



João Nuno Moreira Salgado Ribeirinha

ESTUDO DA REQUALIFICAÇÃO DO TALUDE NA RUA DAMASCENO MONTEIRO, LISBOA

STUDY OF THE REQUALIFICATION OF THE SLOPE IN DAMASCENO
MONTEIRO STREET IN LISBON

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil na área de Especialização em Geotecnia, orientada pelo
Professor Doutor Alexandre da Luz Pinto e pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro.

Coimbra, 7 de Setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

João Nuno Moreira Salgado Ribeirinha

ESTUDO DA REQUALIFICAÇÃO DO TALUDE NA RUA DAMASCENO MONTEIRO, LISBOA

STUDY OF THE REQUALIFICATION OF THE SLOPE IN DAMASCENO MONTEIRO STREET IN LISBON

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil / Ambiente, na área de Especialização em Geotecnia.,
orientada pelo Professor Doutor Alexandre da Luz Pinto. e pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro

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

Coimbra, 7 de Setembro de 2018

AGRADECIMENTOS

Queria em primeiro lugar agradecer ao meu orientador Professor António Pedro por toda ajuda prestada, toda a disponibilidade para esclarecer todas as dúvidas que foram surgindo e pela excelente orientação. Sem o mesmo, a realização desta dissertação jamais seria possível.

Gostaria também de agradecer ao Professor Alexandre Pinto pela oportunidade dada para trabalhar este tema, uma vez que me permitiu estudar e enquadrar variadas áreas da Geotecnia em contexto urbano, analisar vários documentos de obra e modelar soluções reais em software.

Deixo também um agradecimento a todos os professores que contribuíram neste percurso para a minha formação.

Finalmente, deixo um profundo agradecimento a todos os amigos e colegas que me acompanharam em todo este percurso, são mais que muitos, jamais uma página seria suficiente para os enunciar a todos. Sem dúvidas, jamais os esquecerei e o seu contributo. Muitos ajudaram-me empenhadamente na realização desta dissertação.

Agradecer à minha família pois, nunca me faltou nos momentos mais difíceis, foram sem dúvida um pilar fundamental na minha vida.

Agradecer acima de tudo e dedicar este trabalho aos meus Pais e Irmão por todos os sacrifícios feitos desde o primeiro dia que iniciei os estudos, até hoje e sempre.

Por último, em memória da minha Mãe, por todas lágrimas e alegrias, por todos os sacrifícios, por todas as histórias, por toda amizade e amor e pelo pilar que foi na minha vida dedico a ela inteiramente este trabalho. Obrigado.

RESUMO

Devido à constante procura por espaços habitáveis em meio urbano têm sido construídas, ou reabilitadas, cada vez mais edificações, por vezes em zonas potencialmente instáveis do ponto de vista geotécnico. A presente dissertação é um estudo de um destes casos, em concreto, sobre a requalificação de um muro de suporte a um talude localizado na Rua Damasceno Monteiro em Lisboa. Primeiramente é efetuado um enquadramento teórico acerca do tópico em questão, apresentando-se a definição geral de alguns conceitos e efetuando-se uma revisão às causas e mecanismos de rotura de taludes e aos métodos correntemente usados na sua estabilização. Posteriormente será apresentado o caso de estudo que fomentou esta dissertação, procurando uma linha cronológica apresentar a evolução do estudo do talude, desde a situação inicial até ao momento do seu colapso bem como as soluções adotadas para a sua requalificação. Finalmente será avaliada através de uma análise numérica até que ponto as soluções preconizadas, bem como uma solução alternativa proposta, asseguram a estabilidade a longo prazo do talude. Esta dissertação pretende mostrar a necessidade de uma constante monitorização e manutenção destes muros de suporte inseridos em taludes localizados em meio urbano, acentuando a importância da manutenção dos sistemas de drenagem, e também o valor acrescentado de uma correta modelação da situação e interpretação dos seus resultados.

Palavras-chave: Taludes; Muros de suporte; Requalificação; Verificação da estabilidade de muros e taludes.

ABSTRACT

Due to the recent high demand for habitation spaces in urban areas a lot of buildings have been build or requalified, at times, in potentially unstable geological regions. In this Master's thesis a study is made about the requalification of the slope and the retaining wall located at Damasceno Monteiro Street in Lisbon. Firstly, is developed a theoretical framework in some important concepts as slope stability, types of slope failure, some causes of slope failure, some remedial and corrective measures for slope stabilization. Thereafter, the case study will be described including a description of the chronological events occurred until the collapse of the retaining wall. All the corrective measures adopted for the wall will be also described. Finally, a numerical stability analysis will be conducted to determine if the all the solutions applied plus a proposed alternative solution are in safety. This thesis is also conducted to show the importance of keeping a constant monitoring and maintenance of the retaining walls drainage systems in urban environment and to show the importance of a correct modeling of results and their correct interpretation.

Keywords: Slopes; Retaining walls; Corrective measures; Stability Analysis of slopes and retaining walls

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE QUADROS	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO	3
2.1 Definição Geral.....	3
2.2 Causas e mecanismos de rotura de taludes	4
2.3 Avaliação da Estabilidade	11
2.3.1 Estabilidade local.....	11
2.3.2 Estabilidade global	13
2.3.3 Método dos Elementos Finitos	15
2.4 Soluções e metodologias adotadas na estabilização de taludes.....	16
2.4.1 Mudança de geometria do talude.....	16
2.4.2 Drenagem	18
2.4.3 Estruturas de suporte	18
2.4.4 Ancoragens	19
2.4.5 Microestacas	20
2.4.6 Pregagens.....	21
2.4.7 Colunas de Jet Grouting	22
2.4.8 Vegetação	23
2.4.9 Processos bioquímicos.....	24
2.4.10 Medidas corretivas na recuperação de um muro de suporte.....	24
3 CASO DE ESTUDO	26
3.1 Situação Inicial	26
3.2 Condomínio Vila Graça.....	27
3.3 Prospeção Geotécnica realizada em 2010	28
3.4 Colapso parcial dos muros.....	30
3.5 Soluções adotadas.....	32
4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	38
4.1 Introdução.....	38
4.2 Avaliação das Condições de Estabilidade Iniciais do Muro.....	38
4.2.1 Geometria e propriedades dos materiais.....	38

4.2.2 Verificação da Estabilidade Local	40
4.2.2.1 Análise sem nível freático	41
4.2.2.2 Análise com nível freático pela cota de colapso do muro	42
4.2.3 Verificação da Estabilidade Global	43
4.2.3.1 Modelo Utilizado	43
4.2.3.2 Resultado das Análises	46
4.2.4 Análise Tensão-Deformação	47
4.2.4.1 Modelo Utilizado	47
4.2.4.2 Faseamento Construtivo e Análises Consideradas	49
4.2.4.3 Resultados Obtidos	49
4.3 Avaliação das Condições de Estabilidade da Reabilitação	50
4.3.1 Modelos Considerados para as Soluções de Reforço	50
4.3.2 Propriedades dos modelos	52
4.3.3 Análises Efetuadas.....	54
4.3.4 Análise da Situação Corrente	54
4.3.5 Análise da Situação Acidental	57
4.3.6 Análise da Situação Sísmica.....	60
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	63
5.1 Conclusões.....	63
5.2 Desenvolvimentos Futuros	64
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplos de taludes: a) Talude natural (Cardoso, 2009); b) Talude artificial (@ofitexto, 2018)	4
Figura 2.2 - Exemplo de falha no sistema e má conceção (Adaptado de @cornerstonewallsolutions, 2015)	6
Figura 2.3 - Exemplo de aplicação correta de um sistema de drenagem (Adaptado de @sunshinekids, 2018)	6
Figura 2.4 - Iteração solo-água-vegetação (Lucas, 2016)	7
Figura 2.5 – Ilustração do desmoronamento de um talude (Hunt,2005)	8
Figura 2.6 - Ilustração do basculamento (Coduto, 2001)	9
Figura 2.7 - Ilustração de deslizamento rotacional (Adaptado de Hunt, 2005).....	9
Figura 2.8 – Ilustração de deslizamento planar (Adaptado de Hunt, 2005)	10
Figura 2.9 – Exemplo de fluimento (Adaptado de Nettleton et al., 2005)	11
Figura 2.10 – Divisão de uma superfície de deslizamento em fatias (Silva, 2013)	13
Figura 2.11 – Fatia genérica com as forças aplicadas (Silva, 2013)	14
Figura 2.12 – redução da altura do talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika, 2015).....	17
Figura 2.13 – Redução do ângulo do pé do talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika, 2015)	17
Figura 2.14 – Execução de degrau ou banquetta no talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika, 2015).....	17
Figura 2.15 – Condicionantes de dimensionamento de ancoragens (Almeida e Sousa, 2008)20	
Figura 2.16 – Sequência construtiva de uma microestaca (@este, 2015)	21
Figura 2.17 - Exemplo de aplicação de colunas de jet grouting secantes; (@naresi, 2011) 23	
Figura 2.18 – Aplicação de biomantas num talude; (Santos, 2015)	24
Figura 2.19 – Reforço do paramento frontal do muro da Rua Damasceno Monteiro, com aplicação de argamassa (@construcaomagazine, 2017)	25
Figura 2.20 – Demonstração da impermeabilização de um talude com manta geossintética de cimento composto (@concretecanvas, 2016).....	25
Figura 3.1 – Corte de um dos muros de contenção demonstrando a geometria inicial (Ferreira, 1955).....	26
Figura 3.2 – Litoestratigrafia (Adaptado de Geocontrole, 2010)	30

Figura 3.3 – Zonas ravinadas (JETSJc, 2017).....	31
Figura 3.4 - Revestimento do talude com betão projetado (JETSJc, 2017)	32
Figura 3.5 - Planta com as soluções (JETSJc, 2017).....	33
Figura 3.6 - Alçado representativo das soluções (JETSJc, 2017)	33
Figura 3.7 - Alçado representativo da Solução A (JETSJc, 2017).....	34
Figura 3.8 - Alçado representativo da Solução B (JETSJc, 2017)	36
Figura 3.9 - Perspetiva de reforço do muro (@construcaomagazine, 2017].....	37
Figura 4.1 - Algumas dimensões do modelo; (JETSJc, 2017)	39
Figura 4.2 - Geometria Inicial do modelo	41
Figura 4.3 - Resultados obtidos para a análise sem nível freático.....	42
Figura 4.4 - Resultados obtidos da análise de estabilidade local com nível freático	43
Figura 4.5 - Definição das superfícies de rotura e incrementos dos raios	45
Figura 4.6 - Definição de espaçamento da grelha	45
Figura 4.7 - Geometria Inicial do modelo no software <i>Slide</i> 2018.....	45
Figura 4.8 - Resultados obtidos: a) muro inicial b) muro inicial com nível freático à cota colapso c) muro inicial com o nível freático máximo d) muro degradado e) muro degradado com nível freático à cota de colapso f) muro degradado com o nível freático máximo	47
Figura 4.9 - Informação da malha gerada.....	48
Figura 4.10 - Geometria do muro inicial	48
Figura 4.11 - Resultados obtidos: a) Muro Inicial b) Muro degradado c) Muro Inicial com nível freático à cota de colapso d) Muro degradado com nível freático à cota de colapso e) Muro Inicial com nível freático máximo f) Muro degradado com nível freático máximo	50
Figura 4.12 - Geometria Inicial da Solução A e C	51
Figura 4.13 - Geometria Inicial da solução B.....	51
Figura 4.14 - Geometria Inicial da Solução D.....	52
Figura 4.15 - Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,554.....	55
Figura 4.16 - Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,781.....	55
Figura 4.17 - Resultado obtido para a Solução D, em que F.S.= 1,784	56
Figura 4.18 - Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,8.....	56
Figura 4.19 - Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 2,2.....	57
Figura 4.20 - Resultado obtido para a Solução D, em que F.S.= 2,0	57
Figura 4.21 – Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,542	58
Figura 4.22 - Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,722.....	58
Figura 4.23 - Resultado obtidos para a Solução D, em que F.S.= 2,033.....	59
Figura 4.24 – Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,8	59

Figura 4.25 – Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,7	60
Figura 4.26 – Resultado obtido para a solução D, em que F.S.= 1,6	60
Figura 4.27 - Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,436.....	61
Figura 4.28 – Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,591	61
Figura 4.29 – Resultado obtido para a Solução D, em que F.S.= 1,607.....	62

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Coeficientes de segurança globais (Adaptado de Almeida e Sousa e Pedro, 2017)	12
Quadro 3.1 - Sondagens geotécnicas e mapa de trabalhos (Geocontrolo, 2010).....	28
Quadro 4.1 – Propriedades das Zonas Geológicas 1 e 2 (JETSJb, 2017)	40
Quadro 4.2 - Propriedades dos elementos de betão a executar (JETSJb, 2017).....	53
Quadro 4.3 - Propriedades do aterro de agregados leves (JETSJb, 2017).....	53
Quadro 4.4 - Propriedades das pregagens (JETSJb, 2017).....	53
Quadro 4.5 - Propriedades do elemento Microestacas (JETSJb, 2017)	53
Quadro 4.6 – Propriedades dos elementos para representação do muro e das lajes (JETSJb, 2017).....	54
Quadro 4.7 - Propriedades das ancoragens (JETSJb, 2017).....	54

1 INTRODUÇÃO

A construção maciça nas cidades leva a que taludes, anteriormente dados como estáveis, sejam colocados em situações de instabilidade, seja por via de reperfilamentos, alterações hidrogeológicas, novas solicitações, ou mesmo desgaste dos materiais com o passar do tempo. Como tal, existe uma necessidade de avaliar as novas condições e, eventualmente, reabilitar estes mesmos taludes a fim de suportarem em segurança estas alterações. Nesta problemática enquadra-se a requalificação do talude e dos seus muros de suporte localizados a tardo dos edifícios situados na Rua Damasceno Monteiro, dos lotes n.ºs 102 a 112 em Lisboa.

