos modelos (1g). Por fim foi realizada uma nova modelação numérica que visou validar/reproduzir os resultados obtidos/visualizados nos modelos físicos.

Analisou-se a influência da profundidade da primeira camada de reforço e do número de camadas de reforço, tendo por referência o modelo em solo não reforçado. A introdução de uma camada de reforço aumentou a capacidade de carga de uma fundação perto ou sob um talude. Quando a camada foi colocada a 0,5B de profundidade, observou-se um aumento da capacidade de carga da fundação de 68%. No entanto, quando a camada foi colocada a 0,3B de profundidade, a capacidade de carga aumentou 61% e o modelo apresentou melhores resultados para o estado limite de serviço. A introdução de uma segunda camada de reforço permitiu melhorar o comportamento em estado limite último e serviço da fundação relativamente aos modelos reforçados com uma camada única.

Nas fundações junto à crista de taludes podem ocorrer três mecanismos de rotura: rotura localizada da fundação, rotura parcial do talude e rotura do talude acompanhada de rotura por punçoamento da fundação. Os dois últimos mecanismos de rotura apenas ocorreram quando a fundação foi solicitada por cargas de elevada magnitude, que lhe impuseram grandes deslocamentos. A introdução do reforço, a profundidades adequadas (entre 0,3B e 0,5B), permite evitar a formação do último mecanismo de rotura.

keywords

Slope; Geosynthetic; Shallow Foundation; Modelling, Reinforcement; Bearing Capacity

abstract

In this dissertation the reinforcement of granular soils with geosynthetics under foundations near or on the crest of slopes was analysed. This analysis was carried out using reduced scale models ($1g$) and numerical models implemented in *Plaxis 2D v22*. The modelling process was carried out in three distinct phases, both in scope and time. A first numerical modelling was carried out in order to predict the behaviour of the physical models. This was followed by a physical modelling phase, where the stress-displacement behaviour of the models was analysed ($1g$). In the end a new numerical modelling was carried out to validate/reproduce the results obtained/visualised in the physical models. The influence of the depth of the first reinforcement layer and the number of reinforcement layers was analysed, with reference to the unreinforced model. The introduction of a reinforcement layer increased the bearing capacity of a foundation near or under a slope. When the layer was placed at $0.5B$ depth, an increase of the foundation bearing capacity of 68% was observed. However, when the layer was placed at $0.3B$ depth, the bearing capacity increased by 61% and showed better results for the serviceability limit state. The introduction of a second reinforcement layer allowed to improve the ultimate limit state and serviceability of the foundation compared to models reinforced with a single layer.

Three failure mechanisms may occur in foundations near the crest of a slope: localised failure of the foundation, partial failure of the slope, and failure of the slope combined with punching failure of the foundation. The last two failure mechanisms only occurred when the foundation was subjected to high magnitude loads that imposed large displacements. The introduction of reinforcement, at adequate depths (between $0.3B$ and $0.5B$), prevents the formation of the last failure mechanism.

parole-chiavi

Pendio; Geosintetico, Fondazione Superficiale; Modellazione numerica; Rinforzo, Carico limite

sommario

In questa tesi è stato analizzato l'effetto di rinforzi con geosintetici in terreni di fondazione granulari in prossimità o sulla cresta di pendii. Le analisi sono state eseguite su modelli fisici in scala ridotta (1g) e convalidati mediante modelli numerici in Plaxis 2D v22. Il processo di modellazione si è svolto in tre fasi distinte, sia in termini temporali che di obiettivi. Inizialmente è stata effettuata una prima modellazione numerica per prevedere il comportamento dei modelli fisici. Successivamente si è passati alla modellazione fisica, in cui è stato analizzato il comportamento carico-spostamento dei modelli in scala ridotta. Infine, è stata eseguita una nuova modellazione numerica per convalidare/riprodurre i risultati ottenuti/visualizzati nei modelli fisici. Il contributo sul carico limite di fondazione e di stabilità del pendio sono stati analizzati al variare della profondità e del numero di strati di rinforzo rispetto al pendio non rinforzato. L'introduzione di uno strato di rinforzo in prossimità della fondazione aumenta la capacità portante della fondazione e le condizioni di sicurezza del pendio. Quando lo strato di geo-sintetico viene posizionato alla profondità di $0,5B$ (dove B è la base della fondazione), si osserva un aumento della capacità portante del 68% rispetto all'assenza di rinforzo. Tuttavia, quando lo strato di rinforzo viene posizionato a una profondità di $0,3B$, il carico limite aumenta del 61 % e si ottengono migliori risultati in termini di stato limite di esercizio. L'introduzione di un secondo strato di rinforzo migliora sia lo stato limite ultimo che di esercizio rispetto ai modelli rinforzati con un solo strato. Quando l'opera di fondazione si trova in prossimità di un pendio si possono verificare tre meccanismi di rottura: una rottura localizzata della fondazione, una rottura parziale del pendio e un collasso del pendio accompagnato da un cedimento per punzonamento della fondazione. Dalle osservazioni sul modello fisico, si evince che gli ultimi due meccanismi di rottura si verificano solo quando la fondazione è soggetta a carichi di elevata intensità, che impongono grandi spostamenti. Inoltre, l'introduzione dei rinforzi ad appropriate profondità (tra $0,3B$ e $0,5B$) consente di evitare la formazione dell'ultimo meccanismo di rottura.

Índice Geral

1.	Introdução.....	1
2.	Revisão bibliográfica.....	3
2.1.	Considerações iniciais.....	3
2.2.	Mecanismo de rotura de fundações superficiais.....	3
2.3.	Mecanismo de rotura de fundações perto ou sobre taludes.....	5
2.4.	Reforço de fundações com geossintéticos.....	7
2.4.1.	Função de reforço.....	8
2.4.2.	Durabilidade.....	9
2.4.3.	Mecanismo de reforço.....	10
2.4.4.	Mecanismo de rotura.....	11
2.4.5.	Estimação da capacidade de carga.....	13
2.4.5.1.	Fundação reforçada com uma camada de geossintético.....	13
2.4.5.2.	Fundação reforçada com várias camadas de geossintéticos.....	15
2.5.	Modelos físicos.....	21
2.5.1.	Modelos Ig	21
2.5.2.	Modelos Ng	22
2.5.3.	Relações de semelhança.....	23
2.6.	Modelos numéricos.....	27
2.6.1.	Modelação.....	27
2.6.2.	Método dos Elementos Finitos.....	29
2.6.2.1.	Princípios gerais de funcionamento.....	29
2.6.2.2.	Leis constitutivas dos materiais.....	30
2.6.2.3.	Limitação e condições de fronteira.....	34
2.7.	Modelos didáticos.....	35
2.8.	Síntese comparativa.....	37
2.9.	Breves considerações sobre mecânica dos solos não saturados.....	38
2.9.1.	Noções de fenómenos capilares em solos.....	38
2.9.2.	Ascensão capilar em maciços terrosos (breves noções).....	39
2.9.3.	Formulação de Van Genuchten.....	41
2.10.	Problema tipo em análise.....	42
3.	Metodologia.....	49
3.1.	Introdução à metodologia.....	49
3.2.	Caracterização dos materiais.....	50
3.2.1.	Solo.....	51
3.2.2.	Interface.....	53
3.2.3.	Reforço.....	53
3.3.	Modelação.....	54
3.3.1.	Modelação numérica inicial.....	54
3.3.1.1.	Problema base e malha de elementos finitos.....	54
3.3.1.2.	Disposição numérica do reforço.....	57
3.3.1.3.	Modelo constitutivo para o solo.....	58
3.3.1.4.	Modelo constitutivo para o reforço.....	59
3.3.1.5.	Interface solo-reforço.....	59
3.3.1.6.	Análises – estado de tensão inicial.....	59
3.3.1.7.	Análises – efeito da fundação superficial.....	61
3.3.1.8.	Resistência ao corte do solo - coesão.....	62

3.3.1.9.	Influência da sucção	62
3.3.1.10.	Parâmetros adotados	63
3.3.2.	Modelação física.....	63
3.3.2.1.	Técnicas construtivas e instrumentos	63
3.3.2.2.	Modelos ensaiados.....	69
3.3.3.	Modelação numérica final	70
3.3.3.1.	Constrangimentos experimentais.....	71
3.3.3.2.	Modelos numéricos finais.....	71
4.	Apresentação e discussão de resultados	77
4.1.	Caracterização dos materiais	77
4.1.1.	Solo.....	77
4.1.1.1.	Classificação e curva granulométrica	77
4.1.1.2.	Curva de retenção de água no solo	79
4.1.1.3.	Ensaio de corte direto	79
4.1.1.4.	Ensaio edométrico	80
4.1.2.	Interface	81
4.1.2.1.	Ensaio de corte direto-resistência da interface	81
4.1.3.	Reforço	82
4.1.3.1.	Resultados de ensaios de tração.....	83
4.1.3.2.	extrapolação dos dados.....	83
4.2.	Modelação	85
4.2.1.	Modelação inicial	86
4.2.1.1.	Análise de sensibilidade à “coesão”	87
4.2.1.2.	Impacto da sucção nos resultados.....	90
4.2.2.	Modelação física.....	91
4.2.2.1.	Solo não reforçado.....	92
4.2.2.2.	Solo com 1 camada de reforço	98
4.2.2.3.	Solo reforçado com 2 camadas de reforço.....	108
4.2.2.4.	Efeito da percolação	115
4.2.3.	Modelação numérica final	117
4.2.3.1.	Capacidade de carga	118
4.2.3.2.	Estabilidade do talude (fator de segurança).....	122
4.2.3.3.	Efeito da percolação	123
5.	Conclusões.....	125
5.1.	Resultados da modelação.....	125
5.1.1.	Modelos físicos.....	125
5.1.2.	Modelos numéricos.....	126
5.2.	Trabalhos futuros	126
6.	Referências bibliográficas	129
6.1.	Sítios na Internet.....	133

Índice de Figuras

Figura 1. Capacidade de carga de uma fundação superficial contínua em condições drenadas: zonas de corte e forças que se opõem à rotura (Matos Fernandes, 2011).....	4
Figura 2. Modos de rotura de fundações superficiais em condições drenadas: a) rotura geral; b) rotura localizada; c) rotura por punçoamento (Vesic, 1974).....	5
Figura 3. Mecanismo de rotura de fundações superficiais sobre taludes em condições não drenadas: a) rotura por falta de capacidade de carga; b) rotura parcial do talude; c) rotura total do talude (adaptado de (Georgiadis (2010)).....	6
Figura 4. Mecanismo de rotura misto em condições não drenadas, instabilidade do talude e falta de capacidade de carga do solo abaixo da fundação (adaptado de (Pantelidis & Griffiths (2015))	7
Figura 5. Mecanismo de rotura por falta de capacidade de carga em condições não drenadas, assemelhando-se a rotura por punçoamento (adaptado de (Pantelidis & Griffiths 2015))	7
Figura 6. Geossintéticos mais utilizados com função de reforço: a) geotêxtil de elevada rigidez [1]; b) geogrelha biaxial tecida [2]; c) geocompósito de reforço [3]	8
Figura 7. Mecanismos de reforço de fundações reforçadas com geossintético: a) efeito membrana; b) confinamento lateral (adaptado de Carlos (2016)).....	11
Figura 8. Rotura acima da primeira camada de reforço (Chen & Abu-Farsakh, 2015).....	12
Figura 9. Rotura entre camadas de reforço (Chen & Abu-Farsakh, 2015).....	12
Figura 10. Rotura por punçoamento (Chen & Abu-Farsakh, 2015)	12
Figura 11. Mecanismo de rotura de fundações reforçadas com uma camada de geossintético (adaptado de Michalowski (2004)).....	13
Figura 12. Profundidade ótima para uma única camada de reforço (adaptado de Michalowski (2004))	14
Figura 13. Espaçamento ótimo entre duas camadas de reforço (adaptado de Michalowski (2004))	16
Figura 14. Espaçamento ótimo entre três camadas de reforço (adaptado de Michalowski (2004))	16
Figura 15. Coeficiente M função do ângulo de atrito interno do solo (adaptado de Michalowski (2004))	17
Figura 16. Coeficiente M_p função do ângulo de atrito interno do solo (adaptado de Michalowski (2004))	17
Figura 17. Disposições construtivas para o reforço de fundações com geossintéticos (adaptado de German Geotechnical Society (2009)).....	18
Figura 18. Fator corretivo $k\gamma, \delta$, função da razão $\phi_2, k'\phi_1, k'$ e da inclinação da carga δ (adaptado de German Geotechnical Society (2009)).....	19
Figura 19. Fator corretivo kq, δ, kc, δ função da razão $\phi_2, k'\phi_1, k'$ e da inclinação da carga δ (adaptado de German Geotechnical Society (2009)).....	20
Figura 20. Sapata retangular solicitada por uma carga vertical excêntrica (e_x e e_y) e respetiva área efetiva (Matos Fernandes (2011))	20
Figura 21. Estruturas compostas por solo reforçado com geossintéticos: a) muro típico de uma salina da região de Aveiro reforçado com geotêxteis sob carregamento (Alves, 2012); b) fundação sobre um talude reforçado com várias camadas de geossintéticos (Satvati et al., 2020)	22
Figura 22. Forças atuantes sobre um objeto que descreve um movimento circular de raio r (adaptado de Wood (2004)).....	23

Figura 23.	Características geométricas padrão de geogrelhas biaxiais extrudidas (adaptado de Viswanadham & König (2004))	26
Figura 24.	Filosofia inerente à modelação numérica (adaptado de Rahman & Ulker (2018))	28
Figura 25.	Comportamento de um material elástico linear ideal [sem escala] (Matos Fernandes, 2017)	31
Figura 26.	Comportamento de um material perfeitamente plástico [sem escala] (Matos Fernandes, 2017)	31
Figura 27.	Comportamento de um material elástico plástico [sem escala] (Matos Fernandes, 2017)	32
Figura 28.	Comportamento de um material elástico variável do tipo hiperbólico [sem escala] (adaptado de Griffiths & Prevost (1990)).....	33
Figura 29.	Resposta em tração típica de geossintéticos tipo A e tipo B [sem escala] (adaptado de Paula & Pinho-Lopes (2021))	34
Figura 30.	Visualização da linha de corrente de um escoamento sobre uma ensecadeira: a) via experimental, b) via numérica (Couto & Romão, 2009)	36
Figura 31.	Capilaridade: a) subida de água num tubo capilar b) representação do desenvolvimento das tensões dentro do tubo capilar [sem escala] (adaptado de Matos Fernandes, (2017)	39
Figura 32.	Efeito da capilaridade em maciços terrosos (Matos Fernandes, 2017)	40
Figura 33.	Configuração base dos modelos analisados por Lee & Manjunath (2011) (adaptado)	43
Figura 34.	Materiais utilizados na construção do modelo físico: a) solo grosseiro utilizado (areia SP-mal graduada) b) material polimérico que perpez de geossintético	50
Figura 35.	Coluna de solo saturada.....	51
Figura 36.	Equipamento de corte direto.....	52
Figura 37.	Preparação de uma amostra de solo solto para o ensaio de corte direto.....	52
Figura 38.	Preparação do ensaio de resistência da interface (solo-reforço): a) introdução da camada de geossintético na zona de corte b) ancoragem do geossintético na caixa superior c) execução do ensaio de corte direto	53
Figura 39.	Idealização geométrica do talude passível de construir fisicamente na caixa de ensaios	55
Figura 40.	Malha de elementos finitos: a) modelo inicial; b) modelo inicial reforçado....	56
Figura 41.	Qualidade da malha de elementos finitos: a) modelo inicial b) modelo inicial reforçado	57
Figura 42.	Dimensões da zona plastificada sobre uma sapata continua em condições drenadas (Matos Fernandes, 2011)	58
Figura 43.	Comparação de dois modelos constitutivos [sem escala].....	59
Figura 44.	Distribuição das tensões efetivas principais no modelo numérico inicial (em repouso)	61
Figura 45.	Caixa utilizada na construção e ensaio dos modelos físicos	64
Figura 46.	Camada de geossintético utilizada nos modelos físicos	65
Figura 47.	Fundação (10x10 cm ²): a) parte rugosa b) parte lisa	65
Figura 48.	Elemento intermédio: a) parte superior b) parte rugosa inferior	66
Figura 49.	Anel dinamométrico: a) vista geral b) incorporação da esfera metálica que inibia a transmissão de momentos	66
Figura 50.	Macaco de carga manual: a) vista geral b) carrinhos de rolamento	67
Figura 51.	Malha de 1 cm ² : a) vista geral nas zona de possível movimento b) marcas auxiliares de construção.....	67
Figura 52.	Controlo da horizontalidade do elemento de fundação	68

Figura 53.	Refinamento do instrumento de carga num modelo teste.....	68
Figura 54.	Geometria e disposição da fundação no talude base	69
Figura 55.	Eliminação da crista angulosa e aplicação de uma carga adicional à direita da fundação 72	
Figura 56.	Qualidade da malha [MN_NR].....	73
Figura 57.	Qualidade da malha [MN_R_1_03B].....	74
Figura 58.	Qualidade da malha [MN_R_1_05B].....	74
Figura 59.	Qualidade da malha [MN_R_1_07B].....	74
Figura 60.	Qualidade da malha [MN_R_2_03B_06B]	75
Figura 61.	Qualidade da malha [MN_R_2_05B_1B]	75
Figura 62.	Curva granulométrica da areia.....	78
Figura 63.	Curva de retenção de água no solo	79
Figura 64.	Tensão de corte função da tensão normal no pico obtida a partir de ensaios de corte direto 80	
Figura 65.	Curva tensão-deformação resultantes do ensaio edométrico.....	81
Figura 66.	Tensão de corte função da tensão normal na interface solo-reforço	82
Figura 67.	Extrapolação da resistência à tração (direção de fabrico)	84
Figura 68.	Extrapolação do módulo de rigidez secante para deformações de 2% (direção de fabrico) 84	
Figura 69.	Extrapolação do modulo de rigidez secante para deformação de 5% (direção de fabrico) 85	
Figura 70.	Pontos plásticos no modelo sem coesão [MN_NR_I_C0]	88
Figura 71.	Pontos plásticos no modelo com 0,1 kPa [MN_NR_I_C01].....	88
Figura 72.	Pontos plásticos no modelo com 0,2 kPa [MN_NR_I_C02].....	88
Figura 73.	Pontos plásticos no modelo com 0,3 kPa [MN_NR_I_C03].....	89
Figura 74.	Pontos plásticos no modelo com 0,4 kPa [MN_NR_I_C04].....	89
Figura 75.	Pontos plásticos no modelo com 0,5 kPa [MN_NR_I_C05].....	89
Figura 76.	Grau de saturação, escala de 100% (vermelho) a 0% (azul) [MN_NR_H_I] ..	90
Figura 77.	Fator de segurança global em função da carga na sapata em modelos numéricos considerando e desprezando a sucção no solo acima do nível freático	91
Figura 78.	Referencial adotado, localização do ponto A e B [MF_R_05B].....	92
Figura 79.	Comportamento tensão-deslocamento total (ponto A) [MF_NR].....	93
Figura 80.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e vertical (ponto A) [MF_NR] 93	
Figura 81.	Comportamento tensão-deslocamento total (ponto B) [MF_NR]	94
Figura 82.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e vertical (ponto B)	94
Figura 83.	Mecanismo: rotura localizado [MF_NR]	95
Figura 84.	Mecanismo: rotura do talude [MF_NR]	96
Figura 85.	Mecanismo: rotura do talude e punçoamento [MF_NR].....	96
Figura 86.	Posição da fundação (ou seja, o deslocamento total da fundação) para diferentes valores da solicitação [MF_NR]	96
Figura 87.	Comportamento tensão-deslocamento total (ponto A) [MF_NR] Vs. [MF_R_03B] Vs. [MF_R_05B] Vs. [MF_R_07B].....	98
Figura 88.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto A [MF_R_03B].....	99
Figura 89.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto A [MF_R_05B].....	99
Figura 90.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto A [MF_R_07B].....	100

Figura 91.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto B [MF_R_03]	100
Figura 92.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto B [MF_R_05B].....	101
Figura 93.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto B [MF_R_07B].....	101
Figura 94.	Mecanismo: rotura localizado [MF_R_03B].....	104
Figura 95.	Mecanismo: rotura do talude [MF_R_03B]	104
Figura 96.	Mecanismo: rotura localizado [MF_R_05B].....	104
Figura 97.	Mecanismo: rotura do talude [MF_R_05B]	105
Figura 98.	Mecanismo: rotura localizado [MF_R_07B].....	105
Figura 99.	Mecanismo: rotura do talude [MF_R_07B]	105
Figura 100.	Mecanismo: rotura do talude e punçãoamento [MF_R_07B].....	106
Figura 101.	Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_03B]	106
Figura 102.	Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_05B]	106
Figura 103.	Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_07B].....	107
Figura 104.	Deformada do reforço [MF_R_03B].....	107
Figura 105.	Deformada do reforço [MF_R_05B].....	107
Figura 106.	Deformada do reforço [MF_R_07B].....	107
Figura 107.	Comportamento tensão-deslocamento (ponto A) [MF_NR] Vs. [MF_R_03B] Vs. [MF_R_03B_06B]	108
Figura 108.	Comportamento tensão-deslocamento (ponto A) [MF_NR] Vs. [MF_R_05B] Vs. [MF_R_05B_1B]	109
Figura 109.	Comportamento tensão-deslocamento (ponto A) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B].....	110
Figura 110.	Comportamento tensão-deslocamento horizontal (ponto A) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]	111
Figura 111.	Comportamento tensão-deslocamento vertical (ponto A) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]	111
Figura 112.	Comportamento tensão-deslocamento total (ponto B) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B].....	112
Figura 113.	Comportamento tensão-deformação horizontal (ponto B) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]	112
Figura 114.	Comportamento tensão-deformação vertical (ponto B) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B].....	113
Figura 115.	Mecanismo: rotura localizada [MF_R_03B_06B]	114
Figura 116.	Mecanismo: rotura parcial do talude [MF_R_05B_1B].....	114
Figura 117.	Mecanismo: rotura localizada [MF_R_05B_1B]	114
Figura 118.	Mecanismo: rotura parcial do talude [MF_R_05B_1B].....	115
Figura 119.	Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_03B_06B]	115
Figura 120.	Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_05B_1B]	115
Figura 121.	Rotura do talude [MF_NR_P] devido à percolação: a) vista lateral b) vista frontal/lateral	116
Figura 122.	Comportamento tensão-descolamento total (ponto A) [MF_NR] Vs. [MN_NR]	119
Figura 123.	Comportamento tensão-descolamento total (ponto A) para pequenos deslocamentos (0 a 0,002 m) [MF_NR] Vs. [MN_NR]	119
Figura 124.	Mecanismo: rotura localizada a 18,5 kPa, escala de 0,8E-3 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_NR].....	120

Figura 125. Mecanismo: rotura do talude a 19,50 kPa, escala de 1,8E-3 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_NR]	121
Figura 126. Deformações de corte quando o modelo é sujeito a 19,5 kPa [MN_NR] [escala lateral em metros]	121
Figura 127. Problema numérico na crista do talude quando carregado com 18,5 kPa, escala de 491,2 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_R_1_03B]	122
Figura 128. Problema numérico na face do talude quando carregado com 22,0 kPa, escala de 3,3E12 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_R_1_03B_SI_CC]	122
Figura 129. Mecanismo de rotura para 70,0 kPa, escala de 1,8E-3 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_R_1_05B_C5,6]	122
Figura 130. Evolução do fator de segurança [MN_NR]	123
Figura 131. Rotura observada após exceder a capacidade de carga da fundação (17,00 kPa), escala de 0,29E-3 (vermelho) a 0,00 m (azul) [MN_NR_P]	124

Índice de Tabelas

Tabela 1.	Relações de escala a aplicar a solos em modelo reduzido (adaptado de Wood (2004))	24
Tabela 2.	Relações de escala a aplicar aos geossintéticos com função de reforço (adaptado de Viswanadham & König (2004))	27
Tabela 3.	Resumo dos parâmetros de ensaio e das configurações geométricas tidas como ótimas para colocação das camadas de reforço	47
Tabela 4.	Tabela resumo dos modelos físicos realizados	70
Tabela 5.	Tabela resumo dos modelos numéricos realizados	73
Tabela 6.	Parâmetros granulométricos do solo	78
Tabela 7.	Frações das partículas do solo	78
Tabela 8.	Parâmetros da curva de Van Genuchten (Equação 31)	79
Tabela 9.	Módulos edométricos relevantes para os estados de tensão impostos aos modelos	81
Tabela 10.	Módulo de elasticidade médio existente nos estados de tensão impostos aos modelos	81
Tabela 11.	Propriedades de geossintéticos similares	83
Tabela 12.	Propriedades estimadas para o geossintético utilizado, com base em resultados de geossintéticos similares	85
Tabela 13.	Parâmetros físicos utilizados na modelação inicial	86
Tabela 14.	Parâmetros mecânicos utilizados na modelação inicial	86
Tabela 15.	Parâmetros hidráulicos utilizados na modelação inicial	87
Tabela 16.	Coefficiente de redução da interface utilizados na modelação inicial	87
Tabela 17.	Comprimento dos reforços utilizados na modelação física	92
Tabela 18.	Parâmetros utilizados na modelação numérica final	117
Tabela 19.	Parâmetros mecânicos utilizados na modelação numérica final	117
Tabela 20.	Parâmetros hidráulicos utilizados na modelação numérica final	117
Tabela 21.	Parâmetros da interface utilizados na modelação numérica final	118
Tabela 22.	Parâmetros elásticos da fundação utilizados na modelação numérica final	118

Lista de Símbolos e Abreviaturas / Acrónimos

ASTM	<i>American Society for testing and Materials</i>
B	Largura da fundação
B'	Largura efetiva do elemento de fundação
BIM	<i>Building Information Modelling</i>
CAD	<i>Computer Aided Design</i>
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidade
DEM	Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Aveiro
DIC	<i>Digital image correlation</i>
EA	Rigidez axial
EBGEO	<i>Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements</i>
E_{ed}	Módulo edométrico
$E_{elástico}$	Módulo de elasticidade
E_i	Módulo de Young Inicial
EI_y	Rigidez à flexão em yy
ELS	Estado limite de serviço
D	Profundidade de solo acima da fundação
D_p	Fator de profundidade de punçoamento
D_{10}	Diâmetro efetivo para o qual as partículas abaixo deste constituem 10% do peso do solo
D_{30}	Diâmetro efetivo para o qual as partículas abaixo deste constituem 30% do peso do solo
D_{60}	Diâmetro efetivo para o qual as partículas abaixo deste constituem 60% do peso do solo
FCC	Fator de capacidade de carga
G	Módulo de distorção
G_s	Densidade de partículas sólidas
GTX	Sigla para geotêxtil
$J_{2\%}$	Módulo de rigidez secante para deformação de 2%
$J_{5\%}$	Módulo de rigidez secante para deformação de 5%
K	Módulo de elasticidade volumétrico
K	Coefficiente de permeabilidade
K_p	Coefficiente de impulso passivo
K_x	Permeabilidade horizontal
K_y	Permeabilidade vertical
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
L'	Comprimento efetivo do elemento de fundação
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
N_c	Coefficiente de capacidade de carga
N_g	Número de vezes que o campo gravítico gerado é superior ao da terra (g)
N_q	Coefficiente de capacidade de carga
N_γ	Coefficiente de capacidade de carga
M	Coefficiente de capacidade de carga proveniente da introdução do reforço
MEF	Método dos elementos finitos
M_p	Coefficiente de capacidade de carga proveniente da introdução do reforço

M_r	Coeficiente de capacidade de carga proveniente da introdução do reforço
PIV	<i>Particle Image Velocimetry</i>
PP	Polipropileno
P_w	Pressão de sucção nos poros
Q_{ult}	Tensão limite da fundação
R_{inter}	Parâmetro de redução da resistência da interface solo-reforço
V	Força que solicita a fundação
S_r	Grau de saturação
S_{res}	Grau de saturação residual no solo a grandes alturas de pressão
S_{sat}	Grau de saturação quando o solo se encontra abaixo do nível freático
T	Resistência à tração
T_{ult}	Resistência à tração do geossintético
T_{sup}	Tensão superficial
T_t	Resistência à tração do geossintético
W	<i>Weathering</i> (degradação)
a	Parâmetro que permite definir o comportamento hiperbólico de um geossintético
a_l	Abertura longitudinal de uma geogrelha
a_t	Abertura transversal de uma geogrelha
b	Parâmetro que permite definir o comportamento hiperbólico de um geossintético
b_l	Largura longitudinal das fibras de uma geogrelha
b_t	largura transversal das fibras de uma geogrelha
c'	Coesão
c_{int}	Resistência conferida pela coesão existente na interface solo reforço
d	Profundidade da altura reforçada
d_q	Coeficiente de profundidade
d_y	Coeficiente de profundidade
e	Número de Neper
e	Índice de vazios
e_x	Excentricidade da força aplicada na fundação ao longo da sua largura
e_y	Excentricidade da força aplicada na fundação ao longo do seu comprimento
f	Comprimento da cunha plástica III do mecanismo de rotura clássico
f_b	Proporção da resistência atrítica da interface
f_c	Proporção da resistência coesiva da interface
g	Aceleração gravítica
g_a	Parâmetro que está relacionado com o valor de entrada de água no solo
g_c	Parâmetro de aproximação
g_n	Função da velocidade de extração de água do solo quando o valor de entrada de ar no solo é excedido
h	Espaçamento entre camadas de geossintético consecutivas
h_c	Altura de ascensão capilar
$h_{c,max}$	Altura de ascensão capilar máxima
$h_{c,min}$	Altura de ascensão capilar mínima
j_i	Rigidez inicial
k_c	Fator corretivo do coeficiente de capacidade de carga N_c
$k_{c,\delta}$	Índice corretivo para o cálculo do fator k_c
k_q	Fator corretivo do coeficiente de capacidade de carga N_q

$k_{q,\delta}$	Índice corretivo para o cálculo do fator k_q
k_γ	fator corretivo do coeficiente de capacidade de carga N_γ
$k_{\gamma,\delta}$	Índice corretivo para o cálculo do fator k_γ
l	Comprimento do reforço
m	Massa de um corpo
n	Número de camadas de reforço
n_G	Fator de escala correspondente a uma rigidez
$(n_G/n_\rho)^{1/2}$	Fator de escala correspondente à velocidade das ondas de corte
$(n_G/n_\rho)^{1/2}/n_l$	Fator de escala correspondente a uma frequência
n_g	Fator de escala correspondente a uma aceleração
$n_g n_l (n_\rho/n_G)^{1/2}$	Fator de escala correspondente a uma velocidade
n_l	Fator de escala correspondente a um comprimento
n_L	Fator de escala correspondente à secção transversal de uma barra por unidade de comprimento
n_l^2	Fator de escala correspondente à secção transversal de uma barra
$n_l (n_\rho/n_G)^{1/2}$	Fator de escala correspondente ao tempo (fenómenos dinâmicos)
n_δ	Ângulo de atrito da interface solo geossintético
n_μ	Fator de escala correspondente à viscosidade de um fluido
$n_\mu n_l^2/n_G$	Fator de escala correspondente ao tempo (fenómenos de difusão)
n_ρ	Fator de escala correspondente a uma massa volúmica
$n_{\rho f}$	Fator de escala correspondente à massa volúmica de um fluido
$n_\rho/n_{\rho f}$	Fator de escala correspondente a um gradiente hidráulico
$n_\rho n_g n_l$	Fator de escala correspondente a uma tensão
$n_\rho n_g n_l^2$	Fator de escala correspondente a uma força por unidade de comprimento
$n_\rho n_g n_l^3$	Fator de escala correspondente a uma força
$n_\rho n_g n_l/n_G$	Fator de escala correspondente a uma deformação
$n_\rho n_g n_l^2/n_G$	Fator de escala correspondente a um deslocamento
$n_{\rho f} n_g/\mu$	Fator de escala correspondente a uma permeabilidade (lei de Darcy)
p_{atm}	Pressão atmosférica
q	Tensão gerada pelo peso de solo lateral acima do plano de fundação
$q(NR)$	Capacidade de carga do solo não reforçado
$q(R)$	Capacidade de carga do solo reforçado
r	Raio de uma trajetória circular
S_q	Coeficiente de forma
S_y	Coeficiente de forma
t_l	Espessura transversal das fibras de uma geogrelha
t_t	Espessura transversal das fibras de uma geogrelha
u	Deslocamento total
u	Profundidade da primeira camada de reforço
u_x	Deslocamento horizontal
u_y	Deslocamento vertical

v	Velocidade
w	Teor em água
y_{\max}	Fronteira horizontal superior do modelo
y_{\min}	Fronteira horizontal inferior do modelo
z	Profundidade de desenvolvimento do mecanismo de rotura clássico
α	Inclinação da face do talude
β	Ângulo representativo da grandeza da zona da espiral logarítmica
γ	Peso volúmico do solo
γ'	Peso volúmico submerso ou efetivo
γ_s	Peso volúmico das partículas sólidas
γ_{saturado}	Peso volúmico saturado
γ_{seco}	Peso volúmico seco
γ_w	Peso volúmica da água
δ	Inclinação da carga aplicada na fundação
ε	Extensão
ε_{\max}	Extensão na rotura em tração
ε_{ult}	Extensão última
ε_1	Extensão principal na direção
λ	Distância da fundação à crista do talude, normalizada à largura da fundação (B)
μ	Coefficiente de atrito da interface solo reforço
ν	Coefficiente de Poisson
σ'_v	Tensão efetiva normal
$\sigma'_{v,0}$	Tensão efetiva horizontal em repouso
$\sigma'_{h,0}$	Tensão efetiva vertical em repouso
σ_1	Tensão principal na direção 1
σ_2	Tensão principal na direção 3
τ	Tensão de corte
ϕ	Ângulo de atrito em repouso do solo
$\phi'_{1,k}$	Ângulo de atrito do solo natural
$\phi'_{2,k}$	Ângulo de atrito do material de preenchimento
ψ'	Altura piezométrica
ψ	Ângulo formado nos troços retos do mecanismo de rotura clássico
ω	Velocidade angular

1. INTRODUÇÃO

“Da mesma forma que nos podemos surpreender ao apercebermo-nos que a prosa é aquilo que temos falado durante toda a nossa vida, também cientistas e engenheiros desconhecem que quase tudo o que realizam no seu dia a dia está relacionado com modelos” (Wood, 2004). Um modelo pode ser entendido como uma simplificação da realidade. O engenho de modelar um problema real está em avaliar de forma exata o nível de simplificação aplicado, ou seja, reconhecer quais as propriedades que realmente definem o comportamento do modelo. Em engenharia o recurso a modelos é bastante comum uma vez que o seu objetivo é encontrar soluções para problemas sem resolução prévia. Cabe por isso ao engenheiro a perícia de modelar. O principal objetivo da modelação é prever e compreender o comportamento de uma estrutura sob diferentes cenários, o que possibilita um dimensionamento confiável e bem fundamentado. O ato de modelar pode ser conseguido através de diferentes metodologias: A modelação física de escala reduzida e a modelação numérica.

A grande maioria das estruturas geotécnicas são passíveis de ser modeladas. O caso de fundações sobre taludes não é exceção.

Um talude é uma estrutura geotécnica que se caracteriza por apresentar uma superfície inclinada relativamente à horizontal. A estabilidade de taludes têm sido um tema largamente estudado por engenheiros geotécnicos. Os taludes podem ser divididos em duas grandes categorias, os taludes naturais e os taludes artificiais. Os taludes naturais rochosos ou terrosos são formações geológicas resultantes da atividade tectónica bem como do ciclo litológico do planeta terra. Os taludes artificiais são resultado da necessidade de infraestruturação e habitação de regiões em todo o globo e podem ser construídos, por exemplo, de forma a permitir a construção de obras lineares em terrenos topograficamente acentuados. O crescimento das malhas urbanas têm proporcionado a construção de infraestruturas e habitações em zonas acidentadas que geralmente implicam a construção de fundações sobre taludes (Baah-Frempong & Kumar Shukla, 2020).

A capacidade de carga de um maciço terroso é um dos fatores primários de dimensionamento a ter em consideração em diversas estruturas geotécnicas, tais como fundações de pontes, fundações de edifícios próximos de taludes e estradas em áreas montanhosas. Diversas destas construções estão assentes sobre fundações superficiais, uma vez que estas tornam-se mais atrativas que as fundações profundas devido ao seu baixo custo quando construídas sobre solo seco e compacto (Satvati et al., 2020). O dimensionamento de

fundações adjacentes a taludes apresenta uma dependência de diversos fatores, tais como as dimensões da fundação, as propriedades mecânicas do solo e a distância da fundação ao topo do talude. Uma vez que a capacidade de carga de fundações sobre taludes é reduzida, quando comparada com fundações sobre superfícies horizontais, ao longo dos anos diversas tentativa de melhoramento da sua capacidade de carga tem sido realizadas, tais como a melhoria da geometria do talude e a injeção de colunas de solos cimentados. Uma das formas mais recentes de melhorar a capacidade de carga de fundações sobre taludes terrosos é a incorporação de geossintéticos. A incorporação de geossintéticos não só aumenta a capacidade de carga, como permite reduzir o assentamento, uma vez que permite aumentar a distribuição da carga, minimizando tensões localizadas (Satvati et al., 2020). A utilização destes reforços nas mais diversas obras tem demonstrado uma boa relação custo-eficiência (Baah-Frempong & Kumar Shukla, 2020). O conhecimento e a compreensão dos mecanismos de rotura bem como a capacidade de carga deste tipo de fundações é um ponto chave para a construção de estruturas estáveis e seguras.

Na presente dissertação de mestrado é proposta uma análise, em condições drenadas, a parâmetros de dimensionamento de fundações superficiais sobre taludes em solo reforçado com geossintéticos. É pretendido avaliar mecanismos de rotura passíveis de ocorrer neste tipo de estruturas, assim como conhecer a influência da distância da fundação à crista do talude. Os parâmetros geométricos de posicionamento das camadas de geossintéticos a avaliar poderão incluir a profundidade ótima da primeira camada de reforço, o espaçamento entre sucessivas camadas de reforço e o comprimento do reforço, bem como a forma de colocação em obra que permita maximizar a capacidade de carga da fundação de forma a definir guias gerais de dimensionamento.

Estes objetivos serão alcançados através da modelação do problema em estado plano de deformações por meio de modelos físicos de escala reduzida e validados por modelos numéricos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.Considerações iniciais

No presente capítulo são introduzidos conceitos tidos como necessários para a elaboração e análise crítica da presente dissertação de mestrado.

Numa primeira instância são abordados os mecanismos de rotura de fundações sobre superfícies horizontais (secção 2.2) e os mecanismos de rotura de fundações perto ou sobre taludes (secção 2.3). Após esta análise é explorada uma das possíveis formas de reforço, o recurso a geossintéticos (secção 2.4). Transversal a um trabalho de investigação científica em engenharia geotécnica está a modelação do problema a estudar. Para tal são abordados os diferentes métodos de modelação, nomeadamente a modelação física (secção 2.5) e a modelação numérica (secção 2.6). São abordados modelos didáticos (secção 2.7), uma vez que a modelação física pode contribuir com carácter didático para o desenvolvimento de ferramentas audiovisuais de problemas de capacidade de carga de fundações superficiais. Após a apresentação dos diversos tipos de modelos de uma forma breve é realizada uma síntese comparativa (secção 2.8). Numa fase final é apresentado o problema tipo em análise (secção 2.10), bem como as propostas de diversos autores para abordagem do problema.

2.2.Mecanismo de rotura de fundações superficiais

A rotura por corte do solo sob uma fundação superficial implica a formação de três cunhas plásticas (Figura 1). O mecanismo de rotura é válido para as seguintes considerações (Matos Fernandes, 2011):

- i. A sapata apresenta um desenvolvimento infinito, ou seja, trata-se de um estado plano de deformações;
- ii. O solo obedece ao critério de rotura Mohr-Coulomb;
- iii. A resistência ao corte acima da base da sapata é nula, o solo acima deste ponto atua como uma sobrecarga uniformemente distribuída;
- iv. O atrito e a adesão entre a sapata e o solo de fundação são nulos.

A cunha I (Figura 1), abaixo do elemento de fundação, ao descer de forma solidária com a sapata é sujeita a um estado limite ativo de Rankine obrigando a um deslocamento lateral, em corte radial, da cunha II a qual impõem um deslocamento lateral e ascendente da cunha III mobilizando um estado limite passivo de Rankine.

A linha que define o mecanismo de rotura (ACDE) é composta por dois troços retilíneos AC e DE, pertencentes à cunha I e cunha III, respetivamente. AC e DE formam um ângulo ψ com a superfície horizontal do terreno de, respetivamente, $\pi/4 + \phi/2$ e $\pi/4 - \phi/2$. O troço CD é curvilíneo assumindo a forma de um arco de circunferência em condições não drenadas e assemelhando-se a uma espiral logarítmica em condições drenadas, uma vez que o solo ao sofrer rotura aumenta de volume (Matos Fernandes, 2011).

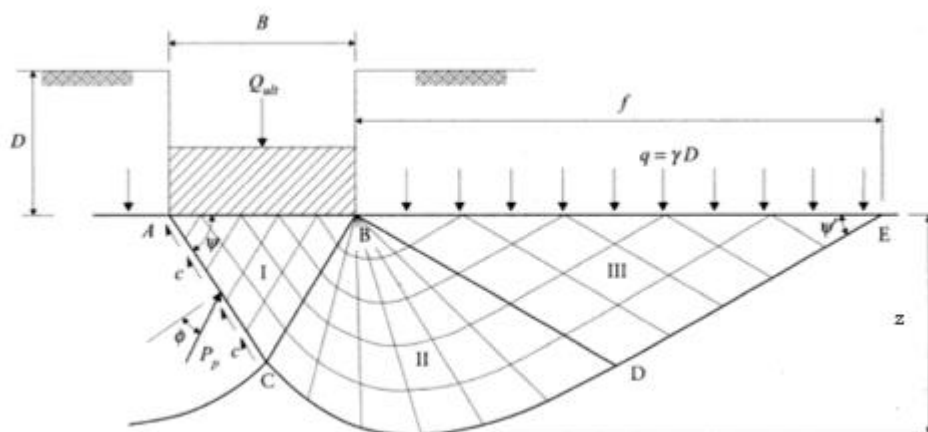


Figura 1. Capacidade de carga de uma fundação superficial contínua em condições drenadas: zonas de corte e forças que se opõem à rotura (Matos Fernandes, 2011)

É de referir que o mecanismo de rotura exemplificado (Figura 1), como usualmente acontece nas soluções matemáticas de problemas de engenharia, foi resultado de sucessivas observações em modelos laboratoriais de escala reduzida (Matos Fernandes, 2011).

O mecanismo de rotura apresentado pode também ser definido como um modo de rotura geral (Figura 2, a)) e ocorre em areias compactadas e argilas solicitadas em condições não drenadas, sendo que para estas condições o troço curvilíneo CD da cunha II assume uma forma de arco de circunferência e a cunha III assume a forma de um triângulo equilátero. No entanto, para solos arenosos soltos e em argilas solicitadas em condições drenadas pode ser observado outro modo de rotura. O estado (i.e., a baixa compactação) destes solos permite que ocorram assentamentos elevados sem que se manifeste uma rotura generalizada, observando-se uma rotura localizada (Figura 2, b)). No caso de areias soltas, ao existirem grandes deformações, o carregamento possibilita um aumento no grau de densificação, o que resulta num aumento do ângulo de atrito de pico ou seja, maior resistência. O assentamento elevado possibilita que o peso do terreno envolvente acima da cota da base da sapada aumente, conferindo uma maior

resistência. Com algumas reservas, as considerações tidas para areias poderão ser aplicáveis a argilas (Matos Fernandes, 2011). Em contraste com estes dois modos de rotura anteriores pode ocorrer uma rotura por punçoamento (Figura 2, c)) não sendo facilmente observável e sendo característica de solos de elevada compressibilidade. Com o aumento progressivo da carga vertical, o movimento descendente gerado é acompanhado pela compressão do solo abaixo da fundação (cunha I). Durante este processo o solo em redor da fundação não apresenta deslocamentos relativos, possibilitando a ocorrência de um plano de corte em redor do perímetro da fundação e permitindo a penetração contínua da fundação (Vesic, 1974).

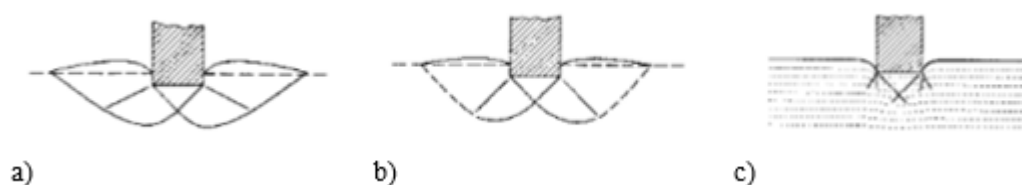


Figura 2. Modos de rotura de fundações superficiais em condições drenadas: a) rotura geral; b) rotura localizada; c) rotura por punçoamento (Vesic, 1974)

2.3. Mecanismo de rotura de fundações perto ou sobre taludes

Com a rápida construção das mais diversificadas infraestruturas tais como torres eólicas, postes de alta tensão e pilares de pontes, acompanhada do rápido crescimento das malhas urbanas, construções próximas ou sobre taludes artificiais ou naturais têm sido uma realidade notável. Todas estas construções implicam maioritariamente a construção de fundações diretas sobre os taludes. Estes tipos de problemas apresentam mecanismos de rotura que podem variar substancialmente comparativamente com os que ocorrem em superfícies horizontais e pouco conhecimento se tem sobre a capacidade de carga deste tipo de fundações (Gao et al., 2021). Nesta seção abordam-se os principais mecanismos de rotura de fundações superficiais próximas ou sobre taludes.

Georgiadis (2010), com recurso ao programa de elementos finitos *Plaxis* versão 8.6, observou que podem ocorrer três mecanismos de rotura em condições não drenadas. A prevalência de um dado mecanismo depende da combinação de diferentes variáveis, como a inclinação do talude, a altura do talude e a distância relativa da fundação ao topo do talude. Os dois mecanismos de rotura, rotura por falta de capacidade de carga e a rotura parcial do talude representados na Figura 3; a) e b), são idênticos à rotura da fundação em superfícies horizontais e ocorrem por falta de capacidade de carga do solo abaixo da fundação; o mecanismo rotura por falta de capacidade de carga apresenta uma maior mobilização de área de solo. A rotura

total do talude (Figura 3, c)) como o nome indicia envolve a destabilização do talude, conduzindo à rotura total deste. Georgiadis (2010) salienta que os mecanismos de rotura apresentados nunca foram validados por modelos físicos, tendo sido definidos unicamente com suporte numérico. Este autor apresentou ainda equações para a capacidade de carga da fundação nas situações analisadas

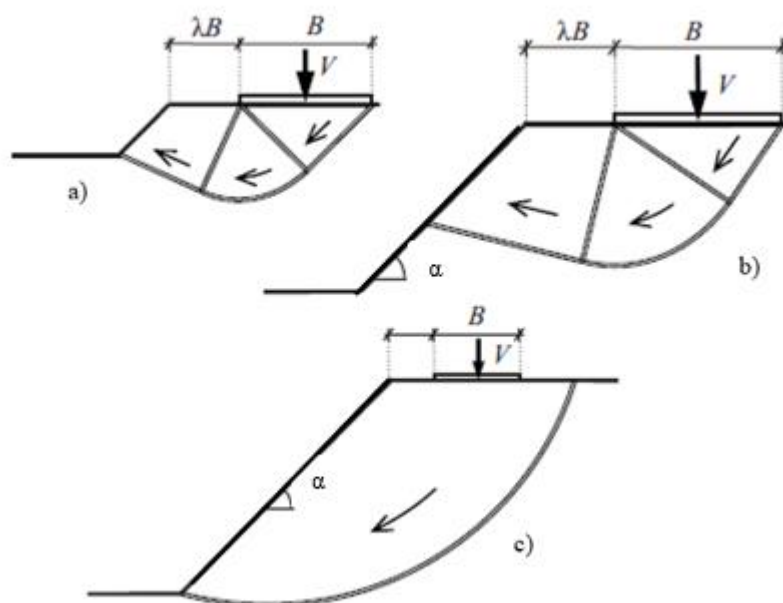


Figura 3. Mecanismo de rotura de fundações superficiais sobre taludes em condições não drenadas: a) rotura por falta de capacidade de carga; b) rotura parcial do talude; c) rotura total do talude (adaptado de (Georgiadis (2010)))

Alguns estudos numéricos, como o levado a cabo por Gao et al. (2021), têm tido por base os modos de rotura propostos por (Georgiadis, 2010), no entanto o foco está na análise da influencia da anisotropia da areia, característica comum de taludes compostos por solos residuais. No estudo de (Gao et al., 2021), os mecanismos de rotura a e b foram observados e validados através de modelos de centrifugadora.

Pantelidis & Griffiths (2015), ao analisar numericamente este tipo de problemas segundo os estados limite definidos no EC7, concluíram que o mecanismo de rotura observado em condições não drenadas está intrinsecamente ligado à magnitude da força transmitida pela fundação ao solo. Para uma sapata localizada na mesma posição e com um incremento de carga desde zero até ao infinito, dois mecanismos de rotura podem ocorrer ao mesmo tempo (Figura

4): a instabilidade global do talude e a falta de capacidade de carga. Quando as cargas apresentam magnitudes elevadas o único mecanismo de rotura observado é a falta de capacidade de carga (Figura 5), assemelhando-se à rotura por punçoamento.

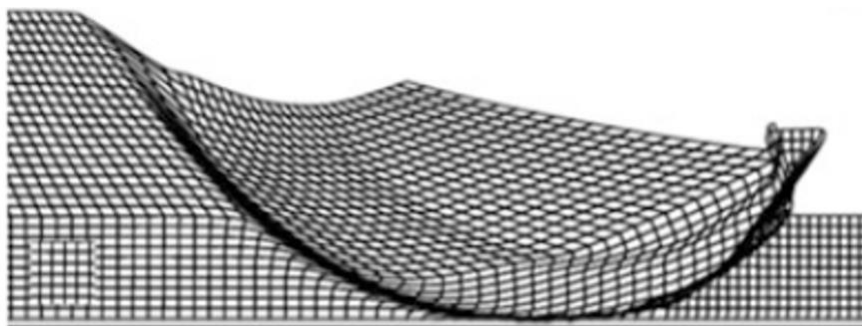


Figura 4. Mecanismo de rotura misto em condições não drenadas, instabilidade do talude e falta de capacidade de carga do solo abaixo da fundação (adaptado de (Pantelidis & Griffiths (2015))

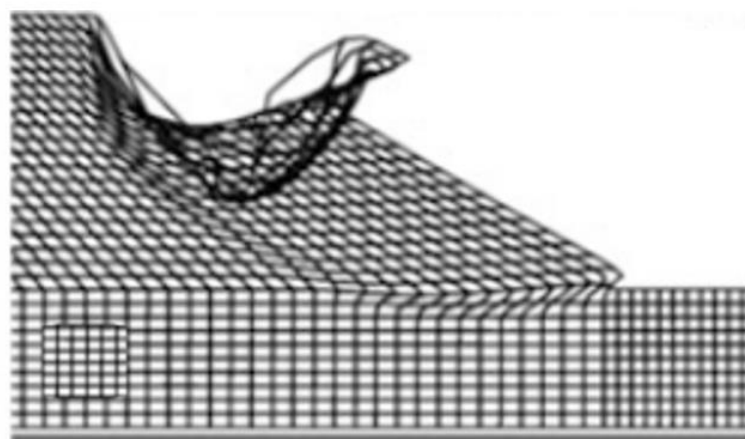


Figura 5. Mecanismo de rotura por falta de capacidade de carga em condições não drenadas, assemelhando-se a rotura por punçoamento (adaptado de (Pantelidis & Griffiths 2015))

2.4.Reforço de fundações com geossintéticos

Os geossintéticos são materiais poliméricos manufacturados, utilizados a fim de melhorar o comportamento do material, rocha ou solo, com que se encontram em contacto. Estes podem dividir-se em grupos consoante a sua estrutura por exemplo geotêxteis, geogrelhas, georredes, geocompósitos e barreiras geossintéticas poliméricas.