A intervenção foi solicitada após a ocorrência de colapso parcial dos muros de contenção dos edifícios n.º 106 a 108 da Rua Damasceno Monteiro, Lisboa, na madrugada do dia 27 de Fevereiro de 2017. Os muros de contenção em questão foram executados para suportar o talude existente, aquando da construção dos edifícios confrontantes com a Rua Damasceno Monteiro no ano de 1955. Por sua vez, os edifícios situados no topo do talude, pertencentes ao Condomínio Vila Graça, foram executados posteriormente à execução dos muros, em 1994. Os muros em questão, com uma extensão de aproximadamente 90 metros, vencem um desnível total de aproximadamente 20 metros e ajudam a suportar e a garantir a estabilidade dos edifícios existentes no Condomínio Vila Graça. De acordo com a inspeção efetuada os fenómenos que terão estado na origem da rotura parcial do muro estão em grande medida relacionados com a ineficiência e a degradação do sistema de drenagem do muro. A colmatação deste terá dificultado, ou até impedido, a drenagem da água tendo esta, devido ao forte período de precipitação que se fez sentir à data, se acumulado no tardo do muro potenciando o seu colapso. Posteriormente foi igualmente possível verificar que a drenagem foi dificultada pela existência de uma bancada argilosa, localizada aproximadamente à cota onde se verificou a rotura. A acumulação de água do tardo do muro, aliada às fracas condições do muro, com poucas armaduras já corroídas, diminuíram a capacidade resistente do muro levando ao seu colapso. Os trabalhos de reabilitação efetuados no muro consistiram essencialmente na execução e instalação de ancoragens definitivas e pregagens no talude, no reconfinamento e revestimento do muro de betão, na execução de microestacas na sua fundação, bem como na construção de um novo sistema integral de drenagem. Foram ainda efetuados trabalhos de reabilitação dos pilares e das caves dos edifícios danificados.

O objetivo principal desta dissertação é estudar a requalificação de taludes e de muros de suporte localizados em meio urbano, analisando concretamente o caso da Rua Damasceno Monteiro em Lisboa. Procura-se avaliar a caracterização e parametrização efetuada bem como

a robustez das soluções adotadas. Para tal, efetua-se numa primeira fase uma revisão acerca dos conceitos inerentes à estabilidade de taludes, procurando perceber e evidenciar quais as condicionantes existentes bem como aferir do seu impacto.

Após a descrição detalhada do caso de estudo apresenta-se a análise de estabilidade das soluções de reabilitação preconizadas bem como de uma solução alternativa para solucionar o problema e reparar os muros afetados. Analisam-se comparativamente as soluções procurando avaliar até que ponto estas conseguem garantir a estabilidade do muro e ao mesmo tempo proporcionar um enquadramento visual mais adequado face ao local em causa. Por último, conclui-se este trabalho com um conjunto de considerações finais sobre o tema e, em específico, acerca da obra em questão.

2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1 Definição Geral

Sendo o caso de estudo acerca da rotura de um muro que servia de suporte a um talude na Rua Damasceno Monteiro em Lisboa considera-se adequado começar este trabalho por aprofundar os conhecimentos relativos a este tipo de instabilidades. Analisando os mecanismos que levam à rotura de taludes, as soluções passíveis de adotar em taludes instáveis e, ainda, as técnicas usualmente utilizadas na reabilitação de muros de suporte em meio urbano.

Ferreira (2004) refere que, o estudo de problemas associados à estabilidade e queda de taludes naturais ou artificiais, constitui um fundamental e desafiante problema da Engenharia Civil, uma vez que os movimentos de massas de terra, afetam diretamente a ocupação urbana, a estabilidade da edificação e o seu tempo de vida útil. Cidades com um relevo mais acidentado, como por exemplo Lisboa, apresentam diversos exemplos que podem ser estudados a fim de perceber quais as melhores soluções a adotar nestes casos para evitar a ocorrência de escorregamentos de taludes.

Antes de prosseguir para a exposição das variadas causas de instabilidade de taludes, é indispensável apresentar a definição geralmente associada ao termo talude. Tendo por bases as obras de Abramson et al. (2002), Murthy (2002) e Matos Fernandes (2011), define-se talude como a massa de terras que forma um determinado ângulo com a horizontal, podendo existir taludes de origem natural (Figura 2.1a)) ou ainda taludes originados devido à intervenção humana (Figura 2.1b)). Os taludes naturais são formados devido à ação de agentes geodinâmicos externos, tais como, a água, o vento, variações de temperatura, movimentos das placas tectónicas e ainda alterações químicas devido à presença de seres vivos. Por sua vez os taludes originados pela intervenção humana são geralmente resultado de obras de engenharia, quer de aterro quer de escavação.

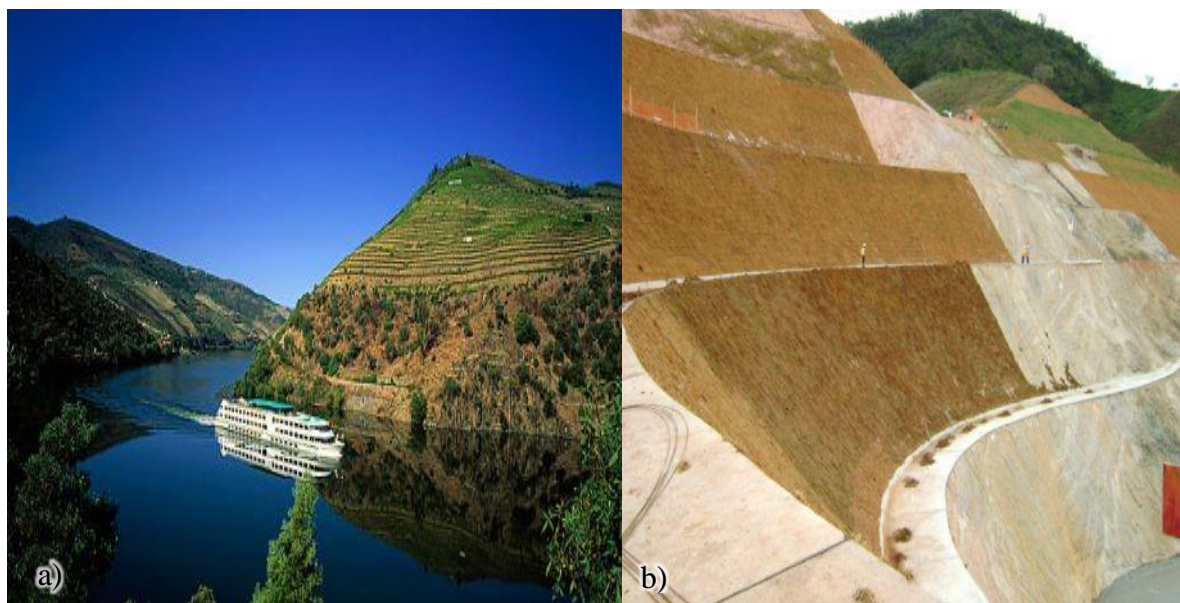


Figura 2.1 – Exemplos de taludes: a) Talude natural (Cardoso, 2009); b) Talude artificial (@ofitexto, 2018)

Desde os longínquos anos A.C. o Homem é capaz de alinhar filas de blocos de pedras com o intuito de evitar o deslizamento de solos para os seus campos de cultivo. Com o decorrer do tempo, houve uma natural evolução do conhecimento relativo a estruturas de suporte, do seu método de construção e de aplicação. Contudo, os avanços mais notáveis registados sucederam-se já nos séculos XVIII e XIX pelos contributos principalmente de Coulomb (1776), posteriormente por Rankine (1857) e ainda já no séc. XX por Terzaghi (1883), segundo Brooks and Nielsen (2010).

Para além disto, a evolução tornou-se ainda mais notória com o contributo dos *softwares* desenvolvidos mais recentemente que permitem múltiplas análises facilitando o projeto de estruturas de suporte. No entanto, continuam a existir erros no dimensionamento destas obras, associados à assunção errada de parâmetros, especialmente os relacionados com os solos, assim como de planeamento e construção dos mesmos.

2.2 Causas e mecanismos de rotura de taludes

Como se expôs, existem variados motivos e catalisadores para a criação de taludes, pelo que, existem, também, diversos motivos que podem levar à sua rotura. Esta, de uma forma simplificada com base em Matos Fernandes (2011), Burland et al. (2012b) e Lucas (2016), pode traduzir-se como correspondendo à queda descontrolada de uma massa de terras existindo arrastamento de material, mesmo que num estado inicial essa massa se encontrasse ou não restringida. Segundo Budhu (2010) a queda de taludes é provocada por diferentes fenómenos, expondo-se de seguida algumas condições gerais que podem levar a esta ocorrência.

Tendo em conta o trabalho de Budhu (2010), Matos Fernandes (2011), Ferlisi and De Chiara (2018), em termos gerais a erosão pode ser considerada como o principal fator responsável pela instabilidade de taludes naturais. A atuação de agentes erosivos, como a pluviosidade e o vento, durante um período prolongado, contribuem para a erosão destes taludes. Estes agentes erosivos moldam os taludes até estes entrarem em colapso, deslocando os materiais para uma nova posição, mais estável que a anterior.

No entanto é importante salientar as condições adversas que a presença de água cria em taludes naturais e artificiais. Primeiramente, a pluviosidade, especialmente quando é intensa e ao longo de grandes períodos, é sem dúvidas um dos principais fenómenos que leva a ocorrência da queda de taludes naturais. Desde logo, a pluviosidade degrada as propriedades do solo e a sua fixação, diminuindo as tensões efetivas, criando massas menos sólidas que facilmente se deslocam ou entram em cedência. Para além disso, como é referenciado por Brooks and Nielsen (2010) e Hunt (2005), no caso de existir uma estrutura de suporte para o talude, a acumulação de água no seu tardo, aquando da inexistência de um sistema de drenagem eficaz, pode originar um impulso hidrostático, causando um acréscimo considerável de carga sobre a estrutura de suporte, colocando em causa a sua estabilidade e por consequência do próprio talude (Figura 2.2). Por este motivo é absolutamente indispensável conceber e instalar um sistema de drenagem eficaz e duradouro como o ilustrado na Figura 2.3. Também a existência de infiltrações de água nas estruturas de suporte pode originar uma situação semelhante à da pluviosidade, com a geração de impulsos hidrostáticos e consequente instabilidade. Nas grandes cidades, com a construção de caves e a impermeabilização dos terrenos à superfície, estas alterações hidrogeológicas fazem-se notar mais uma vez que se força a água a mudar de caminho e taludes anteriormente dados como estáveis podem-se tornar instáveis caso sejam afetados por estas mudanças de curso. Para além das infiltrações, quando o talude não está bem preparado, também a rápida extração de água pode levar a situações de instabilidade em taludes artificiais, uma vez que pode gerar arrastamento de partículas e pressões hidrodinâmicas nas paredes dos muros de suporte.