Na presente secção, é explorada a função de reforço dos geossintéticos (secção 2.4.1) bem como a sua durabilidade (secção 2.4.2). Dentro da temática a explorar é discutida a forma como

a introdução de geossintéticos permite um ganho efetivo na capacidade de carga de fundações (secção 2.4.3) e quais os possíveis mecanismos de rotura (secção 2.4.4). Transversal a qualquer problema de dimensionamento, torna-se necessário quantificar o acréscimo de resistência que o reforço confere (secção 2.4.5), dependendo se este é conseguido pela colocação de apenas uma camada (secção 2.4.5.1) ou várias (secção 2.4.5.2).

2.4.1. Função de reforço

Segundo a NP EN ISO 10318 (2015), a função de reforço é a utilização do comportamento carga-extensão de um geossintético a fim de melhorar ou conferir propriedades mecânicas a solos ou outros materiais de construção. Por exemplo, sendo materiais que resistem a esforços de tração podem ser instalados no interior de maciços a fim de completar esta propriedade não existente nos solos.

O reforço permite que o solo resista a tensões de corte superiores às que suportaria no seu estado natural. Quando a sollicitação nas estruturas geotécnicas, aterros e taludes, é fundamentalmente exercida pelo peso próprio dos materiais a inclusão do reforço permite que a inclinação destas estruturas seja superior à do ângulo de atrito interno do material constituinte. Quando a sollicitação é maioritariamente exercida por forças externas à estrutura geotécnica, no caso de fundações ou aterros rodoviários, a presença do reforço permite a aplicação de cargas de maior magnitude e frequência (M. Pinho-Lopes & Lopes, 2010). Os geotêxteis de elevada rigidez, as geogrelhas e os geocompósitos de reforço são os geossintéticos mais utilizados no reforço de maciços (Figura 6).

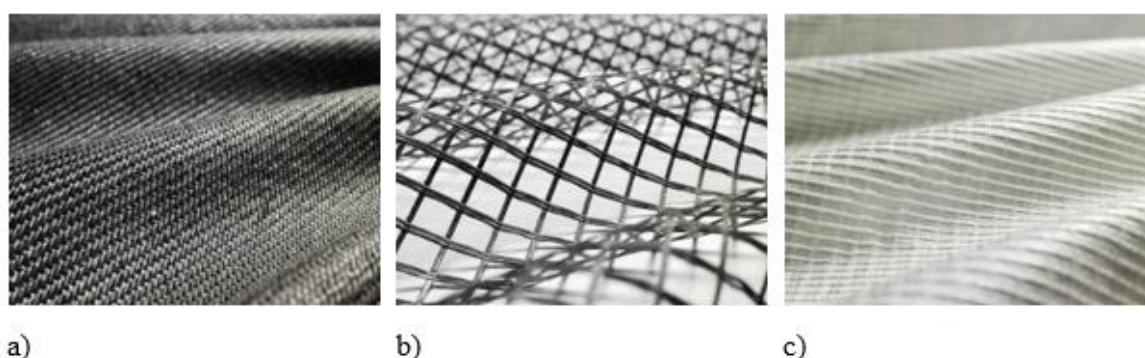


Figura 6. Geossintéticos mais utilizados com função de reforço: a) geotêxtil de elevada rigidez [1]; b) geogrelha biaxial tecida [2]; c) geocompósito de reforço [3]

2.4.2. Durabilidade

A solução de reforçar solo teve a sua origem há pelo menos 7000 anos. Materiais naturais como, canas, algodão, palha, ramas e juta foram utilizados como materiais que permitiam aos maciços resistir a esforços de tração, como por exemplo na Grande Muralha da China. O problema comum na utilização de materiais naturais prende-se com a sua biodegradação ao longo do tempo de vida útil das estruturas reforçadas. No início do século XX, o advento dos polímeros, materiais mais estáveis e duráveis, permitiu a criação de geossintéticos com tempos de vida mais prolongados na ordem das centenas de anos mesmo quando expostos a condições adversas (Wu, 2019).

Uma das preocupações gerais relativas aos geossintéticos e à sua aplicação em obras de engenharia civil consiste na durabilidade destes materiais. Quando utilizados para reforço de maciços terrosos torna-se necessário garantir que estes mantêm as suas propriedades mecânicas iniciais durante o tempo de vida útil da estrutura reforçada. Deste modo torna-se indispensável prever quais as condições a que estes estarão sujeitos e de que forma essas condições afetam as suas propriedades. Neste sentido, a avaliação da durabilidade de estruturas nas quais são utilizados geossintéticos requer o estudo do efeito do tempo nas propriedades funcionais do material (M. Pinho-Lopes & Lopes, 2010).

A durabilidade dos geossintéticos, quando pensada de forma isolada, é intrínseca à composição do polímero base e dos aditivos nele incorporados. A degradação dos polímeros está relacionada com alterações irreversíveis nas propriedades físicas e químicas destes, sendo a mais comum a redução de resistência mecânica. Os principais agentes de degradação de polímeros são calor e temperatura, luz, radiação de ionização, humidade, fluídos, bio organismos e tensões mecânicas (M. Pinho-Lopes & Lopes, 2010).

Na maioria das situações onde são utilizados os geossintéticos estes estão enterrados sob condições onde não há grande variação dos estados de humidade e temperatura e a exposição à radiação UV é reduzida ou quase inexistente. Assim, o principal fator de degradação prende-se com a sua aplicação, diversas vezes descuidada. Segundo (Koerner, 2012) as danificações decorrentes do processo de instalação em obra são muitas das vezes mais gravosas, para a durabilidade do geossintético, do que as solicitações de serviço, consideradas em dimensionamento. Outros fatores que podem reduzir a resistência dos geossintéticos ao longo do seu tempo de vida útil são a fluência, a relaxação de tensões e a abrasão, que pode ser definida como o desgaste que ocorre pelo contacto permanente com agregados sujeitos a cargas cíclicas de pequena amplitude.

O principal objetivo da avaliação da durabilidade destes materiais é permitir que os engenheiros que realizam o seu dimensionamento tenham informação fiável (geralmente em termos de coeficientes de segurança), para que o tempo de vida útil dos materiais possa ser atingido com um determinado grau de confiança (M. Pinho-Lopes & Lopes, 2010).

2.4.3. Mecanismo de reforço

Os geossintéticos podem ser utilizados a fim de aumentar a capacidade resistente de fundações ou de forma a reduzir assentamentos excessivos, permitindo assim a verificação dos estados limite de serviços (ELS) impostos pelas normas (Kyparissis & Pinho-Lopes, 2018).

No decorrer dos anos, vários estudos têm demonstrado que nos diversos tipos de solos a capacidade de carga é melhorada após a aplicação dos geossintéticos sendo que o ganho de resistência está fortemente dependente da forma como é instalado o reforço, da profundidade de instalação e da quantidade de camadas de reforço. De referir que o fator de capacidade de carga, que consiste na razão entre capacidade de carga do solo reforçado e o não reforçado, tenderá para um valor constante com o aumento sucessivo de camadas. Na literatura são reportados dois mecanismos distintos que contribuem para a melhoria da capacidade de carga de fundações o efeito de confinamento ou resistência lateral e o efeito membrana (Chen & Abu-Farsakh, 2015).

O efeito de confinamento ocorre quando cargas verticais são aplicadas nos solos, induzindo forças horizontais que originam movimentos relativos entre o solo e o reforço, mobilizando nesta interface uma força artrítica que origina uma força de confinamento, como representado na Figura 7, a). Esta força aumenta o estado de compressão na massa de solo em movimento melhorando assim a capacidade de carga de uma fundação sobre este e minorando os assentamentos.

O efeito membrana ocorre quando o reforço sofre deformação após um assentamento. O reforço deformado gera uma força ascendente que suporta parte da carga aplicada ao solo, como representado na Figura 7, b). É de referir que para este mecanismo advir é necessário que ocorra um pequeno assentamento que seja capaz de tensionar o reforço (Chen & Abu-Farsakh, 2015). O reforço deve ter resistência e comprimento suficientes a fim de não ocorrer uma rotura por arranque, ou seja, o geossintético ser destacado do seu ponto de ancoragem sofrendo movimento relativamente ao solo. A ancoragem é conferida pelo comprimento do geossintético e pelo peso do solo acima deste.

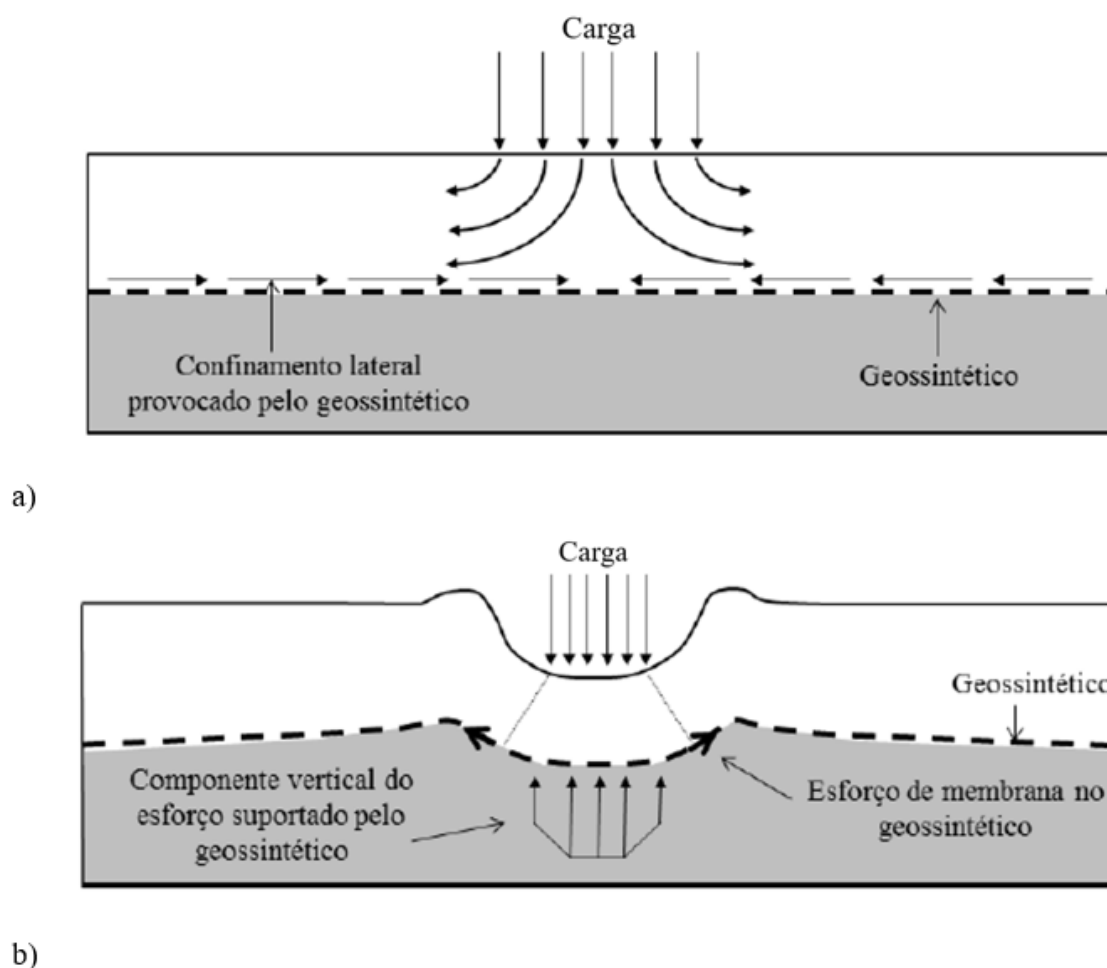


Figura 7. Mecanismos de reforço de fundações reforçadas com geossintético: a) efeito membrana; b) confinamento lateral (adaptado de Carlos (2016))

2.4.4. Mecanismo de rotura

Sob fundações superficiais, os solos reforçados apresentam três modos de rotura distintos: rotura do solo acima da primeira camada de reforço (Figura 8), rotura entre camadas de reforço sucessivas (Figura 9) e rotura por punçoamento (Figura 10).

A rotura acima da primeira camada de reforço ocorre quando esta se encontra a uma profundidade (u) superior a metade da largura da sapata (B), ($u > 0,5B$). A rotura entre camadas de reforço tende a acontecer quando o espaçamento entre consecutivas camadas (h) é superior a metade da largura da sapata ($h > 0,5B$). Estes modos de rotura podem ser evitados quando na aplicação do reforço são respeitadas as regras acima mencionadas representadas na Figura 8 e Figura 9. Com base nos estudos de (Chen & Abu-Farsakh, 2015) é proposto um terceiro modo de rotura: rotura por punçoamento seguida de uma rotura global por corte, onde o elemento de fundação penetra o solo sem que ocorra movimento lateral deste. Este modo de rotura está dependente do fator de profundidade de punçoamento (D_p). Este fator é dependente da relação

de tensões na zona reforçada e a zona não reforçada localizada abaixo do reforço, variando entre zero e a profundidade da altura reforçada (d). É igual a zero ($D_p=0$) quando a resistência da zona reforçada é similar à da zona não reforçada e iguala a d quando a resistência da zona reforçada é superior à da zona não reforçada.

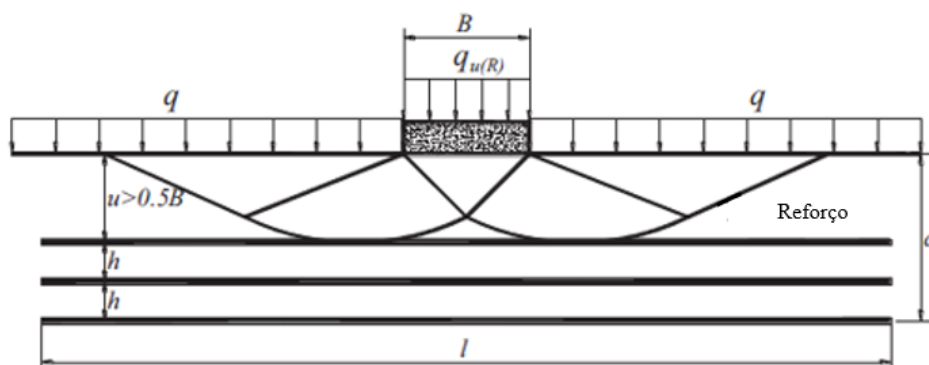


Figura 8. Rotura acima da primeira camada de reforço (Chen & Abu-Farsakh, 2015)

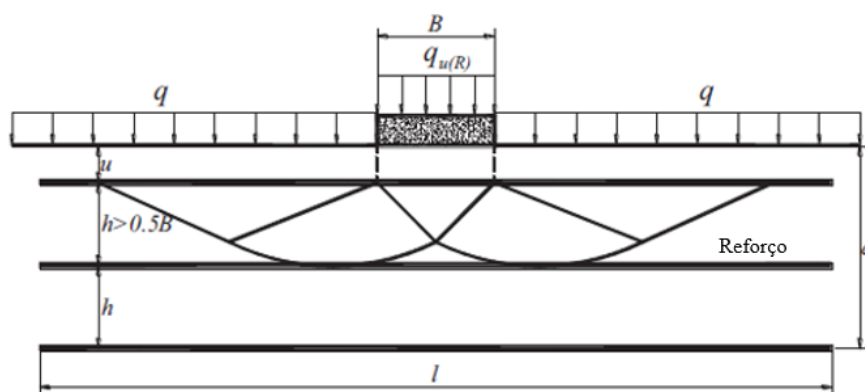


Figura 9. Rotura entre camadas de reforço (Chen & Abu-Farsakh, 2015)

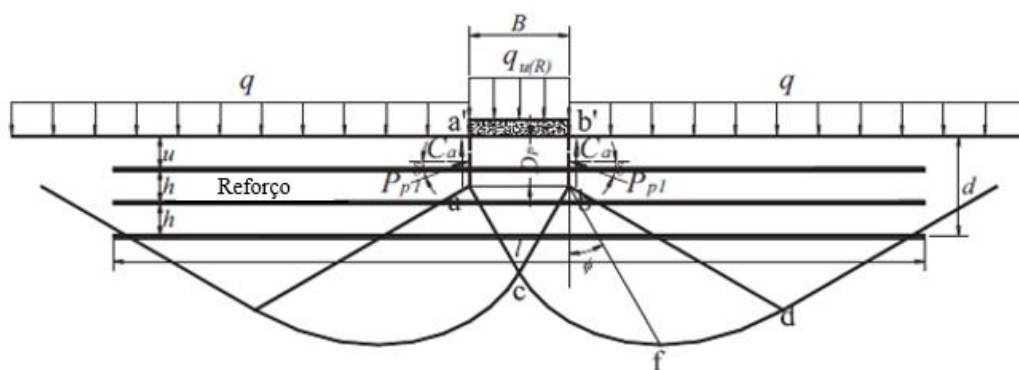


Figura 10. Rotura por punção (Chen & Abu-Farsakh, 2015)

uma relação ($l/B=4$) que, tanto do ponto de vista de maximização da capacidade de carga como de carácter construtivo, é o mais razoável (Michalowski, 2004).

O parâmetro que apresenta maior contribuição para a capacidade de carga é a profundidade do reforço, (u). A profundidade que maximiza a capacidade de carga é dependente das propriedades do solo, principalmente correlacionada com o ângulo de atrito interno deste. Na Figura 12 é apresentada a correlação gráfica entre a profundidade ótima da camada de reforço e o ângulo de atrito interno do solo a reforçar (Michalowski, 2004). As curvas acima e abaixo da curva ótima representam profundidades que geram 50% da capacidade de carga máxima. A zona sombreada indica a gama de profundidades ótimas recomendadas para o dimensionamento.

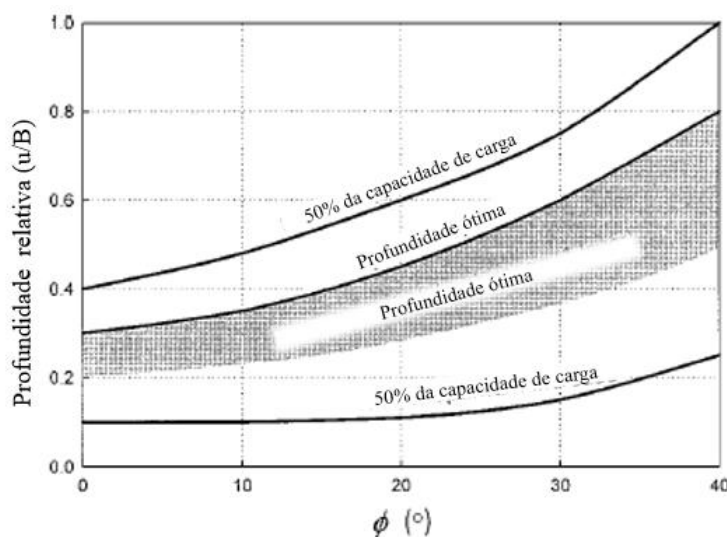


Figura 12. Profundidade ótima para uma única camada de reforço (adaptado de Michalowski (2004))

É de referir que, mesmo colocado a profundidades inadequadas, o reforço irá sempre garantir um ganho de resistência. Colocado a profundidade menores do que a profundidade ótima, o reforço intersesta o mecanismo de rotura e reduz a deformação do solo, quando colocado a profundidades superiores onde não intersesta o mecanismo de rotura, o reforço impede que o mecanismo de rotura atinja profundidades superiores (Michalowski, 2004). Para a formulação das equações é assumido que o reforço se encontra perto da profundidade ótima, zona sombreada da Figura 12.

Michalowski (2004) propôs duas equações (Equação (2) e Equação (10)) para estimar a capacidade de carga de fundações em solo reforçado com uma camada de reforço. A Equação (2) é válida para os casos em que o solo desliza na interface do reforço e o mecanismo de rotura se forma acima da camada de geossintético. Onde γ representa o peso volúmico do solo, μ ,

representa o coeficiente de atrito da interface solo reforço, Equação (8). c_{int} representa a resistência conferida pela coesão existente na interface solo reforço, Equação (9). N_q , N_γ e N_c são os coeficientes de capacidade de carga utilizados para fundações não reforçadas, Equação (3); Equação (4) e Equação (5) respetivamente. M , M_p e M_r são os coeficientes de capacidade de carga provenientes da introdução do reforço (obtidos numericamente), Equação (6), Equação (7) e Equação (11) respetivamente. A razão d/B representa a profundidade relativa da camada de reforço. O cálculo do fator M e M_p através da Equação (6) e da Equação (7), respetivamente, é realizado com o ângulo de atrito em graus e é apenas válido na situação em que os fatores f_b e f_c , que representam a proporção da resistência da interface artrítica e coesiva, são iguais a 0,6, caso contrário dever-se-á recorrer ao ábaco da Figura 15 e Figura 16.

A Equação (10) é ainda válida para os casos em que a rotura ocorre pelo reforço, ou seja, por tração, onde n representa o número de camadas de reforço. Para análise de soluções com uma só camada de reforço, n é igual à unidade ($n=1$). A resistência à tração do geossintético (representada por uma força por unidade de largura) é denotada por T_t .

$$q_{u(r)} = \frac{1}{1 - \mu \frac{u}{B} M_p} \left[c(N_c + f_c M) + q(N_q + \mu M) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{u}{B} M \right) \right] \quad (2)$$

$$N_q = \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right)^2 e^{\pi \tan \phi} \quad (3)$$

$$N_\gamma = e^{0.66 + 5.11 \tan \phi} \tan \phi \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (5)$$

$$M = 1.6(1 + 8.5 (\tan \phi)^{1.3}) \quad (6)$$

$$M_p = 1.5 - 1.25 \cdot 10^{-2} \phi \quad (7)$$

$$\mu = f_b \tan \phi \quad (8)$$

$$c_{int} = f_c c \quad (9)$$

$$q_{u(r)} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \frac{nT_t}{B} M_r \quad (10)$$

$$M_r = 2 \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) e^{(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi} \quad (11)$$

2.4.5.2. Fundação reforçada com várias camadas de geossintéticos

No caso de fundações reforçadas com várias camadas de geossintéticos, além da profundidade do reforço também o espaçamento vertical entre camadas de reforço sucessivas exerce um papel preponderante para a maximização da capacidade de carga. Michalowski

(2004), após ter analisado numericamente o espaçamento que maximiza a capacidade de carga de fundações reforçadas com duas a três camadas de reforço, apresentou propostas para o espaçamento ótimo conforme apresentado na Figura 13 e Figura 14, respectivamente.

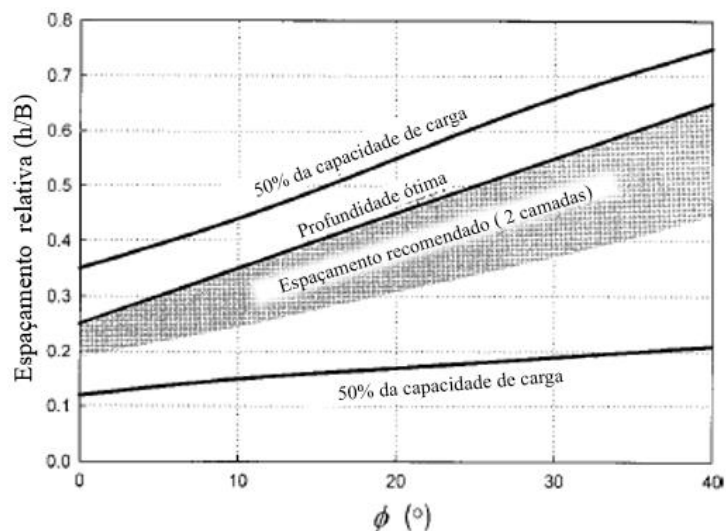


Figura 13. Espaçamento ótimo entre duas camadas de reforço (adaptado de Michalowski (2004))

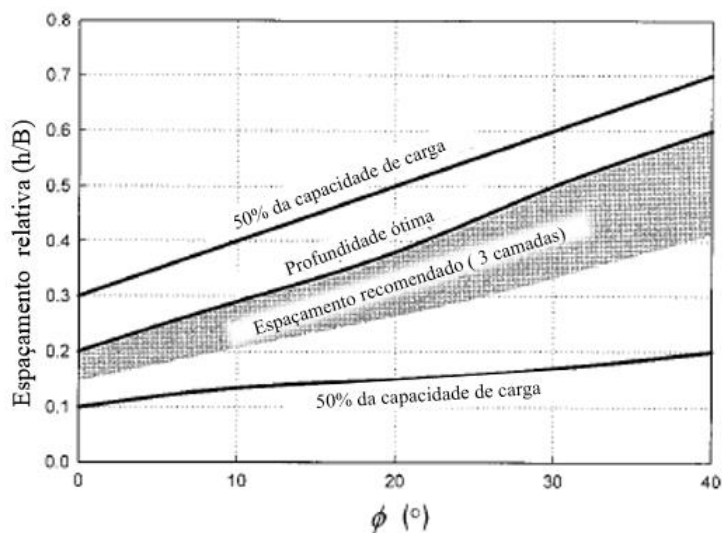


Figura 14. Espaçamento ótimo entre três camadas de reforço (adaptado de Michalowski (2004))

Michalowski (2004) propôs ainda uma equação para estimar a capacidade de carga de fundações reforçadas com duas ou três camadas de geossintéticos (Equação (12)). Esta equação é válida apenas para um comprimento de reforço quatro vezes superior à da fundação ($l/B=4$) e para a espaçamento entre camadas de reforço ótimo (i.e., cumprindo as recomendações da Figura 13 e Figura 14).

$$q_{u(r)} = \frac{1}{1 - \mu M_p \sum_{i=1}^n \frac{u_i}{B}} \left[c(N_c + n f_c M) + q(N_q + n \mu M) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M \sum_{i=1}^n \frac{u_i}{B} \right) \right] \quad (12)$$

Os fatores M e M_p, provenientes de análises numéricas, podem ser obtidos a partir dos ábacos da Figura 15 e Figura 16 ou aproximados pela Equação (13) e pela Equação (14) para uma situação de reforço com duas camadas ou pela Equação (15) e pela Equação (16) para reforços com três camadas. Estas equações são aproximações, apresentando a mesma limitação que as Equações (6) e (7) já descrita no cálculo da capacidade de carga de fundações reforçadas apenas com uma camada de geossintético.

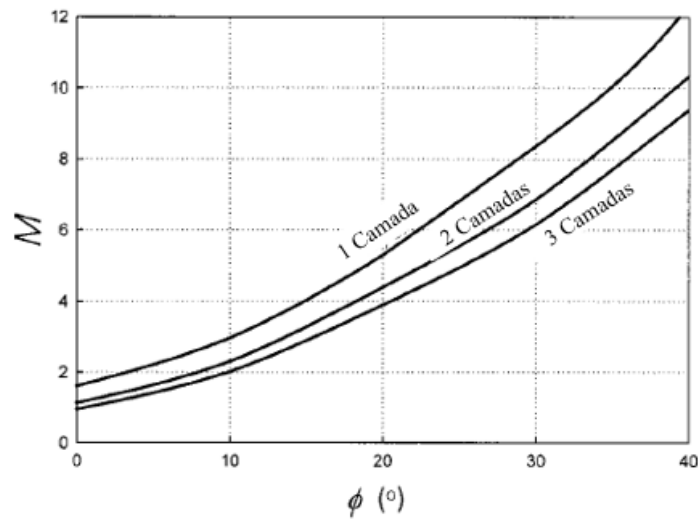


Figura 15. Coeficiente M função do ângulo de atrito interno do solo (adaptado de Michalowski (2004))

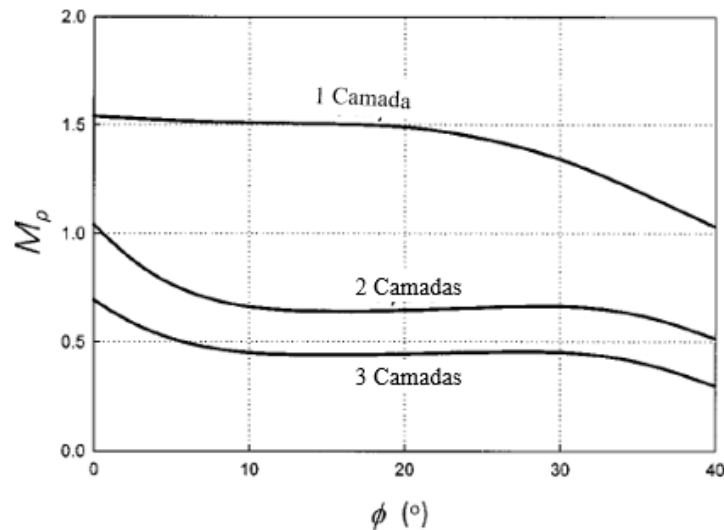


Figura 16. Coeficiente M_p função do ângulo de atrito interno do solo (adaptado de Michalowski (2004))

$$M = 1.1(1 + 10.6 (\tan \phi)^{1.3}) \quad (13)$$

$$M_p = 0.75 - 6.25 \cdot 10^{-3} \phi \quad (14)$$

$$M = 0.9(1 + 11.9 (\tan \phi)^{1.3}) \quad (15)$$

$$M_p = 0.50 - 6.25 \cdot 10^{-3} \phi \quad (16)$$

É de referir que as diversas equações propostas por Michalowski (2004) não foram validadas através de outros modelos, como por exemplos modelos físicos, Ig ou Ng , devido à falta de estudos de outros autores e aos existentes não cumprirem as condições de aplicabilidade das equações propostas pelo autor. De acordo com Michalowski (2004), apesar da falta de validação com resultados experimentais, o conservadorismo utilizado na formulação das equações permite que estas sejam utilizadas como linhas de referência para o dimensionamento de sapatas contínuas em solo reforçado com geossintéticos.

German Geotechnical Society (2009) define no *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements-EBGEO* uma metodologia para estimar a capacidade de carga de fundações em solo reforçado com geossintéticos, de superfície horizontal, e válida para reforços aplicados em camadas (e não em tiras) e de acordo com as disposições construtivas apresentadas na Figura 17.

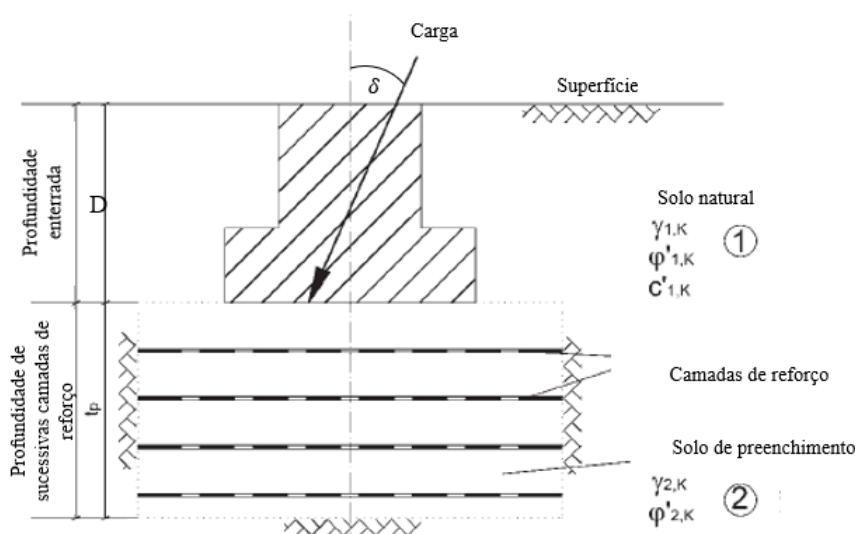


Figura 17. Disposições construtivas para o reforço de fundações com geossintéticos (adaptado de German Geotechnical Society (2009))

A capacidade de carga de fundações em solo reforçado com geossintéticos é obtida através da afetação dos fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ por fatores corretivos k_c , k_q e k_γ , calculados através da Equação (17), Equação (18) e Equação (19). A metodologia apresentada prevê a existência de solos distintos: o solo natural (designado por solo 1 na Figura 17) e o

material de preenchimento (designado por solo 2 na Figura 17). Os fatores de capacidade de carga devem ser calculados para o solo 1, i.e., o solo existente *in situ*.

$$k_c = Ck_{c,\delta} + 1 \quad (17)$$

$$k_q = Ck_{q,\delta} + 1 \quad (18)$$

$$k_\gamma = Ck_{\gamma,\delta} + 1 \quad (19)$$

O coeficiente C é função do ângulo de atrito do solo natural (solo 1), $\phi'_{1,k}$, e o do material de preenchimento, a colocar entre camadas de reforço (solo 2), $\phi'_{2,k}$ e é obtido através da Equação (20).

$$C = \left[\frac{2}{\phi'_{1,k}} \sqrt{40^\circ - \phi'_{2,k}} \left(\frac{\phi'_{2,k}}{\phi'_{1,k}} \right)^{0.7} + 1 \right]^{-1} \quad (20)$$

O coeficiente C é igual à unidade para solos de enchimento com um ângulo de atrito interno superior a quarenta graus ($\phi'_{2,k} \geq 40^\circ$). Os índices de correção $k_{c,\delta}$, $k_{q,\delta}$ e $k_{\gamma,\delta}$ são obtidos através dos ábacos apresentados na Figura 18 e Figura 19 onde δ é o ângulo entre a carga que solicita a fundação e a vertical.

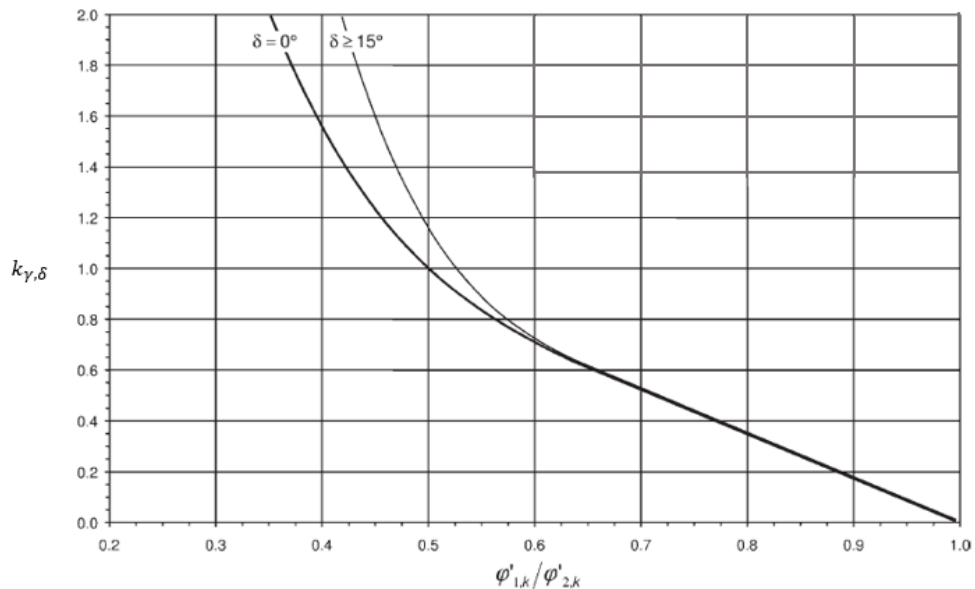


Figura 18. Fator corretivo $k_{\gamma,\delta}$, função da razão $\frac{\phi'_{2,k}}{\phi'_{1,k}}$ e da inclinação da carga δ (adaptado de German Geotechnical Society (2009))

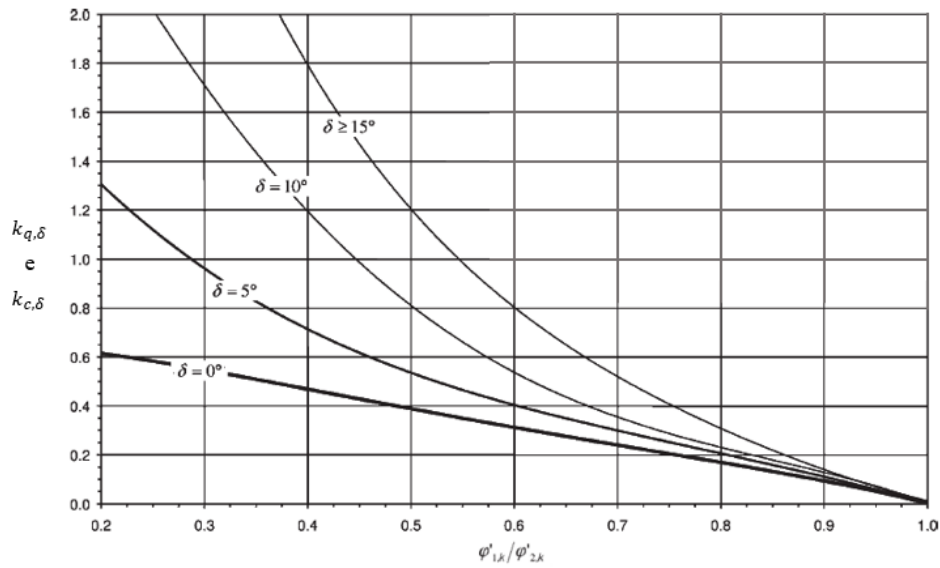


Figura 19. Fator corretivo $k_{q,\delta}$, $k_{c,\delta}$ função da razão $\frac{\phi'_{2,k}}{\phi'_{1,k}}$ e da inclinação da carga δ (adaptado de German Geotechnical Society (2009))

Após o cálculo dos fatores corretivos k_c , k_q e k_γ , pode obter-se a capacidade de carga com base na Equação (21), onde B' e L' são as dimensões efetivas do elemento de fundação, Equação(22) e Equação (23), respetivamente, e e_x e e_y a excentricidade da força conforme apresentado na Figura 20.

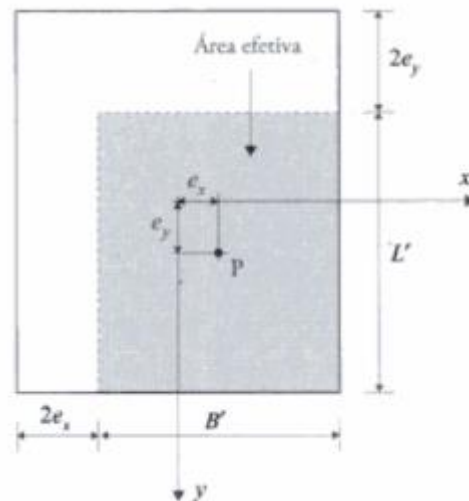


Figura 20. Sapata retangular solicitada por uma carga vertical excêntrica (e_x e e_y) e respetiva área efetiva (Matos Fernandes (2011))

$$q_{u(r)} = B'L'(\gamma_{2,k}LN_\gamma k_\gamma + \gamma_{1,k}dN_q k_b + c_{2,k}N_c K_c) \quad (21)$$

$$B' = B - 2e_x \quad (22)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (23)$$

O mesmo documento, German Geotechnical Society (2009), apresenta uma correção dos fatores k_c , k_q e k_γ , calculados através da Equação (17), Equação (18) e Equação (19) quando a carga apresenta inclinação, $\delta \neq 0$. Esta correção consiste na afetação desses fatores pela razão entre o trabalho realizado pelo movimento do solo ao longo do mecanismo de rotura gerado por uma carga vertical de igual intensidade e o trabalho realizado pelo movimento do solo ao longo do mecanismo de rotura provocado pela carga oblíqua.

Os solos naturais não exibem resistência ao corte para tensão normal nula, ou seja, coesão, com a exceção dos solos residuais. Assim sendo, a coesão é um parâmetro puramente matemático e não um parâmetro de resistência do solo. Por este motivo, é de referir que, ao utilizar as equações propostas por Michalowski (2004) e pela German Geotechnical Society (2009), a parcela de resistência relativa à coesão que contribui para a capacidade de carga de solos reforçados não deve ser tida em conta. Também de um ponto de vista conservativo por parte do projetista, a parcela que representa o acréscimo de resistência devido à tensão normal gerada pela altura de solo a cima da fundação poderá ser desprezada.

2.5. Modelos físicos

Conforme Quintela (2014) afirmou para a mecânica dos fluídos, é provável que grande parte do progresso em mecânica dos solos, tanto no que respeita a conhecimentos básicos como às mais diversas aplicações em engenharia, seja consequência da experimentação de um modo geral em modelos reduzidos.

Em Geotecnia é frequente recorrer a modelos reduzidos Ig (secção 2.5.1) e Ng (secção 2.5.2). Para interpretar resultados de ensaios em modelos é essencial estabelecer relações de semelhança com o protótipo correspondente (secção 2.5.3).

2.5.1. Modelos Ig

A modelação física de problemas geotécnicos nasce com o propósito de estudar comportamentos ou fenómenos particulares associados à geotecnia. O ensaio de modelos à escala real é um exemplo de modelação onde todas as características do protótipo são reproduzidas de forma meticulosa. Contudo, estes tipos de ensaios podem ser bastante dispendiosos e morosos, optando-se por este motivo pela construção de modelos à escala reduzida onde é possível ter um maior controlo sobre o modelo. Em geral, este tipo de modelos

está associado a estudos paramétricos, onde são alteradas as principais variáveis a estudar de forma a perceber a sua influência no resultado final. Para tal é necessário realizar mais do que um ensaio para avaliar a repetibilidade dos resultados obtidos. Quando se trata de modelos à escala reduzida devem ser tidas em consideração as relações de semelhança a aplicar ao modelo; estas assumem um papel preponderante quando se pretende observar a resposta de um material com comportamento não linear ou de estruturas geotécnicas que sejam compostas por materiais diversificados que interagem entre si, uma vez que os problemas geotécnicos têm predominantemente forças gravíticas (associadas ao peso próprio dos materiais).

Na Figura 21 são ilustrados modelos à escala reduzida de estruturas compostas por solo reforçado com geossintéticos.

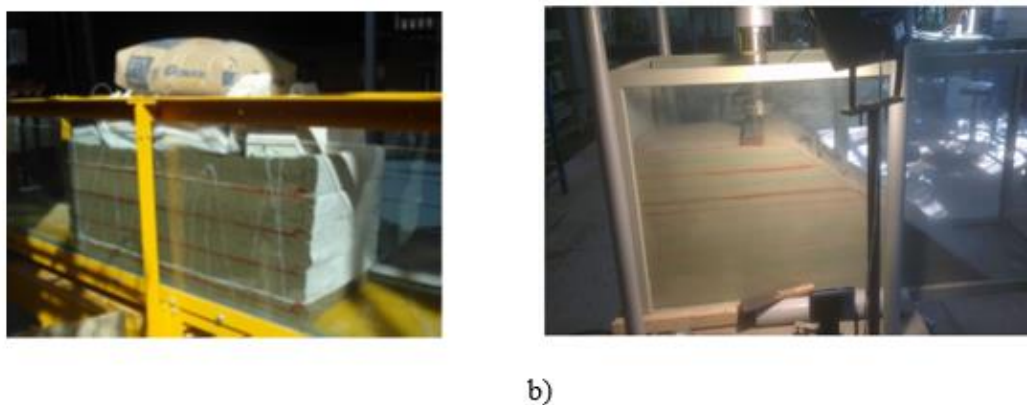


Figura 21. Estruturas compostas por solo reforçado com geossintéticos: a) muro típico de uma salina da região de Aveiro reforçado com geotêxteis sob carregamento (Alves, 2012); b) fundação sobre um talude reforçado com várias camadas de geossintéticos (Satvati et al., 2020)

2.5.2. Modelos N_g

Vários problemas de engenharia geotécnica podem ser estudados recorrendo a modelos físicos, contudo os modelos físicos de escala de reduzida sob condições normais de gravidade não conseguem simular de forma exata os estados de tensão reais devido à predominância de forças gravíticas (associadas ao peso próprio dos materiais geológicos). A fim de replicar os estados de tensão do protótipo num modelo de escala reduzida, torna-se necessário sujeitar esse modelo a campos gravíticos superiores. Estes campos gravitacionais N vezes superiores aos da terra podem ser gerados através de uma centrifugadora geotécnica. A centrifugadora tornou-se uma ferramenta fundamental para a modelação física de problemas geotécnicos (Viswanadham & König, 2004).

A centrífugadora veio permitir que diversos problemas no estabelecimento de relações de semelhança entre o protótipo e o modelo fosse ultrapassados uma vez que os estados de tensão conseguem ser corretamente induzidos no modelo (Wood, 2004).

O princípio mecânico base de uma centrífugadora pode ser descrito através do seguinte corolário: se um corpo de massa, m , descreve uma trajetória circular de raio constante, r , sobre um eixo a uma velocidade constante, v , (Figura 22) então, para se manter nesta órbita circular, terá de estar sujeito a uma aceleração centrípeta constante, v^2/ω ou $r\omega^2$, onde ω é a velocidade angular. Para produzir esta aceleração, o corpo estará sujeito a uma força radial, $mr\omega^2$, dirigida para o eixo. De um modo geral, esta aceleração radial poderá ser normalizada relativamente à aceleração gravítica do planeta terra, g , permitindo que se afirme que o corpo está sujeito a uma aceleração de Ng , onde $N = r\omega^2/g$ (Wood, 2004)

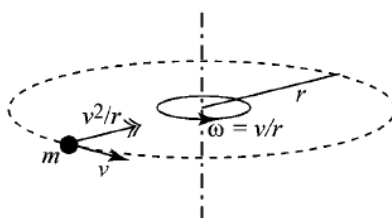


Figura 22. Forças atuantes sobre um objeto que descreve um movimento circular de raio r (adaptado de Wood (2004))

2.5.3. Relações de semelhança

Ao realizar uma relação de semelhança de um protótipo é possível criar uma versão mais pequena deste e que apresente na medida do possível o mesmo comportamento quando solicitado por ações externas. Dois sistemas dizem-se fisicamente semelhantes relativamente a um conjunto de grandezas quando há uma relação constante entre os valores dessas grandezas no protótipo e no modelo reduzido. Os sistemas podem ser denominados como geometricamente semelhantes, ou seja, existe uma relação constante entre comprimentos homólogos nos dois sistemas, cinematicamente semelhantes quando partículas similares descrevem trajetórias idênticas em tempos proporcionais, ou dinamicamente semelhantes quando a direção, sentido e intensidade de uma força são proporcionais entre os sistemas (Quintela, 2014).

A fim de se obter resultados de qualidade em modelos de escala reduzida é necessário que exista uma relação de semelhança de alta qualidade. De modo geral é assumido que em

materiais geológicos existe uma condição de semelhança facilmente observável a dimensão média das partículas, ou seja, o tamanho médio das partículas de solo utilizado no protótipo e no modelo são facilmente relacionáveis. Algumas relações, já cientificamente aceites aplicadas a modelos geotécnicos podem ser consultadas na Tabela 1, onde N é o número de gravidades a que o modelo estará sujeito quando ensaiado. O expoente α é um fator empírico que para solos granulares é igual a 0,5 e para solos finos é igual a 1, α é nulo quando a rigidez é independente da tensão instalada. (Wood, 2004).

Tabela 1. Relações de escala a aplicar a solos em modelo reduzido (adaptado de Wood (2004))

Grandeza física	Fator de escala		
	Geral	1g (Laboratório)	N_g (Centrifugadora)
Comprimento	n_l	$1/N$	$1/N$
Massa volúmica	n_ρ	1	1
Aceleração	n_g	1	N
Rigidez	n_G	$1/N^\alpha$	1
Tensão	$n_\rho n_g n_l$	$1/N$	1
Força	$n_\rho n_g n_l^3$	$1/N^3$	$1/N^2$
Força por unidade de comprimento	$n_\rho n_g n_l^2$	$1/N^2$	$1/N$
Deformação	$n_\rho n_g n_l / n_G$	$1/N^{1-\alpha}$	1
Deslocamento	$n_\rho n_g n_l^2 / n_G$	$1/N^{2-\alpha}$	$1/N$
Viscosidade do fluido ^a	n_μ	1 ou $N^{1-\alpha/2}$	1 ou N
Massa volúmica do fluido ^a	$n_{\rho f}$	1	1
Permeabilidade (Lei de Darcy)	$n_{\rho f} n_g / \mu$	1 ou $1/N^{1-\alpha/2}$	N ou 1
Gradiente hidráulico	$n_\rho / n_{\rho f}$	1	1
Tempo (fenómenos de difusão)	$n_\mu n_l^2 / n_G$	$1/N^{2-\alpha}$ ou $1/N^{1-\alpha/2}$	$1/N^2$ ou $1/N$
Tempo (fenómenos de fluência)	1	1	1
Tempo (fenómenos dinâmicos)	$n_l (n_\rho / n_G)^{1/2}$	$1/N^{1-\alpha/2}$	$1/N$
Velocidade	$n_g n_l (n_\rho / n_G)^{1/2}$	$1/N^{1-\alpha/2}$	1
Frequência	$(n_G / n_\rho)^{1/2} / n_l$	$N^{1-\alpha/2}$	N
Velocidade das ondas de corte	$(n_G / n_\rho)^{1/2}$	$1/N^{\alpha/2}$	1

^a relativo ao fluido que preenche os vazios do esqueleto sólido.

No caso de estruturas geotécnicas com geossintéticos é ainda necessário considerar relações de escala para as propriedades desses materiais. A relação de semelhança, no que toca a geossintéticos, adquire extrema importância quando se pretende investigar o comportamento destes à escala real através de modelos reduzidos, uma vez que as condições de semelhança que facilmente se aplicam aos solos não permitem o uso de geossintéticos idênticos no modelo e no protótipo. Para estabelecer relações de semelhança entre o modelo e o protótipo, é necessário considerar as propriedades mais relevantes dos geossintéticos para o comportamento em análise.

No caso de geossintéticos com a função de reforço, a resistência à tração é uma das propriedades essenciais. Como referido por Michalowski (2004), a diferença entre um reforço pouco resistente à tração ou um reforço resistente é dependente da sua escala. Um reforço resistente à tração num modelo reduzido utilizado para experiências laboratoriais poderá ser um reforço pouco resistente quando utilizado em obras geotécnicas à escala real.

As geogrelhas e os geotêxteis são os tipos de geossintéticos mais utilizados em modelos de escala reduzida, apresentando por isso maior consenso nas relações de escala a eles aplicável. No caso dos geotêxteis, em geral estabelece-se uma relação de escala para a resistência à tração e para a espessura, pois controlam em grande parte o comportamento dos geotêxteis, quando se pretende a função de reforço. Como referido por Viswanadham & König (2004) por vezes é diretamente aplicada um relação de escala à massa por unidade de área de um geotêxtil, uma vez que esta grandeza permite controlar de forma indireta a resistência à tração e a espessura, as quais em modelos de escala reduzida deverão ser o mínimo possível. Existe uma grande variedade de geogrelhas que, por exemplo, se distinguem pelo processo de fabrico e consequente ligação entre barras e pelo polímero constituinte. Por esta razão, a designação geogrelha inclui materiais muito distintos, no que se refere à conceção, estrutura e resistência, o que dificulta de um modo geral o estabelecimento de relações de escala. No entanto uma parcela da resistência à tração da geogrelha é conferida pelas características mecânicas do polímero base. De modo a padronizar esta variabilidade de conceção geométrica, na Figura 23 são apresentadas as grandezas geométricas padrão de uma geogrelha biaxial extrudida (Viswanadham & König, 2004). Onde a_t representa a abertura transversal de uma geogrelha, b_t a largura transversal, t_t a espessura transversal, a_l a abertura longitudinal, b_l a largura longitudinal e t_l a espessura longitudinal de uma geogrelha.