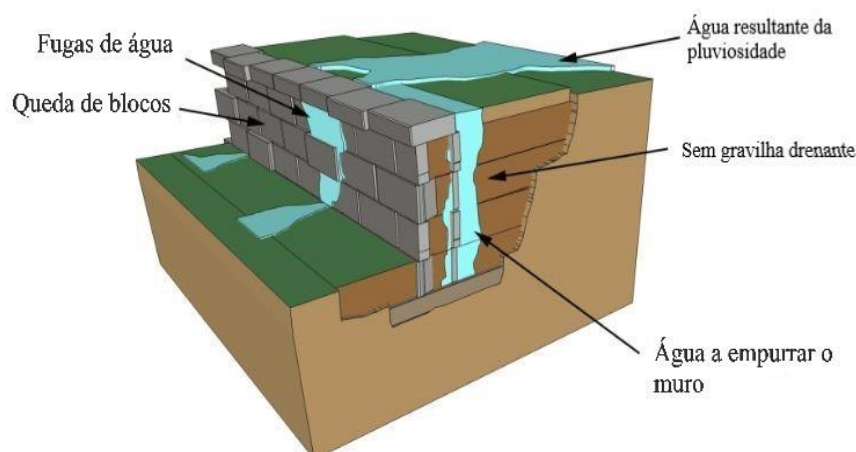


Figura 2.2 - Exemplo de falha no sistema e má conceção (Adaptado de @cornerstonewallsolutions, 2015)

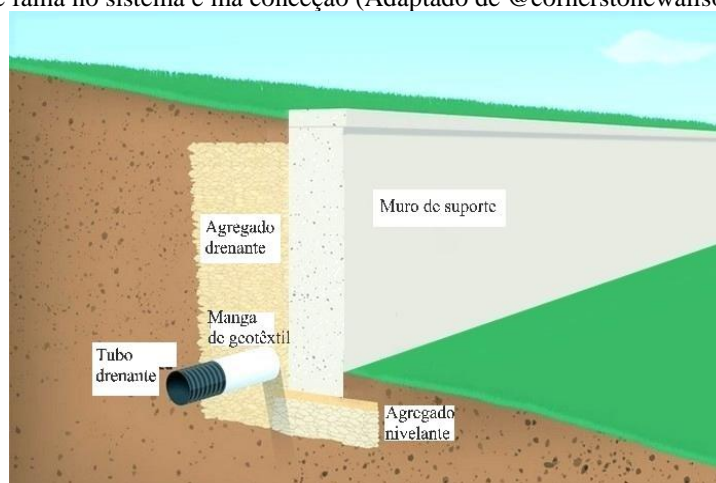


Figura 2.3 - Exemplo de aplicação correta de um sistema de drenagem (Adaptado de @sunshinekids, 2018)

As condições de estabilidade mencionadas anteriormente dependem em grande parte da constituição do solo do talude. Obviamente as propriedades resistentes têm influência direta na sua estabilidade tendo-se, por exemplo, que solos pouco coesivos e saturados proporcionam taludes naturalmente muito instáveis, conforme também verificado por Abramson et al. (2002). A estratificação e orientação das camadas do solo é, também, preponderante pois podem facilitar infiltrações de água e induzir movimentos no talude que levem ao seu colapso. Dando como exemplo a obra em estudo, a existência de uma fina camada de argila poderá ter tido influência na percolação das águas, devido à sua diferença de permeabilidade, criando uma camada impermeável e fazendo com que a água se acumulasse no tardo do muro não sendo drenada. Por este motivo a prospeção adequada do solo e a sua correta parametrização pode fazer toda a diferença na prevenção da queda de taludes.

Para além da constituição do solo, é necessário ter em conta se este contém vegetação, pois esta também tem um impacto na estabilidade de taludes. A presença quer de árvores ou de qualquer

vegetação rasteira, devido às suas raízes, são um fator que diminui, na generalidade dos casos, os efeitos de erosão nos taludes contribuindo fortemente para a sua estabilidade. No entanto, como refere Abramson et al. (2002), um só tipo de vegetação aplicado no talude pode não ser suficiente, sendo ideal existirem vários tipos de vegetação a fim de existir tanto a interseção da queda de chuva através da folhagem, como o reforço mecânico do talude devido às raízes, sendo estes alguns dos aspetos positivos da presença de vegetação nos taludes. Para além disto, a presença de árvores evita o arrastamento do solo, diminuindo o efeito dos agentes erosivos. Contudo, conforme evidenciado por Lucas (2016), a existência de grandes árvores no topo do talude pode ter um efeito nefasto pois funcionam como sobrecarga, sendo que a presença de vegetação pode igualmente em algumas situações facilitar a infiltração (Figura 2.4) das águas das chuvas, contribuindo assim para a instabilidade dos taludes.

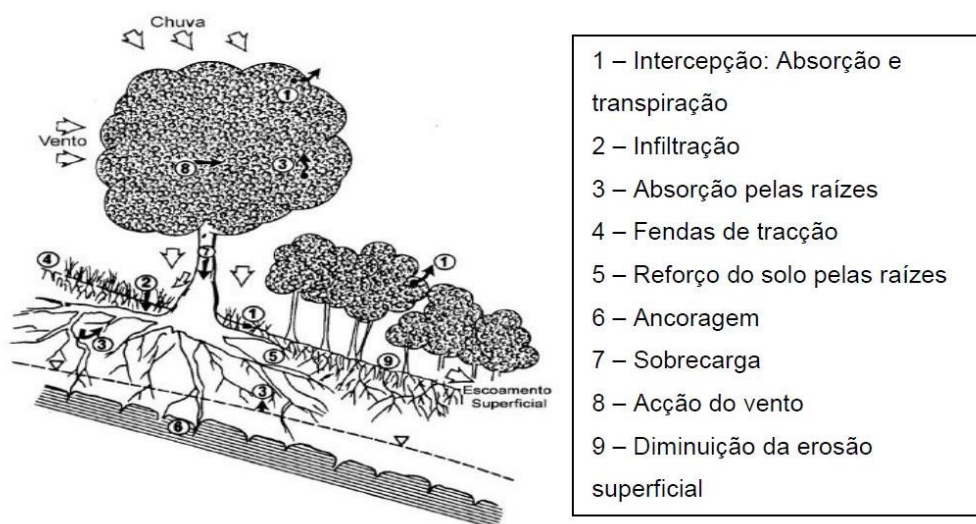


Figura 2.4 - Interação solo-água-vegetação (Lucas, 2016)

Os trabalhos de construção podem igualmente ter influência direta na estabilidade dos taludes. Esta pode ser posta em causa pela aplicação de cargas externas, que geralmente são resultado de atividades humanas. Desde logo, a aplicação de cargas elevadas no topo do talude pode implicar a rutura do mesmo, sendo que, no entanto, se aplicadas na sua base podem ter o efeito inverso, aumentando a sua estabilidade. Também, a execução de escavações no pé do talude tende a causar instabilidade pois a remoção desta massa estabilizadora aumenta o desnível do talude tornando a sua segurança mais precária, como indicado por Budhu (2010).

Os erros de dimensionamento acontecem, muitas vezes, quer por erros de interpretação de dados e informação, falta de experiência no dimensionamento ou mesmo por recolha errada de informação ou parâmetros. Pode também ocorrer quando o suporte é mal colocado, podendo desta forma contribuir diretamente para o colapso da estrutura. Por exemplo, a aplicação de ancoragens quando efetuada sem cumprir todas as disposições construtivas necessárias, ou quando é aplicado um nível de pré-esforço errado, pode não contribuir para a estabilidade como pretendido, segundo Brooks and Nielsen (2010). Por sua vez, os erros de cálculo, embora

relacionados com o anteriormente dito, geralmente resultam num dimensionamento errado e muitas vezes ineficaz. Ainda segundo o mesmo autor, estes erros ocorrem usualmente também devido à falta de experiência do projetista ou pelo facto de existirem documentos que nem sempre são coerentes e de fácil interpretação, levando a erros de julgamento.

Finalmente, uma outra razão comum que leva à instabilidade de taludes suportados por uma estrutura é a degradação das propriedades dos materiais. Durante o tempo de vida útil da estrutura de retenção é normal verificar-se degradação das propriedades dos materiais. Esta degradação pode dever-se, por exemplo, a fenómenos de corrosão, a mudanças de temperatura que levam a ciclos de dilatação e retração de vários materiais e, ainda, por exemplo a atividade sísmica que, mesmo não sendo intensa, pode deixar fissuras no material, podendo causar instabilidade na estrutura de retenção, para além claro da subida e descida no nível freático tal como referido anteriormente.

Como se expôs há várias causas que podem levar à rotura de um talude, para além disso há também várias formas pelas quais um talude pode ruir. Segundo Terzaghi et al. (1996) a rotura de taludes pode ocorrer de qualquer maneira possível, de forma gradual ou repentina, com ou sem aviso prévio aparente. Com base em Coduto et al. (2011), e Lucas (2016), a distinção usual usada na classificação destes movimentos é a seguinte: Desmoronamentos (Falls); Basculamentos (Topples); Deslizamentos (Slides); Movimentos Laterais (Spreads); e Fluimentos (Flows). Desde logo, os desmoronamentos ocorrem em taludes com grande inclinação e são originados pelo desprendimento de massas de solo ou rocha com uma aceleração elevada ao longo de um talude (Figura 2.5). Por sua vez o rolamento e os ressaltos destas massas podem provocar o desprendimento de outros blocos ou massas. No basculamento, que só ocorre em rochas, o desprendimento dos blocos dá-se devido à existência de diaclases e descontinuidades praticamente verticais (Figura 2.6). Existem dois tipos de basculamentos: o basculamento direto, onde o centro de gravidade do bloco encontra-se fora do bloco; e o basculamento por flexão, onde a tensão principal é paralela ao talude e introduz tensões de corte que originam blocos que posteriormente basculam.

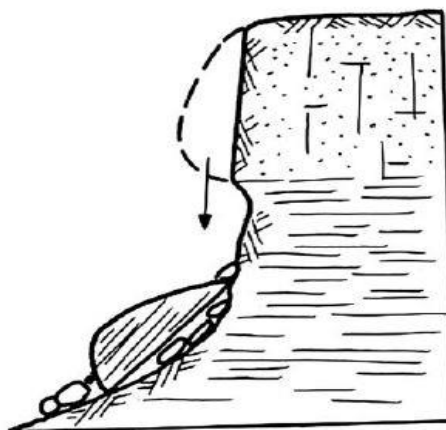


Figura 2.5 – Ilustração do desmoronamento de um talude (Hunt,2005)

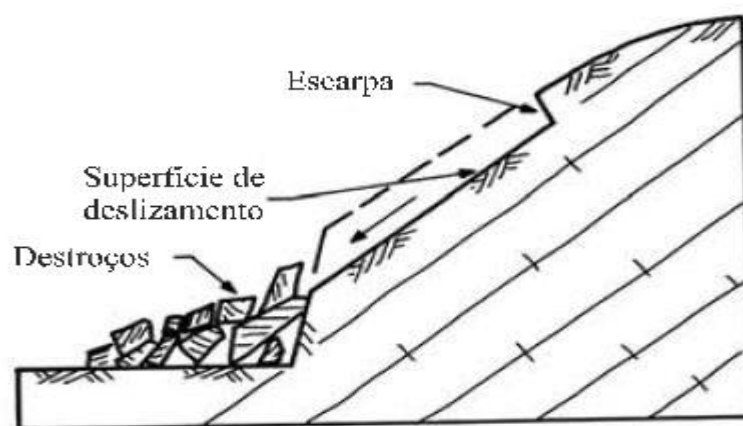


Figura 2.8 – Ilustração de deslizamento planar (Adaptado de Hunt, 2005)

De acordo com Coduto et al. (2011) os movimentos laterais são em tudo similares aos deslizamentos, sendo a diferença a existência de uma separação dos blocos entre si. Os movimentos laterais são típicos em camadas de solo mais pobre ou em zonas onde ocorreu liquefação provocada por atividade sísmica. O mesmo autor denota ainda que estes movimentos são usualmente observados em taludes com baixa a média inclinação e em margens de rios, afetando grandes áreas e tendo impactos consideráveis, sendo responsáveis pela queda de inúmeras pontes e infraestruturas ribeirinhas.