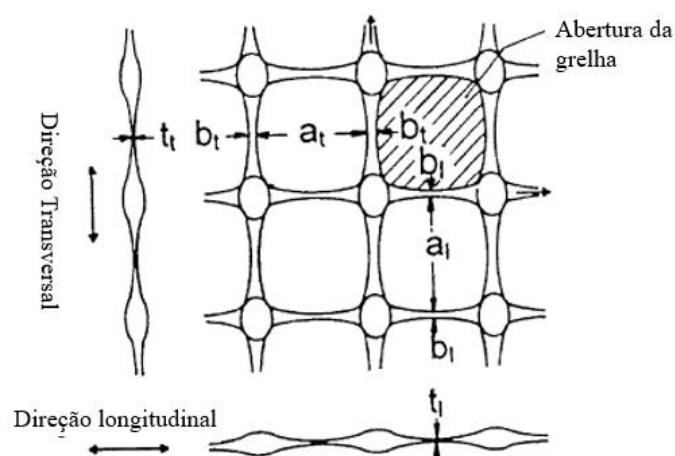


Figura 23. Características geométricas padrão de geogrelhas biaxiais extrudidas (adaptado de Viswanadham & König (2004))

Viswanadham & König (2004), com base em estudos e ensaios prévios de diversos autores, estabeleceram relações de semelhança a aplicar a geogrelhas (Tabela 2) quando se pretende modelar estruturas de solo reforçado tendo como base modelos de escala reduzida. As relações são aplicadas às grandezas geométricas definidas na Figura 23. As relações de escala propostas por Viswanadham & König (2004) baseiam-se na semelhança entre a resistência à tração e a resistência da interface solo-reforço. À semelhança da Tabela 1, N é o número de vezes superior à gravidade à qual o modelo é sujeito.

Tabela 2. Relações de escala a aplicar aos geossintéticos com função de reforço (adaptado de Viswanadham & König (2004))

Grandeza física	Fator de escala		
	Geral	1g (Laboratório)	Ng (Centrifugadora)
Deformação	$n_\rho n_g n_l / n_G$	1	1
Comprimento (a, b, t) a	n_l	$\frac{1}{N}$	$\frac{1}{N}$
Deslocamento	$n_\rho n_g n_l^2 / n_G$	$\frac{1}{N}$	$\frac{1}{N}$
Secção transversal de uma barra ^b	n_l^2	$\frac{1}{N^2}$	$\frac{1}{N^2}$
Secção transversal de uma barra por unidade de comprimento ^b	n_L	$\frac{1}{N}$	$\frac{1}{N}$
Resistência à tração	$n_\rho n_g n_l^2$	$\frac{1}{N^2}$	$\frac{1}{N}$
Módulo de rigidez secante	$n_\rho n_g n_l^2$	$\frac{1}{N^2}$	$\frac{1}{N}$
Resistência ao arranque	$n_\rho n_g n_l^3$	$\frac{1}{N^3}$	$\frac{1}{N^2}$
Tensão de corte na interface	$n_\rho n_g n_l$	$\frac{1}{N}$	1
Ângulo de atrito da interface solo geossintético	n_δ	1	1

^a a, b, t: Dimensões geométricas na direção transversal e longitudinal da geogrelha, t representa a espessura da barra no caso da geogrelhas e a espessura no caso do geotêxteis (Figura 23).

^b grandezas não aplicáveis aos geotêxteis

2.6. Modelos numéricos

O aumento significativo da capacidade de cálculo dos computadores e a necessidade de resolução de problemas mais complexos e em menor espaço de tempo levaram a que o recurso à modelação numérica (secção 2.6.1) fizesse parte do dia a dia de qualquer engenheiro. O método numérico mais difundido entre os programas de cálculo disponíveis no mercado é o Método dos Elementos Finitos (MEF) (secção 2.6.2).

2.6.1. Modelação

A modelação tem-se tornado uma ferramenta essencial para a análise e dimensionamento dos mais variados problemas de engenharia. O principal objetivo da modelação numérica é prever e compreender o comportamento de uma estrutura sob diferentes cenários, o que possibilita um dimensionamento confiável e bem fundamentado. Este conhecimento pode ser alcançado através do desenvolvimento de um modelo numérico representativo do problema em causa, o qual será posteriormente sujeito a uma resolução computacional (maioritariamente algébrica).

Esta permitirá prever o comportamento futuro do protótipo, realizando uma análise detalhada das solicitações externas e das propriedades do sistema no espaço de entrada relacionadas, por meio de equações constitutivas de forma a obter as variáveis de resposta requeridas pelo utilizador no espaço de saída, este esquema é exemplificado na Figura 24 (Rahman & Ulker, 2018).

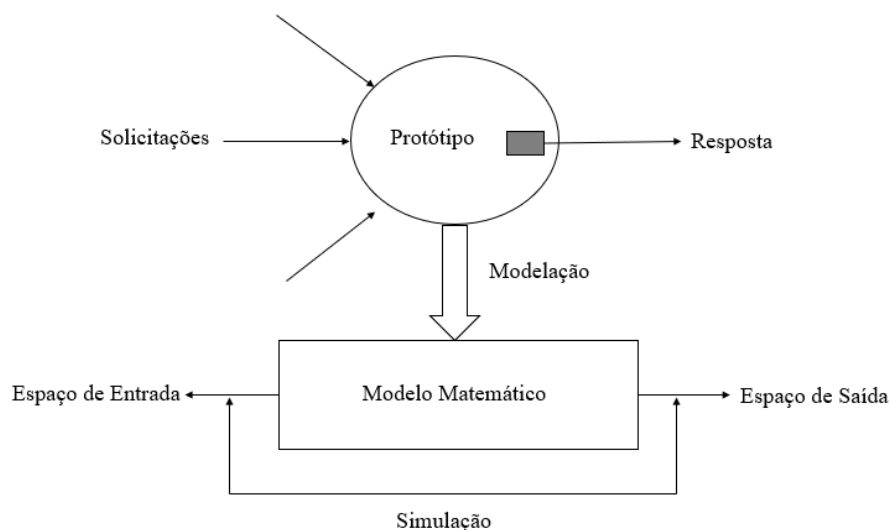


Figura 24. Filosofia inerente à modelação numérica (adaptado de Rahman & Ulker (2018))

Os modelos numéricos só atingiram a aplicação prática no início da década de 90 do século XX. Um fator decisivo relativamente aos métodos tradicionais é a possibilidade de incorporação de equações constitutivas. Os métodos numéricos permitem: a análise da estabilidade, a obtenção de deslocamentos, a análise do comportamento dinâmico, quer por ações variáveis quer por ações impostas no tempo, contabilizar os efeitos em estruturas adjacentes e o efeito do faseamento construtivo. Estes métodos têm em consideração todos os requisitos teóricos, mas de uma forma aproximada, no entanto demonstram-se superiores aos métodos tradicionais, tais como, equilíbrio limite, campo de tensões e análise limite. Estas análises podem ser levadas a cabo através de diferentes métodos numéricos nos quais se incluem o método dos elementos finitos, o método das diferenças finitas e o método dos elementos de fronteira (Neves & Caldeira, 2018).

A crescente utilização destas técnicas de modelação numéricas e sucessivas simulações tem sido transversal a todos os problemas de engenharia. A engenharia geotécnica não é exceção, nomeadamente as estruturas em solo reforçado com geossintéticos, onde desde o início do século XXI o recurso a programas de cálculo automático, em particular recorrendo ao método dos elementos finitos têm sido bastante utilizado (Perkins, 2000).

2.6.2. Método dos Elementos Finitos

Do ponto de vista do utilizador de um programa de cálculo com base no MEF torna-se necessário, como em qualquer *software*, conhecer os princípios gerais de funcionamento (secção 2.6.2.1) para uma análise informada e crítica dos resultados. Uma das principais preocupações na modelação numérica é a obtenção fidedigna do comportamento tensão-deformação dos materiais que pode ser representado pelas leis constitutivas respectivas (secção 2.6.2.2). Uma das fontes de erros mais comuns na modelação numérica é a negligência das limitações impostas pelas condições de fronteira (tema abordado na secção 2.6.2.3).

2.6.2.1. Princípios gerais de funcionamento

A ideia base subjacente ao Método dos Elementos Finitos (MEF) é a modelação de um problema específico que envolve meios contínuos através da análise de partes discretas desses meios para as quais é possível conhecer ou obter uma descrição matemática do seu comportamento. Trata-se da resolução sequencial e estruturada de vários problemas mais simples e com solução matemática (exata ou aproximada), para equações e sistemas de equações diferenciais parciais, bem como para equações integrais que quando agrupados, formam ou conduzem a uma solução do problema global inicial (Dias et al., 2010).

As incógnitas de problemas típicos da geotecnia podem ser deslocamentos, em análises de tensão-deformação, a carga hidráulica total, em análises de escoamentos, entre outras. Estas grandezas são designadas de variáveis primárias, uma vez que constam das equações de resolução do problema, sendo calculadas nos pontos nodais. No entanto, outras grandezas poderão interessar para a análise do problema, o conhecimento da magnitude das tensões, a velocidade de escoamento a par de exemplo. Estas grandezas derivadas das variáveis primárias são designadas por variáveis secundárias (Neves & Caldeira, 2018).

Durante o processo de idealização e resolução numérica do problema é vital dominar os procedimentos de modelação, isto é, a definição das componentes geométricas, das propriedades dos materiais e dos meios envolvidos, das condições de fronteira e das solicitações a que o protótipo a simular se encontra sujeito. O rigor e o brio com que estas etapas são realizadas irá influenciar de formar determinante o resultado final que se venha a obter (Dias et al., 2010). Assim sendo a aplicação do MEF envolve os seguintes passos (Neves & Caldeira, 2018):

- i. Discretização do domínio em elementos (análise estruturada das partes - o elemento finito - em detrimento do todo);

- ii. Definição das propriedades mecânicas e/ou físicas dos materiais a incorporar no modelo;
- iii. Definição dos carregamentos e das condições às quais o modelo será submetido (a esta análise ao nível de cada elemento finito como entidade discreta para o todo dá-se o nome de assemblagem),
- iv. Escolha de uma aproximação para interpretação das variáveis primárias nos elementos;
- v. Estabelecimento das equações para o conjunto dos elementos que traduzam o problema em resolução;
- vi. Seleção de equações que compatibilizem as equações entre elementos;
- vii. Consideração das condições de fronteira;
- viii. Resolução computacional das equações globais afetadas pelas condições impostas ao modelo.

Por parte do utilizador a ideia de que os métodos numéricos, tal como, o método dos elementos finitos, são métodos aproximados deve estar presente. Por isso, a realização de uma simulação numérica por mais refinada é sempre um modo aproximado de solução de um problema complexo. Por este motivo, quando se recorre a este tipo de ferramentas é importante que o utilizador desenvolva uma forte capacidade de crítica, identificando todas as possíveis fontes de erros provenientes de aproximações e posteriormente estimando a magnitude destes erros na solução final. O recurso a estes métodos deve ser evitado sempre que existam abordagens ou soluções analíticas para o problema que se pretende resolver (Dias et al., 2010).

2.6.2.2. Leis constitutivas dos materiais

As leis constitutivas pretendem traduzir por via analítica a resposta tensão deformação dos materiais, observada em ensaios de carregamento estático ou dinâmico sobre elementos de reduzida dimensão ou à escala real (Matos Fernandes, 2011). Essa resposta é classificada de acordo com modelos de comportamento ou modelos reológicos. Estes modelos de comportamento, e em particular dos solos, podem ter como suporte as três formas fundamentais: comportamento elástico, perfeitamente plástico ou elastoplásticos.

Um material elástico (Figura 25) é conservativo, o que significa que o trabalho realizado pelas tensões exteriores durante um incremento de deformação é armazenado, sendo restituído na descarga. Isto significa que as deformações resultantes de forças aplicadas ao material anulam-se quando estas são retiradas (Neves, 2016). Se existir proporcionalidade entre tensões e

deformações o modelo é elástico linear ideal, caso contrário, é elástico não linear (M. Fernandes, 2017).

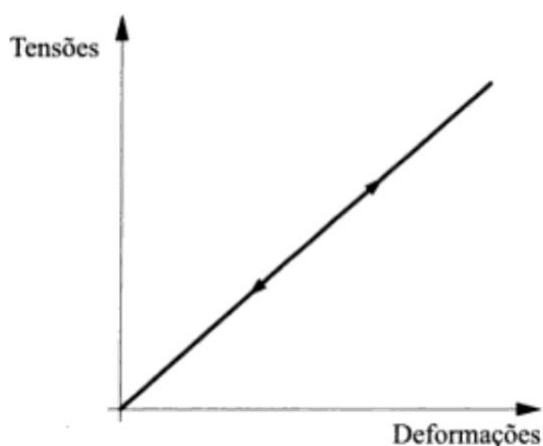


Figura 25. Comportamento de um material elástico linear ideal [sem escala] (Matos Fernandes, 2017)

Um material plástico (Figura 26) não é conservativo, i.e., o trabalho realizado pelas tensões exteriores é totalmente dissipado, pelo que as deformações plásticas não são recuperadas na descarga (Neves, 2016).

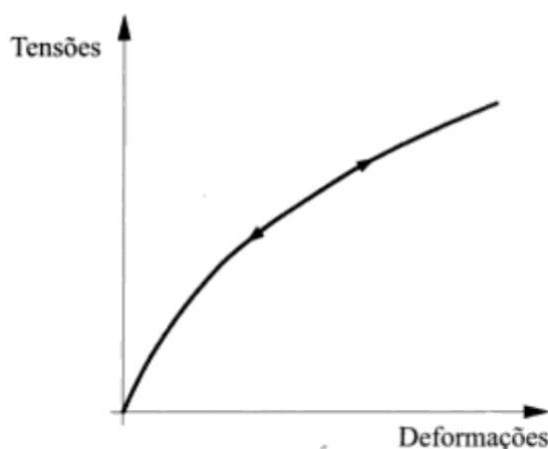


Figura 26. Comportamento de um material elástico-plástico [sem escala] (Matos Fernandes, 2017)

Os materiais elastoplásticos não são inteiramente conservativos, o que significa que o trabalho realizado pelas tensões exteriores, durante um incremento de deformação não é totalmente armazenado, observando-se por isso na descarga uma recuperação apenas parcial deste (Neves, 2016). Este tipo de comportamento pode ser observado na Figura 27 onde o material apresenta um comportamento perfeitamente elástico até ao ponto A, chamado de ponto de cedência e perfeitamente plástico no estado último, isto é de B a C. Entre a cedência e o início da rotura,

ocorrem simultaneamente componentes elásticas e plásticas da deformação. Em certos materiais que exibem um comportamento elastoplástico, após ser atingida a tensão de cedência, esta não se mantém constante, podendo aumentar ou decrescer. Estes fenómenos são designados respetivamente por endurecimento e amolecimento. O comportamento elastoplástico com amolecimento é bastante frequente nos solos, compactados ou densos, uma vez que ao ser atingido o pico da curva tensão-deformação se entra num patamar onde a tensão de cedência e a resistência do solo são inferiores às do pico (Neves, 2016).

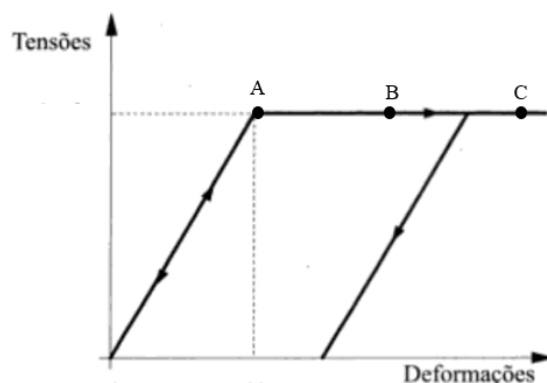


Figura 27. Comportamento de um material elástico-perfeitamente plástico [sem escala] (Matos Fernandes, 2017)

Com o crescente desenvolvimento científico os modelos reológicos apresentados podem encontrar-se ultrapassados, em particular quando se pretende modelar numericamente o comportamento tensão-deformação de um solo, uma vez que a rigidez do solo depende do nível de deformação. Este tipo de comportamento pode ser descrito por um modelo elástico variável (Figura 28). As leis constitutivas deste comportamento exprimem módulos elásticos em função da tensão, da deformação, ou de ambas e permitem descrever os seguintes comportamentos dos solos observados experimentalmente (Neves & Caldeira, 2018):

- i. O módulo de elasticidade volumétrico, K , aumenta com a tensão média efetiva (num solo saturado com comportamento não drenado este tipo de comportamento não ocorre, uma vez que a variação da tensão média total apenas aumenta a pressão intersticial);
- ii. O módulo de distorção, G , reduz-se com a distorção (que aumenta com o aumento da tensão média, mas de forma muito menos pronunciada do que K);
- iii. Satisfazer um critério de rotura, Mohr-Coulomb por exemplo.
- iv. O aumento abrupto de rigidez quando ocorre um ciclo de carga e descarga (com alguma manipulação na equação).

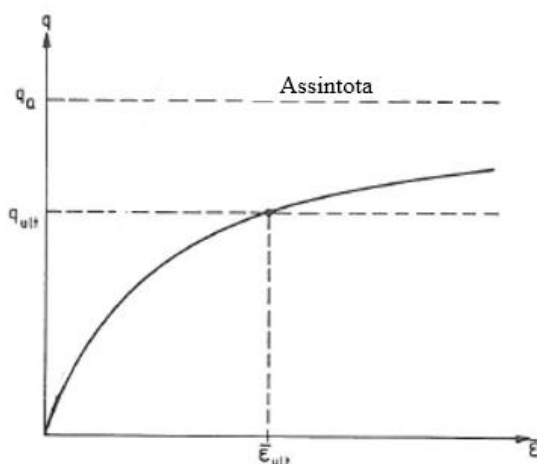


Figura 28. Comportamento de um material elástico variável do tipo hiperbólico [sem escala] (adaptado de Griffiths & Prevost (1990))

O modelo hiperbólico (Figura 28) permite descrever o comportamento elástico variável com base em parâmetros extraídos diretamente de ensaios de corte ou de compressão triaxial convencionais, sendo por isso bastante utilizado. Este modelo pode ser definido pela Equação (24), onde os parâmetros a e b são constantes (Equação (25) e Equação (26)), onde E_i representa o módulo de Young inicial e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ representa a tensão de desvio do solo para um conjunto de resultados correspondentes a 70 e a 95% da resistência ao corte mobilizada em ensaios laboratoriais de caracterização de solos (Neves & Caldeira, 2018).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (24)$$

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (25)$$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (26)$$

Para a análise e dimensionamento de estruturas geotécnicas que incluam solo reforçado com geossintéticos também é necessário definir leis constitutivas para os reforços. Uma grande maioria dos programas de elementos finitos disponíveis no mercado representam a resposta à tração de geossintéticos utilizando modelos reológicos elásticos lineares ou modelos elastoplásticos. No entanto, os geossintéticos apresentam um comportamento termo-visco-elástico-plástico dependente da direção principal de produção do geossintético e do tempo (Perkins, 2000). Uma vez que a resposta dos geossintéticos é não linear, tanto a curto como a longo prazo, devem ser utilizados modelos não lineares que descrevam o mais fidedignamente possível o seu comportamento. Atualmente, o modelo que melhor traduz o comportamento dos geossintéticos e que permite relacionar a equação constitutiva com as propriedades mecânicas

de curto prazo de um geossintético é o modelo hiperbólico (Lombardi et al., 2022). A equação a utilizar depende do tipo de resposta em tração observada. Usualmente os geossintéticos podem exibir dois tipos de resposta em tração: Tipo A e Tipo B (Figura 29). A tipologia de resposta é dependente do polímero base do geossintético e da sua manufatura (Paula & Pinho-Lopes, 2021).

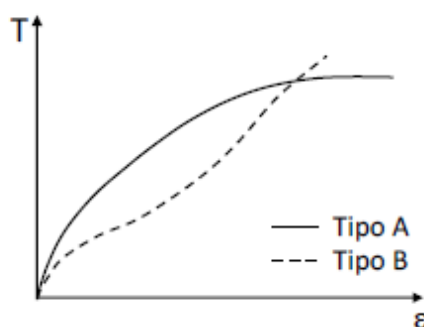


Figura 29. Resposta em tração típica de geossintéticos tipo A e tipo B [sem escala] (adaptado de Paula & Pinho-Lopes (2021))

No caso de geossintéticos que apresentem um comportamento próximo do tipo A, pode utilizar-se a equação constitutiva descrita na Equação (27) onde, à semelhança da equação aplicada aos solos (Equação (24)), os parâmetros a e b são constantes (Equação (28) e (29)), onde J_i representa a rigidez inicial e T_{ult} a resistência à tração do geossintético. Aos geossintéticos que apresentem uma resposta do Tipo B, pode ser aplicada a Equação (30) de base hiperbólica mais complexa. Nesta equação, ε_{max} corresponde à extensão na rotura em tração, α a uma constante do material e $1/b$ à resistência à tração do geossintético (Paula & Pinho-Lopes, 2021).

$$T = \frac{\varepsilon}{a+b\varepsilon} \quad (27)$$

$$a = \frac{1}{J_i} \quad (28)$$

$$b = \frac{1}{T_{ult}} \quad (29)$$

$$T = \frac{\varepsilon}{a+2b\varepsilon} + \frac{1}{2b} \cdot e^{-\alpha(\varepsilon-\varepsilon_{max})^2} \quad (30)$$

2.6.2.3. Limitação e condições de fronteira

As condições de fronteira podem ser entendidas como as restrições a que o modelo possa estar submetido tais como solicitações e apoios (Dias et al., 2010). No caso da geotecnia esta ideia pode ser representada pela influência nos resultados da proximidade de um estrato rochoso

(barreira rígida) que na maioria dos casos é mais resistente e menos deformável¹. Já na análise estrutural poderá ser entendida como a percentagem de encastramento que uma dada ligação em estrutura metálica confere ou se fundação a idealizar se comporta de forma rígida ou flexível.

Para se melhor entender o conceito, pode usar-se uma analogia. A interferência da condição de fronteira imposta ao modelo pode ser idealizada como a solicitação vertical centrada sob condições drenadas de areia bem graduada, onde apenas difere o recipiente que a contém, num dos ensaios um copo de água comum e no outro uma caixa com um metro quadrado. Como será espectável a areia que está retida entre as paredes do copo de água irá apresentar maior capacidade de carga e menores deformações, uma vez que o efeito de confinamento gerado pela presença de uma barreira rígida, as paredes do copo, irão impedir que os movimentos friccionais entre as partículas não ocorram com a mesma libertada que na caixa com um metro quadrado.

Na análise de estruturas geotécnicas, um número suficiente de condições de fronteira deve ser prescrito, de modo a impedir os movimentos de corpo rígido, uma vez, que para esta situação o sistema de equações globais é indeterminado (Neves & Caldeira (2018)). Após estas prescrições, a solução do sistema de equações globais é composta pelo valor das variáveis primárias nos pontos nodais.

2.7. Modelos didáticos

Os modelos didáticos podem ser considerados modelos de escala reduzida, no entanto surgem a fim de colmatar as dificuldades de apreensão dos conceitos subjacentes à mecânica dos solos por parte dos estudantes de Engenharia Civil e outras áreas científicas. A compreensão do comportamento dos solos é naturalmente dificultada pelo seu carácter multifásico, o que torna a sua interpretação mais difícil do que a de um sólido ou fluido (Couto & Romão, 2009). Os modelos didáticos possibilitam que o ensino se torne mais visual e dinâmico, permitindo a aprendizagem de fenómenos mais complexos (Gonçalves & Marques, 2009).

Estes modelos demonstram particular utilidade em situações de impossibilidade de deslocamento ao laboratório ou à instituição de ensino, uma vez que, durante a realização de um ensaio, se pode gerar um vídeo acompanhado de uma breve explicação verbal do fenómeno

¹ Esta afirmação poderá não ser verídica para maciços rochosos classificados de W5 , escala que traduz o grau de meteorização do maciço (GEO, 2017).

em causa. Estes tipos de ferramentas audiovisuais demonstraram e continuam a demonstrar uma enorme utilidade na situação pandémica atual.

Couto & Romão (2009) tentaram ilustrar a percolação em solos através de um protótipo experimental formado por um tanque retangular em acrílico, por uma estrutura de suporte e por um circuito hidráulico. O protótipo pretendia demonstrar a percolação em modelos reduzidos de obras geotécnicas como ensecadeiras e barragens. As linhas de correntes foram visualizadas devido à injeção de um corante e validadas em modelo numérico conforme representado na Figura 30. Foi utilizada uma areia bem graduada com um coeficiente de permeabilidade estimado por via experimental de $K=1,3 \times 10^{-3}$ m/s e com uma fração de areia grossa de 46%, de modo que o fenómeno da percolação ocorresse de forma rápida e observável. No processo de validação dos resultados, os autores realizaram uma comparação com modelos numéricos usando o método dos elementos finitos. Os valores de carga total obtidos experimentalmente e numericamente apresentaram-se em concordância, uma vez que a maior diferença entre ambos foi de 3,62% e a média dos desvios foi de 1,7%.

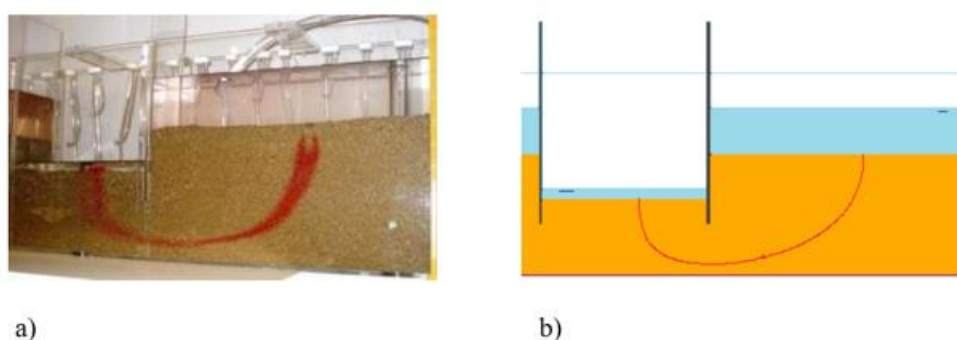


Figura 30. Visualização da linha de corrente de um escoamento sobre uma ensecadeira: a) via experimental, b) via numérica (Couto & Romão, 2009)

Em modelos com fins didáticos é frequente utilizar materiais que não solos para ilustrar o comportamento destes. Esses modelos são bastante comuns em vídeos demonstrativos disponíveis no Youtube [1, 2] e outras plataformas digitais. Em [4] são utilizados elementos cilíndricos em madeira, a fim de demonstrar os impulsos ativo e passivo gerados junto a um muro de um muro de suporte, assim como o mecanismo de rotura de fundações superficiais. No canal “*Engineering Models*” [5] são utilizados berlines, de modo a reproduzir os impulsos gerados no tardo de um muro de suporte.

Na grande maioria dos casos, os modelos didáticos permitem ilustrar qualitativamente os mais diversos fenómenos estudados nas unidades curriculares de mecânica dos solos. No entanto, em modelos à escala reduzida sob condições de gravidade normais ($1g$), por exemplo

quando se pretende ilustrar problemas de capacidade de carga, existe dificuldade na obtenção de estados de tensão existentes em estruturas reais, uma vez que o comportamento da massa de solo em problemas geotécnicos é predominantemente dependente do seu peso próprio, i.e., de ações gravíticas (Viswanadham & König, 2004).

2.8. Síntese comparativa

Um modelo pode ser entendido como uma simplificação da realidade. O engenho de modelar um problema real está em avaliar de forma exata o nível de simplificação aplicado, ou seja, reconhecer quais as propriedades que realmente definem o comportamento do modelo. Ao longo da história, cientistas e engenheiros têm recorrido diversas vezes a modelos de modo a compreender de antemão o comportamento de novas estruturas (Wood, 2004).

A primeira forma de modelar um dado problema ocorre com o recurso a modelos físicos de escala real ou reduzida. Os modelos à escala real demonstram-se bastante morosos e dispendiosos para maioria dos problemas associados à geotecnia, sendo por isso reduzida a sua utilização. A utilização de modelos à escala reduzida permite uma rápida instrumentação, uma rápida observação dos fenómenos pretendidos e uma rápida simulação; em suma, um maior controlo do fenómeno a estudar é permitido ao seu construtor/ idealizador. No entanto, no que toca à engenharia geotécnica, a modelação de problemas de capacidade de carga é dificultada por se tratar de situações em que o comportamento da massa de solo é predominantemente dependente do seu peso próprio (Viswanadham & König, 2004). Neste tipo de modelação é necessário o recurso a uma centrífugadora geotécnica, a qual permite induzir no modelo campos gravitacionais superiores ao da terra, conseguindo assim a obtenção de estados de tensão semelhantes aos existentes em estruturas reais. Para qualquer modelo físico é essencial estabelecer relações de semelhança, as quais garantem a extrapolação dos resultados observados no modelo para os esperados no protótipo. As relações de escala encontram-se diretamente correlacionadas com o estado gravítico imposto ao modelo, de forma inversamente proporcional. Por isto, em ensaios realizados a elevados campos gravíticos, o estabelecimento de relações de escala pode impor a utilização de partículas/ materiais de dimensões extremamente reduzidas, dificultando a sua obtenção bem como a construção/instrumentação do modelo. Os modelos físicos Ig e Ng apresentam uma limitação comum: a sua utilização é limitada aos laboratórios. No caso de modelos Ng , a sua utilização é ainda mais limitada, devido número reduzido de centrífugas geotécnicas existente a nível global. Em Portugal apenas existe uma nas instalações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Uma vez que

os problemas de engenharia não estão cingidos ao ambiente académico, o desenvolvimento dos métodos numéricos computacionais permitiu a projetistas criar modelos nos seus próprios gabinetes. A modelação numérica permitiu a utilização de relações com maior exatidão que as utilizadas nos métodos tradicionais bem como eliminar as dificuldades relacionadas com as relações de escala. Esta ferramenta possibilitou a interação entre projetista de diferentes especialidades (segurança e saúde, direção, *etc.*), em diferentes fases do processo construtivo, uma vez que se torna possível modelar o problema à escala real e partilhá-lo através das ferramentas BIM (*Building Information Modelling*). Em estudos científicos permite realizar uma análise paramétrica mais extensa e menos morosa, *etc.* No entanto, esta modelação, se não realizada com cuidado e conhecimento, está sujeita a diversos erros, quer seja na discretização do modelo, quer na escolha das equações mais ajustadas para a resolução do problema, os quais se não detetados podem acarretar riscos económicos e/ou sociais graves.

Apesar das diversas vantagens e desvantagens associadas aos diferentes modos de modelação existentes, num trabalho científico a interação entre ambos permite a validação dos resultados obtidos quer numericamente quer experimentalmente.

2.9. Breves considerações sobre mecânica dos solos não saturados

O desenvolvimento de modelos à escala reduzida requer algum cuidado por parte de quem o analisa. Fenómenos que em modelos em escala real poderiam ser ignorados, em modelos reduzidos podem apresentar grande importância (e.g., o efeito da sucção). Por este motivo o conhecimento de algumas noções de mecânica dos solos não saturados pode relevar-se um ponto chave para o desenvolvimento de um trabalho rigoroso. O conhecimento de conceitos de capilaridade em solos (secção 2.9.1) torna-se o ponto de partida. Daqui deve existir uma ideia de como a água e o ar se distribuem num solo não saturado e como esta distribuição pode oferecer ao solo uma coesão aparente (secção 2.9.2). Uma vez que os modelos numéricos validam no dentro dos possíveis as observações físicas, é essencial o conhecimento da formulação de Van Genuchten a qual descreve matematicamente a ascensão capilar da água nos canalículos do esqueleto sólido (secção 2.9.3).

2.9.1. Noções de fenómenos capilares em solos

Em qualquer líquido existe uma atração entre as diversas moléculas que o compõem. As moléculas à superfície estão sujeitas a uma força de atração mais intensa, no sentido interior,

onde a concentração de moléculas é maior. Devido a este comportamento de atração, a superfície do líquido apresenta um comportamento semelhante a uma membrana plástica. Esta apresenta-se solicitada pela tensão superficial (T_{sup}) que a tensiona em todas as direções, sendo por isso uma força escalar (Matos Fernandes, 2017).

O fenómeno da capilaridade, facilmente observado quando se constroem castelos de areia sobre um base saturada, na vizinhança do mar, é consequência da tensão superficial. Nos líquidos a capilaridade apresenta-se como a subida da água através de tubos de diâmetro reduzido até uma certa altura designada por altura de ascensão capilar (h_c). Esta ascensão só é possível se a pressão da água no interior destes tubos for inferior à pressão atmosférica (p_{atm}). Na Figura 31 é possível observar de forma esquemática o fenómeno de ascensão capilar numa tina de água, onde γ_w representa o peso volúmico da água.

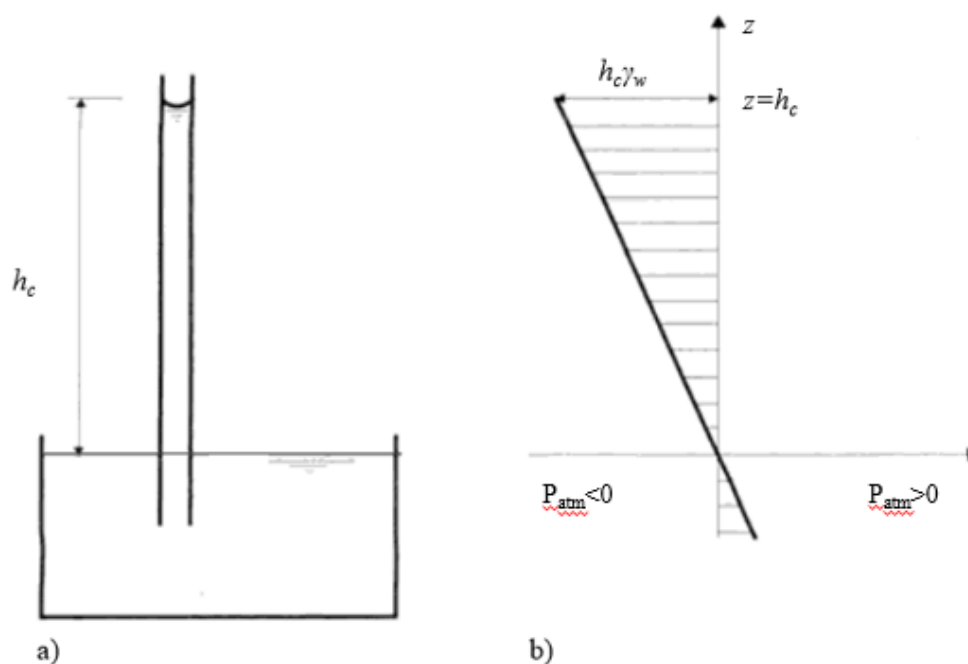


Figura 31. Capilaridade: a) subida de água num tubo capilar b) representação do desenvolvimento das tensões dentro do tubo capilar [sem escala] (adaptado de Matos Fernandes, (2017)

2.9.2. Ascensão capilar em maciços terrosos (breves noções)

A zona de um dado solo integrado na estratigrafia de um maciço terroso onde ocorrem fenómenos de ascensão capilaridade é designada por franja capilar. Estes fenómenos são bastante mais complexos do que o apresentado na Figura 31. Esta complexidade deve-se à

variação sazonal do nível freático, das trocas gasosas entre o solo e a atmosfera (e.g., evapotranspiração, precipitação) e da variação brusca do diâmetro dos canalículos ou a não continuidade destes, resultantes da heterogeneidade do esqueleto sólido. Por esta razão a altura de ascensão capilar não é igual em todos os pontos do maciço, variando entre um valor mínimo ($h_{c,min}$) e um valor máximo ($h_{c,max}$), gerados respetivamente nos canalículos de maior e menor diâmetro. Assim pode afirmar-se que a franja de ascensão capilar assume maior importância quando maior for a fração fina de um solo. Na Figura 32 é apresentada de forma esquemática a configuração da franja capilar acima do nível freático de um dado maciço terroso. Até à altura de ascensão capilar mínima o solo encontra-se totalmente saturado. Este apresenta-se não saturado até à altura de ascensão capilar máxima onde o ar progressivamente (de baixo para cima) começa a ocupar maior volume nos poros. A partir da altura de ascensão capilar máxima este encontra-se totalmente seco, ou em outra palavras, totalmente saturado com um fluido no estado gasoso (ar). (Matos Fernandes, 2017).

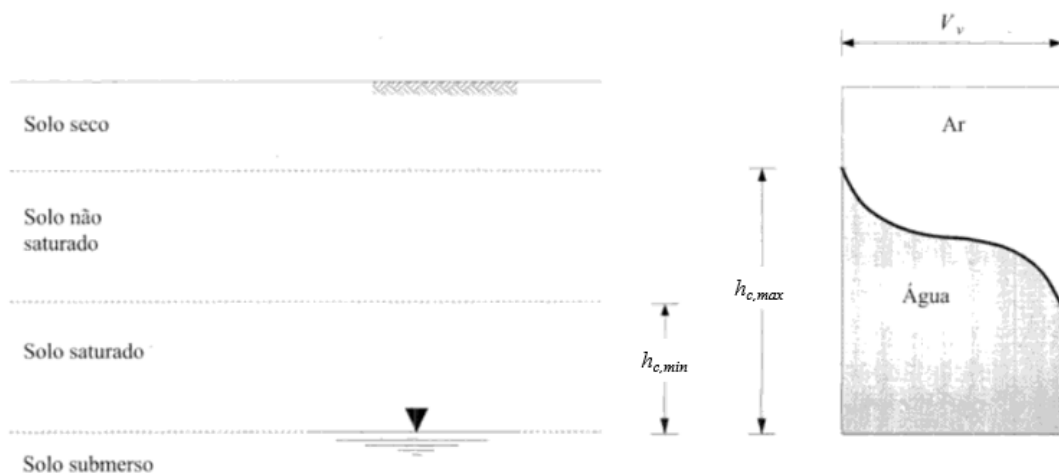


Figura 32. Efeito da capilaridade em maciços terrosos (Matos Fernandes, 2017)

A tensão negativa a que está sujeita a água presente na franja capilar e que a retém é correntemente apelidada de sucção. Para um dado solo, esta tensão varia linearmente com o grau de saturação, sendo superior para solos mais secos, uma vez que à medida que um solo sofre secagem a água se aloja em canalículos cada vez mais finos. Em suma, o efeito da sucção nos solos é atrair as partículas sólidas entre si, conferindo aos solos uma coesão dita aparente (termo mais frequente em solos granulares) (Matos Fernandes, 2017).

2.9.3. Formulação de Van Genuchten

O estudo dos solos não saturados é bastante complexo visto que a sucção é fortemente dependente do teor em água, do grau de saturação, da variação granulométrica e da heterogeneidade do esqueleto sólido (Matos Fernandes, 2017). Estas variáveis dependem das condições meteorológicas e da história geológica do maciço terroso. Por esta razão, diversos autores e principalmente Van Genuchten (1980) procuraram desenvolver modelos numéricos que, a partir de certos parâmetros do solo em análise (e.g., curva de retenção de água no solo), permitissem descrever o desenvolvimento da franja capilar.

Atualmente, o modelo proposto por Van Genuchten (1980) é o mais utilizado quando se pretende modelar a franja capilar em programas de elementos finitos tais como o *Plaxis2D* (Bentley, 2021). Este modelo permite descrever analiticamente a saturação em função da pressão e pode ser traduzido pela Equação (31), dependente de três variáveis. Nesta equação ψ' é a altura piezométrica de sucção num determinado ponto em metros (Equação (32)), γ_w representa o peso volúmico do fluido, P_w a pressão de sucção nos poros, S_{res} é o grau de saturação residual no solo a grandes alturas de pressão (representa o fluido que permanece no solo nestas condições), S_{sat} é o grau de saturação quando o solo se encontra abaixo do nível freático. Regra geral este último parâmetro é assumido igual a um, ou seja, totalmente saturado. No entanto, na realidade, é sempre menor do que um, uma vez que existem sempre pequenas bolhas de ar que ficam alojadas entre as partículas do esqueleto sólido. Os parâmetros g são obtidos por aproximação da curva proposta por Van Genuchten (1980) a resultados experimentais. A variável g_a é um parâmetro que está relacionado com o valor de entrada de ar no solo, este valor é positivo e tem unidades SI m^{-1} . A grandeza g_n é uma função da velocidade de extração de água do solo quando o valor de entrada de ar no solo é excedido. O parâmetro g_c é um parâmetro de aproximação. Por exemplo, o programa de elementos finitos *Plaxis v 22* usa a Equação (33) para transformar a equação de Van Genuchten (1980) numa equação de duas variáveis, aumentando a velocidade de convergência dos resultados.

$$S(\psi) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res}) \cdot [1 + (g_a |\psi|^{g_n})]^{g_c} \quad (31)$$

$$\psi' = \frac{P_w}{\gamma_w} \quad (32)$$

$$g_c = \left(\frac{1 - g_n}{g_n} \right) \quad (33)$$

2.10. Problema tipo em análise

Diversas vezes fundações são construídas na proximidade ou sobre taludes. Tais fundações podem estar associadas à construção de habitações, estradas em zonas montanhosas e pilares de pontes ou viadutos. A estabilidade do talude e a capacidade de carga da fundação assumem um papel preponderante no desempenho da estrutura ao longo do seu tempo de vida. Como é espectável, a localização de uma fundação superficial sobre ou perto de um talude reduz de forma substancial a capacidade de carga desta, quando comparada com a mesma fundação sobre o mesmo tipo de solo com superfície horizontal. A maximização da capacidade de carga e a estabilidade global do talude são dois aspetos preponderantes no dimensionamento de tais estruturas. Resultante da interação entre dois problemas associados à geotecnia, um problema de fundações em taludes apresenta maior propensão para a rotura do que os dois casos base analisados em separado (Lee & Manjunath, 2011). A estabilidade da fundação é dependente da distância relativa a que esta se encontra da crista do talude, da altura do talude e da inclinação deste.

O reforço de maciços terrosos com materiais com elevada resistência à tração tem sido uma solução largamente utilizada para a estabilidade de aterros e para o reforço de taludes existente sujeitos a cargas cíclicas provenientes de tráfego pesado. Apesar da diversidade de estudos no reforço de fundações com recurso a geossintéticos em superfície horizontal (Binquet & Lee (1975); Michalowski (2004); Chen & Abu-Farsakh (2015); Kyparissis & Pinho-Lopes (2018); Biswas & Ghosh (2018)), o estudo do reforço de fundação perto ou sobre taludes encontra-se pouco explorado (Lee & Manjunath (2011); Altalhe et al. (2015); Baah-Frempong & Kumar Shukla (2020); Satvati et al. (2020)).

Lee & Manjunath (2011) levaram a cabo um estudo no qual avaliaram os aspetos que regem a rotura, em condições drenadas, de uma fundação reforçada com uma camada de geossintético perto ou sobre taludes constituídos por solos granulares. Este foi realizado de forma a definir a localização ótima do reforço, ou seja, a localização que permita maximizar a capacidade de carga da fundação. O estudo recorreu a modelos de escala reduzida, em estado plano de deformações, onde se variou a profundidade da camada de reforço, a distância à crista do talude, e a inclinação do talude. O recurso à modelação numérica (*Plaxis*) permitiu validar os resultados obtidos nos modelos físicos e realizar um estudo paramétrico mais extenso. A areia utilizada foi classificada como SP segundo a classificação unificada da *American Society for testing and Materials* (ASTM), apresentando um peso volúmico de $17,8 \text{ kN/m}^3$ e um ângulo de atrito interno de 38° . Foram utilizados dois tipos de geossintéticos distintos, duas

geogrelhas, de geometria e resistência distintas, e um geotêxtil. A configuração base dos diversos modelos físicos é apresentada na Figura 33.

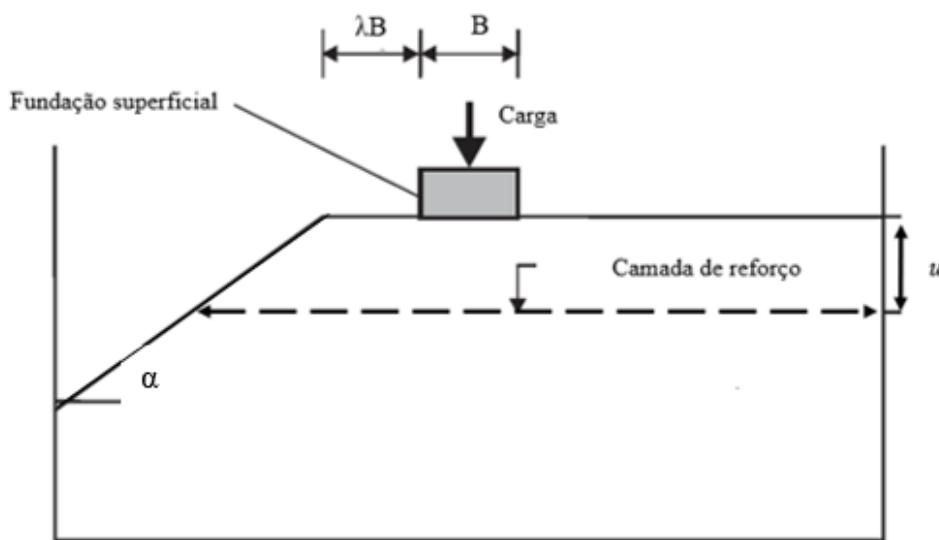


Figura 33. Configuração base dos modelos analisados por Lee & Manjunath (2011) (adaptado)

Os autores concluíram que, independentemente do geossintético utilizado no reforço do solo, existe um acréscimo na capacidade de carga da fundação. A profundidade da camada de reforço, u , que maximizou a capacidade de carga foi de $0,5B$, para profundidade u superior a B , o acréscimo na capacidade de carga da fundação não foi significativo, podendo em alguns casos ser um plano de fragilidade da estrutura. Os resultados experimentais permitiram concluir que o reforço com as geogrelhas foi de longe mais benéfico do que o reforço com o geotêxtil. Tal pode ser explicado pela continuidade do geotêxtil, que não permite a penetração de partículas ao longo da camada de reforço. O que no caso das geogrelhas ocorre permitindo assim que se gerem impulsos passivos ao longo das barras transversais da geogrelha. Desta observação conclui-se que a área das aberturas das geogrelhas desempenha um papel preponderante no aumento da capacidade de carga. Áreas de aberturas inferiores conduzem, para geogrelhas de resistência similar, a uma maior capacidade de carga uma vez que permitem um melhor imbrincamento entre as partículas de areia. No entanto é de referir que a mobilização desta resistência só é possível se a relação de dimensão entre as partículas de solo e as aberturas da geogrelha for adequada. Para um reforço localizado uma profundidade ótima, observou-se que para distâncias à crista do talude superiores a $5B$ o talude deixava de influenciar capacidade de

carga da fundação. Para a mesma distância, $5B$, também foi observado que a variação da inclinação do talude, α , não fez variar a capacidade de carga, validando o já observado, que para distâncias superiores a $5B$ o talude não apresenta qualquer influência na capacidade de carga (Lee & Manjunath, 2011).

Como já referido, Lee & Manjunath (2011) realizaram uma modelação numérica com o recurso ao programa *Plaxis* versão 7 com base no método dos elementos finitos. A malha de elementos finitos foi construída com elementos triangulares de 6 nós, na qual a matriz de rigidez de cada elemento foi calculada pelo método de integração de Gauss. O solo foi modelado através de um modelo hiperbólico. Os geossintéticos foram modelados a partir de modelos perfeitamente elásticos. Os resultados numéricos validaram todas as considerações formuladas através dos resultados experimentais. Foram realizadas operações de refinamento da malha de elementos finitos e análises de sensibilidade onde se variou a escala do problema. Os resultados obtidos apresentaram um desvio nos resultados de 3,5%, considerado aceitável pelos autores. Análises realizadas apenas numericamente demonstraram que o comprimento do geossintético de $l = \lambda B + 8B$ situado à profundidade ótima maximiza a capacidade de carga. É observado que para comprimentos inferiores a $5B$ não é garantida a ancoragem do geossintético não permitindo assim que este contribua para o aumento da capacidade de carga (Lee & Manjunath, 2011).

Altalhe et al. (2015) levaram a cabo um estudo em estado plano de deformação onde avaliaram a influência do reforço de solo de fundações perto ou sobre taludes com várias camadas de geossintéticos. Para a realização do estudo foram ensaiados 72 modelos físicos de escala reduzida e os materiais utilizados foram um geotêxtil e uma areia classificada como SP segundo a classificação unificada (ASTM), com um peso volúmico seco de $18,74 \text{ kN/m}^3$, um ângulo de atrito interno de 38° . A configuração dos diversos modelos assemelha-se à apresentada na Figura 33. Após os ensaios, os autores concluíram que a introdução do geotêxtil permitia um acréscimo na capacidade de carga da fundação. O reforço da fundação com duas camadas de geossintéticos foi o que apresentou um maior aumento relativo na capacidade de carga. A partir de três camadas de reforço não foram observados ganhos significativos na capacidade de carga. A profundidade, o espaçamento e o comprimento do reforço que maximizam a capacidade de carga são, respetivamente, $0,5B$, $0,3B$ e $6B$, sendo este comprimento referido como ideal no estudo de Abu-Farsakh et al (2013), sobre o reforço de fundações em superfícies horizontais. Foi observado que para distâncias normalizadas à crista do talude superiores a 2, $\lambda \geq 2$, a capacidade de carga da fundação começa a aproximar-se da

capacidade de carga em superfícies horizontais. Avaliada também a influência da compactação da areia, os autores concluíram que a introdução do reforço em geossintético conduziu um acréscimo significativo na capacidade de carga quando o mesmo solo apresenta um menor grau de compactação. Com o aumento da compactação o módulo de rigidez do solo aproxima-se do módulo de rigidez do geossintético, reduzindo a sua eficácia, uma vez são necessárias deformações consideráveis para tirar partido do efeito membrana conferido pelo geossintético (Altalhe, Raihan Taha, et al., 2015).

Satvati et al (2020) realizaram um estudo onde, através de modelos de escala reduzida com configuração semelhante à da Figura 33, avaliaram a melhoria da capacidade de carga da fundação, em condições drenadas, através do reforço com geossintéticos em camada *versus* geossintéticos tridimensionais. Foi utilizado uma areia SP, classificada segundo a classificação unificada (ASTM), apresentando um peso volúmico seco máximo de $18,2 \text{ kN/m}^3$ e um ângulo de atrito interno de $44,1^\circ$ para uma compactação relativa de 75%. Após a análise dos resultados, Satvati et al (2020) concluíram que a profundidade da primeira camada de reforço que maximizava a capacidade de carga foi de $0,75B$ e que a capacidade de carga da fundação se aproximava da capacidade de carga em superfície horizontal para uma distância normalizada $\lambda B \geq 1,25$. No estudo não foi avaliada a influência do espaçamento entre camadas de geossintéticos ou a influência do seu comprimento, tendo essas grandezas sido mantidas constantes em todos os ensaios (tomando o valor de $0,5B$ e $5,5B$, respetivamente). A capacidade de carga das fundações reforçadas com geossintéticos tridimensionais estudada foi superior às reforçadas com geossintéticos em camadas, que, segundo os autores, pode ser explicado pelo confinamento lateral do solo reforçado.

Baah-Frempong & Kumar Shukla (2020) avaliaram a capacidade de carga de fundações sobre taludes em condições drenadas, variando o número de camadas de geossintéticos e a altura enterrada da fundação. Para tal, os autores recorreram a modelos de escala reduzida e modelos numéricos com recurso ao programa *Plaxis* versão de 2016. A configuração dos modelos era semelhante à apresentada na Figura 33. Foi utilizado uma areia SP, classificada segundo a classificação unificada (ASTM), apresentando um peso volúmico seco máximo de $16,14 \text{ kN/m}^3$ e um ângulo de atrito interno de $36,19^\circ$ para uma compactação relativa de 70%. No estudo não foi avaliada a influência da profundidade e do espaçamento das camadas de geossintéticos, sendo assumidas constantes em todos os ensaios e tomando o valor de $0,5B$. O comprimento do reforço foi sempre constante, sendo colocado desde a face do talude até ao fim da caixa de ensaio. A capacidade de carga avaliada apresentou valores mais elevados quando

se utilizaram 3 camadas de geossintéticos ao invés de apenas uma. A altura enterrada da fundação permite um ganho considerável na capacidade de carga da fundação. A influência da distância da fundação ao topo do talude não foi avaliada sendo assumida constante e igual à unidade, $\lambda B = 1$. Nos modelos numéricos a malha de elementos finitos foi construída com recurso a elementos triangulares. O solo foi modelado através de um modelo de comportamento Mohr-Coulomb e geotêxtil foi modelado através de modelos perfeitamente elásticos. Os autores referem que os resultados dos modelos numérico encontraram-se em concordância com os resultados obtidos experimentalmente.

É de frisar que os resultados obtidos por (Altalhe et al. (2015) e Satvati et al. (2020)) não foram validados numericamente.

Na Tabela 3 é apresentada uma síntese dos diversos estudos apresentados (Lee & Manjunath (2011), Altalhe et al. (2015), Satvati et al. (2020) e Baah-Frempong & Kumar Shukla (2020)), onde são anotadas as principais configurações geométricas das camadas de reforço em geossintético, a distância à crista do talude para a qual o talude deixa de reduzir a capacidade de carga da fundação, os materiais utilizados e as dimensões da caixa de ensaio.

Tabela 3. Resumo dos parâmetros de ensaio e das configurações geométricas tidas como ótimas para colocação das camadas de reforço

Estudos	(Lee & Manjunath, 2011)	(Altalhe, Raihan Taha, et al., 2015)	(Satvati et al., 2020)	(Baah-Frempong & Kumar Shukla, 2020)
Profundidade (u)	$\frac{u}{B} = 0,5$	$\frac{u}{B} = 0,5$	$\frac{u}{B} = 0,75$	$\frac{u}{B} = 0,5$
Comprimento (l)	$l = \lambda B + 8B$	$\frac{l}{B} = 6$	$\frac{l}{B} = 5,5$	- ^a
Espaçamento (h)	-	$\frac{h}{B} = 0,3$	$\frac{h}{B} = 0,5$	$\frac{h}{B} = 0,5$
Influência do talude (λB)	$\lambda B \geq 5$	$\lambda B \geq 2$	$\lambda B \geq 1,25$	-
Tipo de modelo	1g	1g	1g	1g
Dimensões da caixa em metros (L; C; H) (m)	(0,90; 1,80; 1,20)	(2,00; 6,00; 0,62)	(0,40; 1,50; 0,7)	(0,445; 1,250; 0,80)
Tipo de solo (ASTM)	Areia SP	Areia SP	Areia SP	Areia SP
Tipo de geossintético	Geogrelha e geotêxtil	Geotêxtil não tecido	Geogrelha cilíndrica e tranças	Geotêxtil
Nº de camadas	1	2 a 3	2 a 4	1 a 3

^a O comprimento do geossintético não teve por base a largura da sapata, sendo colocado desde a face do talude até à extremidade oposta da caixa de ensaio

3. METODOLOGIA

3.1. Introdução à metodologia

Na presente dissertação foi explorado o problema descrito na secção 2.10, que corresponde a reforçar com geossintéticos o solo abaixo de uma fundação superficial perto da crista de um talude constituído por um solo grosseiro, em estado plano de deformação e em condições drenadas. O trabalho experimental e numérico foi desenvolvido no âmbito do programa Erasmus+ na Universidade de Salerno, Itália. Dada a impossibilidade de aplicação de carregamentos elevados na caixa de ensaios, do Laboratório de Geotecnia (L3) da Universidade de Salerno, procurou-se uma geometria do talude já por si perto da instabilidade. Assim, a aplicação de cargas de pequena intensidade permitiu analisar a influência da introdução do geossintético na estabilidade do talude e implicitamente na capacidade de carga da fundação. Uma vez que na natureza não é comum encontrar um talude totalmente seco, foi analisado o impacto da presença de água em condições de percolação no interior do talude. A presença da percolação no talude permite simular o efeito de uma chuvada a montante da face do talude. Esta análise assume alguma importância uma vez que a estabilidade de um talude que suporta uma infraestrutura deve ser analisada em situações passíveis de ocorrer ao longo de um ano e não só sob condições estivas. Assim, os principais objetivos da investigação ao longo deste trabalho foram:

- O1 Avaliar por via experimental a influência do geossintético na capacidade de carga da fundação;
- O2 Analisar os mecanismos de rotura passíveis de ocorrer no problema geotécnico em análise;
- O3 Avaliar se a profundidade ótima do reforço sugerida na literatura permite maximizar a capacidade de carga da fundação, uma vez que diversos estudos [(Kyparissis & Pinho-Lopes, 2018); (Guo et al., 2020)] realizados em modelos centrifugadora e em modelos *Ig* de pequena escala apontam para profundidades da primeira camada diferentes;
- O4 Perceber a influência da percolação na capacidade de carga da fundação.

Os objetivos da investigação foram alcançados por meio de modelos reduzidos *Ig* construídos numa caixa de ensaios, validados por modelos numéricos produzidos com recurso ao programa *Plaxis 2D v22*. A caixa de ensaios é suficientemente rígida permitindo simular condições de estado plano de deformação. Numa primeira instância foi procurado desenvolver

numericamente o problema analisando sob diferentes situações geométricas, de carga e de localização do reforço, em suma, procurando sempre geometrias já perto da instabilidade. Nesta primeira análise a fundação foi modelada como flexível uma vez que não era conhecido o comportamento que esta apresentaria no modelo físico. Após a detecção de um modelo com uma geometria/condição perto do instável este foi modelado fisicamente.

Alguns dos ensaios físicos quando devidamente validados foram utilizados como modelos didáticos no formato de vídeo. Estes vídeos serão utilizados a fim de exemplificar a rotura de fundações perto de taludes, a percolação em taludes e a formação da franja capilar em solos não saturados.

As características dos materiais utilizados nos modelos físicos e numéricos foram as mesmas, tornando-se necessário definir as respectivas metodologias de caracterização (secção 3.2). Como regra geral quando se constroem modelos a adoção de alguns pressupostos e pormenores de execução é fundamental (secção 3.3).

3.2. Caracterização dos materiais

Os materiais utilizados no presente estudo foram um solo grosseiro (areia SP-mal graduada) e um material polimérico que simulou o reforço em geotêxtil em modelos de escala reduzida (Figura 34). Uma vez que foi realizada modelação numérica, tornou-se necessário caracterizar física e mecanicamente os materiais através de ensaios laboratoriais, bem como a interface solo-reforço.

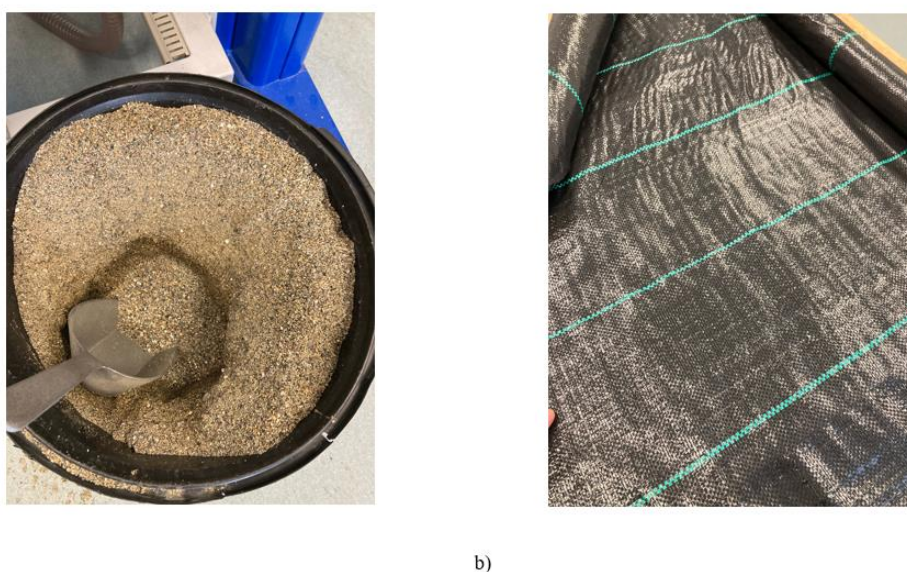


Figura 34. Materiais utilizados na construção do modelo físico: a) solo grosseiro utilizado (areia SP-mal graduada) b) material polimérico que perpez de geossintético

3.2.1. Solo

Relativamente ao solo utilizado foram caracterizados diversos parâmetros. Estes podem ser divididos em parâmetros físicos (e.g., peso volúmico, classificação ASTM e mecânicos (e.g., ângulo de atrito)).

Relativamente aos parâmetros físicos, o peso volúmico das partículas sólidas foi avaliado através de um ensaio de picnómetro seguindo a norma ASTM D854-02 (2017), a granulometria através de uma análise granulométrica (ASTM D422 (2007)), e a classificação realizada segundo as normas ASTM D2487 (2017), ASTM D2488 (2018) e ASTM3282(2016). Estes resultados foram obtidos de trabalhos anteriores realizados no laboratório L3.

Com o intuito de determinar a curva de retenção de água no solo, foi construída uma coluna de solo, com auxílio de um molde transparente e graduado dentro de um balde cheio de água. Na Figura 35 é possível entender o modo de realização do presente ensaio. Gradualmente reduziu-se o nível de água no balde, lida a tensão de sucção para uma determinada secção de solo e medido o teor em água correspondente. Por interpolação das diversas leituras foi possível obter a curva teor em água em função da tensão de sucção. Por intermédio da Equação (34) foi determinado o grau de saturação (S_r) de cada amostra, onde e é o índice de vazios da amostra, w o teor em água e G_s a densidade das partículas sólidas. Conhecido o grau de saturação da amostra foi obtida a curva de saturação em função da tensão de sucção e ,posteriormente, obtidos os parâmetros necessários para a descrever numericamente, ou seja, os parâmetros da equação de Van Genuchten (1980) (Equação (31)). É de referir que ao medir a sucção em diferentes alturas foi assumido por simplicidade que a sua variação acima do nível freático é linear.



Figura 35. Coluna de solo saturada

$$eS_r = wG_s \quad (34)$$

Os parâmetros mecânicos do solo foram obtidos por meio de ensaios de corte direto sob baixas tensões verticais (de 1,5 a 63 kPa), a fim de simular as condições de tensões existentes no modelo físico. Este ensaio foi realizado segundo a norma ASTM D3080 (2011) com uma ligeira alteração, a areia foi ensaiada seca e não saturada. Foram ao todo realizados 8 ensaios para diferentes tensões verticais. Na Figura 36 é apresentado o equipamento de corte direto utilizado. O solo foi ensaiado o mais solto possível, uma vez que na construção do modelo físico este não foi compactado. Em todas os ensaios o método de inserção de solo na caixa de corte foi igual. Com a recurso a um funil, o solo foi gradualmente preenchendo a caixa, sendo que a altura da queda livre foi sempre análoga, para evitar heterogeneidades no solo. Na Figura 37 é apresentado o solo na caixa de corte. É de referir que o confinamento conferido pela caixa no ensaio de corte direto faz com que a amostra de solo seja ensaiada em estado plano de deformação (Matos Fernandes, 2017). Em suma o mesmo estado em que os modelos foram analisados. Devido às limitações temporais e à alocação prévia de equipamentos foi impossível realizar qualquer tipo de ensaio triaxial.



Figura 36. Equipamento de corte direto



Figura 37. Preparação de uma amostra de solo solto para o ensaio de corte direto.

A fim de determinar o módulo de elasticidade do solo foi realizado um ensaio edométrico segundo a norma ASTM D4186 (2012) e ASTM D4546 (2021). Através da Equação (35) [6] calculou-se o módulo de elasticidade a partir do módulo edométrico. Onde E_{ed} é o módulo edométrico, E o módulo de elasticidade e ν o coeficiente de Poisson.

$$E_{ed} = \frac{E \times (1 - \nu)}{(1 + \nu) \times (1 - 2\nu)} \quad (35)$$

3.2.2. Interface

A caracterização da interação entre o solo e o geotêxtil foi realizada por intermédio de ensaios de corte direto a baixas tensões, numa caixa de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ em planta. Este ensaio foi realizado segundo a norma ASTM D3080 (2011) com ligeiras alterações, a areia foi ensaiada seca e na zona de corte entre as duas metades da caixa foi colocado o geossintético com a direção de fabrico no sentido do corte. A fim de fixar o geossintético, deixou-se algum comprimento de sobra que pudesse ser introduzido na parte superior da caixa que posteriormente preenchida com solo garantiu ancoragem. Com uma fita cola fixou-se o geossintético à parte superior da caixa a fim de o manter tensionado em todo o ensaio. Na Figura 38 é apresentado o processo de preparação e a execução do ensaio.

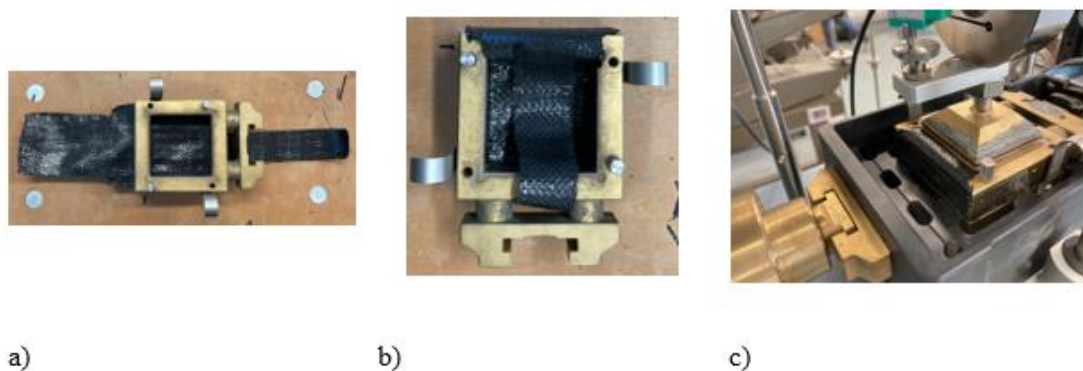


Figura 38. Preparação do ensaio de resistência da interface (solo-reforço): a) introdução da camada de geossintético na zona de corte b) ancoragem do geossintético na caixa superior c) execução do ensaio de corte direto

3.2.3. Reforço

O reforço selecionado é um geotêxtil tecido em polipropileno (PP) com 85 g/m^2 de massa por unidade de área (valor nominal). Por limitações temporais não foi possível completar a

caracterização da resposta em tração do reforço. Essa caracterização será realizada através de um ensaio de tração uniaxial no laboratório do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Aveiro (DEM). Este ensaio permite caracterizar mecanicamente o geotêxtil. A rigidez axial do material para diferentes extensões (i.e., 2%; 5% e 7%) e o valor máximo da força de tração por unidade de largura são os resultados típicos obtidos no ensaio.

Foram utilizados resultados de ensaios de tração de geossintéticos semelhantes para estimar parâmetros para o geossintéticos de reforço, nomeadamente a rigidez a usar na modelação numérica (Margarida Pinho-Lopes & Lurdes Lopes, 2014).

3.3. Modelação

Os distintos momentos de modelação do presente trabalho encontram-se divididos em três grupos bem demarcados entre si, quer a nível de trabalho elaborado quer a nível temporal. Numa primeira instância foi realizada uma modelação numérica exploratória, de modo a antever o comportamento dos modelos físicos (secção 3.3.1). Após esta primeira aproximação, decidiu-se com as condições geométricas e de carga obtidas na modelação anterior gerar e ensaiar modelos físicos (secção 3.3.2). Após a observação do comportamento dos modelos físicos, tentou-se replicar/validar essas observações através de uma modelação numérica final (secção 3.3.3).

3.3.1. Modelação numérica inicial

A modelação numérica inicial teve dois grandes objetivos. A familiarização com o programa de simulação numérica e a previsão do comportamento dos modelos físicos. O primeiro grande objetivo para além do trabalho inicial de ambientação passou pela definição de alguns parâmetros de entrada dos modelos numéricos (secção 3.3.1.1 a secção 3.3.1.5). A previsão do comportamento dos modelos físicos conduziu à definição das análises realizadas (secção 3.3.1.6 a secção 3.3.1.8) e à escolha dos parâmetros a introduzir nos modelos numéricos (secção 3.3.1.10).

3.3.1.1. Problema base e malha de elementos finitos

O problema em análise foi modelado com recurso ao programa de elementos finitos *Plaxis 2D v22* comercializado pela *Bentley systems*. Numa primeira instância analisaram-se as dimensões da caixa de ensaio de forma a predefinir as dimensões do futuro modelo. Na Figura

39 é possível observar um desenho CAD (*Computer-Aided-Design*) com a idealização geométrica do talude estudado.

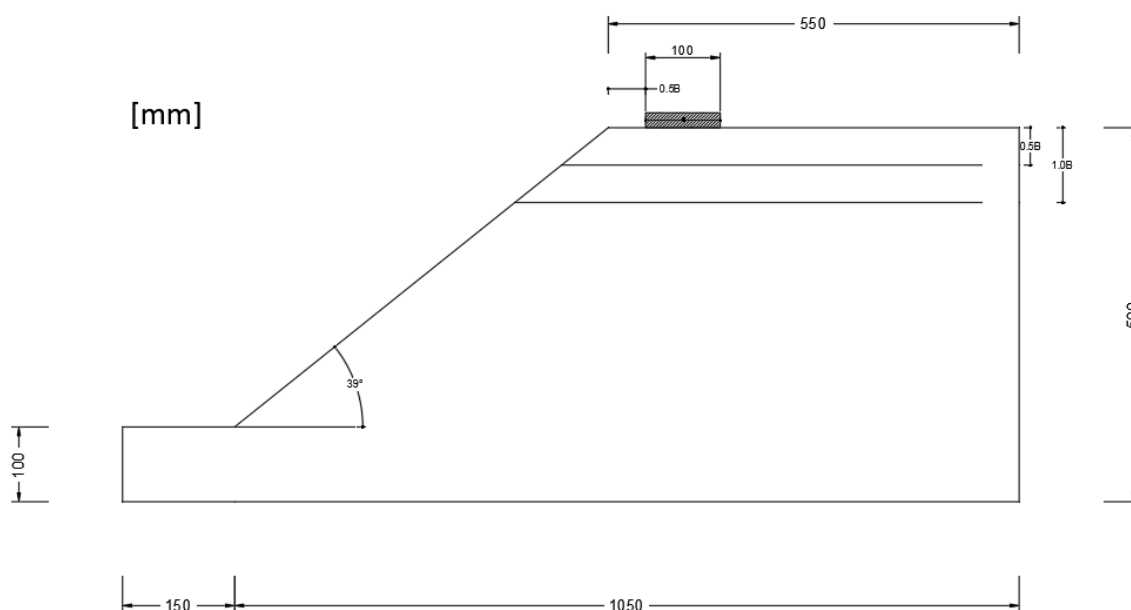


Figura 39. Idealização geométrica do talude passível de construir fisicamente na caixa de ensaios

Esta primeira idealização permitiu não só conhecer as dimensões do talude passível de construir fisicamente como também permitiu conhecer as dimensões do domínio do modelo numérico. O modelo numérico foi gerado através de 6 pontos, os cantos do talude, e um elemento de área que unia estes pontos (*soil polygon*). Numa fase inicial a sapata foi modelada com um comportamento flexível, recorrendo à prescrição de tensão sucessivamente crescente. Cada camada de reforço foi modelada com recurso a um elemento barra, do tipo geossintético, que unia os pontos de início e fim desse elemento de reforço. A fim de simular a interação-reforço e permitir deslocamentos relativos entre estes dois materiais foi incluída uma interface positiva e negativa acima e abaixo de cada camada de geossintético. A massa de solo foi discretizada com recurso a elementos triangulares de 15 nós. Em todas as análises realizadas optou-se por utilizar uma malha muito fina (maior nível de refinamento automático possível no programa de cálculo utilizado), a fim de obter resultados o mais realistas possíveis e minimizar erros associados a malhas grosseiras. Aos elementos que representam outros materiais que não solo (i.e., camadas de geossintético e a solicitação) foi atribuída uma razão de refinamento em relação à malha geral de 0,25. Na Figura 40 é possível observar a malha utilizada nos modelos numéricos. A malha do modelo inicial foi constituída por 1049 elementos e 8627 nós. A malha do modelo inicial reforçado foi construída com 2484 elementos e 20814 nós. O programa

disponibiliza uma ferramenta onde o elemento triangular equilátero é normalizado à unidade uma vez que é o elemento com melhor comportamento numérico. A partir deste elemento a qualidade de todos os elementos é averiguada sendo que quando existem elementos cuja forma se afasta do triângulo equilátero é lhes atribuído um número inferior à unidade. Na malha do talude natural ao elemento de pior qualidade correspondia um valor normalizado de 0,64. Na malha do talude reforçado este elemento corresponde a um valor de 0,50. Na Figura 41 é apresentado um mapa de cores onde os elementos de pior qualidade apresentam uma cor verde mais escura, aproximando-se do vermelho, cor que representa o elemento de qualidade 0. As condições de fronteira dos modelos numéricos foram escolhidas em função das condições que a caixa de ensaio proporcionou. Assim, a fronteira horizontal inferior do modelo, y_{\min} , é fixa, ou seja, restringe o movimento em todos os sentidos. A fronteira horizontal superior, y_{\max} , é livre em todos os sentidos. Ambas as fronteiras verticais impedem os movimentos horizontais, no entanto permitem movimentos verticais da massa de solo.

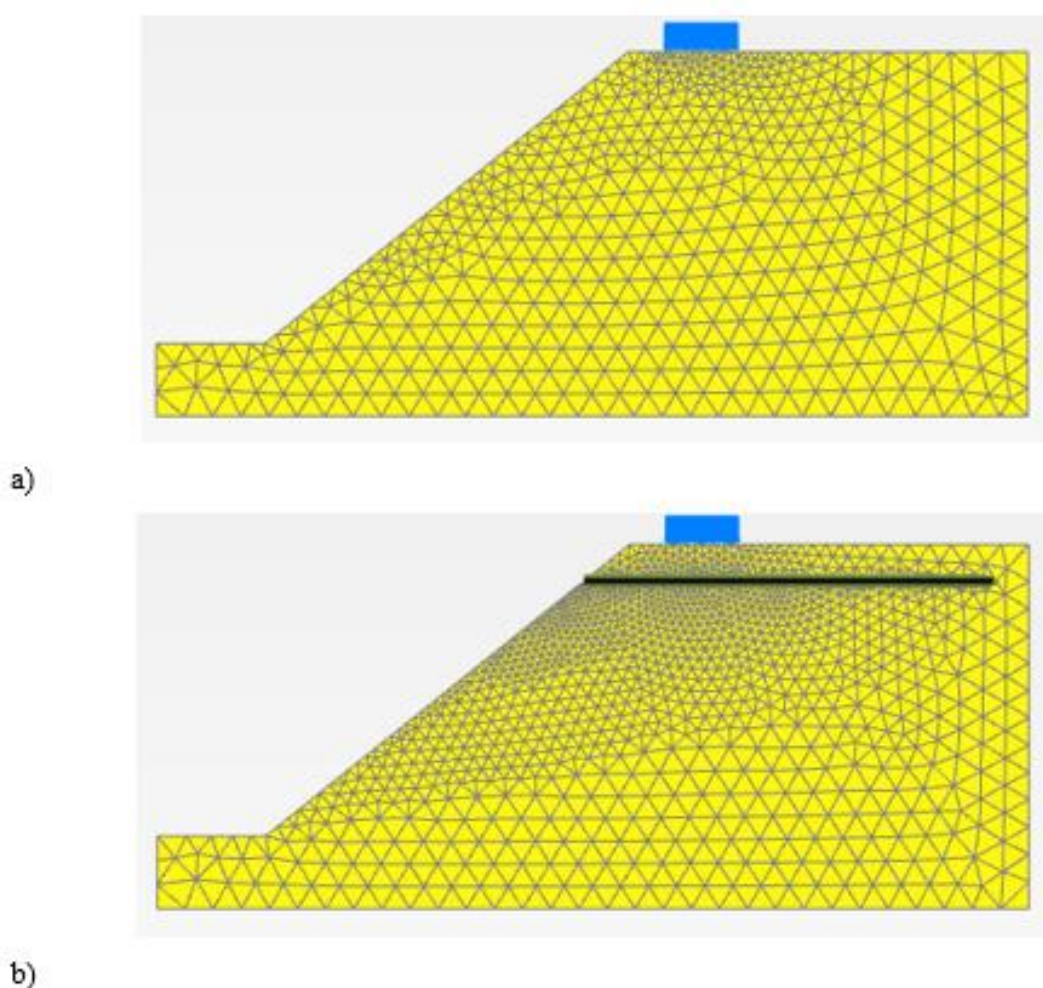


Figura 40. Malha de elementos finitos: a) modelo inicial; b) modelo inicial reforçado

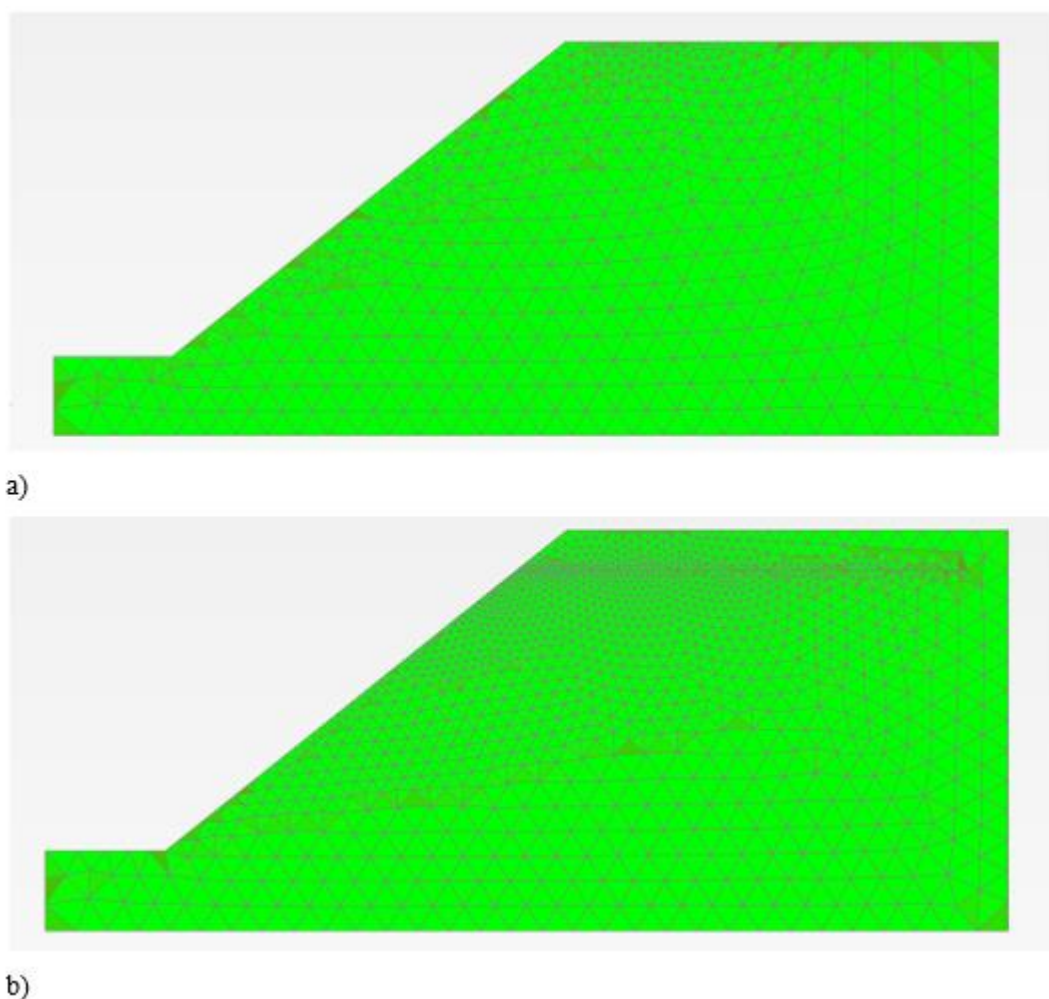


Figura 41. Qualidade da malha de elementos finitos: a) modelo inicial b) modelo inicial reforçado

3.3.1.2. Disposição numérica do reforço

De forma a evitar uma condição fronteira irrealista, nos modelos numéricos a camada de reforço não chegava à fronteira lateral direita do modelo, ficando a sua extremidade a cinco centímetros dessa fronteira. Cada camada de reforço era horizontal e prolongava-se desde a face do talude (à profundidade escolhida) até perto da fronteira lateral direita do modelo. Assim, o comprimento do geossintético foi o maior possível, de forma a abranger a zona de plastificação abaixo da fundação e conferir a ancoragem necessária para a mobilização do reforço. Da revisão bibliográfica é conhecido que o comprimento que permite otimizar o reforço é de no mínimo 5,5B (Baah-Frempong & Kumar Shukla, 2020), ou seja, para o modelo em análise utilizado são necessários 55 cm de comprimento de reforço. É de referir que para abranger a zona plástica é necessário um menor comprimento. Para um solo com ângulo de atrito de 35° o mecanismo de rotura geral em superfície horizontal estende-se lateralmente até 4B da largura da sapata (Figura 42). Assim, para a fundação utilizada a zona de plastificação

prolongar-se-á cerca de 40 cm. Note-se que o solo em análise neste trabalho é uma areia solta; por isso é de esperar um mecanismo de rotura localizado, ou seja, com menor extensão lateral. No ábaco da Figura 42, d representa a profundidade do mecanismo de rotura, ou seja, a profundidade da cunha plástica II, f o comprimento de plastificação do solo, isto é, da terceira cunha plástica (III) identificadas na Figura 1, B representa a largura da fundação e ϕ o ângulo de atrito do solo abaixo da fundação.

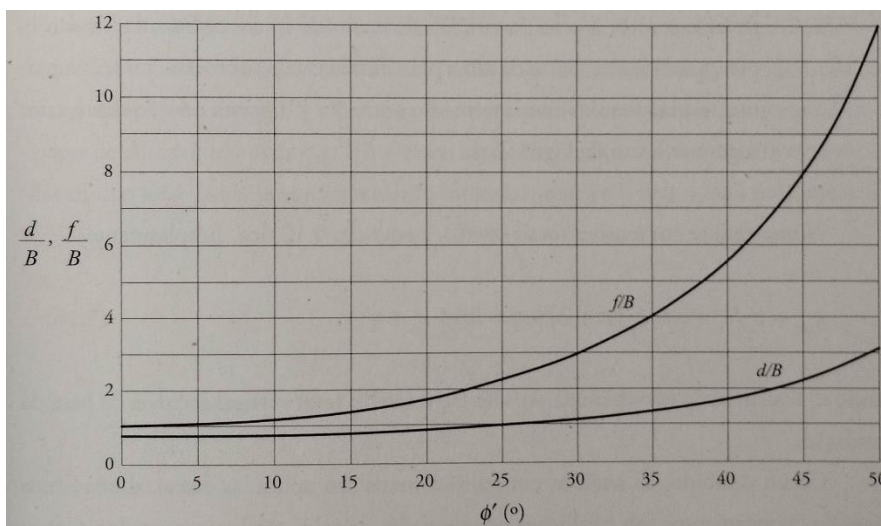


Figura 42. Dimensões da zona plastificada sobre uma sapata contínua em condições drenadas (Matos Fernandes, 2011)

3.3.1.3. Modelo constitutivo para o solo

Dada a impossibilidade de realização de ensaios triaxiais, os quais permitiriam obter os parâmetros necessários para gerar numericamente um modelo de comportamento hiperbólico, optou-se por um modelo constitutivo mais simples. O solo foi modelado através de um modelo elástico-perfeitamente plástico, Mohr-Coulomb, que permite usar resultados de ensaios de corte direto (ângulo de atrito em tensões efetivas residual (ϕ_{residual}) e de pico (ϕ_{pico}). Para o problema em análise, em que se procura avaliar condições próximas da rotura, a utilização de um modelo mais simples, que não traduz a dependência da rigidez com o estado de deformação do solo, não foi considerada uma fonte de erros importantes. Na Figura 43 ilustra-se de forma genérica o comportamento hiperbólico de um solo e a sua comparação com um modelo elastoplástico. A resposta para pequenas deformações é bem aproximada em regime elástico, enquanto para maiores deformações há maiores diferenças entre os dois modelos. Assim, para o problema em análise, considerou-se que o modelo elástico-perfeitamente plástico é suficientemente preciso, tendo em conta os objetivos e a limitação temporal da presente dissertação.

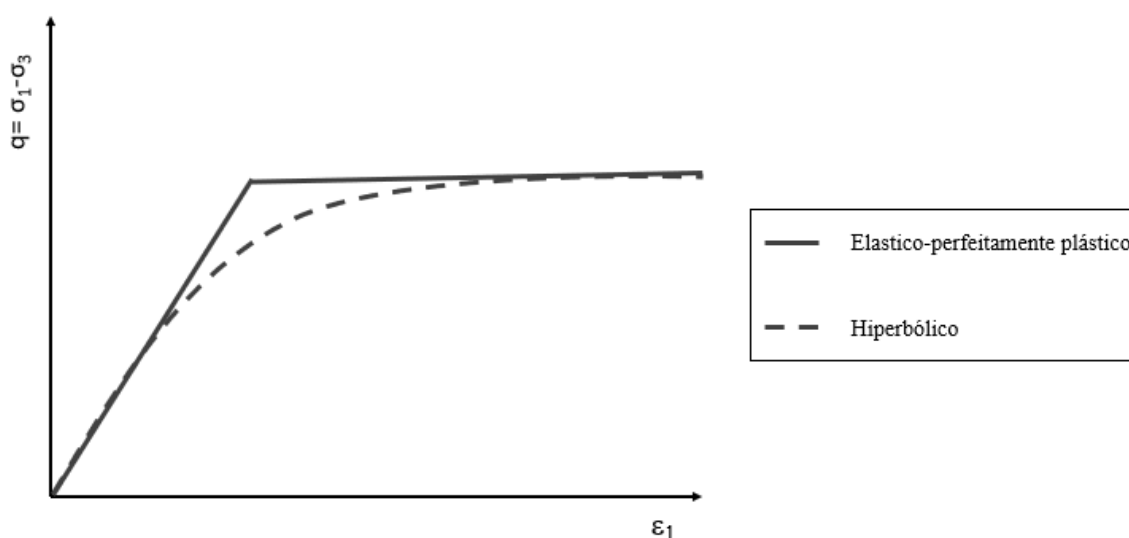


Figura 43. Comparação de dois modelos constitutivos [sem escala]

3.3.1.4. Modelo constitutivo para o reforço

O geossintético foi modelado através de um modelo elástico linear disponível na livraria do *Plaxis v22*. O dado de entrada que permitiu simular o comportamento elástico foi a rigidez axial (EA) para uma extensão de 2%. Foi escolhida esta extensão para caracterizar o comportamento elástico do reforço uma vez que as cargas impostas ao geossintético (i.e., a camada de solo acima deste e a carga transmitida pela fundação) eram de pequena magnitude. Assumiu-se que nestas condições o geossintético seria solicitado no domínio de comportamento elástico.

3.3.1.5. Interface solo-reforço

Os elementos de interface positivos e negativos, ou seja, o superior e inferior, respetivamente, ao reforço permitiram modelar a interação solo-reforço. Esta interação foi modelada por intermédio da redução da resistência e da rigidez do solo em redor do reforço. Do ponto de vista numérico, no programa utilizado esta redução é feita através do parâmetro R_{inter} que varia de zero a um. Em geral, Este valor foi obtido experimentalmente através da avaliação da resistência ao corte da interface, normalizada em relação à resistência ao corte do solo.

3.3.1.6. Análises – estado de tensão inicial

Definida a geometria do problema numérico e os modelos constitutivos, prosseguiu-se para a definição do tipo de análise a realizar em cada fase de carga. A primeira análise, em todos os modelos, foi o talude em repouso, ou seja, o talude sem qualquer solicitação por parte da fundação. Esta fase permitiu aferir o estado de tensão inicial no talude. É de referir que esta

fase foi crucial durante o processo de modelação pois permitiu de forma rápida avaliar a fiabilidade dos resultados obtidos. Após esta fase inicial foram adicionadas fases sucessivas e devidamente sequenciadas de forma a aumentar a tensão aplicada pela fundação de 1 kPa até ser atingida a rutura.

Como é conhecido, as tensões de repouso são dependentes do peso da massa de solo e da história de formação deste. Assim o estado de tensões de repouso é caracterizado pela tensão efetiva vertical ($\sigma'_{v,0}$) e pela tensão efetiva horizontal ($\sigma'_{h,0}$). Sendo esta função da tensão efetiva vertical e do coeficiente de impulso em repouso (K_0) que reflete a história de formação do solo. No programa Plaxis a fase inicial pode ser modelada de diferentes formas: i) ativação de K_0 ; ii) análise gravítica. O primeiro procedimento (K_0) apresenta resultados fidedignos quando se trata de problemas de superfície horizontal e com camadas estratigráficas e nível freático paralelos à superfície do solo. Em problemas que não cumpram estes requisitos a adoção do cálculo dos estados de tensão de repouso por meio do coeficiente K_0 poderá conduzir a tensões irrealistas. Por esta razão, os estados de tensão de repouso foram gerados por intermédio de uma análise gravítica (*gravity analysis*), isto é, o estado de tensões em repouso foi calculado tendo em conta o peso volúmico do solo. Desta forma o estado de tensão é obtido através de uma análise plástica onde o modelo é solicitado pelo seu peso próprio. O cálculo da tensão horizontal efetiva é realizado por intermédio de um coeficiente de impulso em repouso função do coeficiente de Poisson (ν) (Equação (36)) desta forma é importante a escolha de um coeficiente de Poisson que conduza a um coeficiente de impulso em repouso minimamente realista.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (36)$$

Na Figura 44 pode verificar-se a orientação das tensões efetivas principais, representadas por cruzes vermelhas. Como seria de esperar, junto à face do talude as direções principais de tensão não são verticais ou horizontais.

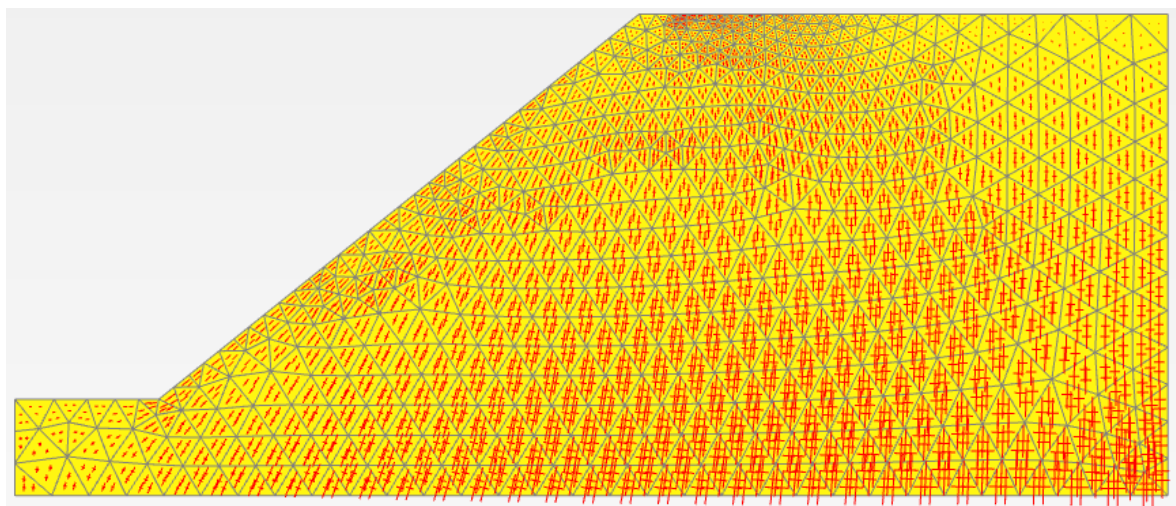


Figura 44. Distribuição das tensões efetivas principais no modelo numérico inicial (em repouso)

A esta fase foi realizada uma análise de segurança, a qual determina um fator de segurança global (Equação (37)) com base no primeiro mecanismo de rotura detetado e passível de ocorrer.

$$\text{Fator de segurança} = \frac{\text{Resistência ao corte mobilizada}}{\text{Resistência ao corte na rotura}} \quad (37)$$

Ainda que o fator de segurança analisado seja para diferentes superfícies de rotura, é de recordar que o programa para a análise após detetar a primeira superfície de rotura que confere equilíbrio numérico. É de extrema importância verificar se o último passo de cálculo do fator de segurança foi realizado para um mecanismo de rotura totalmente desenvolvido. Em linguagem numérica isto significa que o gráfico onde são representados os fatores de segurança obtidos ao longo dos diversos passos de cálculo atingiu uma assintota, ou seja, um mecanismo numericamente estável. Assim, em todas as análises foi avaliado se o fator de segurança correspondia a um mecanismo de rotura completamente desenvolvido. Quando esta condição não se verificava, o número de passos de cálculo era aumentado de cem em cem passos até se cumprir a condição. O número mínimo de passos utilizados foi de 100 e o máximo em algumas análises foi de 300. No *Plaxis v22* para este tipo de análise, modelos constitutivos avançados tais como modelos hiperbólicos são transformados em modelos *standard* Mohr-Coulomb (Bentley, 2021).

3.3.1.7. Análises – efeito da fundação superficial

Após esta primeira fase e a sucessiva análise de segurança foram realizadas sucessivas fases onde de forma encadeada a solicitação à superfície que representava a fundação foi aumentada de 1 kPa até ser atingida a rotura, ou seja, até que se obtivesse um fator de segurança

inferior ou igual à unidade. Para cada uma destas fases foi realizada uma análise plástica seguida de uma análise de segurança com os objetivos já descritos anteriormente.

A análise plástica consiste numa análise de deformações elásticas-perfeitamente plásticas do domínio em estudo. Esta é realizada segundo a teoria das pequenas deformações. Sendo que a matriz de rigidez utilizada é calculada com base na malha de elementos finitos indeformada. Este tipo de análise, sem atualização da malha, é considerado apropriado a maioria dos problemas geotécnicos. A atualização da malha consome grandes quantidades de tempo (Bentley, 2021). De modo, a conferir se no problema em análise esta ferramenta melhoraria o cálculo numérico foram gerados dois modelos semelhantes. Após a observação cuidada dos resultados reparou-se que estes em ambos os modelos eram idênticos. Consequentemente, esta ferramenta não foi utilizada nos modelos numéricos precedentes.

Após o cálculo de um modelo com diversas fases, os resultados eram cuidadosamente analisados a fim de obter confiança nos resultados obtidos e entender se estes eram plausíveis. Na maioria a averiguação foi realizada conferindo o valor da tensão vertical efetiva de repouso, o valor das pressões intersticiais e a análise das direções das tensões principais efetivas.

3.3.1.8. Resistência ao corte do solo - coesão

Como é conhecido do estudo da mecânica dos solos, a coesão em solos granulares é um parâmetro puramente matemático e que não apresenta qualquer significado físico. No entanto, nos primeiros modelos observou-se que a não consideração de coesão num modelo Mohr-Coulomb conduzida a instabilidades numéricas e a roturas superficiais na face do talude. Estes erros são inerentes às tensões efetivas de pequeno valor existentes em modelos de escala reduzida. Assim, a resistência do solo apenas é devida ao atrito entre partículas, cujo valor é bastante baixo, para as tensões normais num modelo tão pequeno como o analisado. Por esta razão o talude apresentou uma resistência nula na sua superfície e quase nula perto desta. Assim, primeiramente decidiu-se realizar uma análise de sensibilidade de forma a descobrir qual o valor mínimo de coesão necessário adotar de forma a evitar erros numéricos e roturas superficiais.

3.3.1.9. Influência da sucção

A introdução de percolação no interior do talude foi uma das técnicas utilizadas para obter a geometria instável pretendida. Ao introduzir água no solo, são esperados fenómenos de ascensão capilar devidos à tensão de sucção. Em solo granulares a resistência adicional conferida pela franja capilar pode ser ignorada. No entanto devido aos efeitos de escala, em

pequenos modelos laboratoriais uns meros centímetros não saturados podem apresentar grande impacto nos resultados. Assim averiguou-se numericamente se a desvalorização da sucção conduzia a resultados irrealistas. Desta forma simularam-se dois modelos semelhantes onde entre eles diferia a consideração da sucção nos resultados.

3.3.1.10. Parâmetros adotados

É de referir que algumas características dos materiais utilizados nos modelos físicos não estavam disponíveis na fase inicial da modelação numérica. Apenas alguns dados genéricos do solo estavam disponíveis (e.g., peso volúmico, ângulo de atrito). Deste modo os diversos modelos numéricos foram realizados com dados gerais retirados de documentos lidos na revisão bibliográfica. À medida que os ensaios de caracterização foram executados os modelos foram sendo gradualmente atualizados de forma que os resultados numéricos fossem o mais próximo possível da realidade.

3.3.2. Modelação física

Nos processos de modelação física a escala reduzida, a ausência de normas e elementos específicos para modelação conduz a uma procura continua de elementos que perfaçam os requisitos necessários (e.g., elementos de fundação, sistema de carga, normalização dos processos construtivos) (secção 3.3.2.1). No decorrer normal dos trabalhos, após a normalização das técnicas construtivas e dos instrumentos utilizados, parte-se para elaboração dos modelos desejados (secção 3.3.2.2).

3.3.2.1. Técnicas construtivas e instrumentos

A caixa de ensaio (Figura 45) disponível no Laboratório da Universidade de Salerno, apresentava um comprimento de 148 cm, uma altura de 63 cm e uma largura de 10 cm. Apenas 120 cm do comprimento total estavam efetivamente alocados à construção dos modelos físicos. Os restantes 28 cm servem para controlar a altura piezométrica nas respetivas fronteiras quando se ensaiam modelos parcialmente ou totalmente saturados. A fim de medir a carga hidráulica em diversos pontos da caixa, esta está equipada com 14 piezómetros. Esta caixa é composta frontalmente por uma face em vidro temperado e nas restantes faces por uma placa metálica. As ligações entre os diferentes elementos são suficientemente rígidas para garantir um estado plano de deformação.



Figura 45. Caixa utilizada na construção e ensaio dos modelos físicos

O talude foi construído com alguns critérios de modo que as propriedades do talude em diferentes modelos fossem o mais semelhante possível e que a densidade da massa de solo fosse homogênea. O solo foi introduzido na caixa de ensaio de forma semelhante à usada na caixa de corte direto, a fim de manter as propriedades físicas e mecânicas das amostras de solo previamente ensaiadas. Assim, com recurso a um funil, manteve-se a altura de queda do solo constante, sendo praticamente zero, e o talude foi construído da face inclinada para trás. Esta metodologia permitiu que a face do talude exibisse a máxima inclinação possível, ou seja, a do ângulo de atrito de repouso. Não foi aplicado nenhum lubrificante nas paredes da caixa como recomendam as boas práticas, uma vez que, sendo uma caixa destinada a demonstrações de modelos parcialmente ou totalmente saturados, a introdução de um elemento gorduroso poderia alterar as condições do fluido em ensaios futuros.

As camadas de reforço (Figura 46) foram obtidas a partir do rolo de material base. Cada camada tinha 10 cm de largura; o comprimento era variável, dependendo da profundidade a que cada camada de reforço era colocada (62,5 cm de comprimento a 70 cm). As camadas de reforço foram cortadas no sentido do rolo a fim de a direção de solicitação ser a de fabrico do material. As camadas foram obtidas obliquamente, no sentido do comprimento do rolo, seguindo as boas práticas de amostragem de geossintéticos. Este procedimento procura garantir que heterogeneidades do material sejam incluídas nos diferentes provetes a ensaiar. Para garantir que todos os provetes tinham o mesmo número de elementos resistentes, sempre que necessário, removeram-se as fibras em excesso.



Figura 46. Camada de geossintético utilizada nos modelos físicos

A fundação foi simulada usando uma pedra porosa com 0,03 cm de espessura, de uma caixa de ensaio de corte direto (Figura 47). Este elemento apresentava um lado rugoso e um lado liso. Um vez que se modelou uma fundação rígida e rugosa, a parte rugosa foi instalada voltada para o solo. O elemento de fundação (quadrado) tinha uma área em planta de 100 cm²; uma solicitação com uma massa de 1 kg correspondeu a uma tensão de 1 kPa.

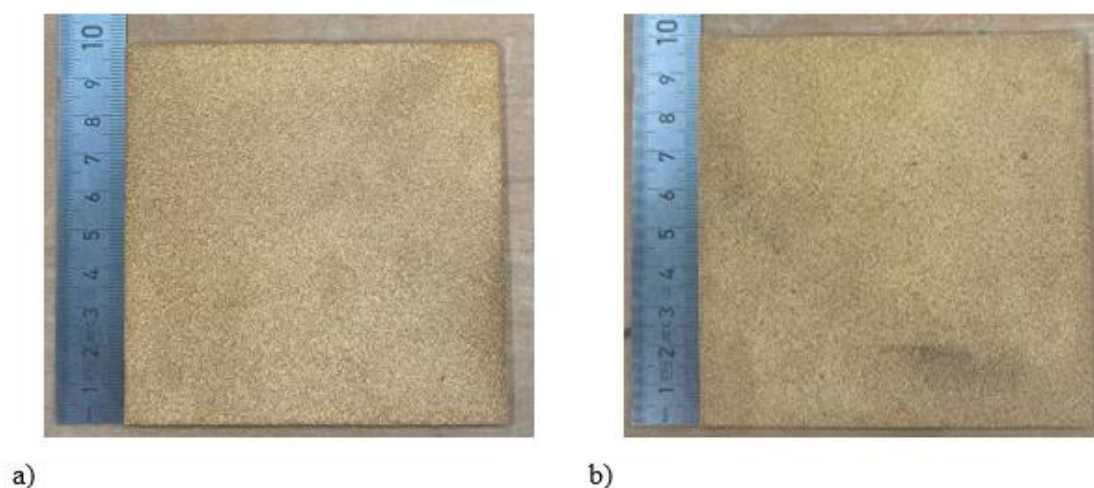
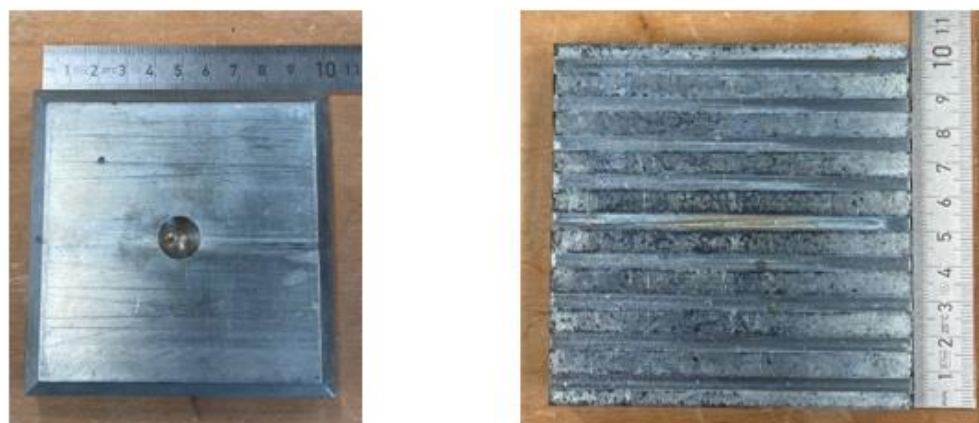


Figura 47. Fundação (10x10 cm²): a) parte rugosa b) parte lisa

O carregamento da fundação foi realizado por intermédio de um macaco manual, o qual carregava um anel dinamométrico transferindo assim a carga para a fundação. Entre o anel dinamométrico e a fundação foi colocado um elemento intermédio (Figura 48) com 100 cm² e com uma espessura de 2 cm. A parte rugosa foi voltada para a fundação. Este elemento intermédio permitiu centrar a carga e permitiu instalar um esfera metálica. A qual funcionou como rótula, impedindo a transmissão de momentos para a fundação.



a)

b)

Figura 48. Elemento intermédio: a) parte superior b) parte rugosa inferior

O anel dinamométrico permitiu medir a carga aplicada através de um micrómetro que permitia ler os deslocamentos impostos ao anel. Assim conhecida a rigidez do anel e os deslocamentos, pela lei de Hoek é possível conhecer a força aplicada. Este esquema para medição do deslocamento foi montado para os ensaios realizados (Figura 49). O anel dinamométrico foi calibrado antes dos ensaios, tendo-se obtido uma constante de calibração de 2,7 kg por cada $10^\circ \mu$.



a)

b)

Figura 49. Anel dinamométrico: a) vista geral b) incorporação da esfera metálica que inibia a transmissão de momentos

De forma a manter o carregamento puramente vertical pretendido entre o macaco e o elemento de reação foram instalados dois carrinhos de rolamentos. Assim, quando de forma visual era observado que o anel estava a desviar-se da posição vertical, o macaco era ajustado de forma a garantir um carregamento puramente vertical. (Figura 50).