Por sua vez, segundo Lucas (2016), os fluimentos são movimentos que ocorrem na presença de elevados níveis de teor de água no solo e quando existe igualmente um número elevado de superfícies de cisalhamento, tendo-se que nestas condições o comportamento do solo uma vez iniciado o movimento se assemelha a um fluido viscoso. Usualmente os fluimentos arrastam consigo outros objetos de dimensões bastante consideráveis. São igualmente caracterizados pelas diferentes velocidades e teores em água que possuem, podendo ser divididos nas seguintes categorias: debris flow - estes fluimentos são caracterizados por transportar objetos, tais como rochas e troncos de árvores, que se movem juntamente com o solo viscoso e fluido, e por terem um grande poder destrutivo, podendo arrastar carros e até mesmo edifícios; mud flows - fluxo de solo coesivo com alto teor em água que apresenta uma velocidade moderada a alta; e earth flows - fluxo de solo não coesivo com baixo teor em água e velocidade baixa. Um exemplo de fluimento é ilustrado na Figura 2.9.

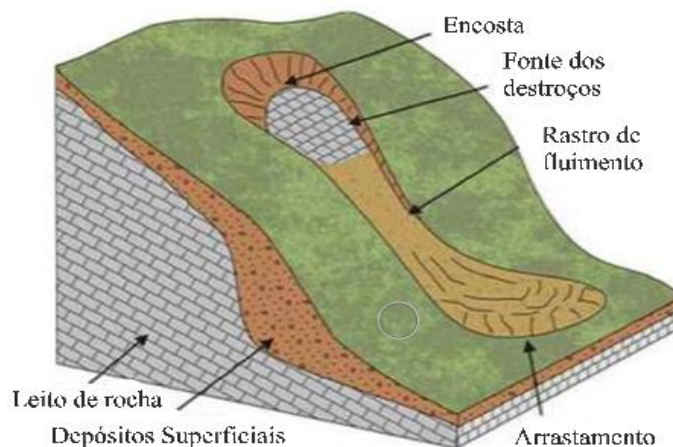


Figura 2.9 – Exemplo de fluimento (Adaptado de Nettleton et al., 2005)

2.3 Avaliação da Estabilidade

2.3.1 Estabilidade local

Como o tema desta dissertação aborda o estudo e requalificação de um talude em meio urbano e sendo estes usualmente suportados por muros de suporte, é necessário avaliar a estabilidade local destes afim de garantir que não comprometem o talude. Para tal, deve ser garantida a não ocorrência dos seguintes modos de rotura: deslizamento pela base; derrubamento e capacidade de carga do solo de fundação. Segundo Matos Fernandes (2011) no estado limite por deslizamento o muro tende a sofrer uma translação provocada pelos impulsos de terras gerados do lado ativo, ou seja, pelas terras suportadas pelo muro. A principal força resistente é a força de atrito mobilizada entre a base do muro e o solo e ainda, caso exista, o impulso gerado do lado passivo, isto é, na frente do muro. O coeficiente de segurança global em relação ao deslizamento pela base do muro é dado pela seguinte expressão (2.1), (Matos Fernandes, 2011):

$$F.S. = \frac{T_R}{T_S} \quad (2.1)$$

Em que:

- T_R – Força horizontal resistente no plano da base do muro;
- T_S – Força horizontal aplicada à base do muro pelas forças do lado ativo.

O modo de rotura por derrubamento pode ocorrer quando existe rotação do muro em torno de um ponto exterior da base do muro, provocada pela ação dos impulsos ativos. Esta rotação é contrariada pelo momento resistente gerado pelo peso próprio do muro e pelo impulso passivo

(caso exista). O coeficiente de segurança ao derrubamento é dado pela seguinte razão (2.2), (Matos Fernandes, 2011):

$$F.S. = \frac{M_R}{M_S} \quad (2.2)$$

Em que:

- M_R é o momento resistente ou estabilizador;
- M_S é o momento derrubador.

Segundo Nascimento (2011), o modo de rotura do terreno de fundação ocorre caso a força máxima atuante na base do muro ultrapasse o valor da força admissível na base do mesmo. Neste modo de rotura para que toda a base do muro esteja carregada é necessário que a resultante da carga vertical na fundação atue dentro do núcleo central. Caso a resultante não atue no núcleo central parte da base do muro fica descarregada e, portanto, sem contato com o solo fundação pois, o solo não é capaz de mobilizar tensões de tração. O coeficiente de segurança à rotura do solo fundação é dado pela seguinte equação (2.3), (Matos Fernandes, 2011):

$$F.S. = \frac{V_R}{V_S} \quad (2.3)$$

Em que:

- V_R – Capacidade resistente ao carregamento vertical;
- V_S – Resultante da carga vertical aplicada na fundação do muro.

No Quadro 2.1 são indicados os seguintes fatores de segurança globais para cada um dos mecanismos de rotura mencionados para uma estrutura de suporte:

Quadro 2.1 - Coeficientes de segurança globais (Adaptado de Almeida e Sousa e Pedro, 2017)

Mecanismo de rotura	Festático	Fsísmico
Derrube	1,5	1,2
Deslizamento pela base	1,5 - 2,0	1,1 – 1,2
Rotura do terreno de fundação	2,0 – 3,0	1,5

2.3.2 Estabilidade global

Clayton et al. (2014) referem que em caso de taludes suportados por estruturas de suporte deve ser sempre feita para além da verificação da estabilidade local a análise de estabilidade global do maciço. Um dos métodos usualmente empregue na avaliação da estabilidade global é o método de equilíbrio limite que considera que o solo está em cedência e/ou que se atingiu o mecanismo último que leva ao colapso do talude. Geralmente a sua avaliação envolve os seguintes passos: é arbitrada uma superfície de rotura do talude, sendo que a sua forma pode ser planar, curva ou composta, conforme for o mais adequado face ao talude em causa; é assumido um critério de rotura para o solo, admitindo-se que ao longo de toda a superfície de rotura o solo se encontra em cedência; o solo no interior da superfície de rotura é subdividido em fatias sendo estudados os esforços inter-fatias; o equilíbrio dos esforços internos permite efetuar uma análise global de estabilidade avaliando se as forças estabilizadoras (força de atrito mobilizada ao longo da superfície de rotura) superam as forças instabilizadoras (peso do solo e ações externas) (Clayton et al, 2014). Na Figura 2.10 é possível observar um exemplo da divisão de fatias efetuada para uma superfície de rotura circular num talude:

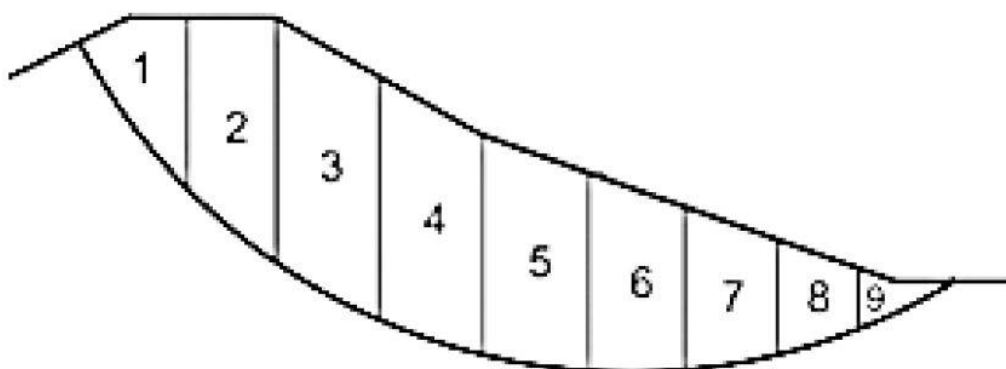


Figura 2.10 – Divisão de uma superfície de deslizamento em fatias (Silva, 2013)

Na Figura 2.11 é possível observar uma ilustração das forças aplicadas numa fatia genérica W_i em que, N_i' representa a resultante das tensões normais efetivas; U_i a pressão da água nos poros da base da fatia; T_i a resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia; E_{li} e X_{li} representam as componentes normal e tangencial das forças de interação na face esquerda; E_{ri} e X_{ri} representam as componentes normal e tangencial das forças de interação na face da direita; por último E'_{li} e E'_{ri} representam as resultantes da pressão de água dos poros na mesmas faces (Matos Fernandes, 2011).

O coeficiente de segurança global para a generalidade dos métodos de equilíbrio limite pode ser obtido relacionando as equações de equilíbrio de cada fatia e as equações de rotura de Mohr-Coulomb, através das seguintes expressão (2.4) e expressão (2.5), (Silva, 2013):

$$F.S. = \frac{\Sigma F_{estabilizadoras}}{\Sigma F_{instabilizadoras}} \quad (2.4)$$

$$F.S. = \frac{\Sigma M_{estabilizadores}}{\Sigma F_{instabilizadores}} = \frac{\Sigma_{i=1}^n (c'_i + \Delta l_i + N'_i \tan \phi_i)}{\Sigma_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.5)$$

Segundo Almeida e Sousa e Pedro (2017), este valor tem de ser superior a 1,5 para a situação estática e superior a 1,2 para a situação sísmica.

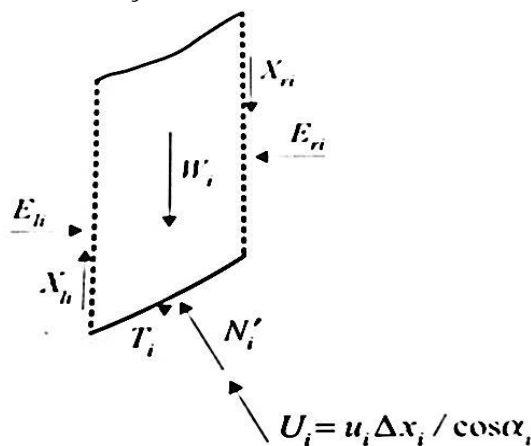


Figura 2.11 – Fatia genérica com as forças aplicadas (Silva, 2013)

Naturalmente, se o fator de segurança proveniente das equações for inferior a 1, ter-se-á que o talude se encontra instável.

No entanto, existem múltiplos métodos de equilíbrio limite que podem ser utilizados na avaliação da estabilidade, sendo que estes diferem essencialmente como as forças inter-fatias são ou não contabilizadas, podendo ir do caso mais simples, Fellenius, onde não se consideram quaisquer forças inter-fatias, aos casos mais complicados com o método de Sarma onde as componentes verticais e horizontais entre fatias são contabilizadas. Na prática corrente é geralmente adotado o método de Bishop-Simplificado que sendo um método simples, contabiliza a interação horizontal entre fatias produzindo uma avaliação da estabilidade do lado da segurança (Matos Fernandes, 2011); (Clayton et al, 2014). Por estes motivos este foi o método escolhido para a efetuar a análise de estabilidade global pelo que aborda a sua metodologia com mais detalhe de seguida.

Este método foi proposto por Bishop em 1955 e admite que as forças de interação entre as fatias são horizontais, assumindo que as forças de interação tangenciais são iguais a zero (Abramson et al, 2002); (Matos Fernandes, 2011). Para além disso, este processo não dá uma solução explícita, o que significa que só é possível obter a solução final por um processo iterativo, admitindo um valor para FS (fator de segurança) inicial e através da expressão (2.6) avaliar a

diferença entre o FS obtido e o estimado e continuar o processo iterativo, admitindo novo FS inicial, até obter um valor final bastante próximo do inicialmente adotado, (Matos Fernandes, 2011). A expressão utilizada na avaliação do FS é a seguinte:

$$F.S. = \frac{\Sigma(c' \Delta x + (W - u \Delta x) \tan \Phi') \left(\frac{1}{\cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \Phi'}{FS} \right]} \right)}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (2.6)$$

2.3.3 Método dos Elementos Finitos

O método dos elementos finitos pode ser igualmente utilizado na avaliação da estabilidade de taludes. Segundo Teixeira de Freitas (2015), a vantagem deste método é que permite efetuar uma análise tensão-deformação e desta forma avaliar conjuntamente se o talude se encontra em equilíbrio. Aplicado à análise da estabilidade de taludes, este método geralmente implica as seguintes fases de cálculo, (Burland et al, 2012b):

- Criação do modelo numérico com a definição da geometria, das características dos solos e suporte e das condições de fronteira;
- Geração geostática do estado de tensão inicial e caso exista nível freático a geração das pressões neutras;
- Ativação da geometria do talude e dos vários elementos estruturais existentes por forma a permitir que se avalie se existe um equilíbrio de tensões devido à existência de forças gravíticas;
- Avaliação do fator de segurança utilizando uma técnica de redução progressiva das propriedades resistentes do solo até se atingir a rotura.