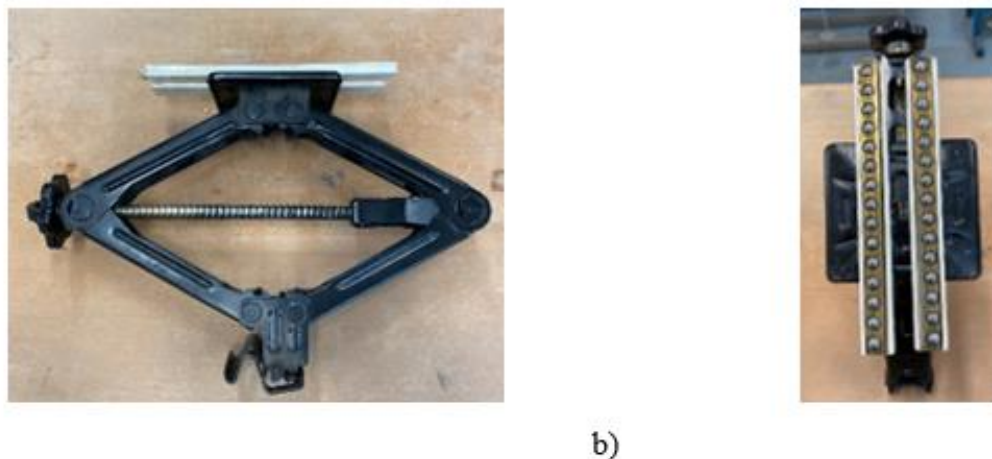


Figura 50. Macaco de carga manual: a) vista geral b) carrinhos de rolamento

A fim de perceber a grandeza dos deslocamentos impostos no modelo físico e de facilitar a construção de um talude sempre com a mesma geometria, criou-se uma malha de 1 cm² em papel transparente, que foi colocada sobre a face da caixa de ensaio (Figura 51).

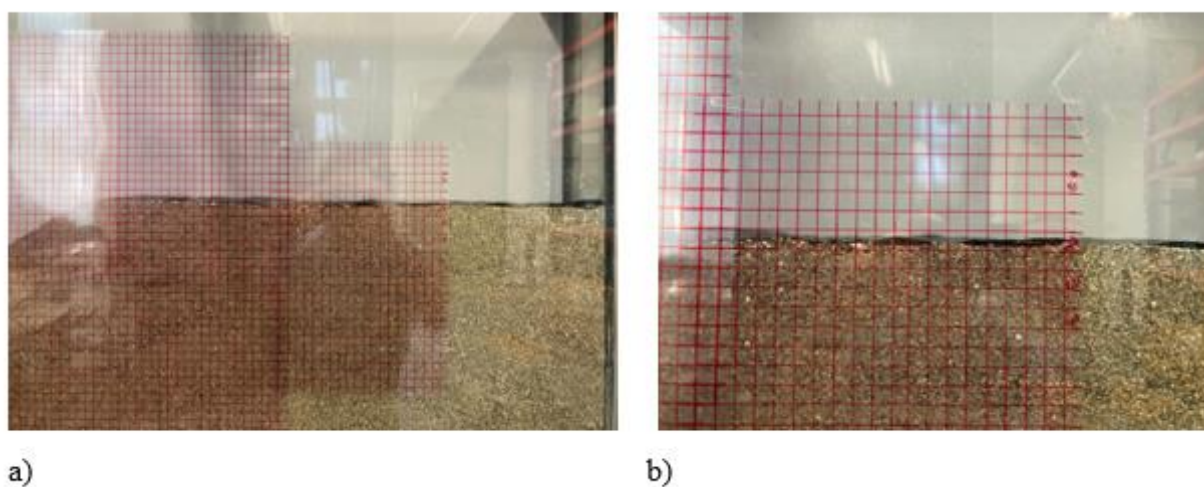


Figura 51. Malha de 1 cm²: a) vista geral nas zona de possível movimento b) marcas auxiliares de construção

Após a construção de cada modelo usou-se um nível de bolha de ar para confirmar a horizontalidade das superfícies relevantes. Aquando da colocação da fundação era feito um controlo semelhante. Na Figura 52 é possível observar o nível utilizado no controlo da horizontalidade da fundação.



Figura 52. Controlo da horizontalidade do elemento de fundação

Numa fase inicial foram realizados diversos modelos (alguns taludes e outros não) a fim de refinar o sistema de carregamento implementado. Grande parte destes ensaios foram registados de modo a perceber quais eram os erros que se cometiam tanto na construção dos modelos como na sua solicitação. Na Figura 53 é possível observar um ensaio de afinação do instrumento de carga, ainda sem os carrinhos de rolamentos. A carga era sempre imposta por duas pessoas, uma que girava a alavanca do macaco e outra que prendia o macaco de forma a este não sofrer qualquer deslocamento horizontal. Outro sujeito ficava a controlar o registo vídeo e a verticalidade da carga.

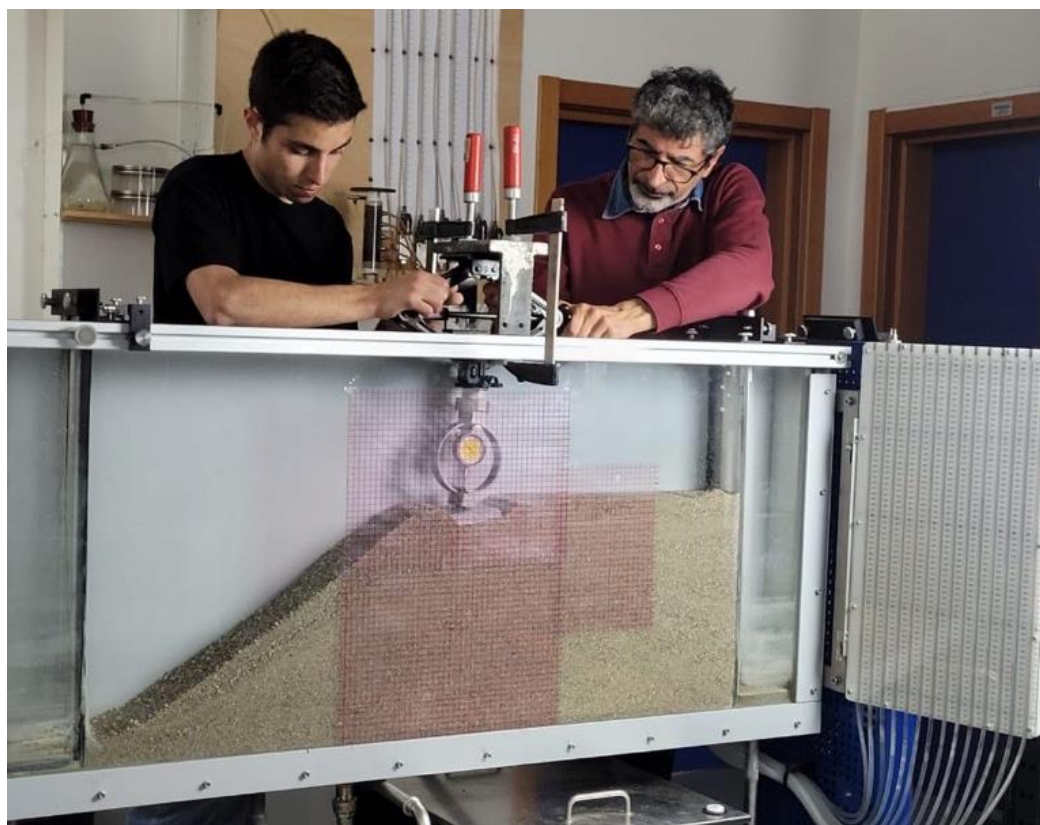


Figura 53. Refinamento do instrumento de carga num modelo teste

3.3.2.2. Modelos ensaiados

Após as primeiras tentativas de construção e sequência de provas de ajuste do mecanismo de carga observaram-se algumas limitações físicas, que não eram esperadas aquando da idealização numérica do problema:

- i. A quantidade de solo seco disponível não permitia construir o talude com as dimensões inicialmente previstas;
- ii. Não era possível construir o talude com inclinação superior a 33° ;
- iii. Por efeito do confinamento da caixa de ensaio, o talude apresentava maior capacidade de carga do que a prevista numericamente;
- iv. Ao construir o talude o solo apresentava alguma segregação de partículas.

Tendo em atenção a limitação da quantidade de solo seco disponível foi fixada a geometria final do talude. De forma a reduzir a capacidade de carga da fundação, esta foi colocada a $0,2B$ da crista do talude, em vez de $0,5B$ definido inicialmente. Não se optou por colocar a fundação na crista do talude uma vez que é pouco frequente ver construções no limite da pendente do talude. A distância de $0,2B$ permitiu uma fácil instalação da fundação junto à crista do talude, em face das dimensões reduzidas do modelo. Na Figura 54 resumem-se as dimensões base do talude ensaiado.

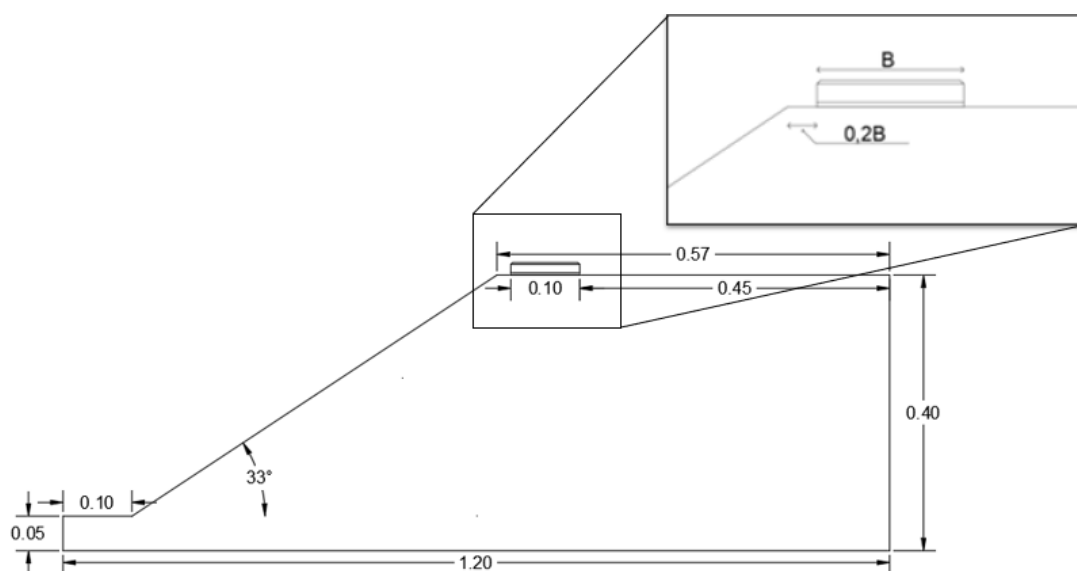


Figura 54. Geometria e disposição da fundação no talude base, figura em metros

Definida a geometria base foram realizados os seguintes ensaios com base na revisão da literatura do problema em análise (secção 2.10):

- i. Talude não reforçado;
- ii. Talude reforçado com uma camada de geossintético a $0,3B$;

- iii. Talude reforçado com uma camada de geossintético a 0,5B;
- iv. Talude reforçado com uma camada de geossintético a 0,7B;
- v. Talude reforçado com duas camadas de geossintético a primeira a 0,3B e a segunda a 0,6B;
- vi. Talude reforçado com duas camadas de geossintético a primeira a 0,5B e a segunda a 1,0B;
- vii. Talude não reforçado sob condições de percolação.

Em cada ensaio tentou manter-se a mesma velocidade de aplicação da carga. Após cada ensaio o talude era desmontado na totalidade e um novo talude era construído, de forma a garantir que as condições de ensaio se mantinham semelhantes.

No caso dos modelos com reforço, cada camada de reforço foi colocada com auxílio de marcas na malha de 1 cm². Deste modo o talude era construído até à profundidade onde era colocado o reforço (e.g., 0,5B); depois procedia-se à colocação da camada e a sua horizontalidade era verificada. De seguida, era colocada a cama de solo sobrejacente, de forma semelhante à utilizada no resto do talude, até se atingir a altura de solo final desejada.

Após o término de cada ensaio reforçado, a camada de solo sobre o reforço era retirada, visualizando-se a deformada do reforço. Após este procedimento era tirada uma fotografia de modo que as flechas máximas e as diferentes formas de deformada dos reforços pudessem ser comparadas analiticamente. De forma a apresentar os resultados de forma sucinta, na Tabela 4 são apresentados os modelos físicos elaborados e atribuído a cada um uma nomenclatura.

Tabela 4. Tabela resumo dos modelos físicos realizados

Modelo	Nomenclatura
Não reforçado	MF_NR
Não reforçado com percolação	MF_NR_P
Reforçado a 0,3B	MF_R_03B
Reforçado a 0,5B	MF_R_05B
Reforçado a 0,7B	MF_R_07B
Reforçado a 0,3B e a 0,5B	MF_R_03B_06B
Reforçado a 0,5B e a 1,0B	MF_R_05B_1B

3.3.3. Modelação numérica final

Como esperado no desenvolvimento de trabalhos científicos com componentes laboratoriais práticas a existência de constrangimentos experimentais frequentemente sucede

(secção 3.3.3.1). Após a observação e discussão dos constrangimentos observados, os modelos realizados principalmente os numéricos sofrem um ligeiro reajuste (secção 3.3.3.2).

3.3.3.1. Constrangimentos experimentais

Os modelos numéricos desenvolvidos na fase inicial tiveram de ser ajustados na sequência do trabalho experimental, refletindo algumas observações no comportamento mecânico dos modelos:

- i. A fundação modelada fisicamente era rígida;
- ii. Por efeito do confinamento da caixa de ensaio, o talude apresentava maior capacidade de carga do que a prevista numericamente;
- iii. Não era possível construir o talude com inclinação superior a 33° .

As alterações realizadas no modelo numérico incluíram: modelar a sapata como sendo rígida, ou seja, simulando-a através de cargas prescritas sobre um elemento de fundação infinitamente rígido, tendo em conta a magnitude das cargas impostas; o ângulo de atrito do solo foi reduzido para a máxima inclinação do talude.

3.3.3.2. Modelos numéricos finais

Definida a geometria do modelo a estudar e os parâmetros resistentes do solo prosseguiu-se para a modelação final, a qual visou validar os resultados observados experimentalmente. Assim numericamente foram geradas 7 famílias de modelos distintos:

- i. Talude não reforçado;
- ii. Talude reforçado com uma camada de geossintético a 0,3B;
- iii. Talude reforçado com uma camada de geossintético a 0,5B;
- iv. Talude reforçado com uma camada de geossintético a 0,7B;
- v. Talude reforçado com duas camadas de geossintético a primeira a 0,3B e a segunda a 0,6B;
- vi. Talude reforçado com duas camadas de geossintético a primeira a 0,5B e a segunda a 1,0B;
- vii. Talude não reforçado sob condições de percolação.

De modo a eliminar problemas numéricos que ocorriam devido às baixas tensões típicas de modelos reduzidos foram realizados algumas artifícios numéricos. A existência de uma transição brusca da superfície inclinada para a superfície horizontal do talude foi eliminada (Figura 55) de forma a remover zonas extremamente angulosas que conduzem a problemas numéricos. Esta remoção permitiu que o fenómeno de transição gradual da pendente para a

superfície horizontal verificado no modelo físico pudesse ser de algum modo reproduzida numericamente. Foi acrescentada uma sobrecarga de 0,5 kPa desde a fundação até à fronteira direita do modelo, de modo que as primeiras camadas de solo apresentassem alguma resistência ao corte, não conduzindo assim a problemas numéricos nessa zona (Figura 55). Esta sobrecarga pode ser entendida como a sobrecarga que se gera aquando de um ligeiro afundamento da fundação, 0,5 kPa correspondem aproximadamente a uma altura de solo de 3,2 cm. O comando auxiliar *Arc-Length*, que permite obter mecanismos de colapso realistas, quando o algoritmo do modelo não converge (Bentley, 2021) foi desligado ao observar o erro “*Load advancement procedure fails [103]*” conforme a recomendação de alguns utilizadores do *Plaxis 2D* [7].

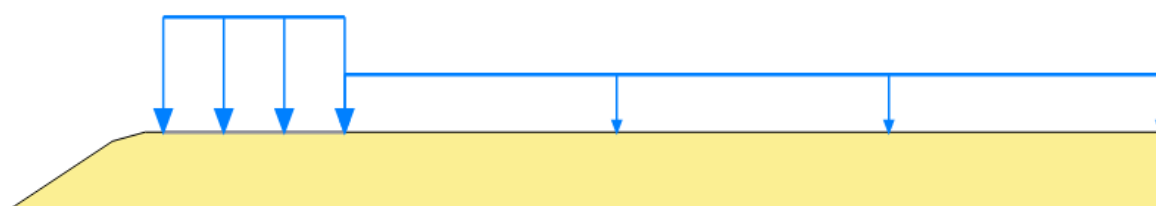


Figura 55. Eliminação da crista angulosa e aplicação de uma carga adicional à direita da fundação

Reconfigurado geometricamente o modelo base e aplicados os artifícios que resolveram os problemas numéricos observados, foi realizada a análise numérica do problema. No talude inicial, sem qualquer tipo de carga foi realizada uma análise *Gravity loading* a fim de gerar os estados de tensão de repouso (descrito na secção 3.3.1.6). Após a primeira análise foram realizadas diversas análises plásticas com um incremento de carga de 0,5 kPa entre cada fase até ser atingida a rotura. Na Tabela 5 é apresentado um quadro resumo dos modelos numéricos realizados. A estes é atribuída uma nomenclatura e apresentada informação sobre a malha de elementos finitos (i.e., número de elementos, número de nós e a razão de qualidade (secção 3.3.1.1)). Da Figura 56 à Figura 61 é apresentado um mapa de cores que indica a qualidade da malha. Quanto mais escura é a cor de um elemento pior é a sua qualidade. O modelo não reforçado, mas solicitado sob condições de percolação apresentou a mesma malha que o modelo não reforçado. A fronteira hidrostática direita apresentava uma cota de 0,4 m e a esquerda de 0,2 m.

Tabela 5. Tabela resumo dos modelos numéricos realizados

Modelo	Nomenclatura	Nº elementos	Nº nós	Razão de pior qualidade
Modelos numéricos iniciais				
Inicial sem coesão	MN_NR_I_C0	1049	8627	0,64
Inicial com coesão 0,1	MN_NR_I_C01	1049	8627	0,64
Inicial com coesão 0,2	MN_NR_I_C02	1049	8627	0,64
Inicial com coesão 0,3	MN_NR_I_C03	1049	8627	0,64
Inicial com coesão 0,4	MN_NR_I_C04	1049	8627	0,64
Inicial com coesão 0,5	MN_NR_I_C05	1049	8627	0,64
Inicial reforçado	MN_R_I	2484	20814	0,50
Inicial hidrostático	MN_NR_H_I	1049	8627	0,64
Modelos numéricos finais				
Não reforçado	MN_NR	1534	12581	0,59
Não reforçado com percolação	MN_NR_P	1534	12581	0,59
1 camada a 0,3B	MN_R_1_03B	2589	21539	0,60
1 camada a 0,3B sem interfaces	MN_R_1_03B_SI	2589	21539	0,60
1 camada a 0,3B sem interface e com carga	MN_R_1_03_SI_CC	2589	21539	0,60
1 camada a 0,5B	MN_R_1_05B	1913	15955	0,62
1 camada a 0,5B com coesão (5,6 kPa)	MN_R_1_05B_C5,6	1913	15955	0,62
1 camada a 0,7B	MN_R_1_07B	2058	17173	0,61
2 camadas 0,3B e 0,6B	MN_R_2_03B_06B	1843	15687	0,59
2 camadas 0,5B e 1,0B	MN_R_2_05B_1B	1976	16725	0,60

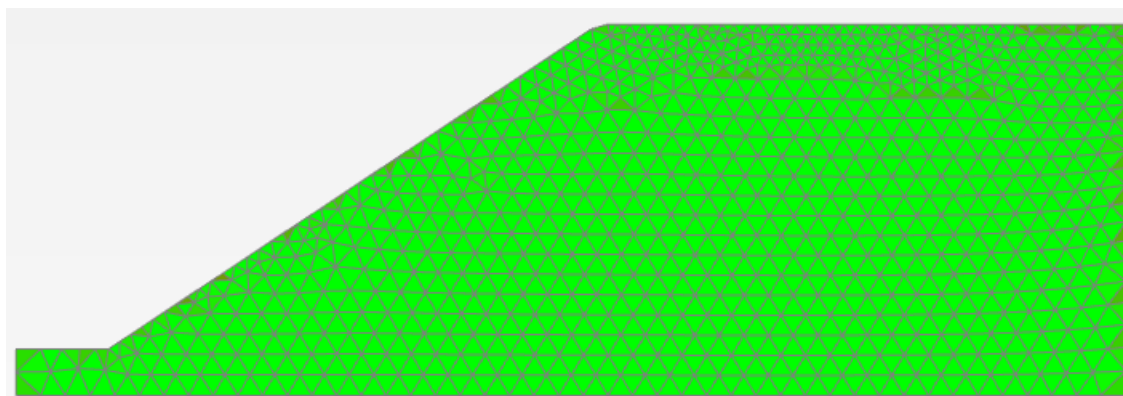


Figura 56. Qualidade da malha [MN_NR]

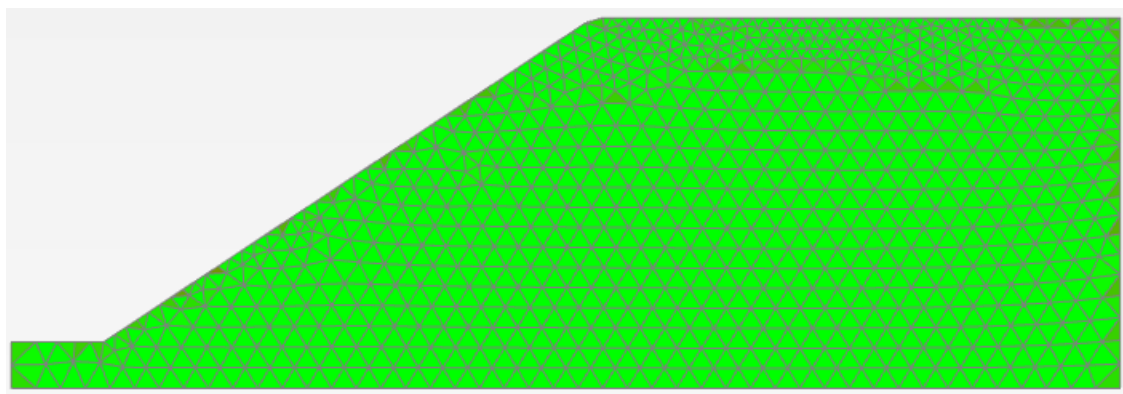


Figura 57. Qualidade da malha [MN_R_1_03B]

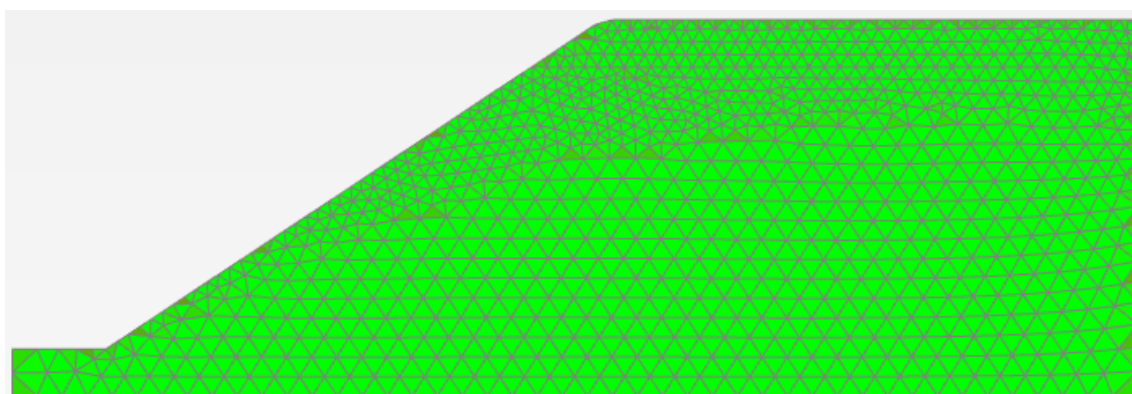


Figura 58. Qualidade da malha [MN_R_1_05B]

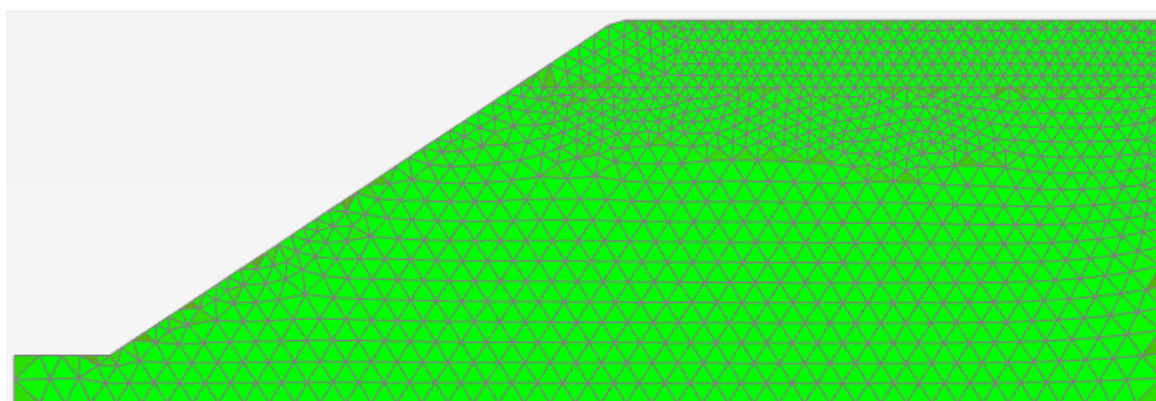


Figura 59. Qualidade da malha [MN_R_1_07B]

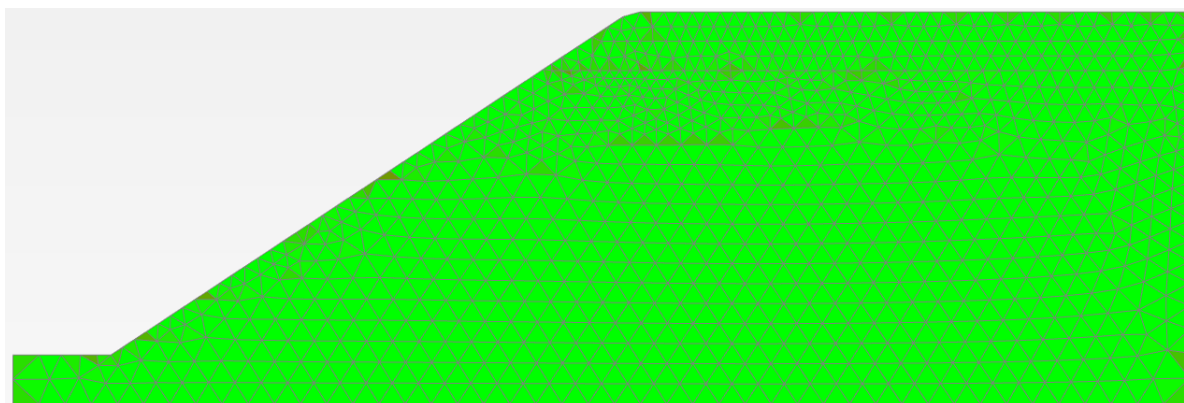


Figura 60. Qualidade da malha [MN_R_2_03B_06B]

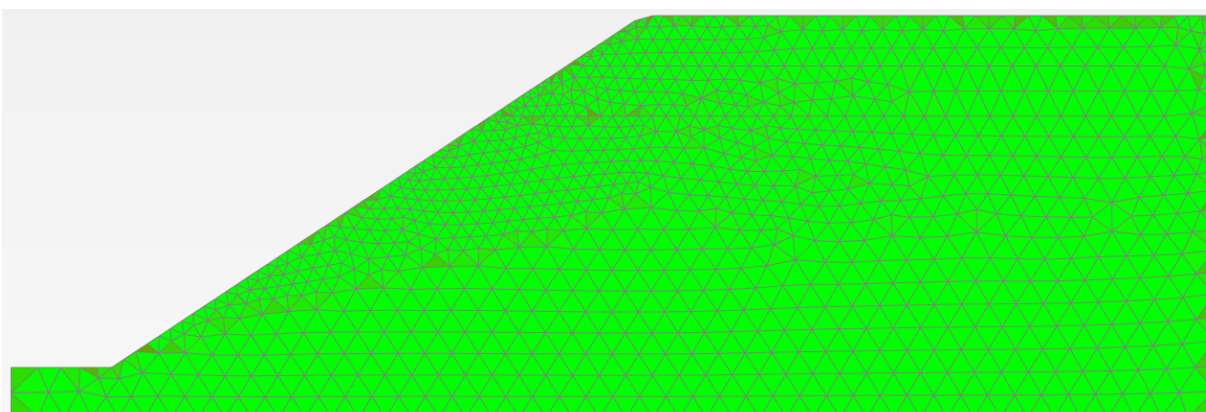


Figura 61. Qualidade da malha [MN_R_2_05B_1B]

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Após a realização dos ensaios tidos como convenientes para o desenvolvimento do estudo em questão, procedeu-se à análise dos resultados. As propriedades do solo assim como do reforço utilizados são necessárias conhecer a fim de melhor interpretar os resultados obtidos (secção 4.1). Conhecido o comportamento dos materiais, a modelação numérica pode por fim ser analisada e discutida (secção 4.2).

4.1. Caracterização dos materiais

Para uma análise mais detalhada e realista dos resultados obtidos nos modelos, os materiais utilizados (solo e reforço), assim como a interação entre ambos, devem ser caracterizados. Parte da caracterização dos materiais (nomeadamente os resultados dos ensaios de picnómetro e edométrico) baseou-se em resultados disponíveis de trabalhos anteriores, dada a limitação temporal da dissertação. A caracterização do solo é apresentada na secção 4.1.1; a caracterização do reforço, nomeadamente as suas propriedades mecânicas, é feita na secção 4.1.3. A caracterização da interface solo-reforço é discutida na secção 4.1.2

4.1.1. Solo

A fim de caracterizar o solo em questão foram realizados ensaios que permitiram caracterizá-lo do ponto de vista físico (secção 4.1.1.1), hidráulico (secção 4.1.1.2) e mecânico (secções 4.1.1.3 e 4.1.1.4).

4.1.1.1. Classificação e curva granulométrica

A caracterização granulométrica do solo foi realizada a fim de se poder classificar o solo segundo a classificação Unificada da ASTM. Foi escolhida a presente classificação uma vez que é a mais difundida. Na Figura 62 é apresentada a curva granulométrica do solo utilizado. Na Tabela 6 e Tabela 7 são apresentados, respetivamente, os parâmetros granulométricos e as frações do solo. O diâmetro efetivo D_{10} é o diâmetro para o qual as partículas abaixo deste constituem 10 % do peso do solo. Os diâmetros efetivos D_{30} e D_{60} apresentam um significado análogo ao D_{10} , no entanto para 30% e 60% do peso do solo. O coeficiente de uniformidade (C_U) (Equação 38), permite analiticamente conhecer a variedade das dimensões das partículas de um determinado solo. Quanto maior for este coeficiente maior será a variedade de partículas,

ou seja, trata-se de um solo bem graduado. Quanto mais pequeno for este coeficiente menor será a variedade das partículas, sendo por isso, um solo mal graduado. O coeficiente de curvatura (C_c) (Equação 39), exprime analiticamente a forma da curvatura granulométrica entre D_{10} e D_{60} .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (38)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (39)$$

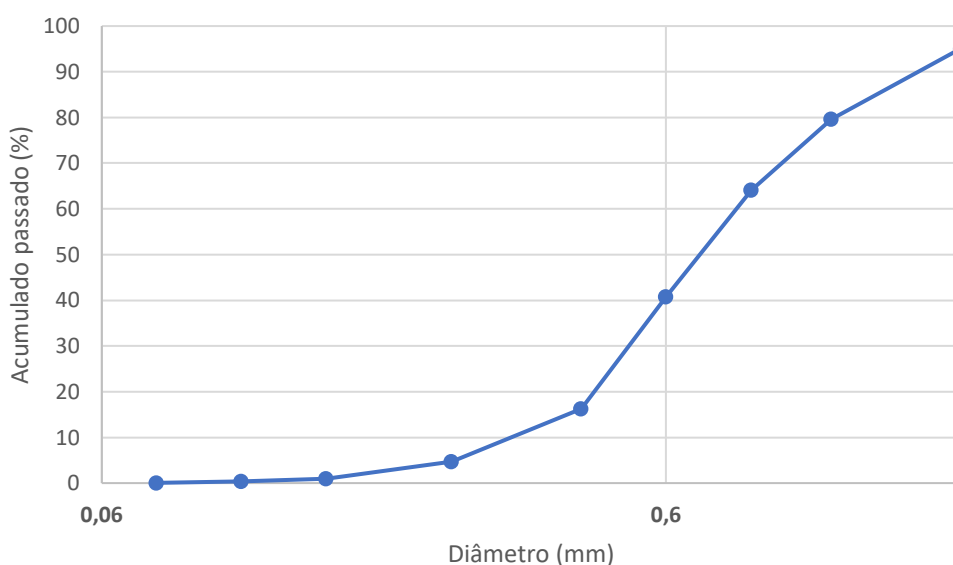


Figura 62. Curva granulométrica da areia

Tabela 6. Parâmetros granulométricos do solo

D_{60} (mm)	0,80
D_{50} (mm)	0,69
D_{30} (mm)	0,52
D_{10} (mm)	0,32
C_u (-)	2,50
C_c (-)	1,06

Tabela 7. Frações das partículas do solo

Granulometria (mm)	Percentagem (%)
Areia fina (0,06-0,2)	4,62
Areia média (0,2-0,6)	59,40
Areia grossa (0,6-2,0)	35,94

Seguindo os critérios de classificação ASTM, o solo utilizado trata-se de um solo grosso mais precisamente uma Areia SP-areia mal graduada.

4.1.1.2. Curva de retenção de água no solo

Da modelação numérica inicial percebeu-se que em modelos de pequena escala constituídos por solos granulares, torna-se necessário caracterizar o solo no seu estado não saturado, uma vez que a zona não saturada influencia a resposta mecânica do modelo ensaiado. Isto ocorre uma vez que a franja capilar apresenta dimensões consideráveis em comparação com a escala do modelo. Na Figura 63 é apresentada a curva de retenção de água no solo. Na Tabela 8 são apresentados os parâmetros que permitem descrever a curva em questão numericamente.

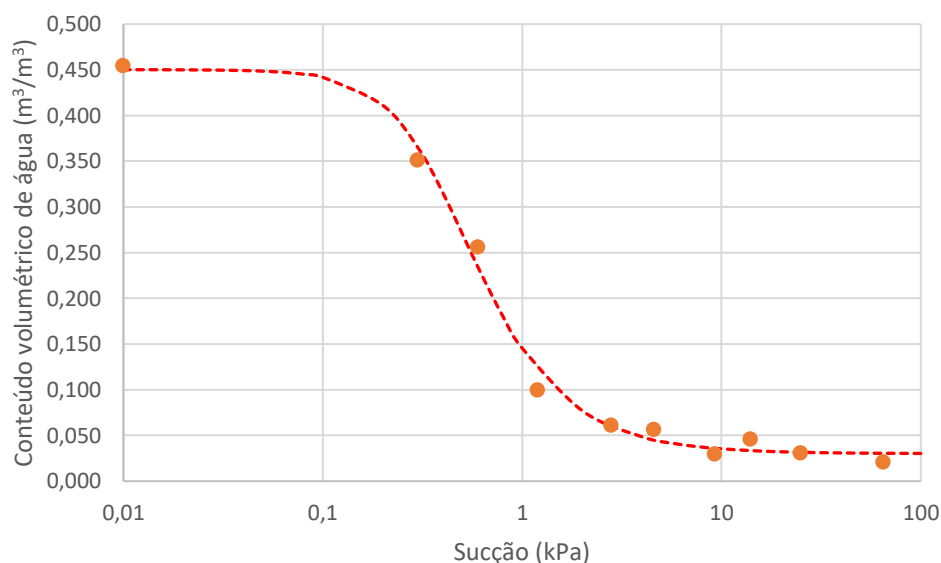


Figura 63. Curva de retenção de água no solo

Tabela 8. Parâmetros da curva de Van Genuchten (Equação 31)

Parâmetros	Valores
S_{sat} (-)	0,97
S_{res} (-)	0,06
g_n (-)	2,37
g_a (m ⁻¹)	24,00

4.1.1.3. Ensaio de corte direto

Para avaliar os parâmetros de resistência do solo, nomeadamente para a utilização da equação de resistência Mohr Coulomb, foram realizados ensaios de corte direto. Na Figura 64 são apresentados os resultados obtidos para diferentes tensões normais. O conjunto de todos os pontos é aproximado por uma equação parabólica que passa no ponto (0,0), curva azul. Para a gama de tensões normais impostas com a carga (i.e., de 5,5 até 62,7 kPa) a envolvente de

resistência do solo foi aproximada por uma função linear (Equação 40), curva laranja, isto é, na equação de Mohr Coulomb. Onde τ é a tensão de corte e σ'_v a tensão normal.

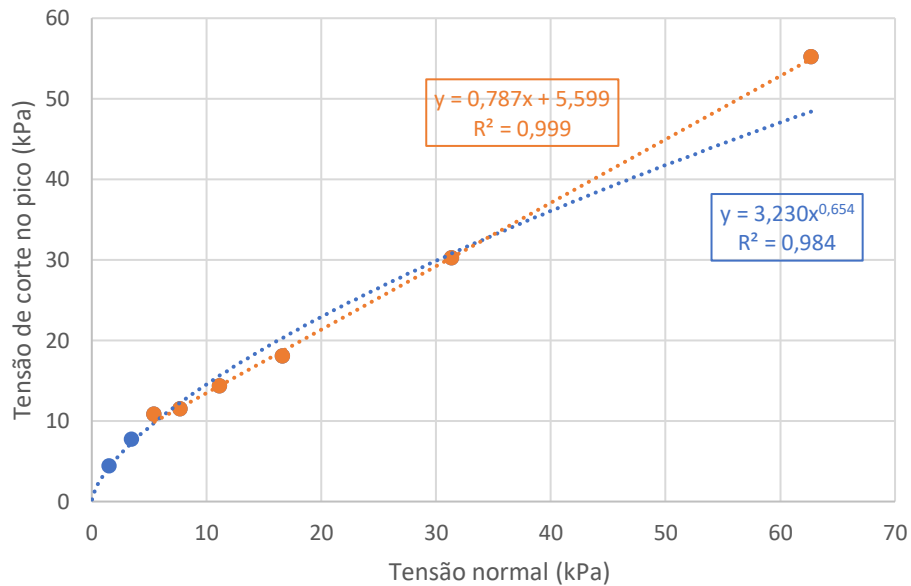


Figura 64. Tensão de corte função da tensão normal no pico obtida a partir de ensaios de corte direto

$$\tau = 5,6 + \sigma'_v \times \tan(38,2^\circ) \quad (kPa) \quad (40)$$

4.1.1.4. Ensaio edométrico

De modo a obter o módulo de rigidez elástica do solo, de maneira que os deslocamentos numéricos fossem de grandeza semelhante os observados nos modelos físicos, foi realizado um ensaio edométrico com um ciclo de carga seguido de descarga. Na Figura 65 são apresentados os resultados obtidos no ensaio. Na Tabela 9 são apresentados os módulos edométricos correspondentes para a gama de tensões instaladas nos modelos (13 a 50 kPa). O valor médio para toda a gama de tensões foi calculado e partir desse foi estimado o módulo edométrico médio (Tabela 9), a partir do qual se determinou o módulo de elasticidade médio (Equação 35) (Tabela 10). Em ensaios edométricos anteriores, realizado no âmbito de outros estudos, no mesmo solo obtiveram-se valores de permeabilidade horizontal e vertical (K_x e K_y) de 86,4 m/dia.

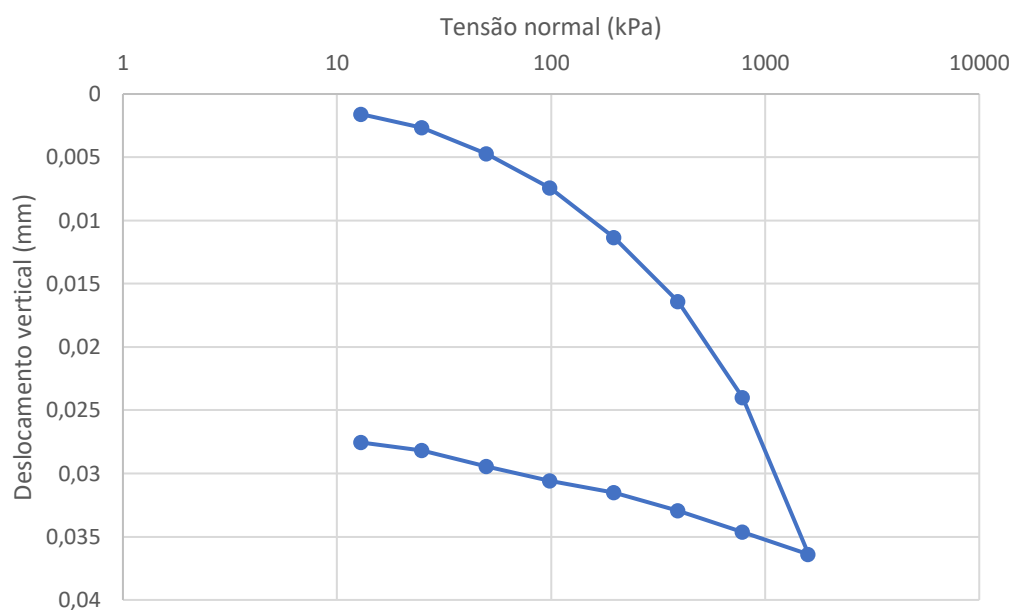


Figura 65. Curva tensão-deformação resultantes do ensaio edométrico

Tabela 9. Módulos edométricos relevantes para os estados de tensão impostos aos modelos

$E_{ed(13)}$ (kPa)	8125
$E_{ed(25)}$ (kPa)	11428
$E_{ed(50)}$ (kPa)	11904
$E_{ed(média)}$ (kPa)	10486

Tabela 10. Módulo de elasticidade médio existente nos estados de tensão impostos aos modelos

$E_{elástico}$ (kPa)	7800
----------------------	------

4.1.2. Interface

O ensaio de caracterização da interface consistiu num ensaio de corte direto com ligeiras modificações (secção 4.1.2.1), uma vez que não existiam meios físicos para realizar um ensaio de avaliação da interface cumprindo as normas específicas.

4.1.2.1. Ensaio de corte direto-resistência da interface

Do ensaio de corte direto com algumas alterações foi possível obter parâmetros de resistência para a interface. Essa informação permitiu estimar a resistência da interface solo-reforço como uma fração da resistência ao corte do solo, através de um valor normalizado. Na Figura 66 são apresentados os resultados obtidos dos ensaios realizados e apresentada uma

aproximação linear dos resultados a qual permitiu estabelecer a equação de resistência da interface (Equação 41).

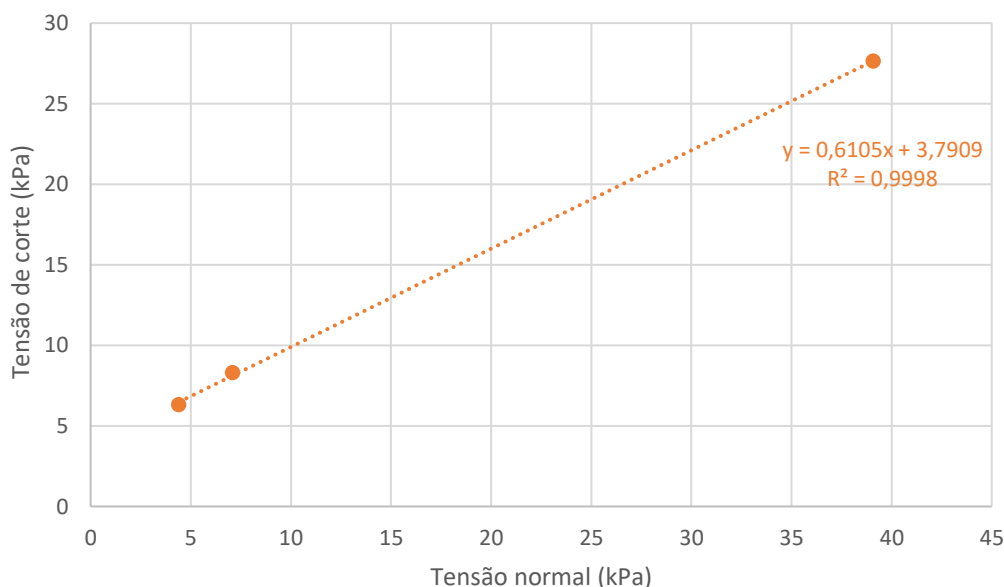


Figura 66. Tensão de corte função da tensão normal na interface solo-reforço

$$\tau = 3,8 + \sigma'_v \times \tan(31,4^\circ) \text{ (kPa)} \tag{41}$$

Conhecidas as equações de resistência do solo e da interface procedeu-se à normalização da resistência da interface. Uma vez que não se teve em conta a resistência coesiva pelas razões já apresentadas, normalizou-se apenas a tangente do ângulo de atrito. Este valor normalizado, numericamente é denominado de R_{int} e assume o valor de 0,77, no entanto pode ser denominado de coeficiente de redução da interface (Equação 42).

$$R_{int} = \frac{\tan(31,4^\circ)}{\tan(38,2^\circ)} = 0,77 \tag{42}$$

4.1.3. Reforço

Devido a limitações temporais não foi possível realizar ensaios para caracterizar o comportamento mecânico do reforço. Para estimar de forma aproximada as suas propriedades, foram utilizados resultados de caracterização de materiais semelhantes (geotêxteis formados por fitas de PP tecida) que foram extrapolados (secção 4.1.3.2) de resultados de ensaios de tração realizados segundo a NP EN ISO 10319 (2015) (secção 4.1.3.1).

4.1.3.1. Resultados de ensaios de tração

Na Tabela 11 são apresentados os resultados obtidos por Pinho-Lopes & Lopes (2014) nos ensaios de tração realizados a dois geotêxteis tecidos em PP, designados por GTX 1 e GTX 2, ensaiados ao longo da direção de fabrico.

Tabela 11. Propriedades de geossintéticos similares

Propriedades	Geossintético	
	GTX 1	GTX 2
Massa por unidade de área, valor nominal (g/m ²)	110	220
Resistência à tração, valor nominal (kN/m)	22	40
Resistência à tração- EN ISO 10319 (kN/m)	25	41
Módulo de rigidez secante para deformação de 2%- EN ISO 10319 (kN/m)	104	258
Módulo de rigidez secante para deformação de 5%- EN ISO 10319 (kN/m)	119	207

4.1.3.2. Extrapolação dos dados

A fim de estimar os valores de rigidez e resistência à tração do geotêxtil tecido em polipropileno foi realizada uma extrapolação usando os valores dos geotêxteis disponíveis. É de referir que esta estimativa poderá apresentar um erro significativo, dado que apenas foram usados três pontos e que se está a realizar uma extrapolação. Para cada equação obtida é estimado o parâmetro em questão. Na Figura 67 é apresentada graficamente a reta que descreve a resistência à tração em função da massa por unidade de área do geossintético. Na Figura 68 é apresentada graficamente a reta que descreve o módulo de rigidez secante para 2% de deformação ($J_{2\%}$) em função da massa por unidade de área. Na Figura 69 é apresentada a reta que descreve o módulo de rigidez secante para 5% de deformação ($J_{5\%}$) em função da massa por unidade de área. Na Tabela 12 são apresentados os parâmetros obtidos nas diversas extrapolações para o geotêxtil utilizado.

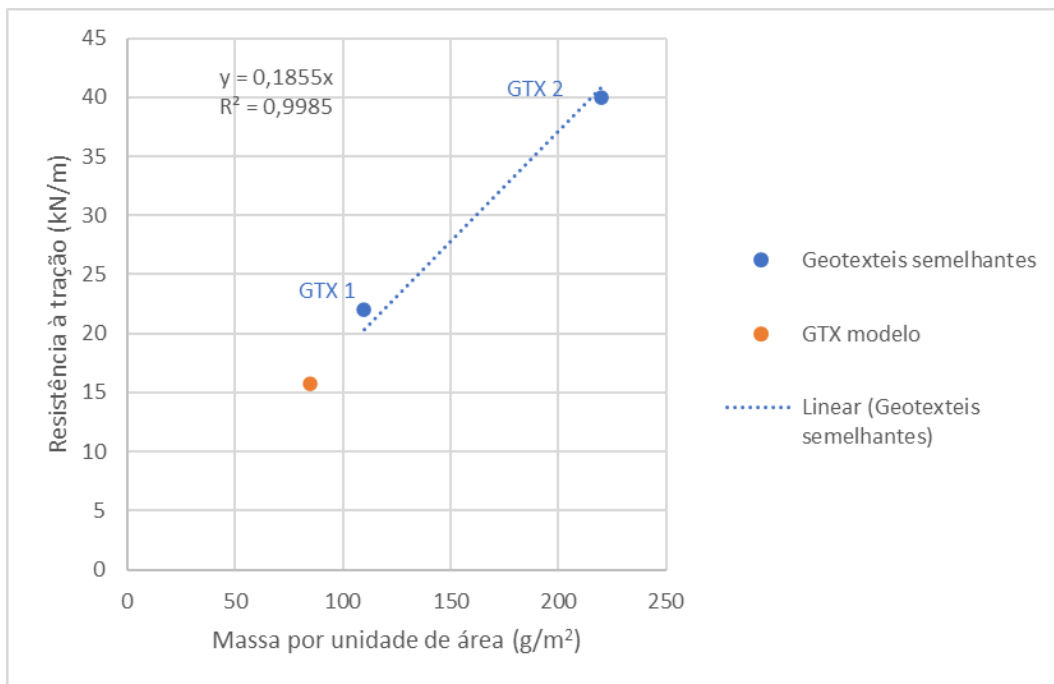


Figura 67. Extrapolação da resistência à tração (direção de fabrico)

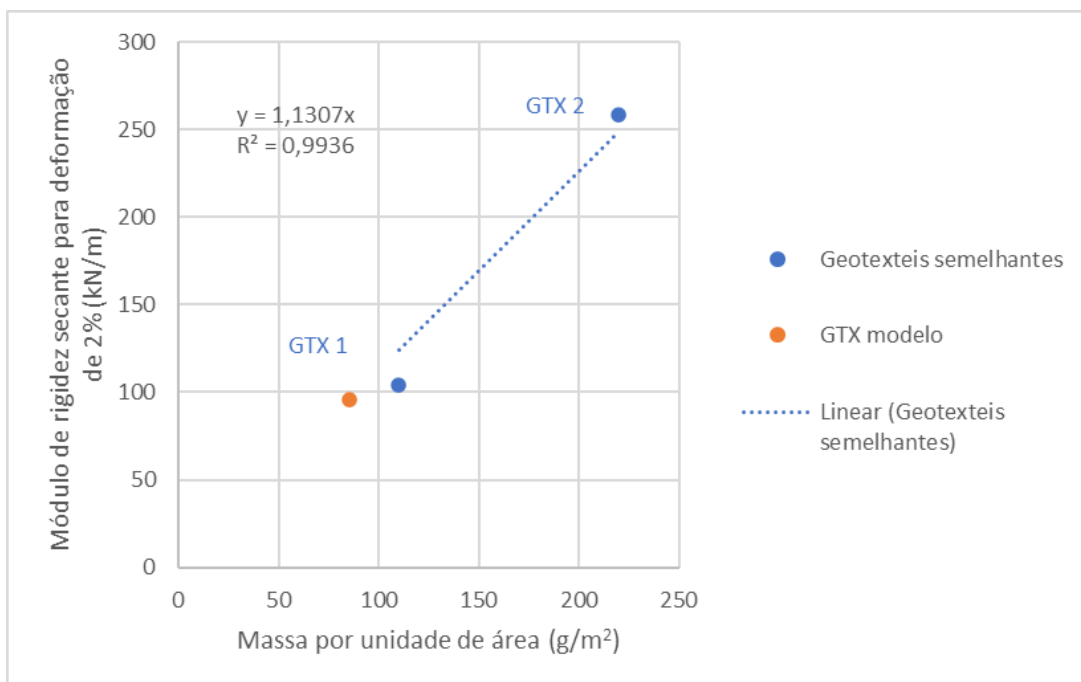


Figura 68. Extrapolação do módulo de rigidez secante para deformações de 2% (direção de fabrico)

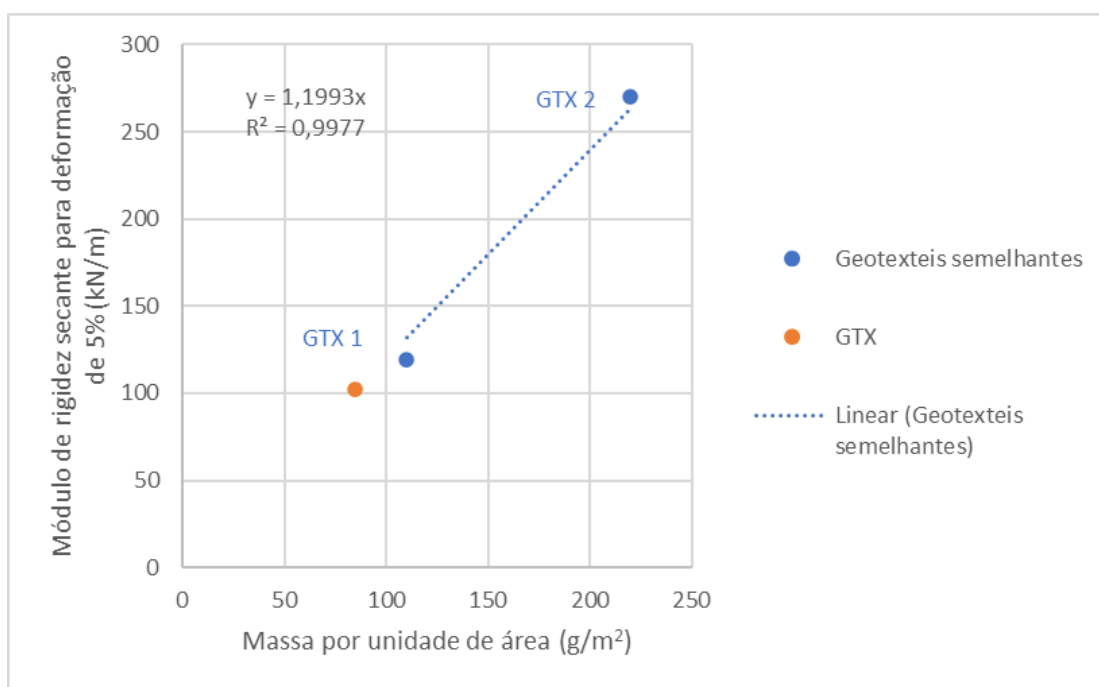


Figura 69. Extrapolação do módulo de rigidez secante para deformação de 5% (direção de fabrico)

Tabela 12. Propriedades estimadas para o geossintético utilizado, com base em resultados de geossintéticos similares

Propriedades	Geossintético
	GTX
Massa por unidade de área, valor nominal (g/m ²)	85
Resistência à tração (kN/m)	15
Módulo de rigidez secante para deformação de 2%- EN ISO 10319 (kN/m)	96
Módulo de rigidez secante para deformação de 5%- EN ISO 10319 (kN/m)	101

4.2. Modelação

Os resultados da modelação numérica inicial, foram analisados aquando da elaboração do trabalho. Esses resultados são apresentados de seguida (secção 4.2.1) a fim de compreender a adoção de certos pressupostos assim como de certos ensaios de caracterização. A informação obtida na modelação física foi analisada por intermédio de imagens e gráficos os quais permitem que esta seja discutida (secção 4.2.2). Por último foram analisados modelos numéricos (secções 4.2.3) para avaliar se estes conseguiam reproduzir as observações dos modelos físicos. Os modelos numéricos finais foram reajustados, em relação aos iniciais, após a observação de certas limitações.

4.2.1. Modelação numérica inicial

A modelação numérica inicial teve dois grandes objetivos. A familiarização com o programa de simulação numérica e a previsão do comportamento dos modelos físicos. Aquando desta modelação tornou-se necessário assumir certos parâmetros uma vez que à data não existia informação de ensaios disponível (e.g., curva de retenção de água no solo). Na Tabela 13 são apresentados os parâmetros físicos utilizados na modelação numérica inicial. A grandeza γ_{seco} representa o peso volúmico seco do solo e $\gamma_{saturado}$ representa o peso volúmico saturado do solo (Equação 43), γ_s é o peso volúmico das partículas sólidas, γ_w o peso volúmico da água e S_r o grau de saturação do solo.

$$\gamma = \frac{\gamma_s + \gamma_w S_r e}{1 + e} \quad (43)$$

Na Tabela 14 são apresentados os parâmetros mecânicos do solo; o valor adotado para a coesão é proveniente de uma análise realizada numericamente, a qual visou identificar o valor mínimo de coesão para que não ocorressem problemas numéricos na face do talude. Na Tabela 15 são apresentados os parâmetros não saturados do solo adotados com base em Benson et al. (2018). O valores K_x e K_y representam os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical do solo, respetivamente, sendo provenientes de ensaios edométricos previamente realizados. Na Tabela 16 é apresentado o valor do coeficiente de redução da interface adotado, o qual foi assumido usando as recomendações disponíveis num *webinar* sobre modelação com geossintéticos disponível na *Bentley communities* [8]. O valor do coeficiente de redução da interface varia normalmente entre 1 e 0,8. Foi adotado o valor de 0,8 uma vez que este conduzia a interfaces menos resistentes, o que conduzia a resultados mais realistas.

Tabela 13. Parâmetros físicos utilizados na modelação inicial

γ_{seco} (kN/m ³)	15,30
$\gamma_{saturado}$ (kN/m ³)	19,64
e (-)	0,80

Tabela 14. Parâmetros mecânicos utilizados na modelação inicial

$E_{elástico}$ (GPa)	40000,00
ν (-)	0,30
c' (kPa)	0,50
ϕ (°)	39,00

Tabela 15. Parâmetros hidráulicos utilizados na modelação inicial

S_{res} (-)	0,062
S_{sat} (-)	1,000
g_n (-)	2,500
g_a (1/m)	20,000
K_x (m/dia)	86,400
K_y (m/dia)	86,400

Tabela 16. Coeficiente de redução da interface utilizados na modelação inicial

R_{int} (-)	0,80
---------------	------

A modelação inicial pode ser dividida em 2 grupos os quais levaram cada um a conclusões distintas:

- Análise de sensibilidade à “coesão” (secção 4.2.1.1);
- Impacto da sucção nos resultados (secção 4.2.1.2);

4.2.1.1. Análise de sensibilidade à “coesão”

Aquando da realização dos primeiros modelos numéricos foi admitido que o solo apresentava uma coesão nula, uma vez que se tratava de uma areia, ou seja, um solo não coesivo. No entanto, ao modelar o solo através de um modelo Mohr-Coulomb surgiram problemas de instabilidade na face do talude (Figura 70). O baixo valor das tensões efetivas, características de modelos de escala reduzida, o modelo constitutivo adotado e a geometria do talude, com a inclinação igual à do ângulo de atrito de repouso do solo, foram as razões pelas quais o problema era observado. Não podendo alterar o modelo constitutivo adotado, devido à falta de dados, e não podendo alterar a geometria do talude, uma vez que era pretendido um talude perto da instabilidade, decidiu-se realizar uma serie de análises paramétricas que permitissem determinar qual o valor mínimo de coesão que não conduzia à plastificação da camada superficial do talude, mantendo-a em valores compatíveis com a gama de tensões do modelo. Da Figura 70 à Figura 75 são apresentadas diversas imagens dos pontos plásticos do talude na condição de repouso para diferentes valores da coesão analisados: $c'=0$ kPa; $c'=0,1$ kPa; $c'=0,2$ kPa; $c'=0,3$ kPa; $c'=0,4$ kPa e $c'=0,5$ kPa, respetivamente.

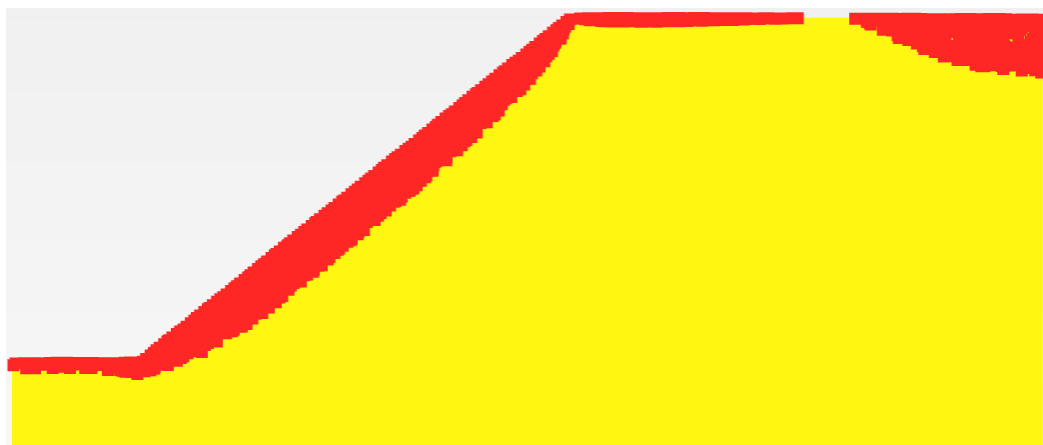


Figura 70. Pontos plásticos (vermelho) no modelo sem coesão [MN_NR_I_C0]

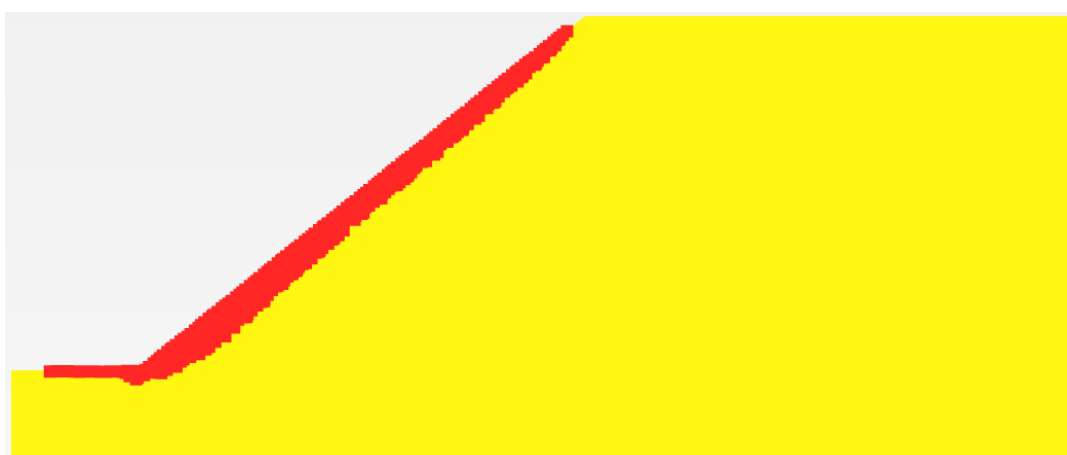


Figura 71. Pontos plásticos (vermelho) no modelo com 0,1 kPa [MN_NR_I_C01]

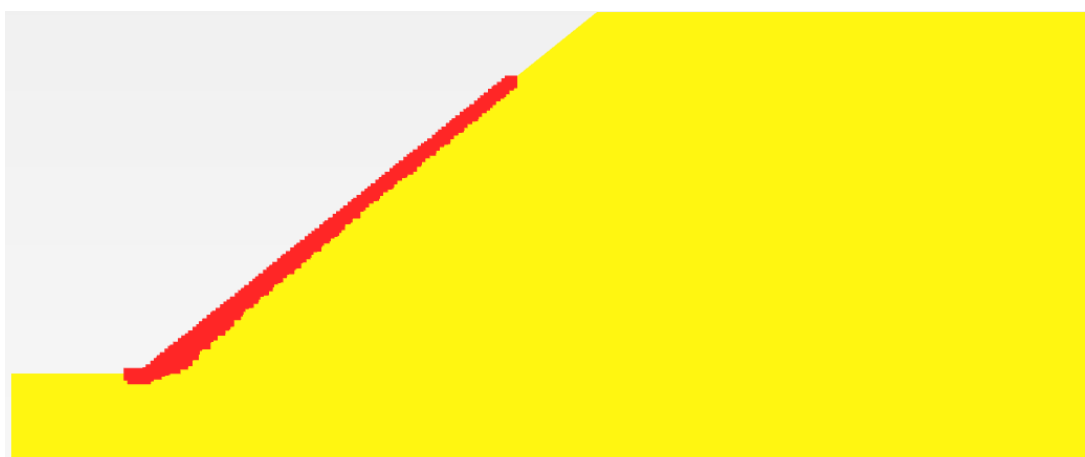


Figura 72. Pontos plásticos (vermelho) no modelo com 0,2 kPa [MN_NR_I_C02]



Figura 73. Pontos plásticos (vermelho) no modelo com 0,3 kPa [MN_NR_I_C03]



Figura 74. Pontos plásticos (vermelho) no modelo com 0,4 kPa [MN_NR_I_C04]



Figura 75. Pontos plásticos (vermelho) no modelo com 0,5 kPa [MN_NR_I_C05]

Conhecida a “coesão “que permitia evitar problemas numéricos, 0,5 kPa, passou-se para a análise dos resultados. Estes indicavam que a rotura do talude ocorria quando a fundação era solicitada com 13 kPa.

4.2.1.2. Impacto da sucção nos resultados

Uma vez que o estudo incidiu sobre modelos de escala reduzida, a fim de entender se a sucção apresentava impacto nos resultados foi realizada uma análise numérica na qual se tentou perceber qual seria a dimensão da franja capilar gerada quando se introduzia água. Na Figura 76 é possível observar o grau de saturação do modelo quando sujeito a um nível freático horizontal a meia altura do modelo (25 cm). O grau de saturação máximo é de 100% abaixo do nível freático e tem o valor mínimo de 15% no topo do talude. Visto que o modelo se apresentava não saturado acima do nível freático, era esperada uma resistência adicional do solo devido à sucção (que provoca um aumento da tensão efetiva). Deste modo foi realizado um modelo semelhante, onde apenas diferia a consideração do efeito da sucção. Na Figura 77 é possível observar os valores do fator de segurança global desses modelos para as mesmas fases de carga. Em média o fator de segurança do modelo onde é considerada a sucção é 8% mais elevado, para além de prever a rotura para uma carga mais elevada. Deste modo, percebeu-se que o efeito da sucção deveria ser considerado nos modelos numéricos que tentassem reproduzir os modelos físicos com solo não saturado. É de referir que na Figura 77 os passos de carga aos quais correspondem fatores de segurança iguais a 1, foram forçados a sê-lo. Nestes, o programa deteta uma superfície de rotura antes de aplicar a totalidade da carga, não acabando o cálculo. Deste modo, na elaboração do gráfico foi assumido que esta situação correspondia um fator de segurança igual a um, a fim de transmitir a ideia de que para aquela carga o modelo atingia a rotura.

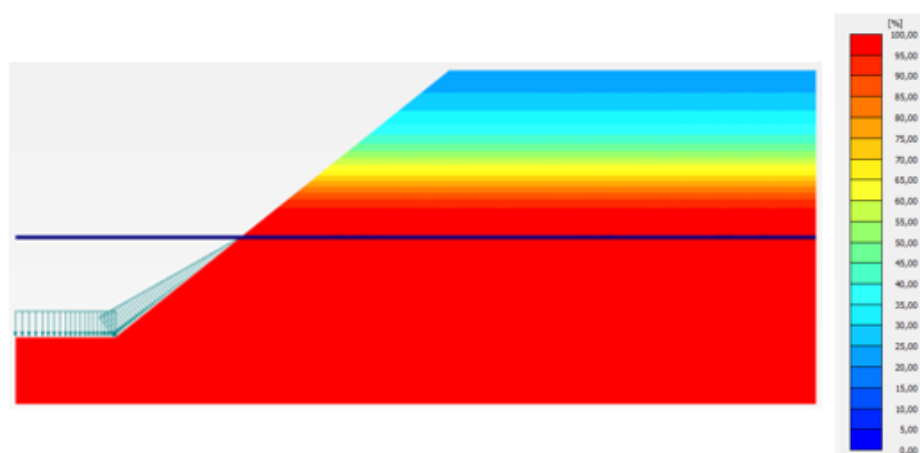


Figura 76. Grau de saturação, escala de 100% (vermelho) a 0% (azul) [MN_NR_H_I]

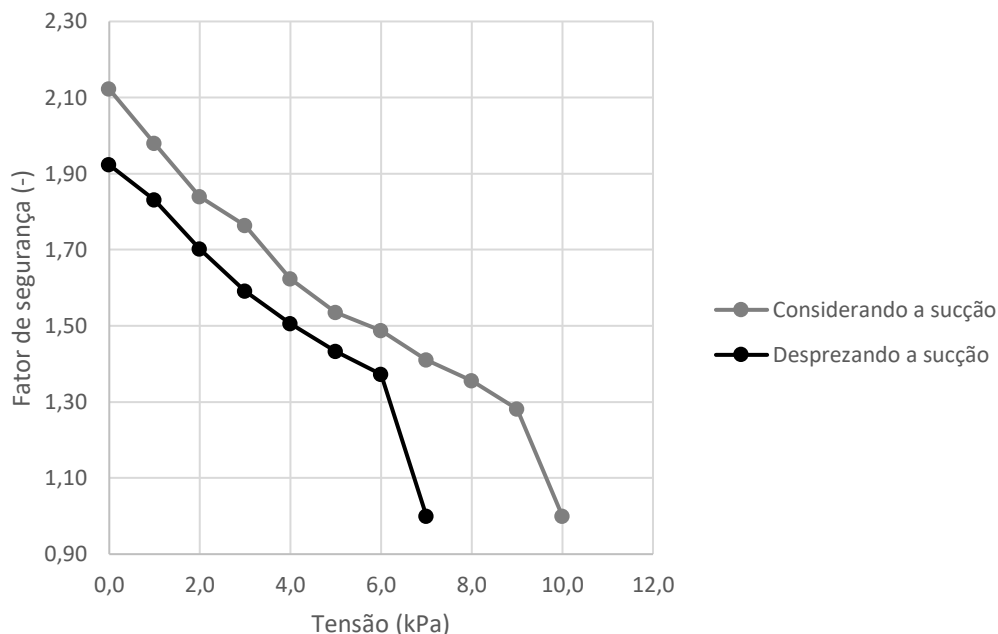


Figura 77. Fator de segurança global em função da carga na sapata em modelos numéricos considerando e desprezando a sucção no solo acima do nível freático

4.2.2. Modelação física

Após a previsão do comportamento dos modelos a realizar, passou-se para a modelação física. Cada ensaio realizado foi registado em vídeo de modo a poder tratar-se a informação dos modelos (i.e., estimar a capacidade de carga da fundação, mecanismos de rotura, deslocamentos na massa de solo). Para a análise dos vídeos foram definidos dois pontos no solo para analisar o seu comportamento carga-deslocamento: o ponto A no centro da fundação, imediatamente abaixo desta (Figura 78) e o ponto B, 1 cm abaixo do ponto A (Figura 78). O ponto B foi identificado usando partículas de solo de cor diferente, em geral mais claras que as restantes. Quando não era possível visualizar nenhuma partícula de solo mais clara que permitisse ser identificada facilmente era analisado um ponto próximo do ponto B. Os dados foram tratados através de uma ferramenta CAD (*software*: Autocad da Autodesk). Em intervalos de 30 segundos foram realizados fotogramas até ser atingida a rotura. Os fotogramas foram transpostos para CAD e eram analisadas as seguintes grandezas: os deslocamentos dos pontos A e B, relativamente ao referencial adotado (Figura 78) e a tensão que os originava. Ao longo desta análise era também obtida a deformada da fundação para os intervalos de tempo analisados. Com a mesma técnica, mas com suporte na fotografia do reforço deformado, era desenhada a deformada final do reforço. Na Tabela 17 são apresentados os comprimentos dos reforços utilizados na modelação física para a respetiva profundidade de aplicação.

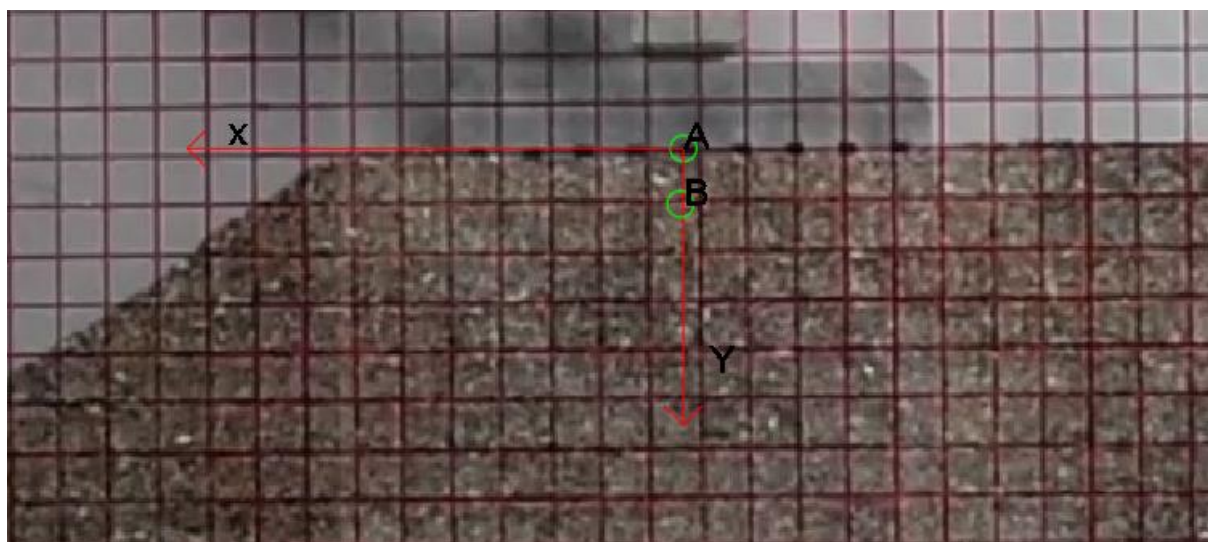


Figura 78. Referencial adotado, localização do ponto A e B [MF_R_05B]

Tabela 17. Comprimento dos reforços utilizados na modelação física

Modelo	Profundidade	Comprimento (cm)
MF_R_03B e MF_R_03B_06B	0,3B	62,5
MF_R_05B e MF_R_05B_1B	0,5B	68,5
MF_R_07B	0,7B	70,0
MF_R_05B_1B	1,0B	72,5

Conhecida a forma de obtenção dos dados pertinentes para o problema é possível tratá-los. Com recurso a uma folha de cálculo (Excel) realizaram-se uma série de gráficos que permitiram comparar de forma analítica o comportamento dos três grupos de modelos. O modelo não reforçado [MF_NR] apresentou-se como referência (4.2.2.1) para todas as análises seguintes. Posteriormente, foi realizada uma análise paramétrica sobre a profundidade do reforço (secção 0). Da literatura [(Altalhe, Taha, et al., 2015; Baah-Frempong & Kumar Shukla, 2020; Satvati et al., 2020)] é conhecido que a utilização de duas camadas de reforço pode melhorar as propriedades mecânicas do talude face ao mesmo talude reforçado com só uma camada, situação analisada na secção 4.2.2.3. Uma vez que um talude na natureza não se encontra sempre seco, a influência de percolação no interior do talude foi também estudada, de forma a perceber quais as mudanças nos mecanismos de rotura observados (secção 4.2.2.4).

4.2.2.1. Solo não reforçado

Os resultados do modelo não reforçado foram analisados, nomeadamente o comportamento tensão-deslocamento dos pontos A e B, em intervalos de 30 segundos. Na Figura 79 é observado o comportamento tensão-deslocamento total (u) do ponto A. Na Figura 80 é observado o comportamento tensão-deslocamento horizontal (u_x) e vertical (u_y) do

ponto A. Na Figura 81 é apresentado o comportamento tensão-deslocamento total do ponto B. Na Figura 82 é apresentado o comportamento tensão-deslocamento horizontal e vertical do ponto B.

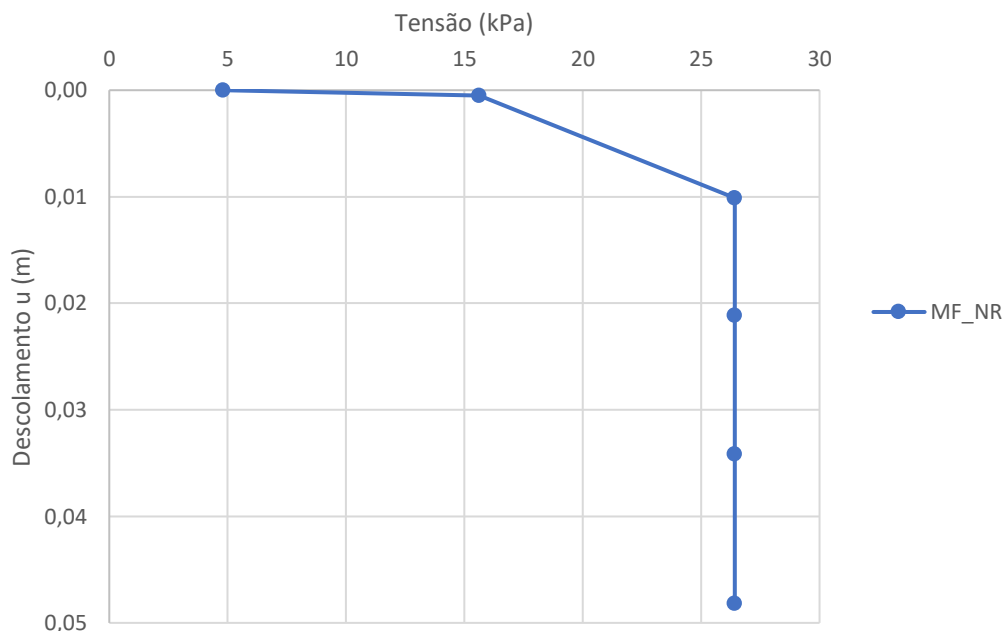


Figura 79. Comportamento tensão-deslocamento total (ponto A) [MF_NR]

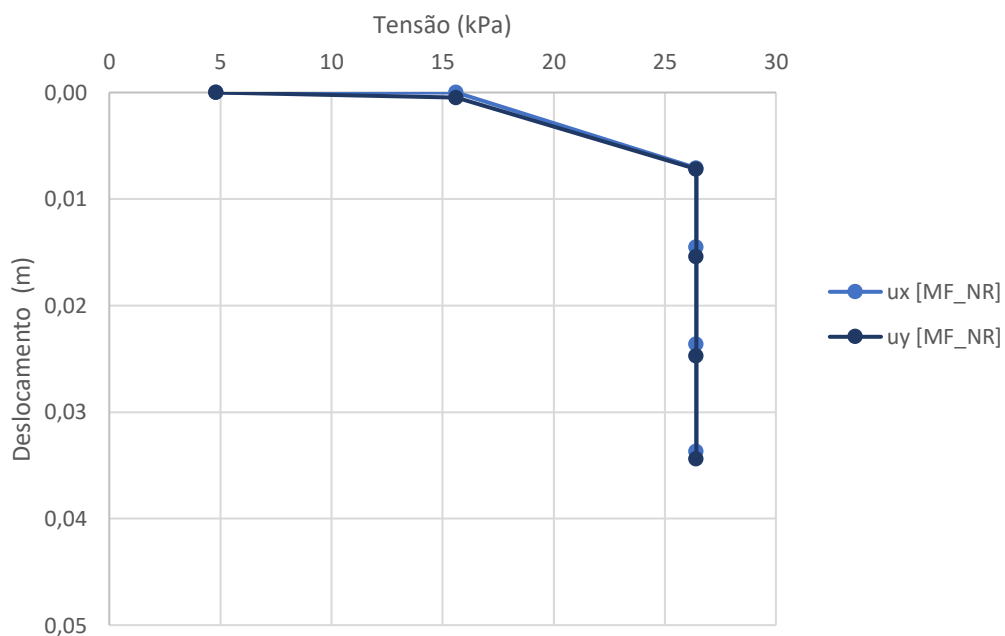


Figura 80. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e vertical (ponto A) [MF_NR]

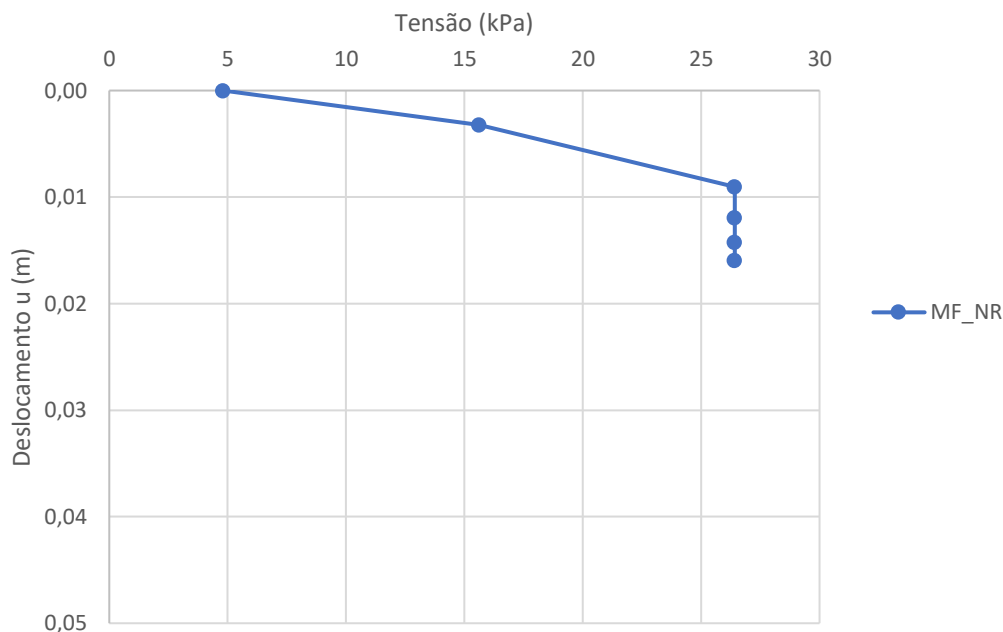


Figura 81. Comportamento tensão-deslocamento total (ponto B) [MF_NR]

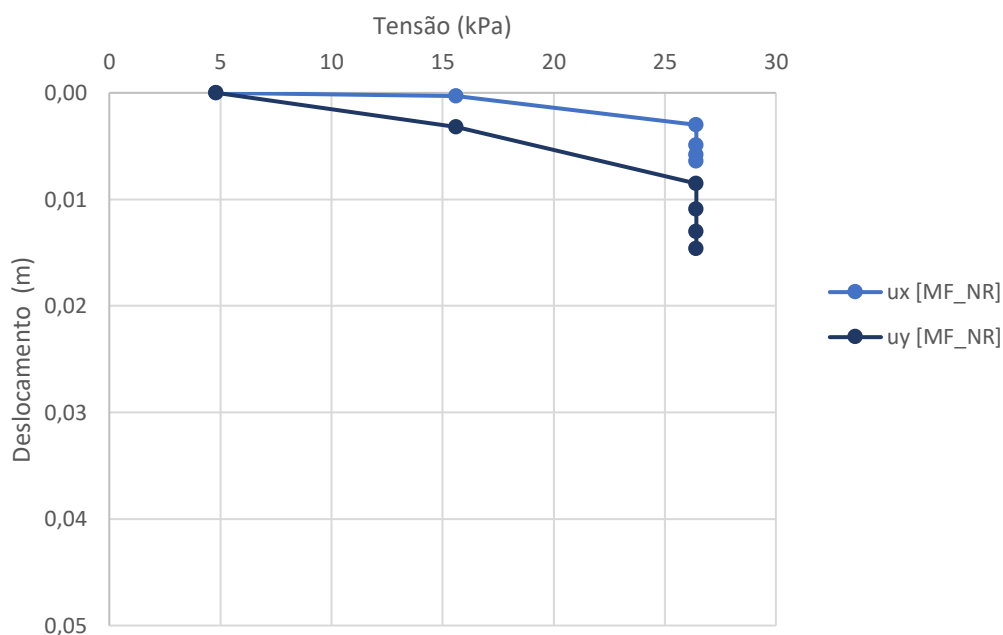


Figura 82. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e vertical (ponto B)

A partir das figuras apresentadas é possível concluir que a capacidade de carga do talude não reforçado ronda 26 kPa, 50% superior ao indicado numericamente. Quando comparado o comportamento do ponto A com o do ponto B é possível perceber que durante o ensaio existe uma densificação da areia abaixo da fundação (Figura 83), uma vez que para a mesma carga os deslocamentos verticais são maiores do que os horizontais, fenómeno que não ocorre no ponto

A. Este acontecimento em certo modo era já esperado uma vez que se trata de uma areia solta, onde os mecanismos de rotura são maioritariamente localizados (Vesic, 1974). Deste modo são observados três mecanismos de rotura da fundação ao longo do seu carregamento. O primeiro é caracterizado por uma compactação do solo abaixo da fundação (Figura 83) e que pode ser entendido como uma rotura localizada, ocorrendo para uma solitação de 0 kPa até 15 kPa. Para este mecanismo a fundação apresenta um assentamento correspondente a 1%B, ou seja 0,001 m. Na formação da cunha plástica I (Figura 83) é observado que o ângulo (ψ) (Figura 1) assume o valor de 60° o qual teoricamente para uma fundação rígida deveria assumir o valor de $61,5^\circ$ (Equação (44)) (Lancellotta, 1987). O segundo mecanismo de rotura que ocorre entre 15 kPa e até ser atingida a capacidade de carga da fundação (26 kPa) e é caracterizado por uma pequena rotura localizada no talude (Figura 84). Enquanto ocorre a rotura do talude, é observado em simultâneo para carga constante uma rotura por afundamento da fundação onde esta penetra no solo no máximo 0,047 m (Figura 85), ou seja, para cargas de elevada magnitude a fundação apresenta uma rotura por punçoamento. Estes mecanismos de rotura são semelhantes aos correspondentes observados em condições não drenadas. Na Figura 86 é apresentada a posição da fundação (ou seja, o deslocamento total da fundação) para diferentes valores da solitação. Desta figura é perceptível a influência do talude na fundação, uma vez que esta se desloca no sentido do talude. O solo não exhibe um mecanismo de rotura clássico, pois a cunha plástica do lado do talude tem menor dimensão do que a do lado oposto, o que se traduz em menor resistência lateral. Logo, existem deslocamentos horizontais da mesma ordem de grandeza dos verticais, formando-se uma superfície de rotura no topo do talude (Figura 84).

$$\psi = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (44)$$

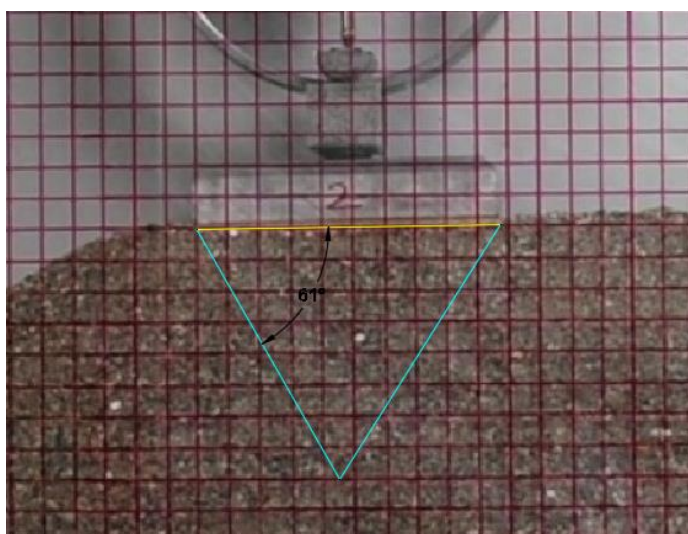


Figura 83. Mecanismo: rotura localizado [MF_NR]

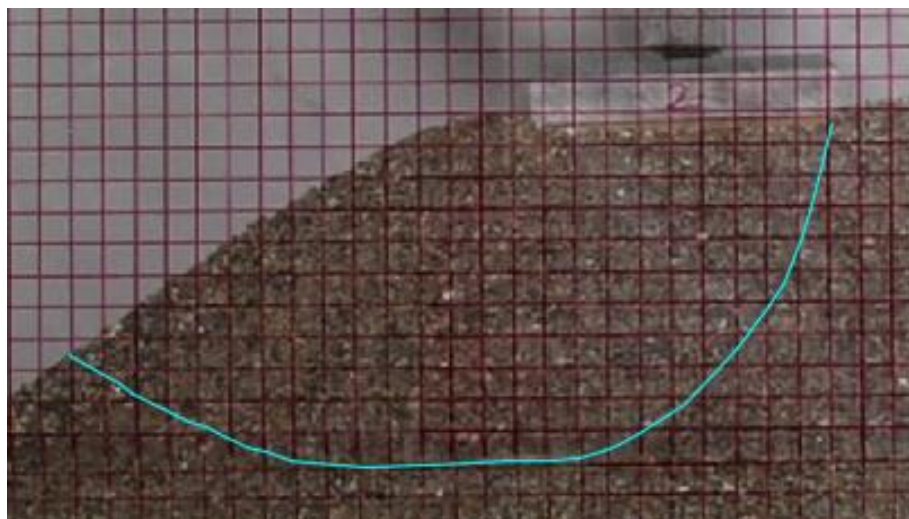


Figura 84. Mecanismo: rotura do talude [MF_NR]

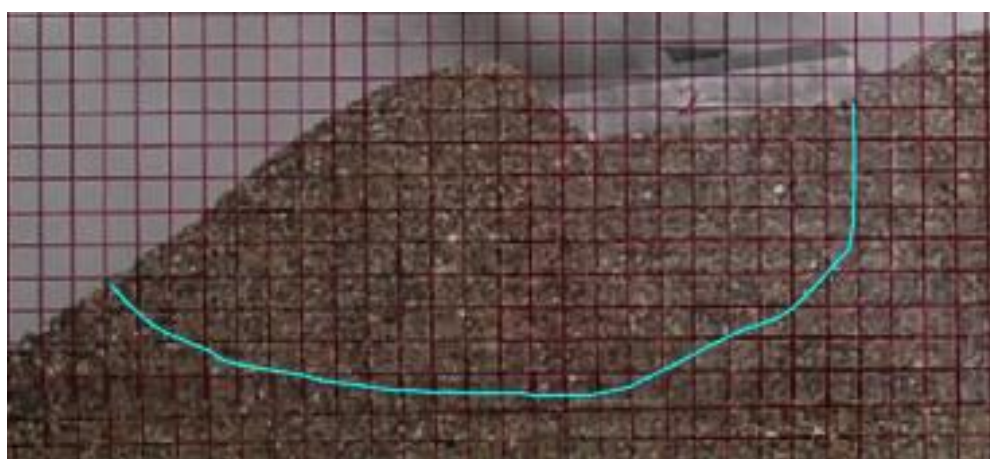


Figura 85. Mecanismo: rotura do talude e punçoamento [MF_NR]



Figura 86. Posição da fundação (ou seja, o deslocamento total da fundação) para diferentes valores da sollicitação [MF_NR]

É de referir que a construção de um modelo de superfície horizontal poderia ser pertinente de modo a avaliar a influência do talude na capacidade de carga da fundação. A comparação dos

resultados obtidos com os que seriam esperados num modelo com superfície horizontal poderiam esclarecer de modo mais claro qual dos três tipos de rotura observados é que comanda a capacidade de carga da fundação. Esse modelo poderia permitir entender qual o mecanismo de rotura da fundação em causa, se um mecanismo localizado ou geral. No entanto, por receio de impor cargas demasiado elevadas na caixa de ensaios, este não pode ser realizado. Do ponto de vista analítico o cálculo da capacidade de carga da fundação em solo homogéneo e com superfície horizontal pode ser realizado (Equação 45), dando uma ideia aproximada do mecanismo de rotura condicionante no modelo físico. Nesta equação N_q e N_γ são coeficientes de capacidade de carga (NP EN 1997-1 (IPQ, 2010)), definidos na Equação (46) e na Equação (48) respetivamente; K_p é o coeficiente de impulso passivo e é definido na Equação (50); s_q e s_γ são coeficientes de forma, Equações (47) e (49), respetivamente, B é a largura da fundação e L o seu comprimento. Quando se trata de fundações contínuas a razão $\frac{B}{L}$ assume o valor de 0, ou seja, os coeficientes de forma são 1. d_q e d_γ são fatores de profundidade, de forma genérica podem ser assumidos iguais à unidade.

$$q_{ult} = N_q S_q d_q \sigma'_0 + N_\gamma s_\gamma d_\gamma (0,5\gamma' B) \quad (45)$$

$$N_q = K_p e^{(\pi \tan \phi)} \quad (46)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi \quad (47)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi \quad (48)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L} \quad (49)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (50)$$

Assim, teoricamente a mesma fundação ($L=\infty$, $B=0,1$ m e $\phi=33^\circ$) em superfície horizontal, para um mecanismo de rotura clássico (Figura 1) apresentaria uma capacidade de carga de 24,9 kPa. Este valor é 5,8 % mais baixo do que o observado no modelo físico para uma fundação junto à crista do talude. Há várias razões para essa diferença. Por um lado, a solução teórica para solo com superfície horizontal utilizada (Equação (45)) é aplicável a meios semi-indefinidos. Por outro lado, nos modelos físicos mesmo após a formação de mecanismos de rotura iniciais, o solo deforma-se atingindo novas condições de equilíbrio que permitem continuar a solicitar a fundação e o solo. Além disso, o estado solto em que se encontrava o solo quando colocado no modelo físico não é tido em conta na solução teórica. Esse fenómeno de densificação da areia,

inicialmente solta, durante o processo de deformação, confere-lhe maior resistência por aumento do peso volúmico do solo abaixo da fundação.

4.2.2.2. Solo com 1 camada de reforço

Foram analisados modelos em que o solo foi reforçado com uma camada de geossintético a diferentes profundidades (0,3B; 0,5B; 0,7B). Em intervalos de 30 segundos foi analisado o comportamento tensão-deslocamento dos pontos A e B até ser atingida a rotura ou, no caso do ponto B, este deixar de ser identificável. Na Figura 87 é apresentado o comportamento tensão-deslocamento total no ponto A, para os diferentes modelos reforçados com uma camada de reforço; nesta mesma figura é incluída a resposta do modelo sem reforço, de modo a ser perceptível o impacto da introdução do reforço. Da Figura 88 à Figura 90 é observado o comportamento tensão-deslocamento horizontal (ux) e vertical (uy) do ponto A, para os modelos reforçados, respetivamente a 0,3B; 0,5B e 0,7B. Da Figura 91 à Figura 93 é observado o comportamento tensão-deslocamento horizontal (ux) e vertical (uy) do ponto B, para os modelos reforçados, respetivamente a 0,3B; 0,5B e 0,7B.