Na presente dissertação o método usado para a redução progressiva das propriedades resistentes do solo utilizado foi o método denominado por “ ϕ -c reduction”. Tal como o nome indica, este método é baseado na redução progressiva e proporcional dos parâmetros resistentes do solo, coesão (c) e da tangente do ângulo de resistência ao corte ($\tan \phi$),. O software Plaxis permite a avaliação do fator de segurança, M_{sf} , durante o cálculo através da expressão (2.7), (Plaxis, 2012):

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \Phi_{input}}{\tan \Phi_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}} \quad (2.7)$$

Em que:

- M_{sf} é dado como o fator de segurança
- $\tan\phi_{input}$ e C_{input} correspondem aos parâmetros do solo introduzidos anteriormente no modelo;
- $\tan\phi_{reduced}$ e $C_{reduced}$ correspondem aos parâmetros reduzidos durante o cálculo.

2.4 Soluções e metodologias adotadas na estabilização de taludes

Caso na análise da estabilidade dos taludes se verifique potencial instabilidade deve proceder-se à sua estabilização. Nesta, o reforço pode ser feito adicionando elementos estruturais ao talude ou efetuando um reperfilamento da sua geometria tendo como objetivo último aumentar o tempo de vida útil do talude. Este reforço deve ser efetuado sempre que a situação de instabilidade tenha impacto direto na segurança das edificações na periferia, ponha em risco a segurança de população ou em situações em que, devido a limitações do espaço de obra, não esteja garantida a estabilidade do talude durante o seu tempo de vida útil. De acordo com Hunt (2005), o primeiro fator na escolha da solução de estabilização de taludes a utilizar é o propósito de intervenção, subdividindo-se este em duas categorias:

- Medidas preventivas, aplicadas para estabilizar taludes potencialmente instáveis;
- Medidas de remediação ou corretivas em taludes que já se encontram em situações instáveis.

Todas as soluções apresentadas nesta dissertação podem ter uma das funções referidas ou ambas, e implicam diferentes custos e métodos de execução totalmente diferentes, mas, o seu objetivo primordial é comum e consiste na estabilização do talude. Seguidamente serão apresentadas as vantagens e desvantagens de diversas soluções possíveis de adotar.

2.4.1 Mudança de geometria do talude

Quando um talude não se encontra numa situação estável, mudar a sua geometria pode aumentar o seu fator de segurança, de acordo com Ishibashi and Hazarika (2015). Duncan et al. (2014) referem que a mudança de geometria dos taludes pode resultar numa diminuição das forças desestabilizadoras e incrementar as forças resistentes do próprio talude. Também refere que esta mudança de geometria pode mudar a disposição dos materiais e a disposição das eventuais descontinuidades. Matos Fernandes (2011), também refere que este tipo de solução permite a remoção da zona ativa, potencialmente instável, e redução da inclinação do talude contribuindo assim para a sua estabilidade. Ainda segundo Matos Fernandes (2011) as principais vantagens deste tipo de solução são o seu preço mais reduzido e sua relativa eficácia na estabilização do talude, mas, segundo o mesmo autor, a mudança de geometria do talude nem sempre é indicada em meios urbanos uma vez que pode envolver o movimento de grandes massas de terras o que

nem sempre é possível. Os tipos de alteração de geometria mais comumente utilizados em taludes são os seguintes:

a) Redução da altura do talude (Figura 2.12):

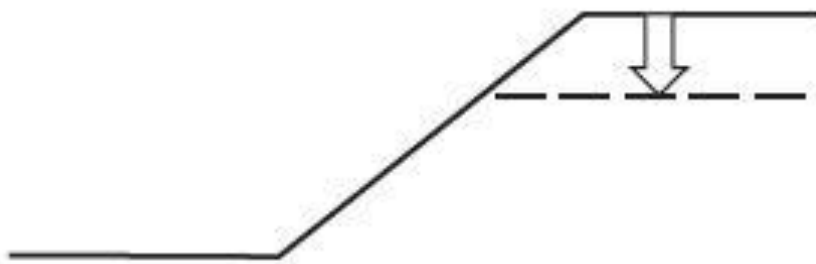


Figura 2.12 – redução da altura do talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika, 2015)

b) Redução do ângulo (Figura 2.13):

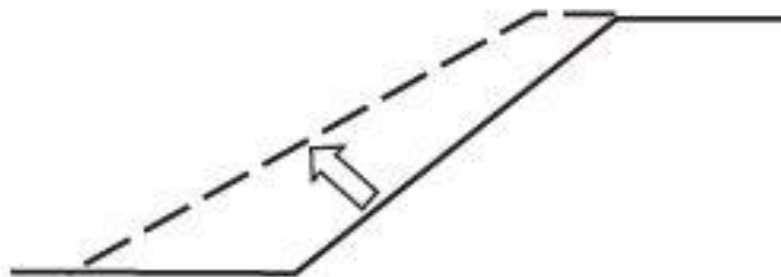


Figura 2.13 – Redução do ângulo do pé do talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika, 2015)

c) Degrau ou banqueta no talude (Figura 2.14):

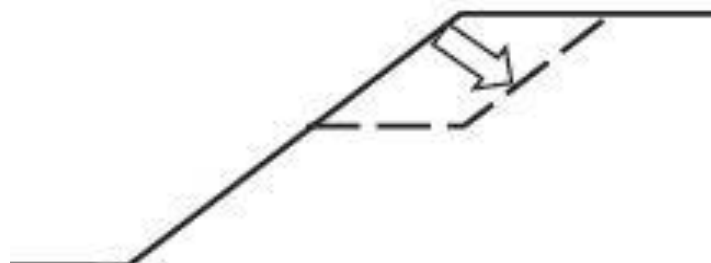
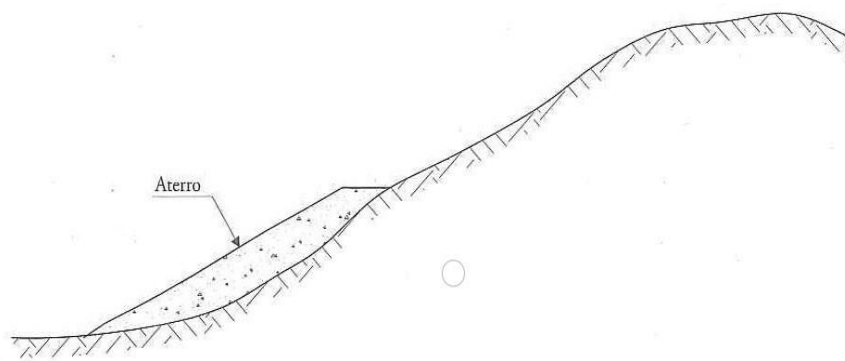


Figura 2.14 – Execução de degrau ou banqueta no talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika, 2015)



- d) Aterro na base do talude, aumentado o peso de terras na zona passiva, (Matos Fernandes, 2011)

2.4.2 Drenagem

Duncan et al. (2014) referem que a drenagem é o método de estabilização mais utilizado. Matos Fernandes (2011) refere que a razão deste método ser amplamente utilizado é porque a água é uma das principais responsáveis pela diminuição das tensões efetivas e consequente escorregamento de taludes e a utilização de drenagem pode minorar ou mesmo anular o seu efeito. Duncan et al. (2014) também refere que uma das principais vantagens deste tipo de soluções é ter custos reduzidos de implantação, sobretudo para grandes volumes de terras.

A drenagem pode ser superficial tendo como principal objetivo minimizar a infiltração de águas pluviais, (Matos Fernandes, 2011). O sistema de drenagem superficial deve ser concebido por forma a recolher as águas incidentes no topo do talude e transportar com eficácia essas águas para o local pretendido.

A drenagem pode igualmente ser profunda tendo neste caso o propósito de modificar de forma eficaz o regime de percolação no interior do talude, sendo esta a sua principal vantagem, (Bromhead, 2006). Matos Fernandes (2011) dá como exemplo de duas soluções envolvendo drenagem profunda a utilização de galerias drenantes que consistem na escavação e execução de um microtúnel e seu revestimento e, têm como objetivo manter o nível freático o mais afastado possível da zona instável do talude. A outra solução consiste em construir valas drenantes, executadas a grandes profundidades e com material altamente permeável, sendo o objetivo igualmente manter o nível freático afastado da zona instável do talude. Matos Fernandes (2011) considera que a desvantagem deste tipo de solução são essencialmente o seu custo elevado, só justificável em grandes taludes.

2.4.3 Estruturas de suporte

De uma forma geral há a necessidade de construir uma estrutura de suporte sempre que se pretende vencer um desnível de terreno e este não tem resistência suficiente para manter a

geometria, (Brooks e Nielsen, 2010). De acordo com Guerra (2002), podemos dividir as estruturas de suporte em três subgrupos: as estruturas de suporte rígidas, utilizadas quando a estrutura se comporta como um corpo rígido com deformações desprezáveis, onde se inserem os muros de betão armado tal como o do caso em estudo; as estruturas de suporte flexíveis, para as quais no dimensionamento é tido em conta a flexibilidade da estrutura; e os muros com reforço interno, ou muros de terra armada.

2.4.4 Ancoragens

Lucas (2016) acrescenta que este tipo de solução é um método ativo de reforço quando aplicado pré-esforço, com introdução de cordões ou barras de aço pré-tensionadas no maciço ou talude com o objetivo de estabilizar as zonas mais críticas. Brito (2001b) refere ainda que as principais vantagens deste tipo de solução prendem-se com introduzir uma força ativa no sentido inverso ao do impulso das terras, diminuindo significativamente a deformação horizontal no topo do talude e, contribuindo de forma efetiva para estabilidade de taludes; não introduzir constrangimentos ao processo construtivo sendo uma solução que ocupa pouco espaço de obra podendo ser utilizado sem problemas em meio urbano, onde o espaço é bastante limitado. Segundo Almeida e Sousa (2008) as ancoragens podem ser provisórias ou definitivas, embora o mais comum em taludes seja utilizar ancoragens definitivas que necessitam de ser dimensionadas apropriadamente para resistirem à inevitável corrosão. Quando utilizadas em taludes deve-se garantir que se encontram seladas em materiais competentes e afastadas da cunha ativa do talude pois caso contrário não têm qualquer impacto no aumento da sua estabilidade.