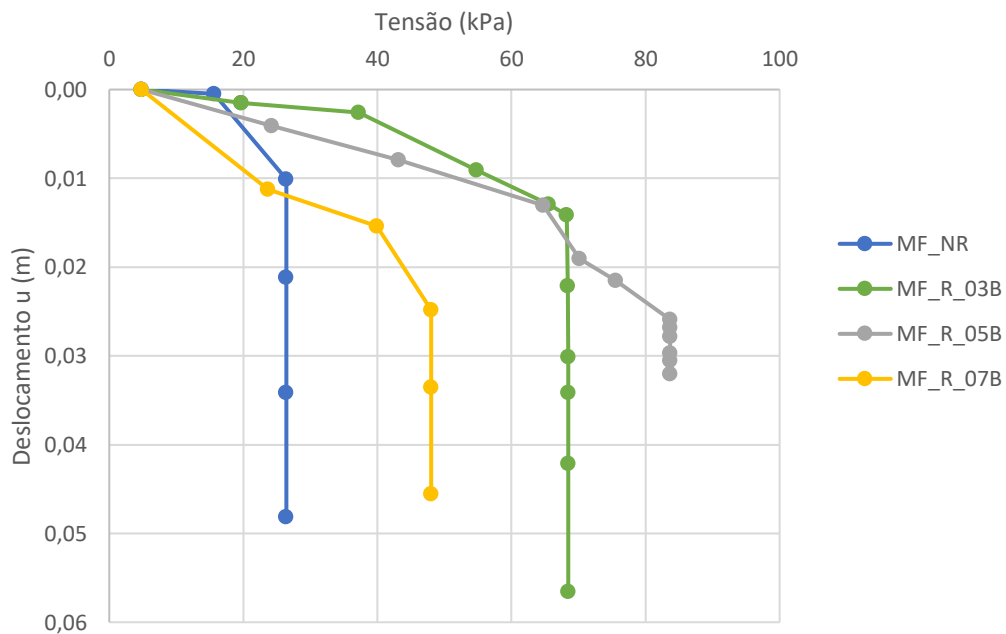


Figura 87. Comportamento tensão-deslocamento total (ponto A) [MF_NR] Vs. [MF_R_03B] Vs. [MF_R_05B] Vs. [MF_R_07B]

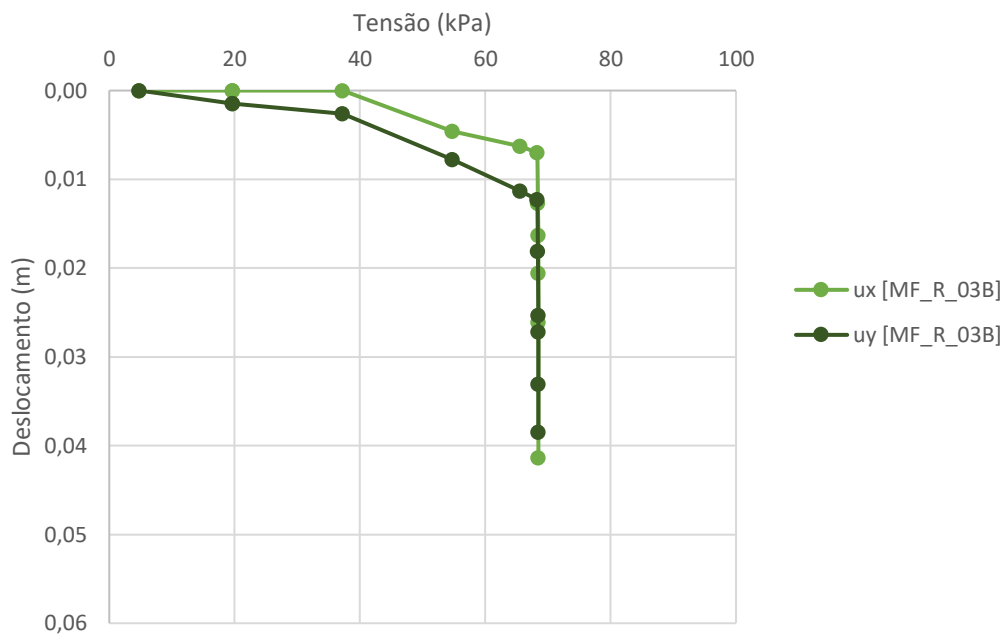


Figura 88. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto A [MF_R_03B]

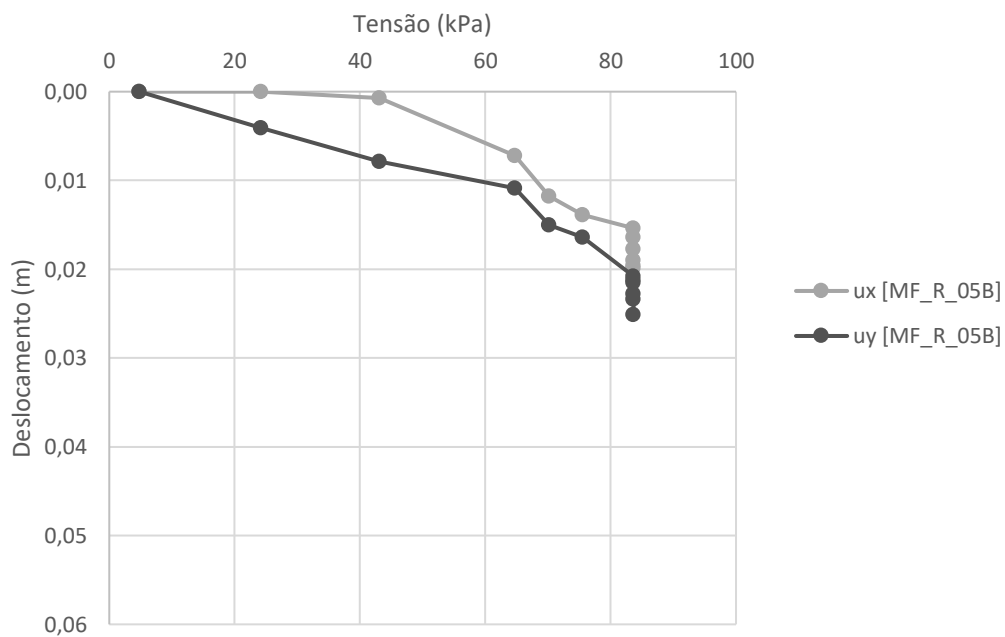


Figura 89. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto A [MF_R_05B]

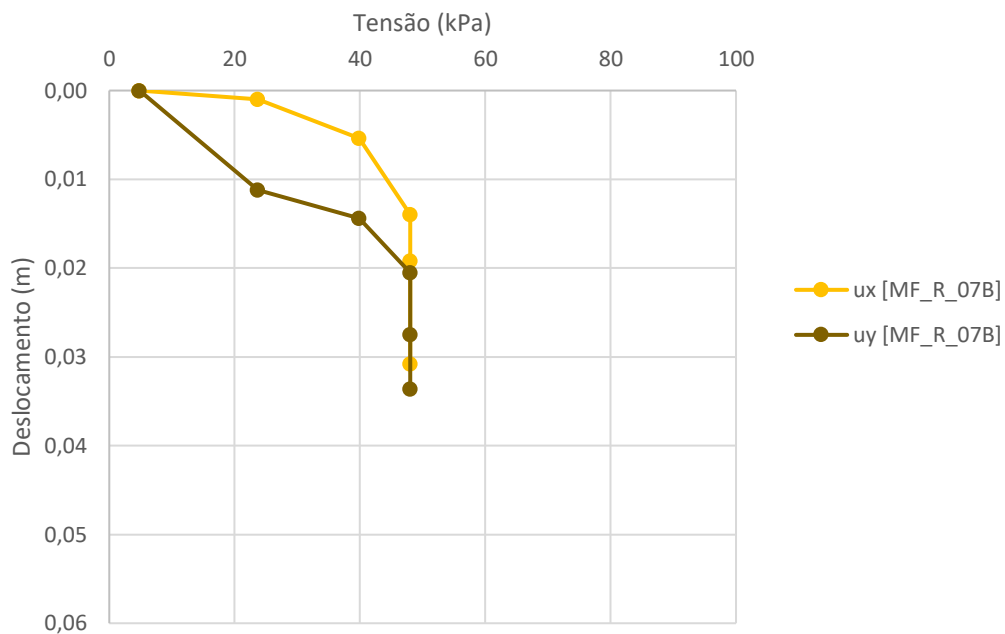


Figura 90. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto A [MF_R_07B]

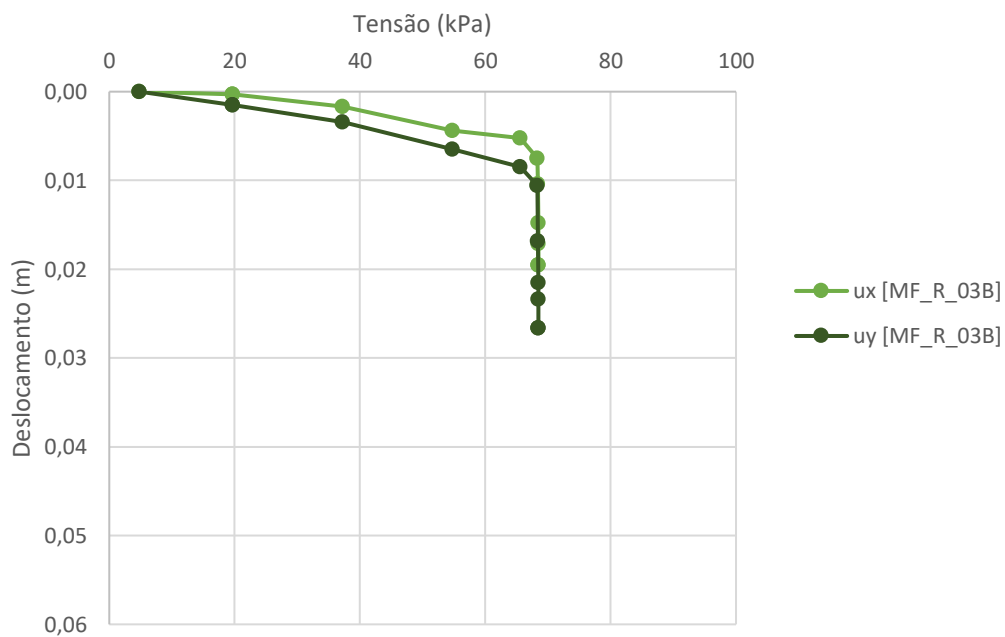


Figura 91. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto B [MF_R_03]

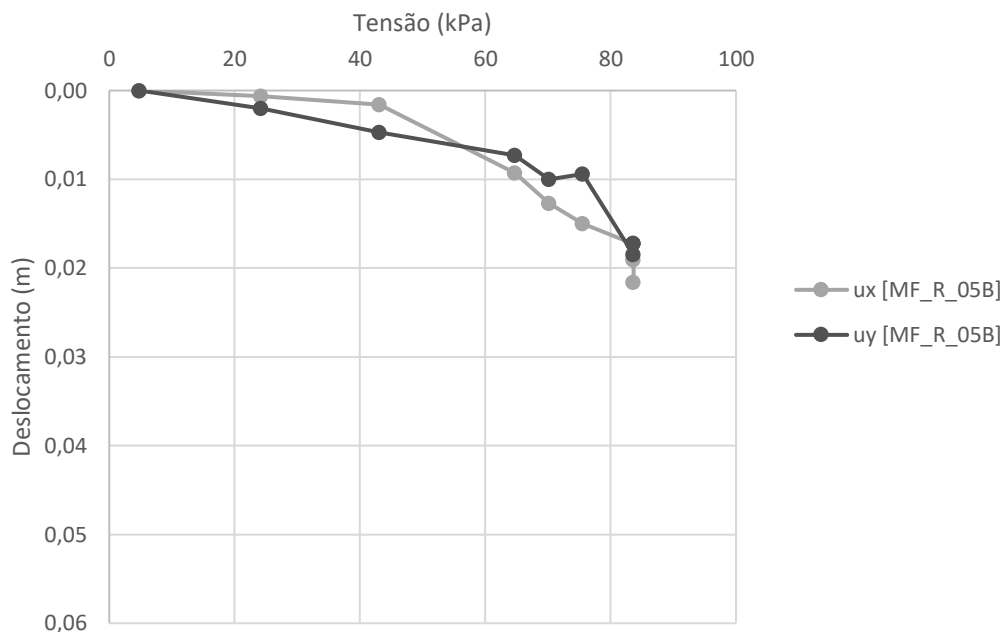


Figura 92. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto B [MF_R_05B]

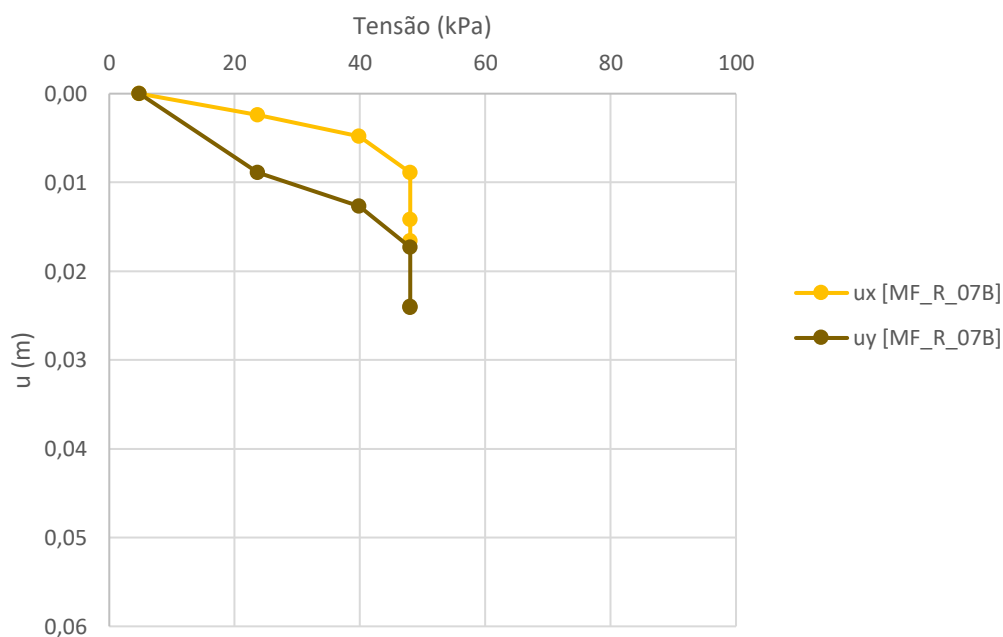


Figura 93. Comportamento tensão-deslocamento horizontal e tensão-deslocamento vertical para o ponto B [MF_R_07B]

Da Figura 87 é perceptível que a introdução de uma camada de reforço a 0,3B ou a 0,5B de profundidade permite aumentar a capacidade de carga da fundação. A introdução de uma camada de reforço a 0,7B aumenta a capacidade de carga da fundação apenas para grandes deslocamentos, quando a fundação já perdeu a sua função de serviço (assentamentos na ordem

dos 11%B). Nesta situação a rotura ocorre acima da camada de reforço, e apenas para grandes deformações (11%B) é que o reforço é mobilizado. Em geral, a presença do reforço próximo da base da sapata (até 0,5B de profundidade) faz com que a rotura seja mais superficial do que nos modelos não reforçados. Isto corre porque o reforço é mobilizado, aumentando a tensão de confinamento no solo na sua vizinhança, o que vai aumentar a resistência ao corte do conjunto. Além disso, para que se forme uma superfície de rotura que intersete o reforço é necessário que este rompa por tração. As superfícies de rotura mais superficiais tendem a envolver ainda uma maior massa de solo, o que é uma razão adicional para exibirem uma maior capacidade de carga. O reforço instalado a 0,3B garante uma capacidade de carga de 68,47 kPa, o instalado a 0,5B de 83,66 kPa e o instalado a 0,7B de 48,02 kPa. Deste modo, relativamente ao talude não reforçado, a introdução de uma camada de reforço a 0,3B permite um aumento de 61% da capacidade de carga, a 0,5B um aumento de 68% e a 0,7B de 45%. Apesar de o modelo que apresenta maior capacidade de carga ser o reforçado a 0,5B, não é este que apresenta maior rigidez para cargas mais baixas (0 a 65 kPa). Este comportamento do ponto de vista geotécnico pode não ser o desejável, uma vez que para cargas superiores as 65 kPa, os deslocamentos (13%B) observados no talude inibem a fundação de apresentar as características de serviço que lhe competem.

Os mecanismos de rotura observados nos modelos reforçados com uma camada de reforço são idênticos aos dois primeiros observados no modelo não reforçado. Para o modelo reforçado a 0,3B, dos 0 aos 36 kPa existe uma rotura localizada, com uma ligeira densificação do solo (Figura 94). Dos 36 até aos 68 kPa é desenvolvida uma rotura parcial do talude (Figura 95), que quando comparada com a que ocorre no modelo não reforçado (Figura 84) apresenta um maior volume de solo em movimento e uma superfície de rotura mais profunda, e por isso uma maior resistência. Após o desenvolvimento deste mecanismo, a fundação não sofre um aprofundamento, mas sim um ligeiro movimento no sentido do talude, não sendo por isso considerado como um novo mecanismo de rotura. Na Figura 101 é possível observar, este fenómeno de deslocamento da fundação para estados de carga já avançados. Este deslocamento ocorre uma vez que a ordem do assentamento da fundação (30%B) é igual à profundidade do reforço. O qual nesta situação serve como um plano de deslize, uma vez que a resistência da interface é diminuída em relação à interação partícula com partícula. Da observação da Figura 89 e Figura 92 é perceptível que para o modelo reforçado a 0,5B a rigidificação da massa do solo ocorre, no entanto, de forma menos pronunciada quando comprada com o reforço colocado a 0,3B. Na Figura 92 é observado que o reforço a 0,5B para cargas superiores a 65 kPa confere maior resistência uma vez que neste é mobilizado o efeito membrana para além do efeito de

confinamento. Este comportamento é observado uma vez que no ponto B, existe a partir desta carga (65 kPa) uma considerável rigidificação dos deslocamentos verticais em relação aos horizontais. Os mecanismos de rotura, observados são idênticos aos observados no modelo reforçado a 0,3B. Dos 0 aos 37 kPa existe uma rotura localizada, com uma ligeira densificação do solo (Figura 96). Dos 37 até aos 83 kPa é observado uma rotura parcial do talude (Figura 97). Após o desenvolvimento deste mecanismo, a fundação sofre um ligeiro movimento no sentido do talude (Figura 102). No entanto, não tão pronunciado como o observado no modelo reforçado a 0,3B (Figura 101), uma vez que o assentamento não atinge profundidades na ordem dos 50%B. Da Figura 90 e Figura 93 é observado para o modelo reforçado a 0,7B um comportamento semelhante ao modelo não reforçado (i.e., diferença notável entre a rigidez vertical e horizontal). Os mecanismos de rotura observados são bastante idênticos aos observados no modelo não reforçado, no entanto acima da camada de reforço, o que demonstra a ineficiência da colocação do reforço a tais profundidades. Dos 0 aos 26 kPa existe uma rotura localizada, com uma ligeira densificação do solo (Figura 98). Dos 26 aos 48 kPa é observada uma rotura parcial do talude (Figura 99). Esta superfície de rotura é mais superficial que a observada para o modelo não reforçado (Figura 84). Para grandes deslocamentos, em semelhança ao observado no modelo não reforçado, existe um aprofundamento da fundação, que se assemelha uma rotura por punçoamento (Figura 100). No entanto, devido à introdução do reforço existe um ligeiro movimento da fundação no sentido do talude enquanto ocorre este aprofundamento. Como o reforço aumenta a resistência ao corte do conjunto a maiores profundidade e da massa de solo reforçado à direita da fundação (a montante do talude), esse elemento de fundação tende a deslocar-se no sentido de menor resistência, i.e., em direção ao talude.

De seguida comparam-se os modelos reforçados a 0,3B e a 0,5B, ou seja, os modelos que efetivamente permitem melhorar o comportamento da fundação, quer em estado limite último, quer em estado de serviço. É observável que o primeiro mecanismo de rotura ocorre para cargas similares, apesar da maior capacidade de carga conferida pelo reforço a 0,5B. Assim, esta observação reforça a ideia já exposta que o reforço a 0,5B, apesar de apresentar maior capacidade de carga, para estados níveis de tensão menores (0-65 kPa) apresenta menor rigidez do que o modelo reforçado a 0,3B. Da observação da deformada dos reforços é notável que, como esperado, o reforço que apresentou maior mobilização foi o instalado a 0,3B (Figura 104), apresentando uma flecha na ordem dos 30%B. Os reforços mais próximos da superfície do solo estão submetidos a maiores tensões aplicadas numa menor superfície, quando comparados com reforços a maiores profundidades, onde há uma maior degradação da tensão aplicada à

superfície. Os reforços instalados a $0,5B$ e $0,7B$ apresentaram uma flecha de $20\%B$ e $15\%B$, respectivamente, no entanto, apresentaram uma zona de deformação mais extensa lateralmente. Quando comparado o comportamento horizontal dos modelos reforçados com o modelo não reforçado é facilmente percebido que o mecanismo de reforço dominante é o confinamento lateral; só para cargas elevadas é que o efeito de membrana é mobilizado.

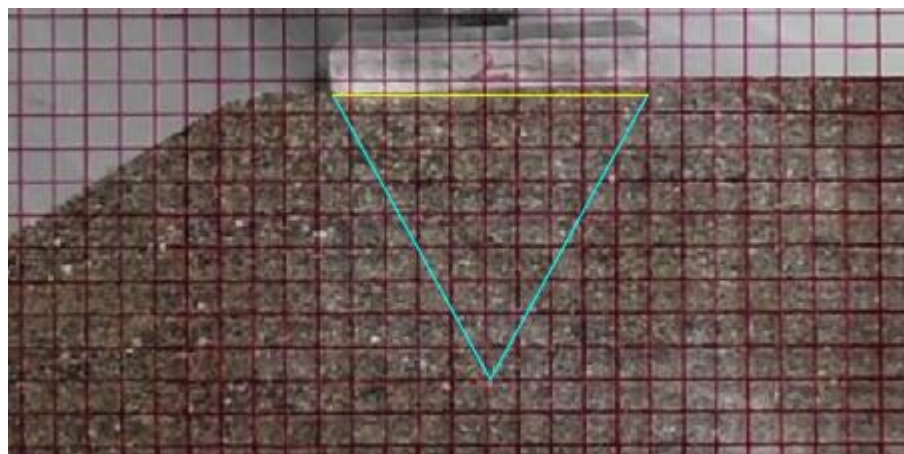


Figura 94. Mecanismo: rotura localizado [MF_R_03B]

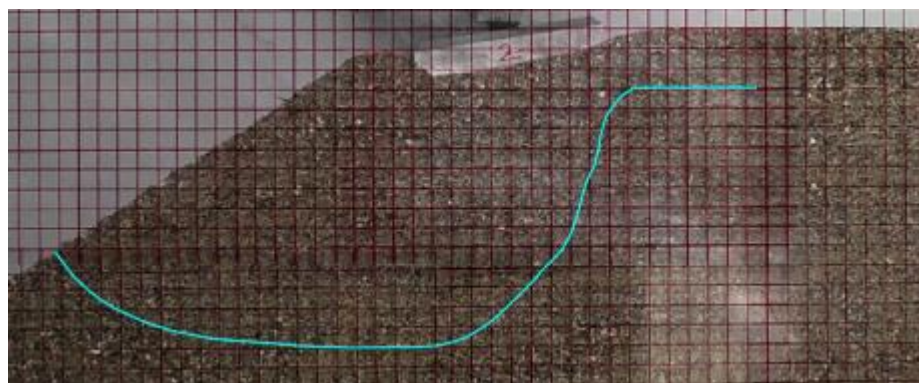


Figura 95. Mecanismo: rotura do talude [MF_R_03B]

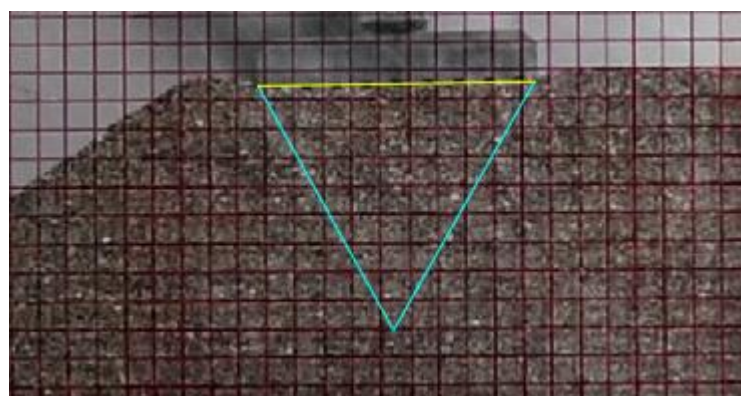


Figura 96. Mecanismo: rotura localizado [MF_R_05B]

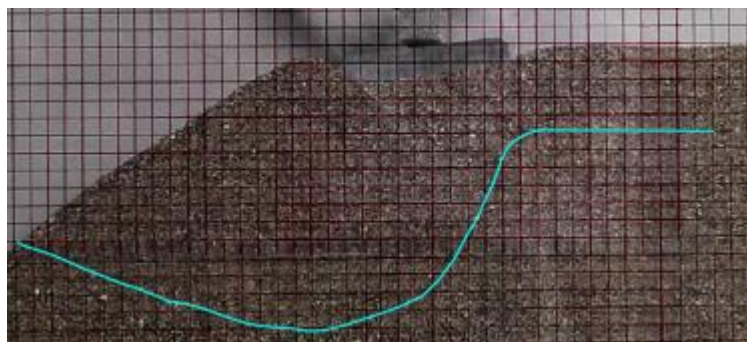


Figura 97. Mecanismo: rotura do talude [MF_R_05B]

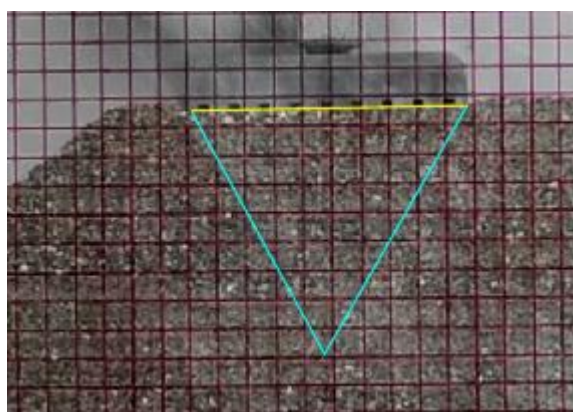


Figura 98. Mecanismo: rotura localizado [MF_R_07B]

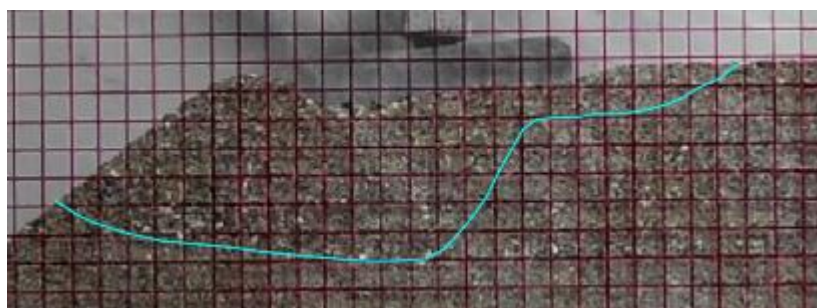


Figura 99. Mecanismo: rotura do talude [MF_R_07B]

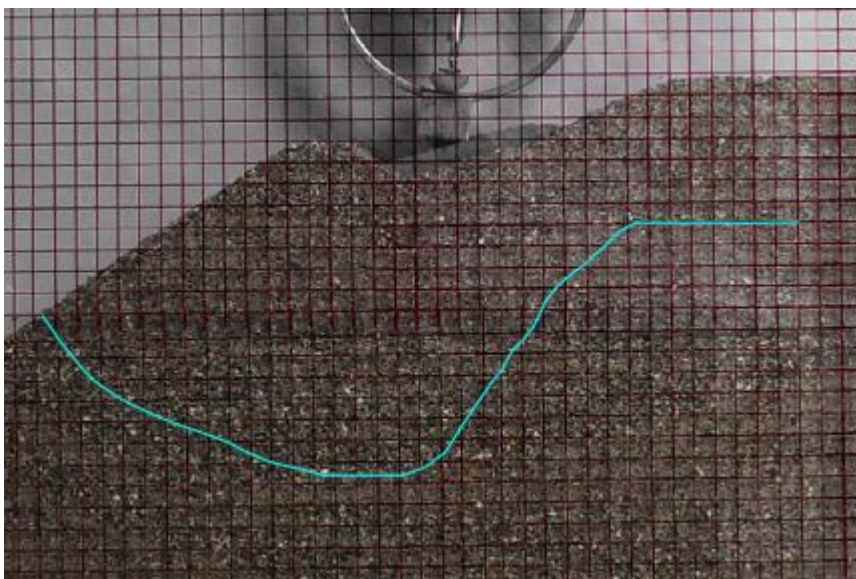


Figura 100. Mecanismo: rotura do talude e punçoamento [MF_R_07B]

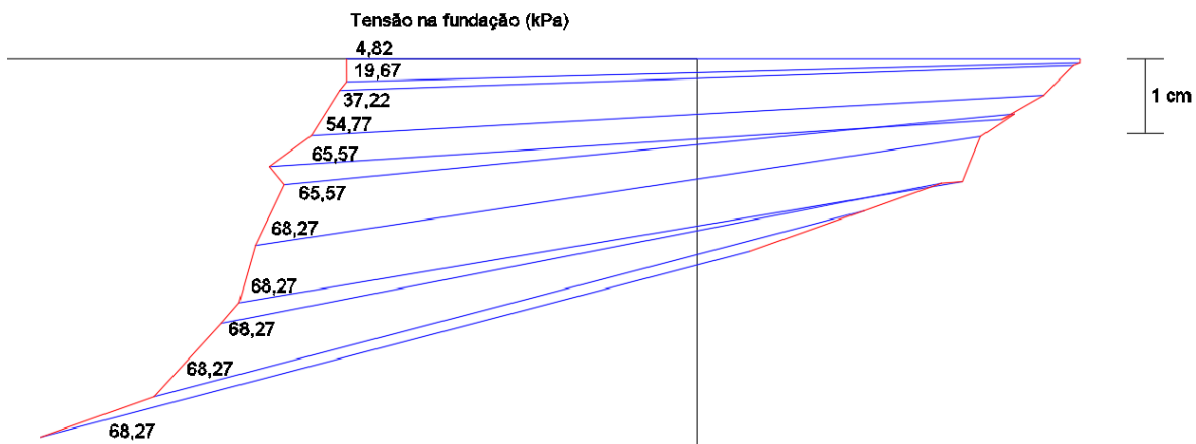


Figura 101. Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_03B]

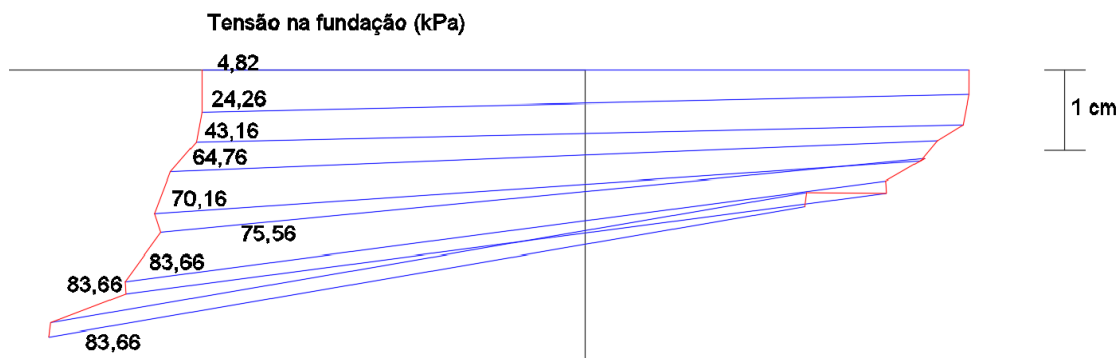


Figura 102. Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_05B]

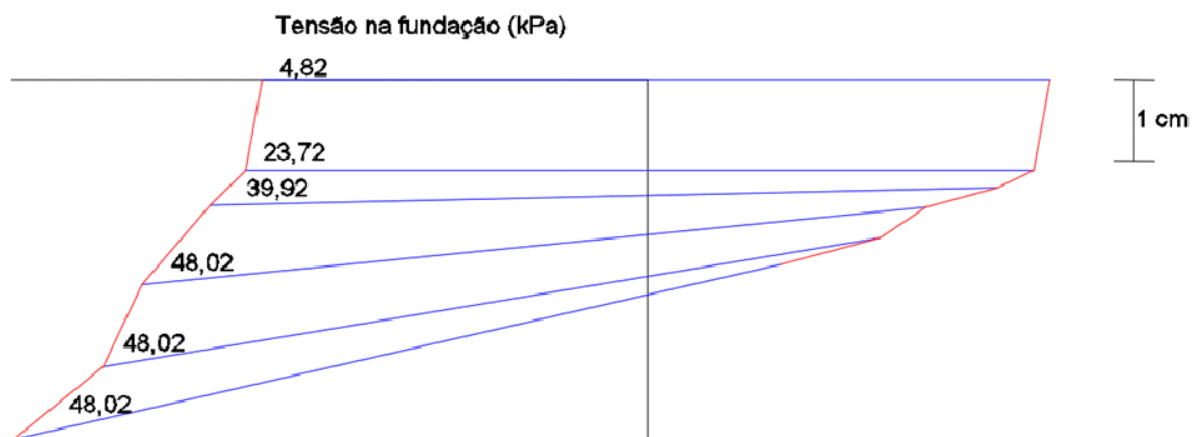


Figura 103. Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_07B]

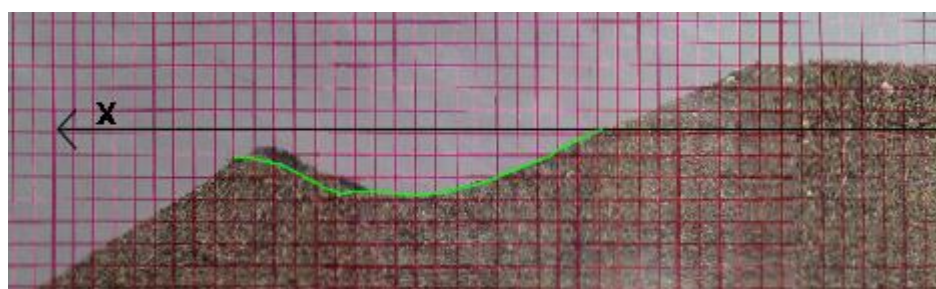


Figura 104. Deformada do reforço [MF_R_03B]

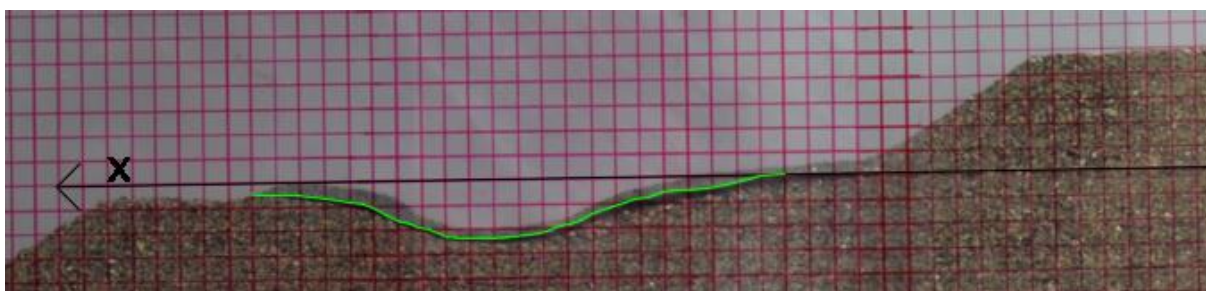


Figura 105. Deformada do reforço [MF_R_05B]

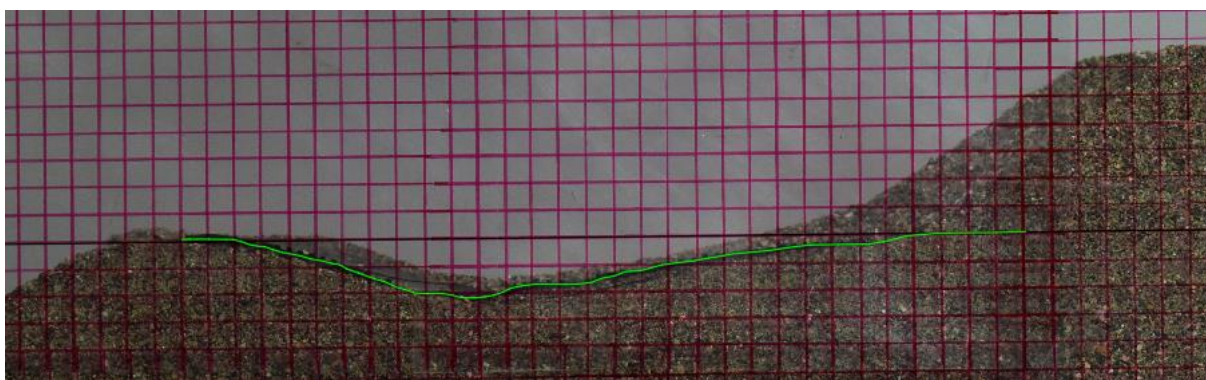


Figura 106. Deformada do reforço [MF_R_07B]

4.2.2.3. Solo reforçado com 2 camadas de reforço

Foram analisados dois modelos em que o solo foi reforçado com duas camadas de geossintético, nos quais o espaçamento entre as camadas de reforço era igual à profundidade da primeira camada (i.e., 0,3B no modelo MF_R_03B_06B e 0,5B no modelo MF_R_05B_1B). De forma semelhante aos modelos já analisados, em intervalos de 30 segundos foi analisado o comportamento tensão-deslocamento dos pontos A e B até ser atingida a rotura ou, no caso do ponto B, este deixar de ser identificável. Na Figura 107 é apresentado o comportamento tensão-deslocamento total (ponto A) para o modelo não reforçado (MF_NR), o modelo reforçado a 0,3B (MF_R_03B) e duplamente reforçado a 0,3B e 0,6B (MF_R_03B_06B). Na Figura 108 é apresentado o comportamento tensão-deslocamento total (ponto A) para o modelo não reforçado (MF_NR), reforçado a 0,5B (MF_R_05B) e duplamente reforçado a 0,5B e 1,0B (MF_R_05B_1B). Com esta análise pretende-se avaliar a influência da introdução de uma segunda camada de reforço na capacidade de carga da fundação. Da Figura 109 à Figura 111 é observado o comportamento tensão-deslocamento total, horizontal (ux) e vertical (uy) do ponto A, para os dois modelos duplamente reforçados (MF_R_03B_06B e MF_R_05B_1B). Da Figura 112 à Figura 114 é observado o comportamento tensão-deslocamento total, horizontal (ux) e vertical (uy) do ponto B, para os dois modelos duplamente reforçados (MF_R_03B_06B e MF_R_05B_1B). Com esta análise pretende-se entender qual a diferença entre os modelos duplamente reforçados.

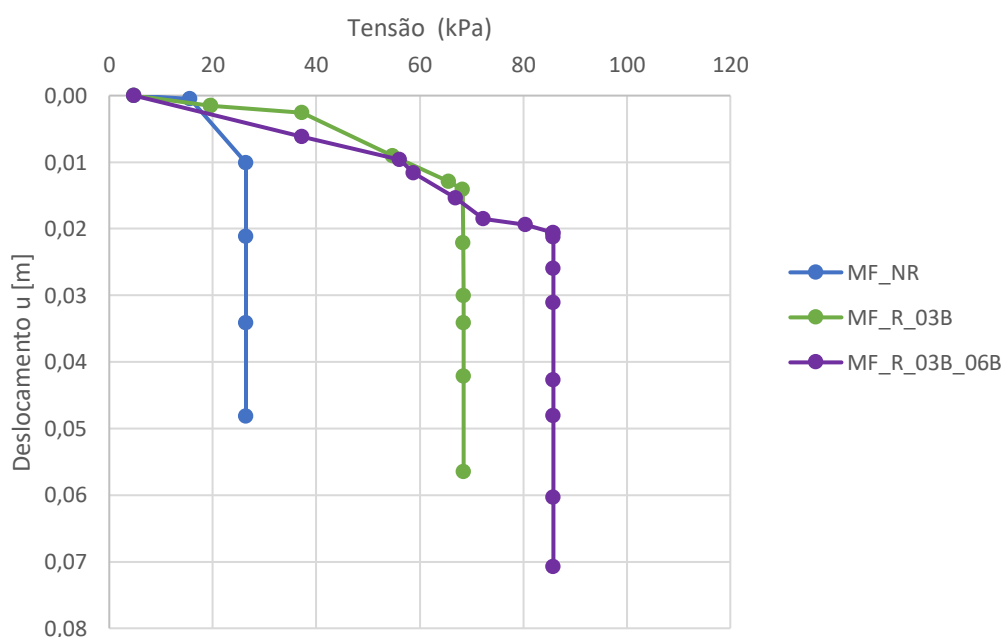


Figura 107. Comportamento tensão-deslocamento (ponto A) [MF_NR] Vs. [MF_R_03B] Vs. [MF_R_03B_06B]

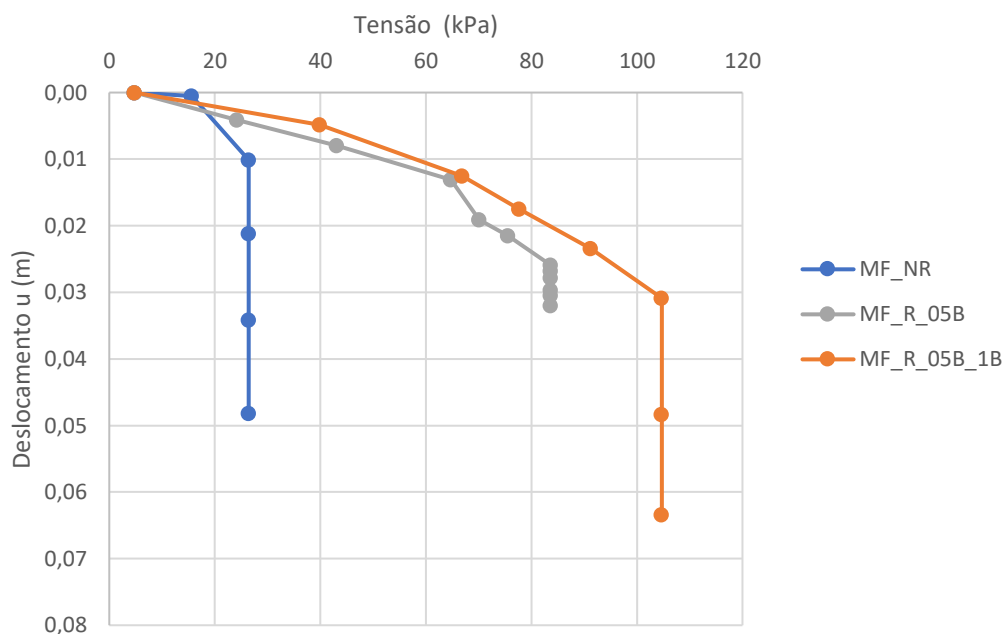


Figura 108. Comportamento tensão-deslocamento (ponto A) [MF_NR] Vs. [MF_R_05B] Vs. [MF_R_05B_1B]

Da análise da Figura 107 e Figura 108 é perceptível em ambos os casos que a introdução de uma segunda camada de reforço aumenta a capacidade de carga da fundação. A introdução de uma camada de reforço suplementar a 0,6B, ou seja, espaçada 0,3B da primeira confere uma capacidade de carga de 85 kPa, deste modo permitindo um aumento de 22% da capacidade de carga da fundação quando reforçada apenas com a camada inicial e de 69% quando comparada com a fundação não reforçado. A introdução de uma camada de reforço suplementar a 1,0B, ou seja, espaçada 0,5B da primeira confere uma capacidade de carga de 105 kPa, ou seja, possibilita um aumento em 20% da capacidade de carga da fundação quando reforçada apenas com a primeira camada de reforço e de 74% relativamente ao modelo não reforçado. Neste modelo (MF_R_05B_1B) a segunda camada de reforço é instalada a uma profundidade superior a 0,7B, a qual anteriormente se demonstrou ineficiente. No entanto, como se trata de um modelo duplamente reforçado, a camada mais profunda permite otimizar o conhecido “*Deep Footing Effect*” (Huang et al., 1994). A força devida ao reforço limita a reorientação da tensão principal mínima na vizinhança do reforço, com consequências nas deformações associadas. Assim, há uma parte da zona reforçada que se comporta como uma sapata rígida, transferindo a maior parte da solicitação para maiores profundidades, onde o solo apresenta maior resistência (Lee & Manjunath, 2011).

Na Figura 107 (MF_R_03B Vs. MF_R_03B_06B) não é observada uma rigidificação do talude para pequenas cargas quando reforçado com duas camadas como observado na Figura 108

(MF_R_05B Vs. MF_R_05B_1B). Este fenómeno é estranho, pois um modelo que por si já é rígido, quando reforçado deve apresentar um comportamento igual ou melhorado. No entanto este comportamento pode ser explicado pela falta de mais do que um ponto de leitura intermédio entre os 0 e os 56 kPa, o que torna a reta que descreve o comportamento neste campo de tensões, menos exata. Como verificado na Figura 108 (MF_R_05B Vs. MF_R_05B_1B), seria esperado um aumento da rigidez quando introduzida uma segunda camada de reforço, com o espaçamento igual à profundidade da primeira camada. Assim, é possível assumir que a introdução de uma segunda camada de reforço melhora o comportamento quer em serviço quer em estado limite último da fundação em relação ao modelo correspondente com uma camada de reforço.

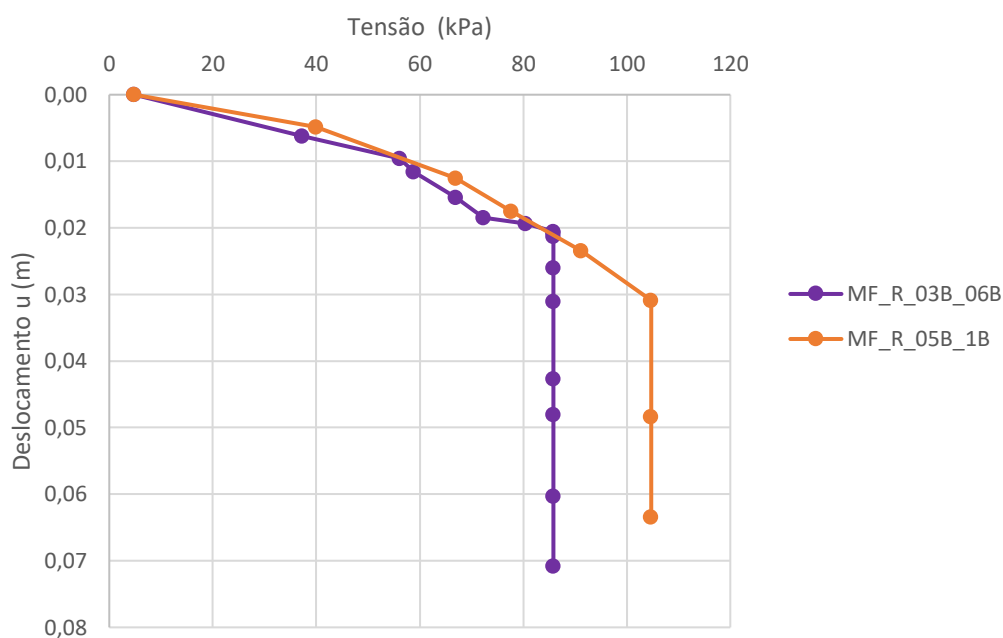


Figura 109. Comportamento tensão-deslocamento (ponto A) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]

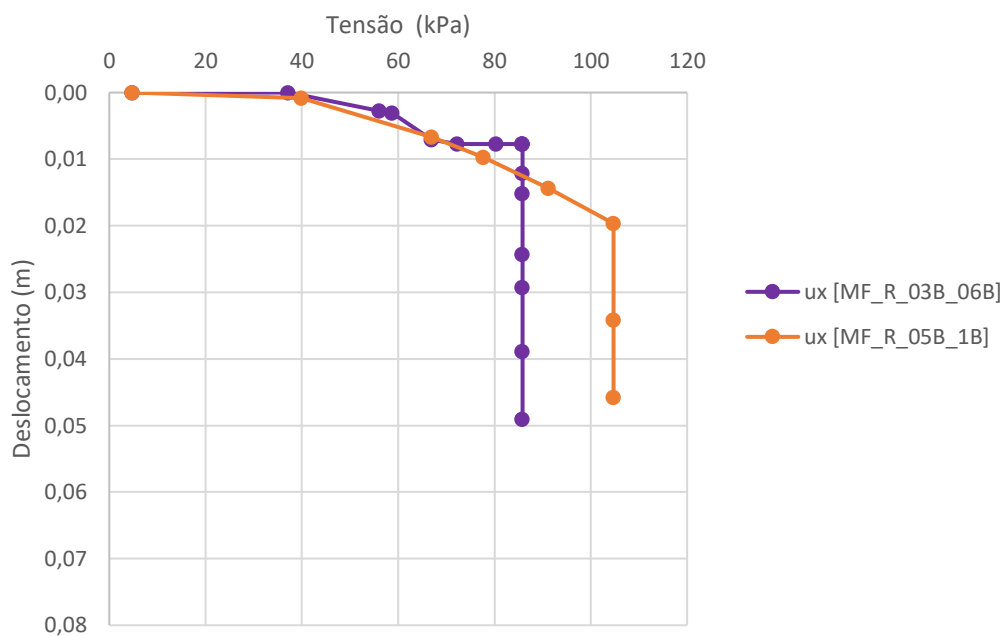


Figura 110. Comportamento tensão-deslocamento horizontal (ponto A) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]

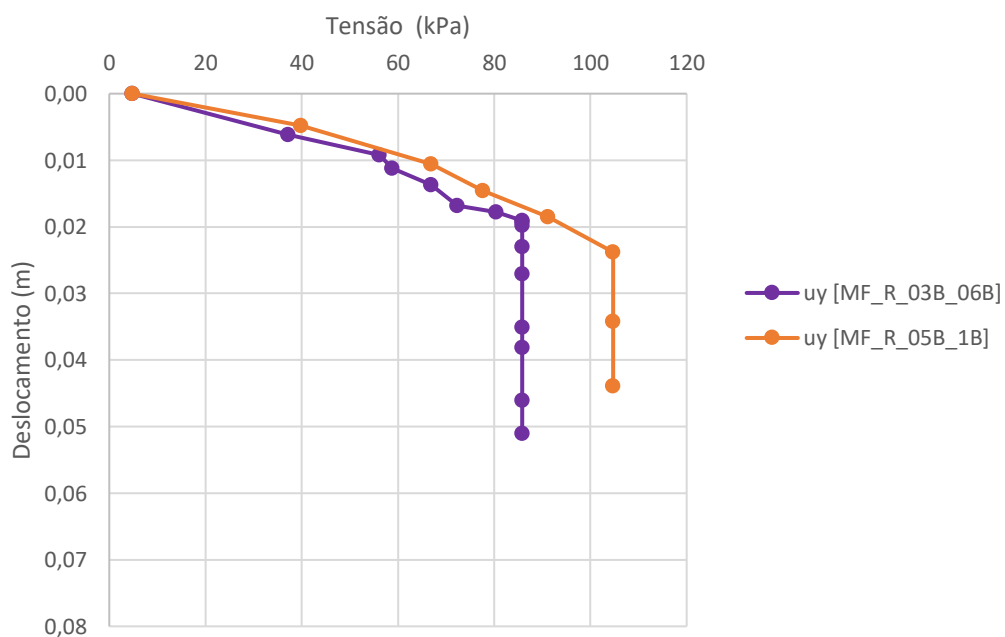


Figura 111. Comportamento tensão-deslocamento vertical (ponto A) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]

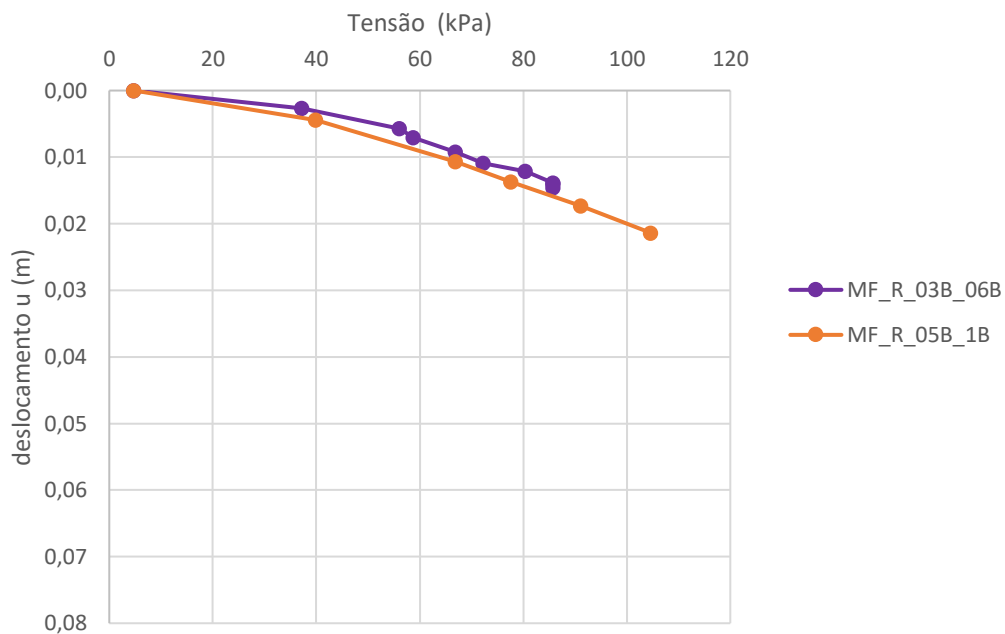


Figura 112. Comportamento tensão-deslocamento total (ponto B) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]

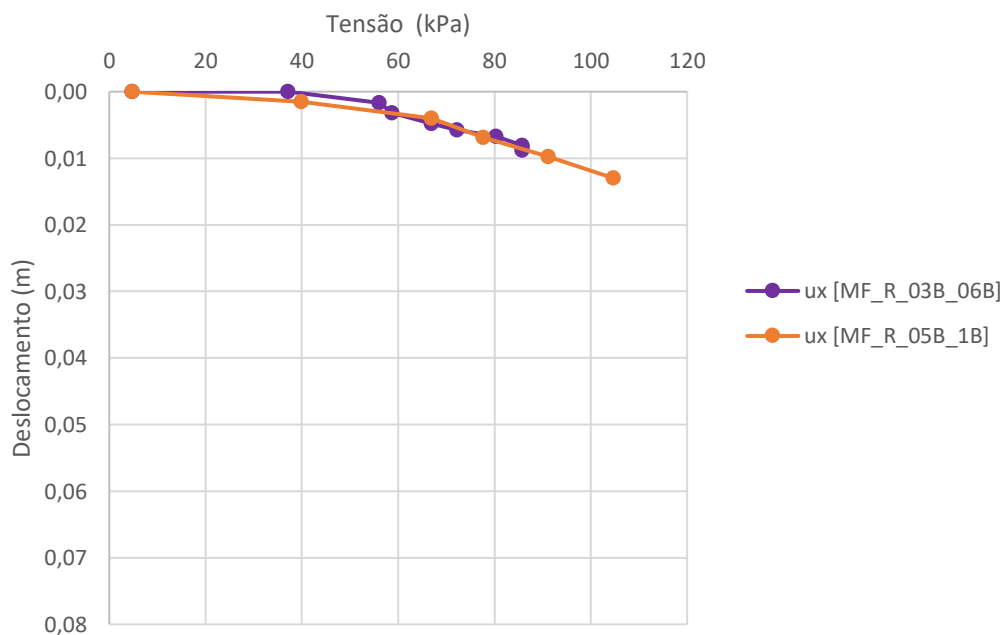


Figura 113. Comportamento tensão-deformação horizontal (ponto B) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]

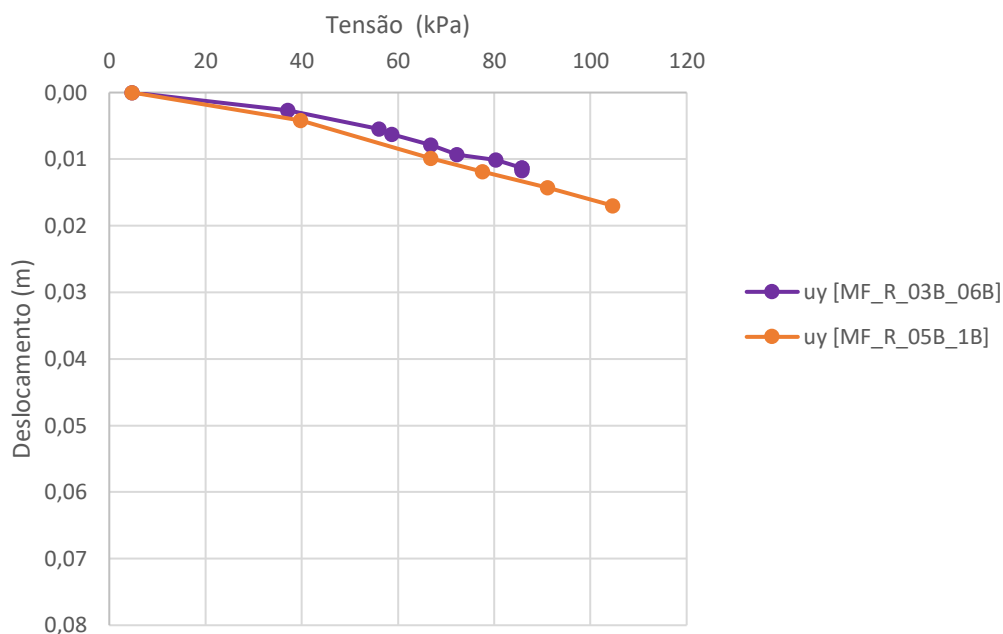


Figura 114. Comportamento tensão-deformação vertical (ponto B) [MF_R_03B_06B] Vs. [MF_R_05B_1B]

À semelhança do observado anteriormente para os modelos reforçados com uma camada de reforço a 0,3B e 0,5B, o modelo duplamente reforçado a 0,6B e 1,0B apresenta maior capacidade de carga para deslocamentos maiores. No entanto, para cargas mais baixas, dos 0 aos 60 kPa o comportamento destes modelos é bastante semelhante, quer no ponto A quer no ponto B. Seria esperado um comportamento mais rígido no modelo reforçado a 0,3B e a 0,6B, no entanto devidos às condicionantes atrás referidos este não é observado. Devido a limitações temporais não foi possível repetir o ensaio, o que poderia permitir traçar uma nova curva tensão-deformação.

Como esperado, os mecanismos de rotura dos dois modelos com duas camadas de reforço assemelham-se bastante aos dos modelos que lhes correspondentes com uma camada de reforço. Numa fase inicial, esses modelos apresentam uma rotura localizada da fundação, com uma ligeira densificação do solo (Figura 115) e (Figura 117). Nos modelos MF_R_03B_06B e MF_R_05B_1B este mecanismo ocorre dos 0 aos 39 kPa. Após a formação deste mecanismo é observada uma rotura parcial do talude para os dois modelos (Figura 116) e (Figura 118). Em ambos os modelos o volume de solo mobilizado nesta rotura é maior do que nos modelos correspondentes com uma camada de reforço (Figura 95) e (Figura 97), apresentando por isso uma maior resistência. No modelo MF_R_03B_06B esta rotura ocorre dos 39 kPa até aos 85 kPa e, à medida que se desenvolve a superfície de rotura, a fundação sofre um ligeiro deslocamento no sentido do talude (Figura 119). No modelo MF_R_05B_1B esta rotura ocorre

dos 39 kPa até aos 105 kPa e, de forma semelhante, à medida que se desenvolve a superfície de rotura a fundação sofre um ligeiro deslocamento no sentido do talude (Figura 120).

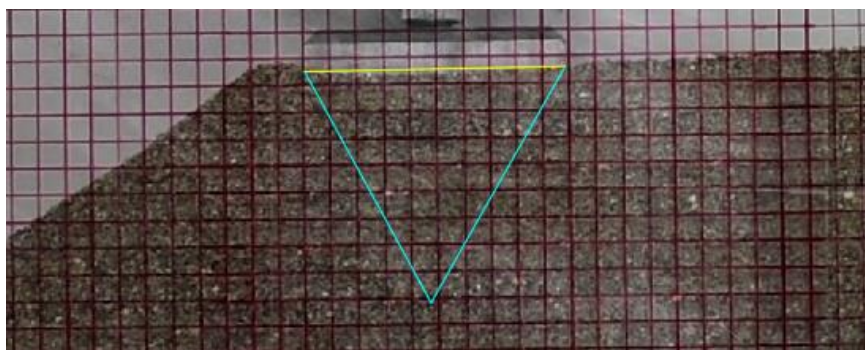


Figura 115. Mecanismo: rotura localizada [MF_R_03B_06B]

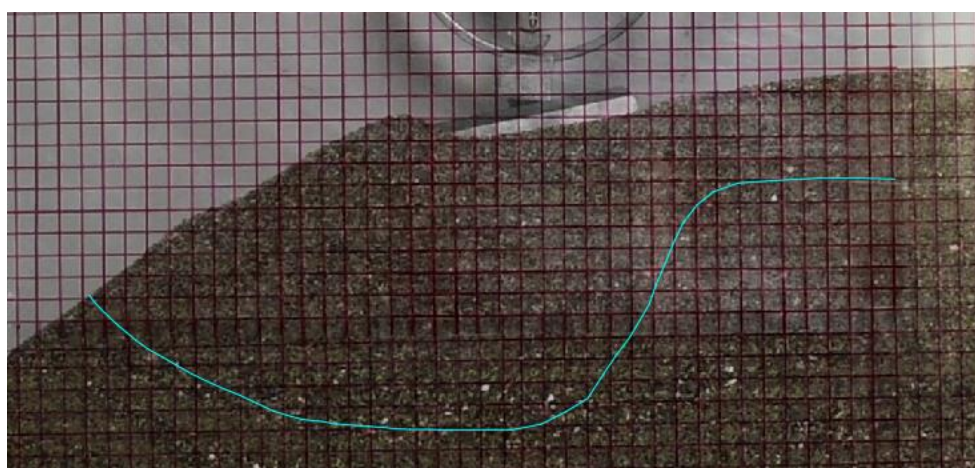


Figura 116. Mecanismo: rotura parcial do talude [MF_R_05B_1B]

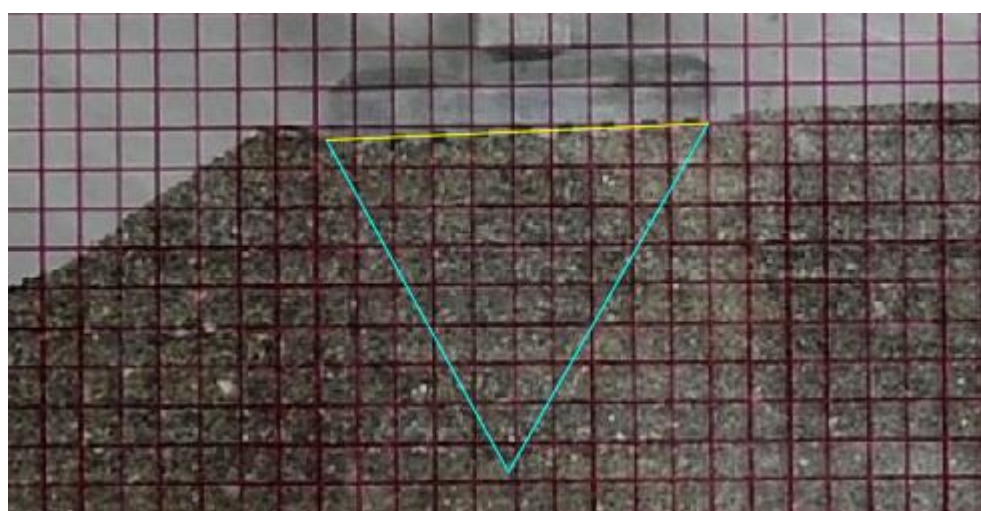


Figura 117. Mecanismo: rotura localizada [MF_R_05B_1B]

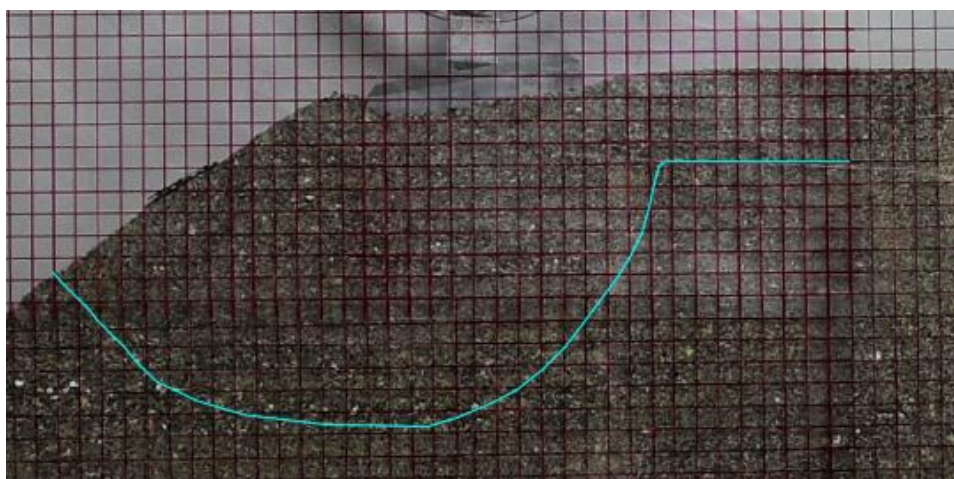


Figura 118. Mecanismo: rotura parcial do talude [MF_R_05B_1B]

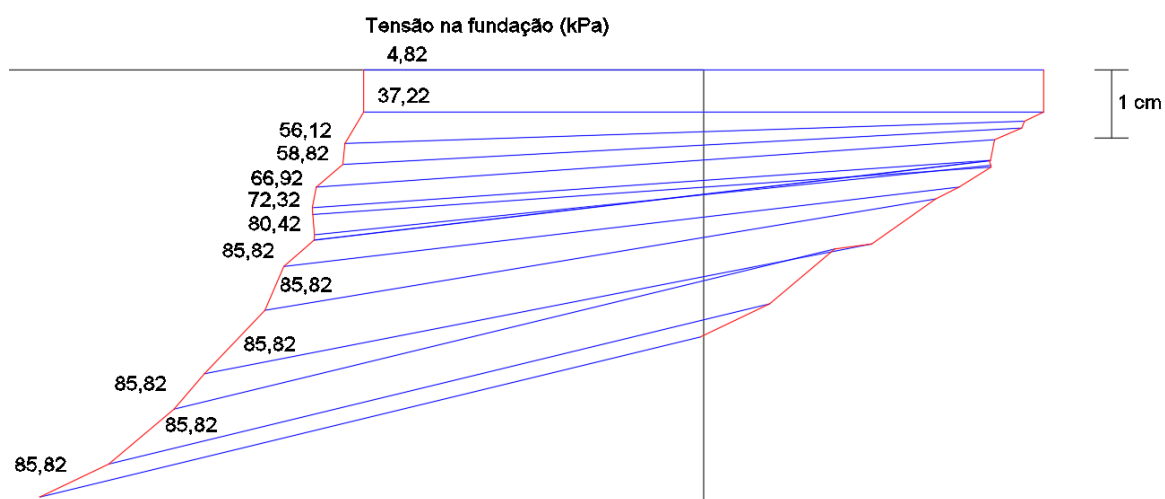


Figura 119. Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_03B_06B]

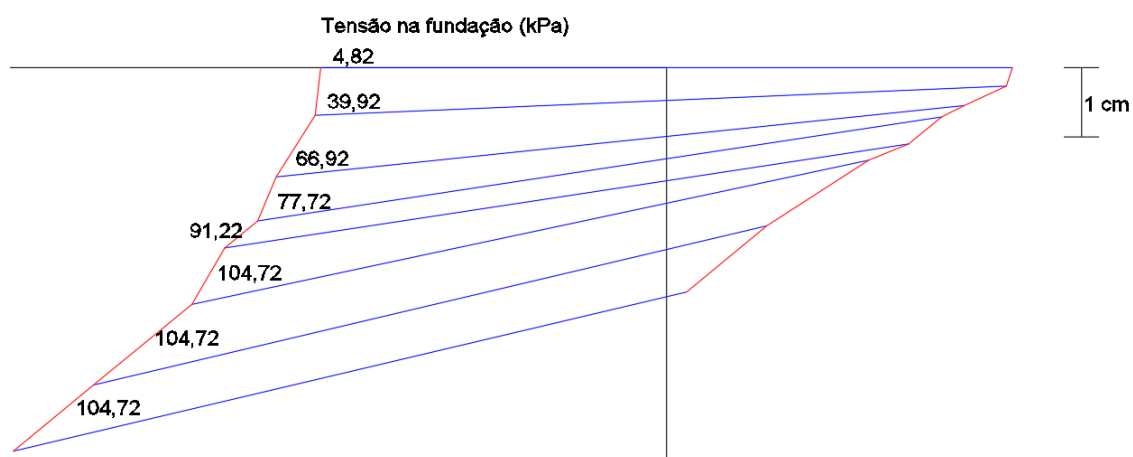


Figura 120. Deslocamento da fundação com o aumento de carga [MF_R_05B_1B]

4.2.2.4. Efeito da percolação

O modelo físico que incluía percolação de água no solo deu origem a constrangimentos laboratoriais, que não foram previstos numericamente. Ao impor uma força de percolação no

interior do talude, constituído por areia solta, o solo na face do talude sofria roturas superficiais (Figura 121), quer o fluxo fosse para fora do talude, ou no sentido deste. Estas roturas podem ser explicadas pelas tensões efetivas muito reduzidas existentes na face do talude, agravadas pelo estado solto do solo e pelo facto do talude apresentar uma inclinação igual à do ângulo de atrito em repouso. Deste modo quando as partículas de solo eram sujeitas às forças de impulsão e percolação geradas pela água, as tensões efetivas instaladas no esqueleto sólido eram totalmente suprimidas, não permitindo que as partículas apresentassem qualquer resistência atrítica às forças de percolação.



a)



b)

Figura 121. Rotura do talude [MF_NR_P] devido à percolação: a) vista lateral b) vista frontal/lateral

Assim, não foi possível completar o ensaio deste modelo. Compreendida a razão pela qual este fenómeno é observado, em ensaios futuros o talude deverá ser construído de forma a aumentar a sua estabilidade, permitindo a aplicação de forças de percolação. Para tal poderá optar-se por

compactar o solo ou construir o talude de forma a apresentar uma inclinação inferior à do ângulo de atrito em repouso (e.g., 30°), para que não se observem roturas superficiais e o ensaio possa ser levado a avante.

4.2.3. Modelação numérica final

Conhecidos os resultados obtidos experimentalmente e dadas as diferenças observadas relativamente aos obtidos na modelação numérica inicial (secção 4.2.1) procurou-se realizar um novo trabalho de modelação numérica que permitisse validar os resultados observados nos modelos físicos. Para tal, os parâmetros que caracterizam o solo foram atualizados, após o tratamento de dados dos vários ensaios de caracterização. Os parâmetros adotados nesta nova modelação incluem parâmetros físicos do solo (Tabela 18), parâmetros de resistência mecânica do solo (Tabela 19), parâmetros hidráulicos do solo (Tabela 20), parâmetros de redução de resistência da interface (Tabela 21) e parâmetros de rigidez da fundação (Tabela 22).

Tabela 18. Parâmetros utilizados na modelação numérica final

γ_{seco} (kN/m ³)	15,30
γ_{saturado} (kN/m ³)	19,32
e (-)	0,86

Tabela 19. Parâmetros mecânicos utilizados na modelação numérica final

$E_{\text{elástico}}$ (GPa)	7800,0
ν (-)	0,3
c' (kPa)	1,0
ϕ (°)	33,0

Tabela 20. Parâmetros hidráulicos utilizados na modelação numérica final

S_{res} (-)	0,065
S_{sat} (-)	0,970
g_n (-)	2,370
g_a (1/m)	24,000
K_x (m/dia)	86,400
K_y (m/dia)	86,400

Tabela 21. Parâmetros da interface utilizados na modelação numérica final

R_{int} (-)	0,77
---------------	------

Tabela 22. Parâmetros elásticos da fundação utilizados na modelação numérica final

EA (kN/m)	420000
EI_y (kN/m ² /m)	14

Os resultados obtidos na modelação numérica final podem ser divididos em duas análises. Uma análise plástica, onde é calculado o comportamento tensão-deformação do domínio (secção 4.2.3.1), e uma análise de segurança, que a cada fase de carga permite averiguar a sua estabilidade (secção 4.2.3.2). Numa fase final é apresentado o modelo numérico que procurou antever o comportamento do modelo sujeito à percolação (secção 4.2.3.3).

4.2.3.1. Capacidade de carga

Como descrito na metodologia (secção 3.3.3.2), ao realizar o modelo numérico não reforçado foram detetados alguns problemas numéricos, que foram facilmente ultrapassados. O modelo numérico não reforçado apresentou uma capacidade de carga de 18,5 kPa, ou seja 28% inferior à observada no modelo físico correspondente (26 kPa). Como resultado da modelação numérica, o comportamento tensão-deslocamento total pode ser obtido graficamente para um determinado nó da malha. Na Figura 122 este comportamento é apresentado para o ponto A e comparado com o observado fisicamente, para o mesmo modelo. Já na Figura 123 é apresentado o mesmo comportamento, mas para pequenos deslocamentos (0 a 0,002 m) de modo que as diferenças entre os dois modelos sejam mais perceptíveis. Visto que o modelo numérico utilizou 88 pontos para traçar a curva tensão-deslocamento total, foi realizado um refinamento dos dados obtidos fisicamente, de modo a permitir uma melhor comparação dos resultados. Deste modo, a análise carga-deslocamento do modelo físico foi realizada para intervalos de 10 segundos até ser atingida a rotura.

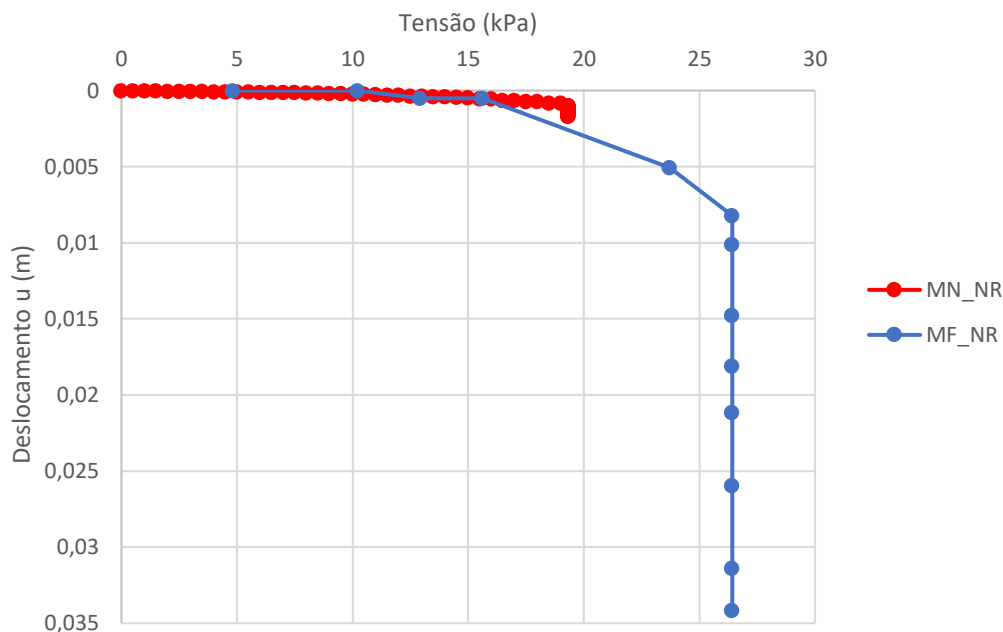


Figura 122. Comportamento tensão-descolamento total (ponto A) [MF_NR] Vs. [MN_NR]

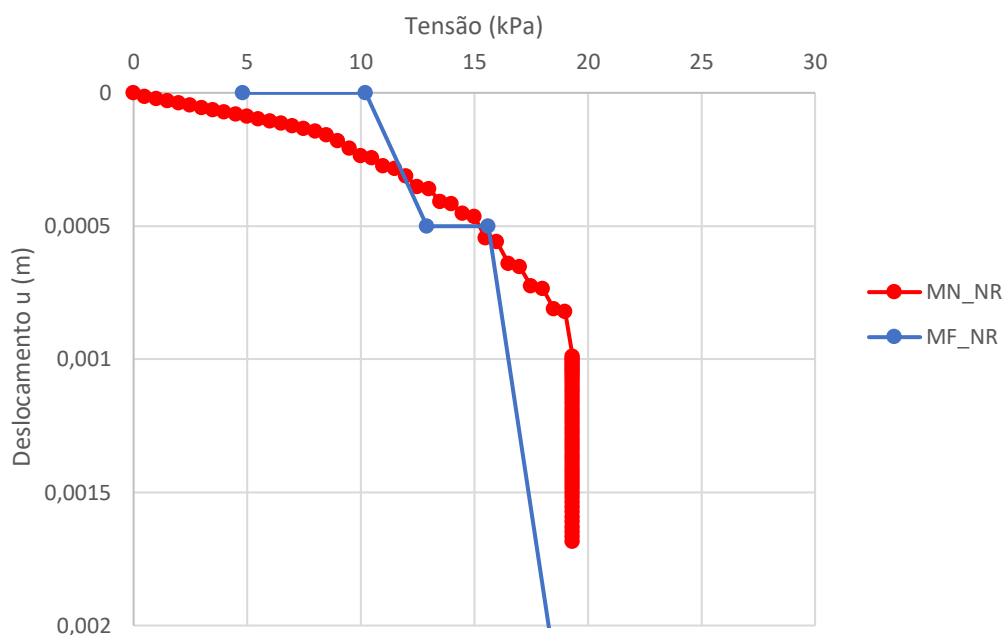


Figura 123. Comportamento tensão-descolamento total (ponto A) para pequenos deslocamentos (0 a 0,002 m) [MF_NR] Vs. [MN_NR]

Da Figura 122 é observado que o modelo numérico se apresenta mais rígido do que o modelo físico para as cargas entre 15 e 18,5 kPa, onde após este patamar entra em rotura. A rotura numérica ocorre para tensões mais baixas do que a rotura física, no entanto era um resultado esperado. Uma vez que no modelo numérico foi utilizado um modelo de comportamento relativamente simples (Mohr-Coulomb) o qual não entra em conta com os fenômenos de

densificação da areia observados durante o ensaio que são difíceis de modelar numericamente. No modelo numérico o domínio é homogêneo, sendo que nos modelos físicos foram observados fenômenos de segregação, que poderão ter gerado zonas pontuais mais resistentes. No modelo numérico a tensão aplicada era puramente vertical e no modelo físico esta não o era, mesmo existindo alguém a controlar a verticalidade da tensão. Desta forma em instantes em que o instrumento de carga estava ligeiramente inclinado na direção do talude, a sua componente horizontal atuava como força estabilizadora. É de salientar que a técnica utilizada para tirar informações quantitativas a partir dos ensaios físicos tinha algumas limitações. A qualidade das imagens retiradas dos vídeos, quando analisadas em CAD, não era a melhor, o que dificultava a identificação de diversos pontos. A utilização de DIC (*Digital Image Correlation*) ou PIV (*Particle Image Velocimetry*) poderia ser uma forma de minimizar este problema. Deste modo as diferenças observadas na Figura 122 podem ser em grande parte explicadas como consequência das diferenças entre os modelos.

Apesar das diferenças observadas entre os modelos físicos e numéricos, os modos de rotura observados são semelhantes. No modelo numérico é observada uma rotura localizada da fundação (Figura 124) quando solicitada com 18,5 kPa. Após ultrapassar a capacidade de carga da fundação é observada uma rotura parcial do talude (Figura 125). Neste último mecanismo de rotura a profundidade da superfície de rotura que se desenvolve completamente, 0,16 m (Figura 126), é idêntica à observada no modelo físico, 0,11 m. A superfície de rotura numérica é mais profunda, uma vez que que nesta modelação não é tido em conta o processo de densificação do solo abaixo da fundação, o qual permite um aumento de resistência do solo.

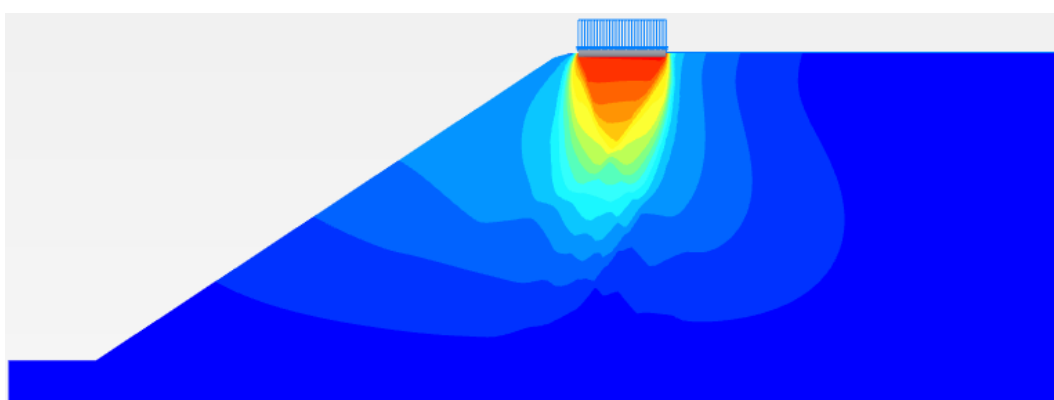


Figura 124. Mecanismo: rotura localizada a 18,5 kPa, escala de 0,8E-3 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_NR]

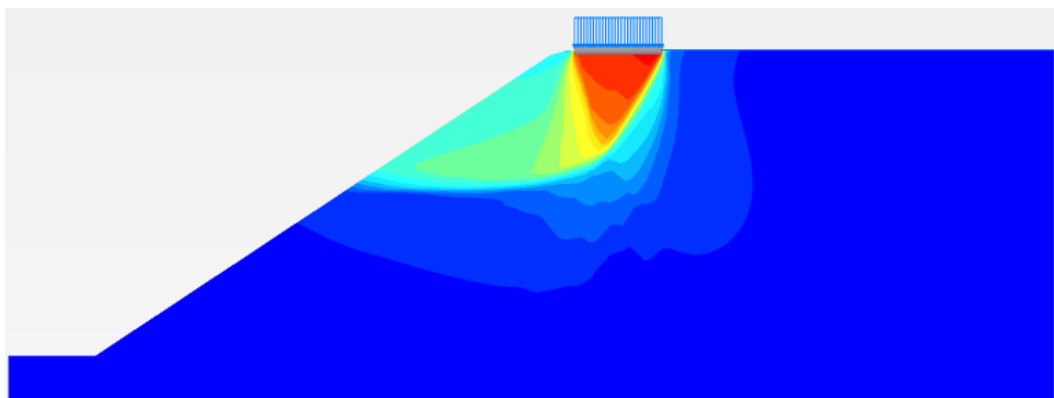


Figura 125. Mecanismo: ruptura do talude a 19,50 kPa, escala de 1,8E-3 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_NR]

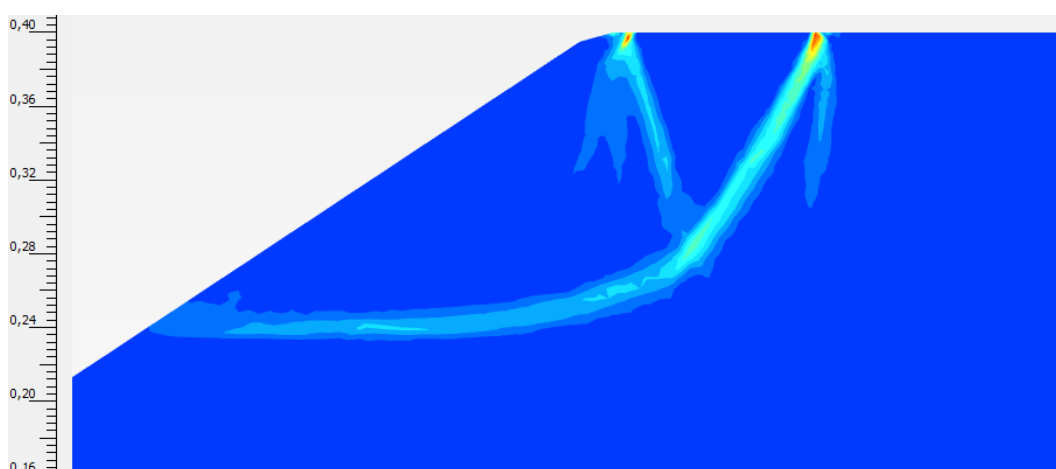


Figura 126. Deformações de corte quando o modelo é sujeito a 19,5 kPa [MN_NR] [escala lateral em metros]

Aquando da introdução do elemento de reforço, geossintético, no modelo numérico foram produzidos problemas numéricos, tais como pequenas roturas pontuais (Figura 127) que terminavam o cálculo e que não se conseguiu ultrapassar. As técnicas utilizadas para remover esses problemas incluíram a eliminação dos elementos interface e, posteriormente, a aplicação de uma tensão constante de 0,5 kPa à esquerda da fundação, onde se encontrava o problema numérico. No entanto, os problemas persistiam ou eram transferidos para outros pontos da malha (Figura 128). A única forma de evitar estes problemas numéricos gerados devido às baixas tensões efetivas existentes no modelo foi aumentando a coesão. No entanto, o valor da coesão efetiva necessário para ultrapassar os problemas numéricos observados não era realista (5,6 kPa), uma vez que se trata de um solo granular e por isso não coesivo. O modelo com maior coesão apresentava um mecanismo de ruptura final (Figura 129) diferente do observado no modelo físico homólogo (Figura 84).

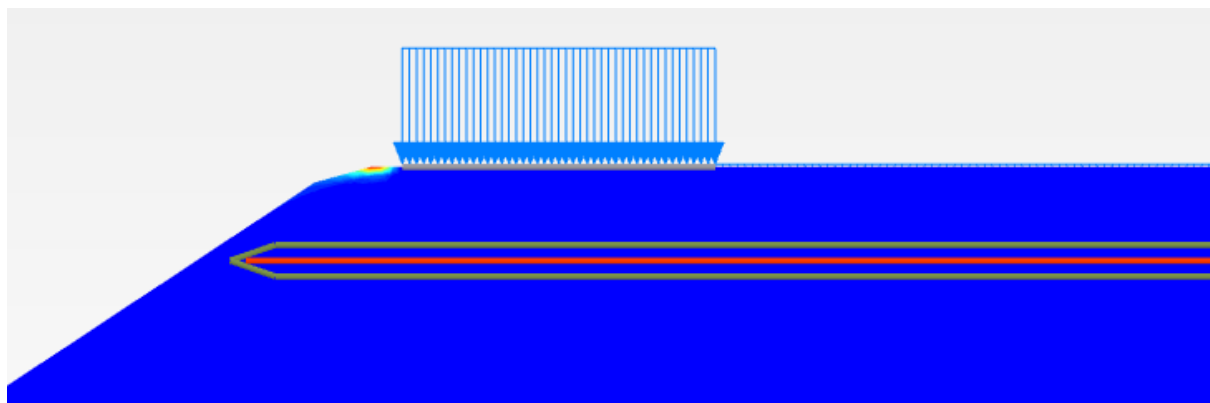


Figura 127. Problema numérico na crista do talude quando carregado com 18,5 kPa, escala de 491,2 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_R_1_03B]

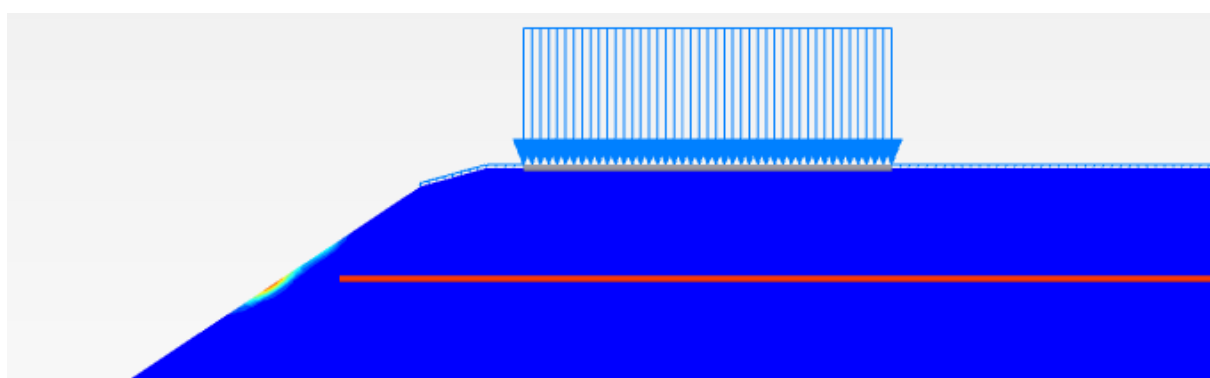


Figura 128. Problema numérico na face do talude quando carregado com 22,0 kPa, escala de 3,3E12 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_R_1_03B_SI_CC]

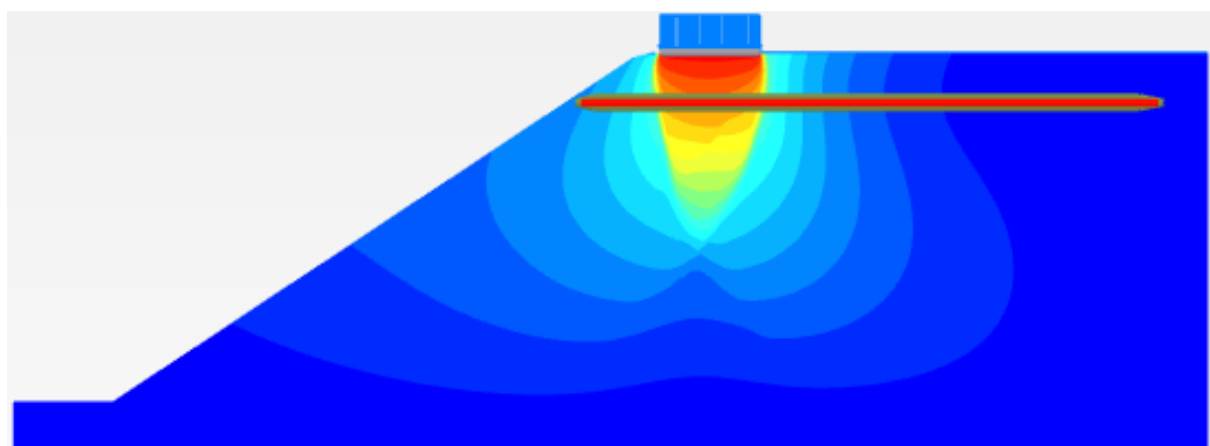


Figura 129. Mecanismo de rotura para 70,0 kPa, escala de 1,8E-3 m (vermelho) a 0,0 m (azul) [MN_R_1_05B_C5,6]

4.2.3.2. Estabilidade do talude (fator de segurança)

A cada passo de carga foi acrescentada uma análise de segurança, de modo a compreender o patamar de cedência da fundação e para qual mecanismo de rotura este patamar ocorria. Na Figura 130 é apresentada a evolução do fator de segurança global com o aumento de carga para

o modelo numérico não reforçado. Para os restantes modelos não foi realizada uma análise semelhante, visto que estes apresentavam problemas numéricos antes de ser atingida a rotura.

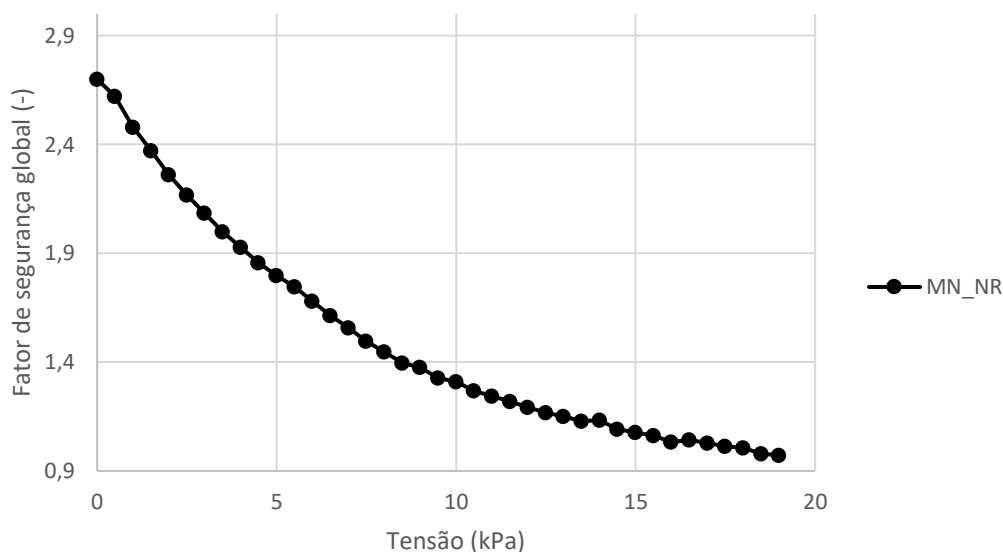


Figura 130. Evolução do fator de segurança [MN_NR]

Como observado na Figura 130, a rotura ocorre para uma carga de 18,5 kPa, uma vez que é o último incremento de carga que apresenta um fator de segurança ligeiramente superior à unidade (1,006). Este resultados reforçam a ideia de que a rotura da fundação é uma rotura localizada. Verificou-se ainda que, a carga limite do modelo numérico é 25,7% inferior à calculada analiticamente para solo não reforçado com superfície horizontal.

4.2.3.3. Efeito da percolação

Ao modelo não reforçado, já devidamente validado, foi adicionada percolação de água no seu interior, de forma a analisar a influência da percolação no problema em estudo. Uma vez que o modelo base que lhe deu origem já se encontrava validado, este foi utilizado para antever o comportamento do modelo físico. Esta antevisão serviu para decidir, com base nos resultados numéricos, as cotas piezométricas a impor fisicamente. Deste modo, para uma capacidade de carga de 16,0 kPa (Figura 131) foi decidido aplicar uma cota piezométrica de 0,40 m na fronteira direita do modelo e uma de 0,20 m na fronteira esquerda.

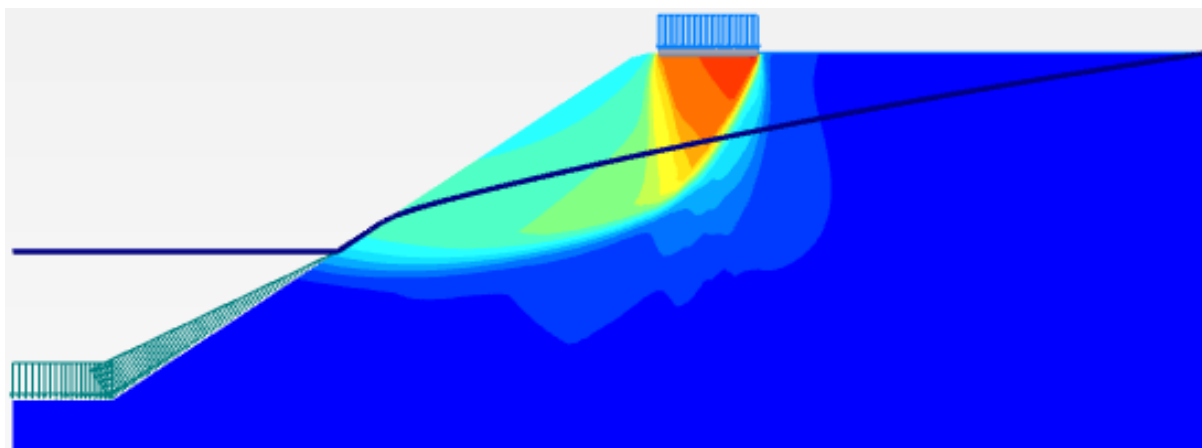


Figura 131. Ruptura observada após exceder a capacidade de carga da fundação (17,00 kPa), escala de $0,29E-3$ (vermelho) a $0,00$ m (azul) [MN_NR_P]

O mecanismo de ruptura observado (Figura 131) não foi reproduzido na realidade devido aos problemas de ruptura superficial que ocorreram na modelação física (Figura 121). As rupturas superficiais na face do talude não foram observadas numericamente, provavelmente devido à resistência mínima de 1 kPa, proveniente da coesão, que todo o domínio de solo apresentava.

5. CONCLUSÕES

Após a apresentação e análise dos diversos resultados resumem-se as principais conclusões do trabalho realizado (secção 5.1), assim como se apresentam sugestões para desenvolvimentos futuros deste trabalho (secção 5.2).

5.1. Resultados da modelação

Uma vez que foram realizadas etapas distintas ao longo do desenvolvimento da presente dissertação, as conclusões são divididas nos dois grandes grupos de modelos realizados:

- Modelos físicos (secção 5.1.1);
- Modelos numéricos (secção 5.1.2).

5.1.1. Modelos físicos

A introdução de uma camada de reforço aumenta a capacidade de carga de uma fundação perto ou sob um talude. Quando a camada é colocada a 0,5B de profundidade esta aumenta a capacidade de carga da fundação quando se analisa o estado limite último em 68%. No entanto, quando a camada é colocada a 0,3B de profundidade esta aumenta a capacidade de carga em 61% e apresenta melhores resultados para o estado limite de serviço. A introdução de uma segunda camada de reforço permite melhorar o comportamento em estado limite último e serviço da fundação relativamente aos modelos reforçados. Os mecanismos de rotura observados para uma fundação perto ou sobre a crista de um talude de solo granular são três:

- i. Rotura localizada da fundação;
- ii. Rotura parcial do talude;
- iii. Rotura do talude e punçoamento.

A introdução de uma camada de reforço a profundidades eficientes, entre 0,3B a 0,5B, permite evitar o último mecanismos de rotura, para estados de deformações elevadas, superiores a 30%B.

5.1.2. Modelos numéricos

A utilização do método dos elementos finitos para simular modelos de escala reduzida pode, na maioria dos casos, não ser adequada, uma vez que, devido às baixas tensões efetivas existentes, são gerados diversos problemas numéricos. Estes problemas numéricos são mais frequentes à medida que os modelos se tornam mais complexos. A modelação numérica deve ser realizada com a maior das precauções e sempre que possível os resultados devem ser analiticamente validados, uma vez que fenómenos como a densificação ou a segregação de partículas de solo observados neste trabalho, são difíceis de modelar numericamente através do método dos elementos finitos.

5.2. Trabalhos futuros

Na presente secção são apresentadas as ideias de melhoria e investigação que foram surgindo ao longo da elaboração do trabalho. Assim num primeiro parágrafo são apresentadas perspectivas relativas à metodologia e num segundo relativas aos parâmetros e variáveis em estudo.

O acesso a ensaios com centrifugadora permitiria validar e transpor os resultados observados na presente dissertação para protótipos (estruturas de dimensões reais/realistas). A modelação numérica dos problemas em que o solo está seco poderá ser executada pelo método dos elementos discretos, a fim de evitar os problemas numéricos observados, e ter em conta numericamente algumas limitações observadas fisicamente. A utilização de DIC ou PIV pode ajudar a fazer o tratamento dos resultados dos modelos físicos de forma mais adequada. A utilização de uma caixa de ensaios sem limite de carga, assim como a utilização de sistemas de carga automáticos poderá validar e melhorar os resultados obtidos.

Ao longo da elaboração dos diversos ensaios novas ideias foram surgindo, quer para o presente trabalho quer para trabalhos futuros. Deste modo, seria pertinente averiguar: i) o espaçamento entre camadas sucessivas de reforço que permita maximizar o comportamento da fundação; ii) o número ótimo de camadas a aplicar no talude. A estabilidade do talude em condições não saturadas, isto é, em situação de chuvadas intensas, poderá ser estudada, uma vez que na natureza é frequente que os solos se apresentem parcialmente saturados. no entanto os modelos deverão ser construídos com o solo mais denso. Seria ainda relevante averiguar se a utilização deste tipo de caixa de ensaio induz no modelo algum grau de confinamento lateral. Outros parâmetros a analisar incluem a influência da presença de reforço na face do talude, por

exemplo, usando face em envelope, de modo a aumentar a rigidez horizontal do solo e a retardar o rotura do talude. Por último, seria útil obter expressões ou ábacos de pré-dimensionamento para este tipo de estrutura.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abu-Farsakh, M., Chen, Q., & Sharma, R. (2013). An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. *Soils and Foundations*, 53(2), 335–348. <https://doi.org/10.1016/J.SANDF.2013.01.001>
- Altalhe, E. B., Raihan Taha, M., & Abdrabbo, F. M. (2015). *Behavior of strip footing on reinforced sand slope*. 21(3), 376–383. <https://doi.org/10.3846/13923730.2014.890646>
- Altalhe, E. B., Taha, M. R., & Abdrabbo, F. M. (2015). Behavior of strip footing on reinforced sand slope. *Journal of Civil Engineering and Management*, 21(3), 376–383. <https://doi.org/10.3846/13923730.2014.890646>
- Alves, I. (2012). *Muros em solo reforçado com geossintéticos – análise experimental*. *Dissertação de Mestrado*. Universidade de Aveiro.
- ASTM. (2007). *ASTM D422-63: Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*.
- ASTM. (2012a). *ASTM D3080-04: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.
- ASTM. (2012b). *ASTM D4186-06: Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading*.
- ASTM. (2016). *ASTM D3282-15: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*.
- ASTM. (2017). *ASTM D854-02: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*.
- ASTM. (2018). *ASTM D2488-17: Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedures)*.
- ASTM. (2020). *ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
- ASTM. (2021). *ASTM D4546-21: Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils*.
- Baah-Frempong, E., & Kumar Shukla, S. (2020). Behaviour of a Strip Footing Embedded in a Sand Slope Reinforced with Multilayer Geotextile. *Indian Geotechnical Journal*, 50(4), 560–576. <https://doi.org/10.1007/s40098-019-00393-3>
- Benson, C. H., Chalermyanont, T., Chiang, I., & Sawangsuriya, A. (2014). Estimating van Genuchten Parameters α and n for Clean Sands from Particle Size Distribution Data. *Geo-Congress 2014. From Soil Behavior Fundamentals to Innovations in Geotechnical*

- Engineering : Honoring Roy E. Olson., GSP 233.*
<https://doi.org/10.1061/9780784413265.033>
- Bentley. (2021a). PLAXIS 2D- Material Models Manual. In *Plaxis Connect Material*.
- Bentley. (2021b). *PLAXIS 2D-Reference Manual*.
- Binquet, J., & Lee, K. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. *ASCE J Soil Mech Found Div*, 101(GT12), 1257–1276.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000220>
- Biswas, N., & Ghosh, P. (2018). Interaction of adjacent strip footings on reinforced soil using upper-bound limit analysis. *Geosynthetics International*.
<https://doi.org/10.1680/jgein.18.00020>
- Carlos, D. M. (2016). *Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos : solo granular versus fino. Tese de Doutorado* [Universidade de Aveiro]. <https://ria.ua.pt/handle/10773/15878>
- Chen, Q., & Abu-Farsakh, M. (2015). Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. *Soils and Foundations*, 55(1), 74–85.
<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.006>
- Couto, J., & Romão, C. (2009). A Percolação de água em solos estudos em modelo Reduzido. *4as Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (FEUP), 1*.
- Dias, F., Cruz, J. A., Valente, R., & Sousa, R. (2010). *Método dos Elementos Finitos Técnicas de Simulação Numérica em Engenharia*. ETEP.
- Gao, Z., Zhao, J., Li, X., Correspondence, Z., & Gao, J. (2021). The deformation and failure of strip footings on anisotropic cohesionless sloping grounds. *Int J Numer Anal Methods Geomech.*, 45, 1526–1545. <https://doi.org/10.1002/nag.3212>
- GEO. (2017). *Guide to Rock and Soil Descriptions (Geoguide 3)*. *Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, HKSAR Government*.
- Georgiadis, K. (2010). Undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(5), 677–685.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000269](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000269)
- German Geotechnical Society. (2011). *Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements (EBGEO)*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
- Gonçalves, R., & Marques, J. (2009). *Desenvolvimento de Equipamentos Didáticos Para Mecânica Dos Solos. Dissertação de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
- Griffiths, D. V., & Prevost, J. H. (1990). Stress strain curve generation from simple triaxial

- parameters. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 14(8), 587–594. <https://doi.org/10.1002/NAG.1610140805>
- Guo, X., Zhang, H., & Liu, L. (2020). Planar geosynthetic-reinforced soil foundations: a review. *SN Applied Sciences*, 2(12). <https://doi.org/10.1007/S42452-020-03930-5>
- Huang, C. C., Tatsuoka, F., & Sato, Y. (1994). Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing. *Soils and Foundations*, 34(2), 27–40. https://doi.org/10.3208/SANDF1972.34.2_27
- IPQ. (2010). *NP EN 1997-1. Eurocódigo 7. Projeto Geotécnico: Parte 1: Regras gerais*.
- NP EN ISO 10318, 8 (2015). <https://www.iso.org/standard/44885.html>
- ISO. (2015). *EN ISO 10319-Geosynthetics-Wide-width tensile test*.
- Koerner, R. M. (2012). *Designing With Geosynthetics* (6^a). Xlibris Corporation.
- Kyparissis, A., & Pinho-Lopes, M. (2018). Bearing capacity of reinforced soil under a strip footing: Centrifuge tests. *11th International Conference on Geosynthetics 2018, ICG 2018*, 3, 1918–1926.
- Lancellotta, R. (1987). *Geotecnica*. Zanichelli.
- Lee, K. M., & Manjunath, V. R. (2011). Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4), 828–842. <https://doi.org/10.1139/t00-016>
- Lombardi, G., Paula, A. M., & Pinho-Lopes, M. (2022). Constitutive models and statistical analysis of the short-term tensile response of geosynthetics after damage. *Construction and Building Materials*, 317, 125972. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2021.125972>
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos Introdução à Engenharia Geotécnica*. U.Porto Press.
- Matos Fernandes, M. (2017). *Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP edições.
- Michalowski, R. L. (2004). Limit loads on reinforced foundation soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4), 381–390. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2004\)130:4\(381\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:4(381))
- Neves, E. (2016). *Mecânica dos Estados Críticos: solos saturados e não saturados* (1^a). IST Press.
- Neves, E., & Caldeira, L. (2018). *As Equações Constitutivas Na Modelação Geotécnica*. IST Press.
- Pantelidis, L., & Griffiths, D. V. (2015). Engineering geology for society and territory –

- Volume 2: Landslide processes. *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2: Landslide Processes*, 2(2008), 1–2177. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057-3>
- Paula, A. M., & Pinho-Lopes, M. (2021). Equações Constitutivas Para Representar o Comportamento Em Tração de Geossintéticos. *X CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, Segurança de Obras Geotécnicas*, 3–12.
- Perkins, S. W. (2000). Constitutive modeling of geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 18(5), 273–292. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(99\)00021-7](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(99)00021-7)
- Pinho-Lopes, M., & Lopes, M. L. (2010). A Durabilidade dos Geossintéticos. In *FEUP edições* (First). FEUP edições.
- Pinho-Lopes, Margarida, & Lurdes Lopes, M. (2014). Tensile properties of geosynthetics after installation damage. *Environmental Geotechnics*, 1(3), 161–178. <https://doi.org/10.1680/ENVGEO.13.00032>
- Quintela, A. (2014). Teoria Da Semelhança. In *Hidráulica* (pp. 110–122). Fundação Calouste Gulbenkian.
- Rahman, M. S., & Ulker, M. B. C. (2018). *Modeling and Computing for Geotechnical Engineering: An introduction*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780429426186>
- Satvati, S., Alimohammadi, H., Rowshanzamir, · Mohammadali, Seyed, ·, & Hejazi, M. (2020). Bearing Capacity of Shallow Footings Reinforced with Braid and Geogrid Adjacent to Soil Slope. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 6(3), 41. <https://doi.org/10.1007/s40891-020-00226-x>
- Van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898. <https://doi.org/10.2136/SSSAJ1980.03615995004400050002X>
- Vesic, A. S. (1974). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 100(GT8), 949–952. <http://worldcat.org/oclc/3519342>
- Viswanadham, B. V. S., & König, D. (2004a). Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(5), 307–328. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00045-1](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00045-1)
- Viswanadham, B. V. S., & König, D. (2004b). Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(5), 307–328. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00045-1](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00045-1)
- Wood, D. M. (2004). *Geotechnical Modelling*. Taylor & Francis.
- Wu, J. (2019). Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Walls. In John Wiley & Sons (Ed.),

*Geotextiles and Geomembranes.***6.1. Sítios na Internet**

- [1] T. Geosynthetics, “Geosin,” 2016. [Online]. Available: <https://www.geosin.pt/geosynthetics/en/materiais-geossinteticos/serie-tencate-geolon-pp/>. [Acedido em 24 12 2021].
- [2] T. Geosynthetics, “Geosin Geosynthetics,” 2016. [Online]. Available: <https://www.geosin.pt/geosynthetics/en/materiais-geossinteticos/serie-tencate-rock-pec/>. [Acedido em 24 12 2021].
- [3] T. Geosynthetics, “Geosin Geosynthetics,” 2016. [Online]. Available: <https://www.geosin.pt/geosynthetics/en/materiais-geossinteticos/serie-tencate-miragrid-gx/>. [Acedido em 24 12 2021].
- [4] I. L. GEOTECH, “YouTube,” Foundation Engineering Lab at Texas Tech University, 31 10 2018. [Online]. Available: https://www.youtube.com/watch?v=j_Dd04hgPUw&ab_channel=ILOVEGEOTECH. [Acedido em 22 12 2021].
- [5] P. G. W. Brodland, “G.WayneBrodland,” University of Waterloo, 9 3 2018. [Online]. Available: <http://www.civil.uwaterloo.ca/brodland/>. [Acedido em 22 12 2021].
- [6] R. D. Francesco, “Romolo Di Francesco,” 4 2011. [Online]. Available: <https://www.romolodifrancesco.it/>. [Acedido em 12 6 2022].
- [7] N. Taher e A. Tsegaye, “ResearchGate,” ReasearchGate GmbH, 6 2020. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/post/How-can-I-solve-the-error-Load-advancement-procedure-fails-103-in-Plaxis-2D>. [Acedido em 30 5 2022].
- [8] B. Systems, “Bentley Communities,” 14 12 2021. [Online]. Available: <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/b/plaxis-soilvision-blog/posts/coffee-corner-geotechnical-analysis---fundamentals-of-designing-with-geosynthetics-in-plaxis-am-and-pm-sessions-available>. [Acedido em 25 3 2022].