Quando se utilizam ancoragens em ambiente urbano deve-se adicionalmente ter alguns cuidados relativamente à sua localização, nomeadamente garantir uma distância mínima de 3 metros relativamente à fundação de edifícios e de 5 metros à superfície do terreno. Deve existir um espaçamento mínimo entre os bolbos de 1,5 metros e o comprimento livre da ancoragem não deve ser inferior a 5 metros. A sua inclinação não deve ser inferior a 10 ou 15 graus, sendo os valores usualmente adotados entre os 20 e 45 graus. Na figura (Figura 2.15) é possível observar os condicionamentos do dimensionamento referidos de acordo com Almeida e Sousa (2017):

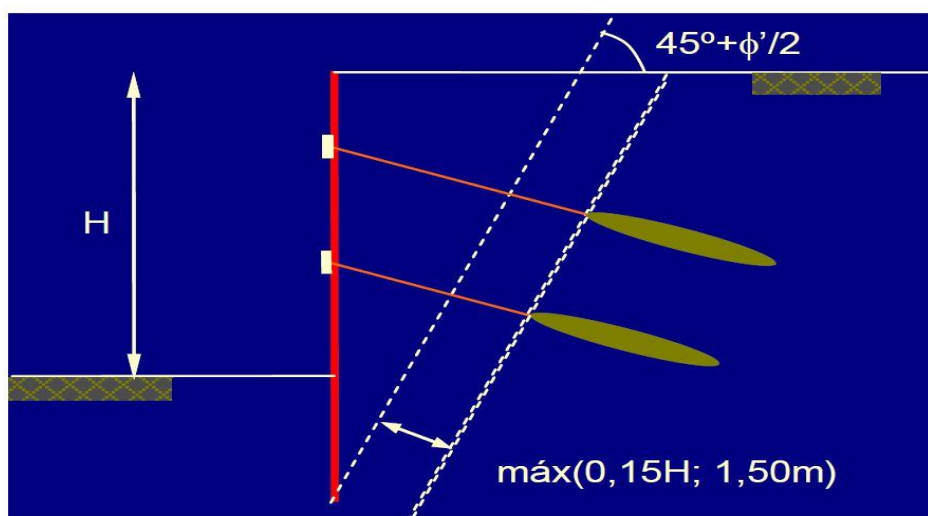


Figura 2.15 – Condicionantes de dimensionamento de ancoragens (Almeida e Sousa, 2008)

Em meio urbano, as principais condicionantes na execução de ancoragens são se as mesmas intersectam ou não outras ancoragens já existentes, se não atravessam caves ou edificações ilegais ou não registadas em nenhum projeto, se são executadas muito próximas de fundações e, por último, se o pré-esforço aplicado não induz deformações no maciço, pondo em causa a estabilidade de estruturas na vizinhança, nomeadamente de edificação e fachadas antigas, este tipo de solução também é mais dispendioso e exige pessoal e material devidamente especializado para a sua execução, (Brito, 2001a) . O autor refere ainda que as principais vantagens deste tipo de solução são: introduzir uma força ativa no sentido inverso ao do impulso das terras, diminuindo significativamente a deformação horizontal no topo do talude e, contribuindo de forma efetiva para estabilidade de taludes; não introduzir constrangimentos ao processo construtivo sendo uma solução que ocupa pouco espaço de obra podendo ser utilizado sem problemas em meio urbano, onde o espaço é bastante limitado.

2.4.5 Microestacas

As microestacas podem considerar-se como sendo estacas moldadas de diâmetros reduzidos, na ordem de 80 a 250 mm, mas com elevada capacidade de carga capazes de resistir à compressão a cargas de serviço da ordem de 100 kN a 2000 kN. De um modo geral, na sua execução procede-se inicialmente à realização de um furo, com a colocação no seu interior de varões ou perfis metálicos ou armadura e na última fase o furo é coberto por calda de cimento, (Lucas, 2016). Na Figura 2.16 é disponibilizado um esquema com as fases típicas de execução de uma microestaca. Segundo Brito (1999), esta técnica é sobretudo aplicada no reforço de fundações, na consolidação de taludes, em terrenos e situações particularmente difíceis, sobretudo em meio urbano.

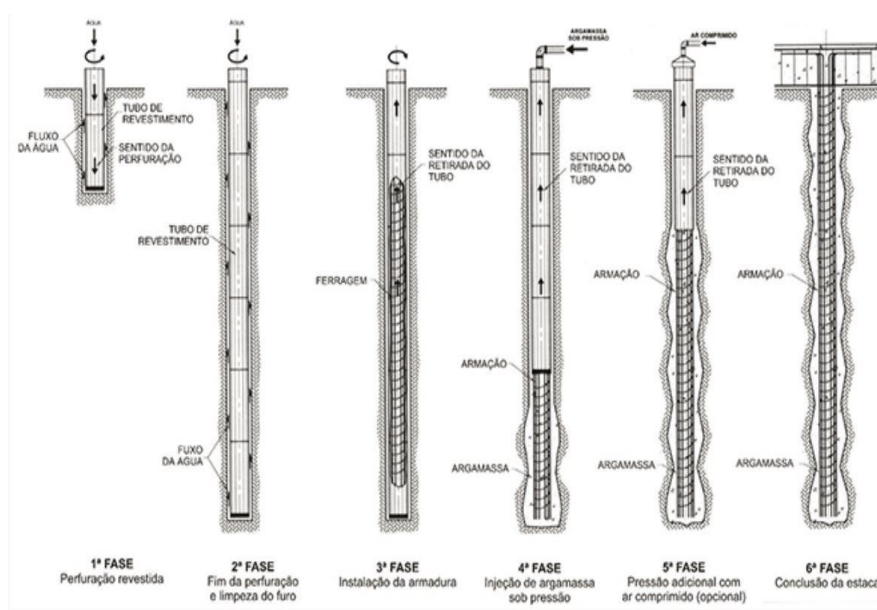


Figura 2.16 – Sequência construtiva de uma microestaca (@este, 2015)

A utilização de microestacas na estabilização de taludes ou de muros que os suportam tem múltiplas vantagens das quais se destacam as seguintes, (Brito, 1999):

- Técnica aplicável em espaços confinados e limitados, não exige maquinaria de grandes dimensões;
- Pequenas vibrações e ruído;
- Grande versatilidade, podendo ser executada em direções inclinadas e conferir de igual modo elevada resistência;
- Rapidez e facilidade de execução.

Por sua vez as desvantagens da execução desta técnica são as seguintes, (Brito, 1999):

- Requer empresas e mão de obra qualificada;
- A capacidade de carga apesar de ser elevada é limitada dado o pequeno diâmetros, sendo necessário recorrer a outras soluções quanto as cargas atuantes são mais elevadas.

2.4.6 Pregagens

Uma descrição de pregagens segundo Burland et al. (2012a) é que se trata de um método de reforço que melhora a estabilidade de um talude com a instalação de varões de aço ou um material polimérico sub-horizontalmente, melhorando o comportamento geral do maciço, ajudando a suportar e distribuir melhor as solicitações a que está sujeito. Este método pode também ser aplicado em estruturas de suporte de flexíveis e estruturas de contenção. As

pregagens têm aplicação em vários tipos de maciços, quer rochosos quer terrosos, excetuando-se ainda em solos moles, (Burland et al, 2012a). Usualmente as pregagens são tipicamente instaladas com inclinações de 10° a 20° com a horizontal (sentido horário), com o objetivo de penetrar para além da zona ativa da superfície de escorregamento. Ainda segundo o mesmo autor, as únicas cargas que atuam nas pregagens são forças de tração sendo que estas só são mobilizadas no caso de existir movimento do talude.

Existem no mercado diversos tipos de pregagens que são mais ou menos apropriadas a cada tipo de maciço e talude e que variam essencialmente no seu método de execução ou em alguns dos seus materiais constituintes. Brito (2001a) refere as seguintes vantagens de aplicação desta técnica:

- Simplicidade de execução, não sendo necessário equipamento tão pesado como noutras soluções, o que é um fator bastante importante para a aplicação em locais de difícil acesso.
- Custo mais reduzido devido ao tipo de materiais que integram;
- Tempo de execução reduzido quando comparado com outras técnicas de reforço;
- Geralmente executadas em elevado número, resultando que, na eventual rotura de um dos varões, a resistência global mobilizada não é condicionada.

Em relação às desvantagens o autor sugere as seguintes:

- Não recomendável a sua aplicação na presença de nível freático pois, devido à sua constituição são mais suscetíveis a fenómenos de corrosão;
- Não devem ser utilizadas em terrenos com comportamento plástico com tendência a dilatar pois perdem aderência e deixam de funcionar.

2.4.7 Colunas de Jet Grouting

Bromhead (2006) refere que este tipo de soluções é recomendado para estabilizar taludes com material muito solto e para preencher espaços vazios em variados tipos de solos, apresentando assim uma grande versatilidade. Este tipo de métodos é implementado com a injeção de colunas de ligante, usualmente, calda de cimento (Figura 2.17), que quando endurece confere resistência ao talude, (Ducan et al, 2014).



Figura 2.17 - Exemplo de aplicação de colunas de jet grouting secantes; (@naresi, 2011)

As vantagens desta técnica são essencialmente as seguintes, de acordo com Lucas (2016):

- Não existe necessidade de escavação para efetuar algum eventual tratamento, evitando a descompressão do solo;
- A sua execução produz pouca vibração e ruído;
- Possibilidade de ser executada em áreas confinadas e difícil acesso com inserção de elementos metálicos no seu interior,
- Técnica que pode ser implementada relativamente a baixo custo.

Esta técnica apresenta as seguintes desvantagens segundo o mesmo autor:

- Dificuldade em garantir a verticalidade para colunas muito compridas devido ao seu modo de execução;
- Baixo desempenho à flexão e à tração, a menos que se seja colocada algum tipo de armadura;
- Apenas eficaz quando se dá o endurecimento do material.

2.4.8 Vegetação

Como já referido anteriormente, a vegetação na superfície de um talude (Figura 2.18) é uma solução com custo reduzido e que tem uma função de proteção contra fenómenos de erosão

provocados pela água e vento. Segundo Matos Fernandes (2011), esta solução deve ser utilizada complementarmente à drenagem superficial.

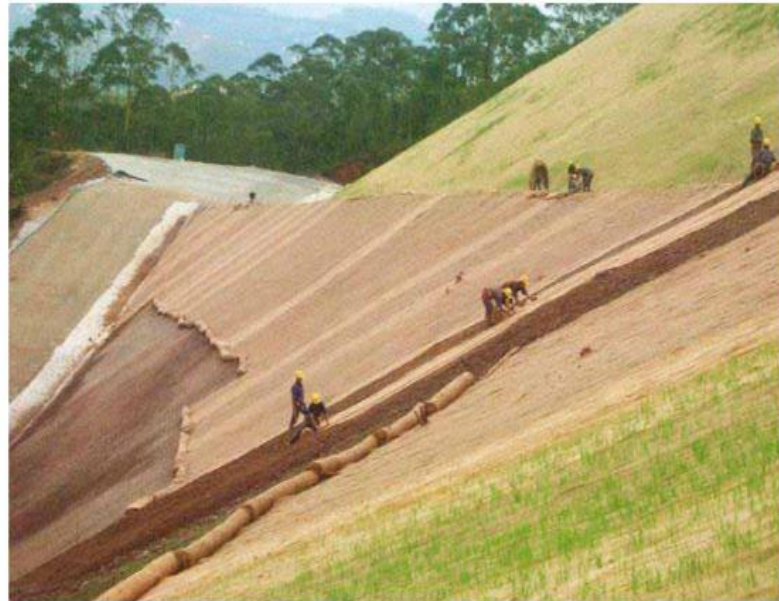


Figura 2.18 – Aplicação de biomantas num talude; (Santos, 2015)

2.4.9 Processos bioquímicos

O uso de processos bioquímicos no melhoramento do comportamento de solos tem um grande potencial de aplicação devido à sua eficácia, custos reduzidos e baixos impactos ambientais. As técnicas de tratamento bioquímico consistem essencialmente na precipitação de carbonato de cálcio. Este é responsável por melhorar a resistência do solo e diminuir a sua condutividade hidráulica, devido à sua capacidade de unir e cimentar partículas de solo, (Umar et al, 2016).

Quanto ao uso de microrganismos, o seu papel nos processos de melhoramento bioquímicos de solos, é de facilitar estes mesmos processos, ajudando, por exemplo, na carbonatação do cálcio. Segundo Kalantary and Kahani (2015), diferentes microrganismos podem ser usadas para formar o carbonato de cálcio, podendo a capacidade resistente do solo à compressão não confinada aumentar entre 100 a 400 kPa, incrementando assim a estabilidade do solo.

2.4.10 Medidas corretivas na recuperação de um muro de suporte

Algumas medidas corretivas podem ser aplicadas para prevenir o colapso de um muro de suporte, (Brooks and Nielsen, 2010):

- Reforço do paramento frontal (Figura 2.19) – pode ser feito adicionando uma camada de betão projetado ou betonado no paramento frontal do muro até a uma altura em que o reforço não seja mais preciso;



Figura 2.19 – Reforço do paramento frontal do muro da Rua Damasceno Monteiro, com aplicação de argamassa (@construcaomagazine, 2017)

- Correção da drenagem superficial/Impermeabilização (Figura 2.20) – Como já referido, muitos casos de colapso de muros de suporte devem-se à acumulação de águas no talude, portanto uma das soluções passa naturalmente por impermeabilizar o solo à superfície do talude ou arranjar forma de reencaminhar as águas provenientes da precipitação para o exterior do talude, por exemplo com o recurso a caleiras.



Figura 2.20 – Demonstração da impermeabilização de um talude com manta geossintética de cimento composto (@concretcanvas, 2016)

- Estender o comprimento da fundação – aumentar as dimensões da fundação pode reduzir substancialmente a vulnerabilidade de o muro deslizar pela base ou ser derrubado pelos impulsos ativos pois, o peso do solo acima da fundação vai contribuir substancialmente para a estabilidade do mesmo.

3 CASO DE ESTUDO

3.1 Situação Inicial

No ano de 1955, a tardoz dos lotes 102 a 112 na Rua Damasceno Monteiro, Lisboa, dada a natureza do terreno foi construído um muro de betão para vencer um desnível de 20 metros e evitar que as terras caíssem para os novos edifícios.

Segundo apurado em Ferreira (1955), este muro foi projetado com uma certa inclinação e dimensionado para suportar somente terras. No total o muro teria 90m de extensão, com um paramento interior inclinado a 20% e um paramento exterior com uma inclinação que dependia da espessura da base.

A sapata, no projeto original, tinha 2 metros de espessura e 6m de largura. No coroamento o muro tinha uma espessura de 0,20m e na base ao nível do terreno de 2,0m. De modo a garantir a drenagem das águas foram deixados bueiros com 7cm de diâmetro, espaçados de 2,50m verticalmente e colocados em quincôncio ao longo do desenvolvimento do muro. A geometria do muro inicial é apresentada na Figura 3.1.

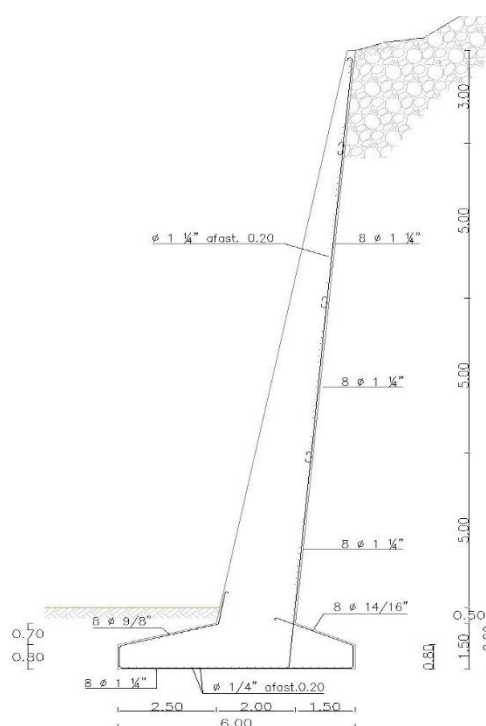


Figura 3.1 – Corte de um dos muros de contenção demonstrando a geometria inicial (Ferreira, 1955)

3.2 Condomínio Vila Graça

Em 1994, foram construídos os edifícios pertencentes ao Condomínio Vila Graça na Rua da Graça, lote nº14 a 20, no topo do talude. Segundo o estudo geológico-geotécnico, efetuado à data, e levado a cabo pela empresa Geocontrole (1994), verificou-se que a encosta tem um declive elevado e escarpado. O maciço é constituído por formações do Miocénio caracterizadas por uma disposição monoclinal favorável à formação de declives acentuados e com inclinação para o interior da encosta. De acordo com a carta geológica do maciço previa-se que o maciço fosse constituído por *Calcários do Casal Vistoso* na zona superior e por areias, argilitos e siltitos com cascões calcários, pertencentes à unidade das *Areias da Quinta do Bacalhau*, nas camadas inferiores. No entanto, as sondagens realizadas não confirmaram as previsões anteriores referidas, não sendo encontrada a unidade superior.

Assim, os resultados das sondagens mostraram a seguinte estratigrafia: depósitos superficiais heterogéneos resultantes de aterros e entulhos, com espessura variável entre 1,0 e 3,7 metros, que apresentavam baixa compacidade ou consistência, e que eram caracterizados por um N_{SPT} entre 4 e 8 pancadas; subjacente aos aterros encontrava-se o complexo arenoso-argiloso denominado por *Areias da Quinta do Bacalhau*. Este era composto por diversas camadas intercaladas de areias finas e médias, silto-argilosas, micáceas, verificando-se frequentemente concentrações coníferas e fragmentos de calcário. As camadas de areia encontravam-se superficialmente descomprimidas até às profundidades de 5 a 7 metros, sendo que para profundidades maiores exibiam uma maior compacidade e um certo grau de cimentação, verificando-se que os valores de N_{SPT} aumentavam substancialmente, atingindo valores superiores a 50. As camadas de argilas e siltes micáceos possuíam frequentes impregnações carbonatadas, tendo sido ainda verificado que a sua consistência aumentava rapidamente em profundidade, passando a argilas duras a rijas, com valores de N_{SPT} superiores a 30 a partir dos 6 metros de profundidade, (Geocontrole, 1994).

Conclui-se então, segundo o resultado das sondagens, que as escavações seriam de fácil execução até os 9 metros e que nas cotas previstas para executar a fundação dos edifícios do Condomínio Vila Graça, as características do terreno permitiam a execução de fundações diretas. As escavações realizadas para a construção do condomínio removeram, na zona superior da encosta, os terrenos mais descomprimidos, diminuindo assim a altura do talude e favorecendo por esse motivo a sua estabilidade. A própria constituição litológica do maciço, com intercalações irregulares de cascões de calcário, e a estrutura geológica, com a inclinação das camadas para o interior do maciço, seriam favoráveis à estabilidade, (Geocontrole, 1994).

Foi também concluído que, apesar do condomínio se situar a apenas 10 metros do topo do talude, o efeito que se fazia sentir pela carga dos edifícios não intercetava a zona do talude, não se prevendo um aumento de impulsos ativos no muro. Portanto, considerou-se na altura que não havia nenhum problema em proceder à construção das edificações, acreditando-se mesmo que esta construção iria melhorar as condições de drenagem do terreno, diminuindo o escoamento

superficial e impedir eventuais infiltrações. Desta forma, também não se considerou na altura intervir o muro, mantendo este essencialmente uma função de confinamento e proteção do talude contra os efeitos de erosão, descompressão e de escoamento superficial, (Geocontrolo, 1994).

Devem igualmente referir-se que na altura admitiram-se para parâmetros das camadas arenosas um peso volúmico de 19kN/m^3 e um ângulo de resistência ao corte de 38° , enquanto que para as camadas de argilas foi admitido um peso volúmico de 20kN/m^3 e uma resistência à compressão simples de 400kPa .

3.3 Prospeção Geotécnica realizada em 2010

Entre 17 de Maio e 4 de Junho de 2010, foi realizada uma prospeção geológica-geotécnica complementar na Rua Damasceno Monteiro motivada pelo facto de se terem verificado deslizamentos de terras ocorrido na Vila Martins, Graça, em Lisboa. Segundo Correia et al (2010), a caracterização complementar destes terrenos foi realizada uma vez que estes iriam ser servir de fundação a uma grua torre necessária à execução da obra de recuperação em Vila Martins. De Geocontrolo (2010) foi possível aferir que a campanha de prospeção foi executada pela empresa *Jocartécnica* tendo sido realizadas 6 sondagens à rotação que perfizeram um total de 135,4m. Para além da recolha de amostras indeformadas em uma sondagem (S1) foram efetuados 89 ensaios SPT distribuídos pelos 6 furos de sondagem. No final da campanha foram instalados em 3 dos furos de sondagem 2 inclinómetros (S1 e S4) e 1 piezómetro (S3) para monitorizar os deslocamentos horizontais do maciço e o nível de água existente, respetivamente. No Quadro 3.1 resumem-se as quantidades de trabalho realizadas durante esta campanha complementar de prospeção.

Quadro 3.1 - Sondagens geotécnicas e mapa de trabalhos (Geocontrolo, 2010)

Sondagem	Furação em solos e/ou rocha branda (m)			Ensaios SPT (un)	Instrumentação (un)
	Rotação	HSA	Total		
S1	21,28	9,13	30,41	20	Inclinómetro
S2	21,34	-	21,34	14	-
S4	21,37	8,90	30,27	20	Inclinómetro
S5	10,86	-	10,86	7	-
S7	21,13	-	21,13	14	-

Dada a natureza do local, as sondagens atravessaram inicialmente depósitos de aterros muito heterogéneos e descomprimidos, com espessuras a variar entre os 0,90 metros na sondagem S2

e os 3,80 metros, na sondagem S1. Estes aterros eram predominantemente constituídos por materiais arenosos, fragmentos líticos, cerâmicos e dispersos. Os valores de N_{SPT} obtidos variaram entre as 2 e as 6 pancadas, valores típicos de solos muito soltos, (Geoncontrole, 2010).

Subjacente aos aterros foi identificada, tal como seria de esperar, a sequência sedimentar Miocénica, representada pela unidade estratográfica designada por *Areias da Quinta do Bacalhau*. Como referido anteriormente esta unidade é maioritariamente constituída numa zona mais superficial por areolas com intercalações lenticulares de materiais argilosos que em profundidade dão lugar a siltes argilosos e a argilas siltosas. Foram ainda detetados ao longo de toda a unidade níveis de calcário gresoso, de espessura bastante reduzida, inferior a 1 metro, mas, em geral, com comportamento geomecânico muito resistente, registando valores de N_{SPT} superior a 60 pancadas.

Dadas as características e as variações laterais do Miocénio de Lisboa, adotou-se a designação de areolas para os materiais finos, com dimensão de partículas compreendidas entre os 0,02 e 0,2 mm. As areolas estão presentes desde a base dos aterros até aproximadamente à profundidade de 6,5 metros na sondagem S3 e até aos 9,5 metros na sondagem S5, sendo os valores de N_{SPT} compreendidos entre 6 e 60 pancadas. A maiores profundidades, neste complexo está disposto um nível de siltes e argilas, nos quais a predominância de um material sobre o outro vai-se alternando em profundidade. Os resultados dos ensaios SPT indicaram valores que variam entre as 26 a 60 pancadas, o que significa uma classificação do solo duro a muito rijo. Estes materiais ocorrem sob as areolas até profundidades aproximadamente de 17 a 21 metros. Abaixo deste nível de siltes e argilas encontrou-se novamente uma camada de areolas mais resistentes com valores de N_{SPT} superiores a 60 pancadas. Porém, nas sondagens S1 e S4, que foram posteriormente aprofundadas para a instalação de inclinómetros, foi detetada uma areia média, por vezes siltosa, desde a base das areolas (22 metros) até ao final das referidas sondagens (40 metros), com valores igualmente superiores a 60 pancadas.

Na sondagem S7, situada no terreno de fundação da grua, foram intersectados aterros heterogéneos argilo-arenosos até a uma profundidade na ordem dos 9,0 metros, com valores entre 4 a 6 pancadas de N_{SPT} . Subjacente a estes depósitos, foram encontradas camadas siltes arenosos-argilosos, do tipo areola, com uma espessura de 8,0 metros e com valores de N_{SPT} entre 41 e 60 pancadas. A partir dos 17 metros de profundidade foram encontradas argilas siltosas, margosas, com fragmentos fósseis, e rijas, pertencentes à unidade das *Argilas do forno do Tijolo*, com valores de N_{SPT} a registaram valores superiores a 56 pancadas. Com a realização destas sondagens, confirmou-se que o Miocénico de Lisboa é caracterizado por ter uma significativa variação de fácies, sem que isso, contudo, ponha em causa o comportamento geomecânico dos materiais que pode ser analisado como um todo, (Pedro, 2013)

Conforme Geocontrol (1994) as leituras realizadas pelo piezómetro elétrico instalado da sondagem S3, indicaram a não existência de água no maciço. No entanto, deve salientar-se que neste complexo do Miocénico de Lisboa, é típica a ocorrência de águas, de forma localizada e

intermitente, influenciadas pela sazonalidade, principalmente nas camadas de areia existentes no complexo.

Os resultados obtidos nesta campanha de prospeção complementar confirmaram em grande medida as conclusões derivadas do estudo anterior realizado aquando da construção do Condomínio Vila Graça. A litoestratigrafia (Figura 3.2) do terreno observada em ambas as prospeções é bastante semelhante, pelo que existe uma grande fiabilidade nos resultados obtidos. Concluindo, os terrenos presentes no talude da Rua Damasceno Monteiro apresentavam à data dos estudos características bastante razoáveis não se observando a existência de água.

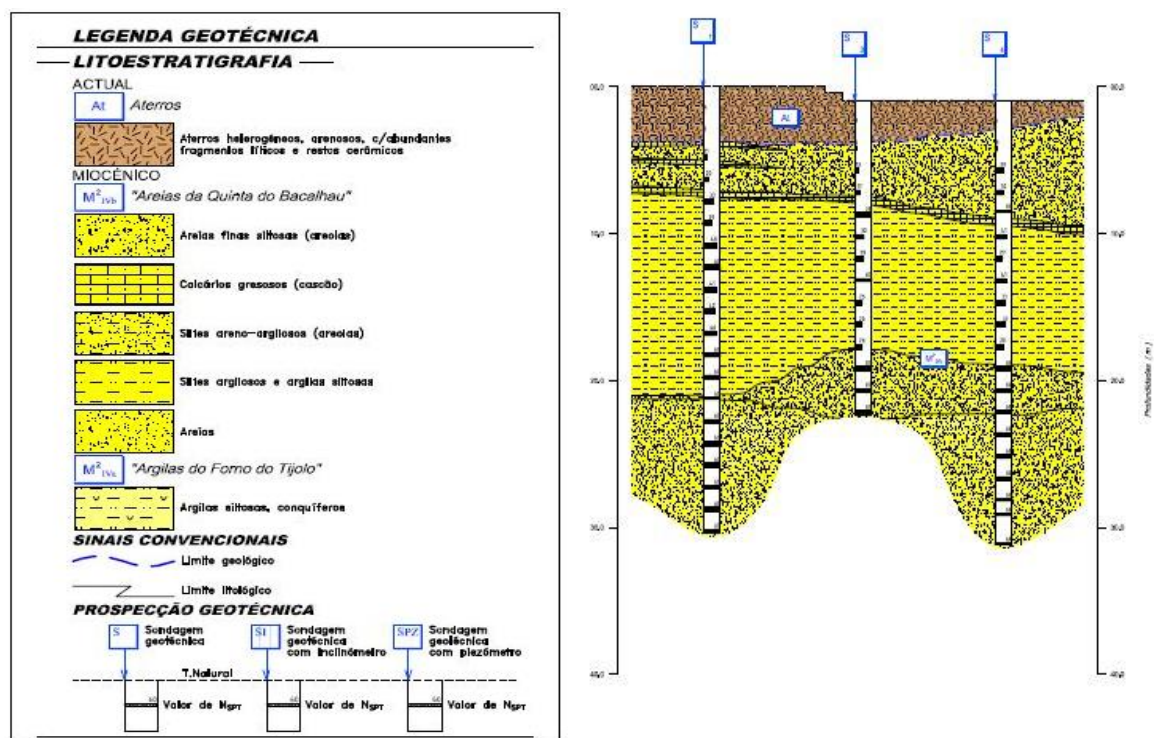


Figura 3.2 – Litoestratigrafia (Adaptado de Geocontrolo, 2010)

3.4 Colapso parcial dos muros

Na madrugada do dia 27 de Fevereiro de 2017 ocorreu a rotura parcial da zona superior dos muros existentes a tardo dos edifícios nº106 e 108 da Rua Damasceno Monteiro. Com o consequente deslizamento de terras os edifícios foram estruturalmente postos em causa, havendo danos nas caves e em vários pilares, pondo seriamente em causa a estabilidade de alguns edifícios.

Segundo JETSJ (2017c) a resultante da inspeção e da prospeção *in situ*, foi possível identificar as prováveis causas do colapso dos muros. Desde logo, observaram-se elevadas quantidades de água no tardo dos muros que provavelmente se acumularam nessa zona em virtude da elevada pluviosidade que se fazia sentir na altura, do sistema de rega do Condomínio da Vila Graça e de uma eventual fuga de águas proveniente da piscina do mesmo condomínio. Na Figura 3.3 é possível observar as zonas ravinadas após o colapso sendo igualmente possível verificar alguma erosão provocada pela ação da água.



Figura 3.3 – Zonas ravinadas (JETSJc, 2017)

Complementarmente foram igualmente identificadas várias outras causas que potenciaram a rutura.

A falta de manutenção do sistema de drenagem levou à sua colmatação, resultando na acumulação de águas a tardo do muro de suporte que, originando um impulso hidrostático adicional que não estava previsto em JETSJ (2017c).

À cota de colapso verificou-se a existência de uma camada de argila que poderá ter alterado as condições de escoamento das águas acumuladas, concentrando quantidades consideráveis de água acima dessa cota, (JETSJc, 2017).

Verificou-se igualmente que as condições estruturais do muro não eram as ideais, apresentando um elevado desgaste, associado a fenómenos de corrosão, que diminuíram capacidade resistente dos muros.

Finalmente, a execução de ensaios de compressão uniaxial permitiu constatar que o muro era constituído por betão de baixa resistência.

A fim de garantir as condições mínimas de segurança da obra, efetuaram-se as seguintes intervenções com carácter de emergência: a remoção de blocos identificados como potencialmente instáveis ao longo do talude; o reperfilamento do talude com a diminuição da sua inclinação conseguida através da remoção do solo de pior qualidade e mais instável existente no topo do talude; o revestimento do talude com betão projetado (Figura 3.4), armado e devidamente drenado para evitar que ocorressem mais desabamento antes de se poder estudar e dimensionar uma solução aceitável do problema, (JETSJc, 2017).



Figura 3.4 - Revestimento do talude com betão projetado (JETSJc, 2017)

3.5 Soluções adotadas

Os estudos de requalificação do talude com vista a repor as condições de estabilidade local e global, tiveram em conta os seguintes aspetos. Os muros que sofreram colapso teriam de ser reconstruídos, devendo ser garantida a sua estabilidade local e global para ações estáticas, hidrostática e sísmica. Deveria ser efetuado o confinamento dos troços dos muros que não colapsaram, aumentando igualmente a sua segurança local e global às diversas ações. Todos os sistemas de drenagem de toda a estrutura de contenção teriam de ser reforçados e repostos por forma a não ser possível repetirem-se as condições que levaram à sua colmatação e posterior colapso do muro, (JETSJc, 2017).

Foram adotadas 3 soluções distintas consoante a localização do muro. Assim, existiu uma solução adotada para os muros laterais, uma segunda solução para a zona do muro que não colapsou e, por fim, uma solução para a zona colapsada do muro principal. Na Figura 3.5 e na Figura 3.6 são apresentadas em planta e corte a localização dos 3 tipos de soluções preconizados.

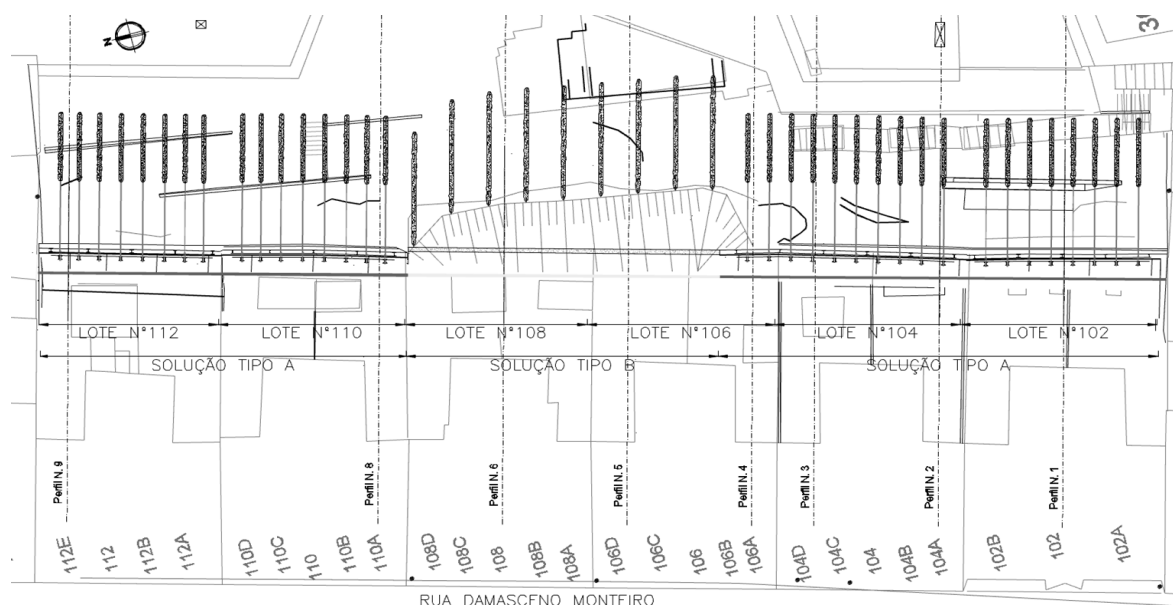


Figura 3.5 - Planta com as soluções (JETSJc, 2017)

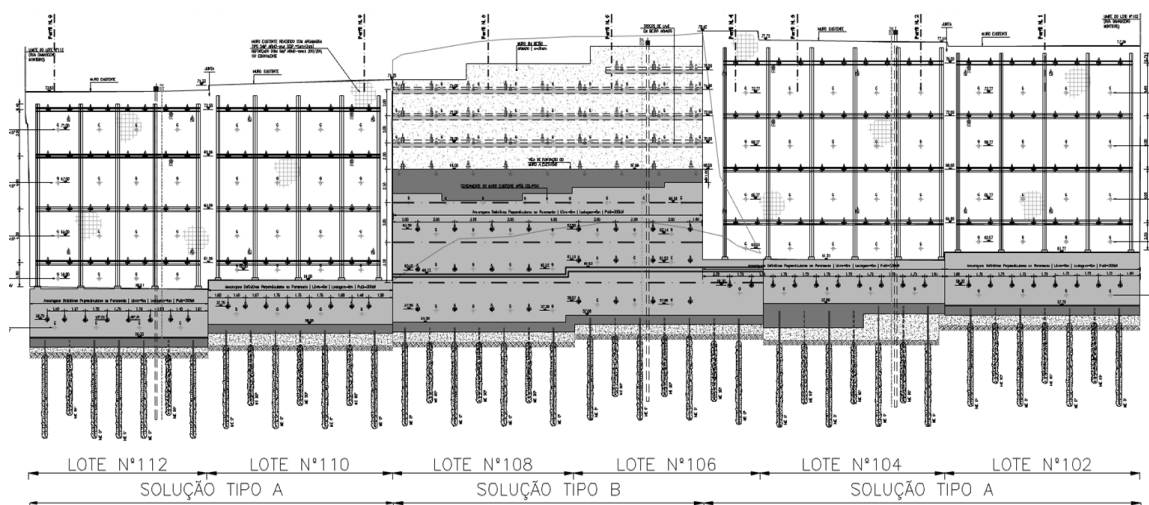


Figura 3.6 - Alçado representativo das soluções (JETSJc, 2017)

A solução corrente, designada doravante como *Solução A*, foi adotada de modo a reforçar os muros já existentes que não colapsaram. A intervenção principal consistiu na execução de 5 níveis de ancoragens pré-esforçadas ao longo do comprimento do muro, tendo como objetivo reconfinar o muro contra o terreno, como se pode observar na Figura 3.7. Adicionalmente foi construído na zona inferior um novo muro de betão armado com 0,5m de espessura, que teve como propósito aumentar a espessura inicial e melhorar as condições de fundação do muro que foram igualmente reforçadas com execução de microestacas. Para a zona superior do muro procedeu-se à decapagem, com a remoção total do reboco original do paramento, sendo este posteriormente revestido com argamassa reforçada com fibras. Após este trabalho inicial foram

então executadas as ancoragens, apoiadas numa grelha composta por perfis metálicos, por forma a conseguir-se confinar toda a zona frontal do muro. Para a drenagem foi concebido um sistema com cinco níveis de geodrenos sub-horizontais espaçados de 3,50 metros. Os geodrenos em PVC de 60 mm de diâmetro e 6 metros de comprimento, foram posicionados com uma inclinação ascendente de 10° por forma a facilitar a saída das águas. Sendo estas encaminhadas para caldeiras instaladas ao longo do muro sendo depois direcionadas para o sistema público de drenagem (JETSJc, 2017).

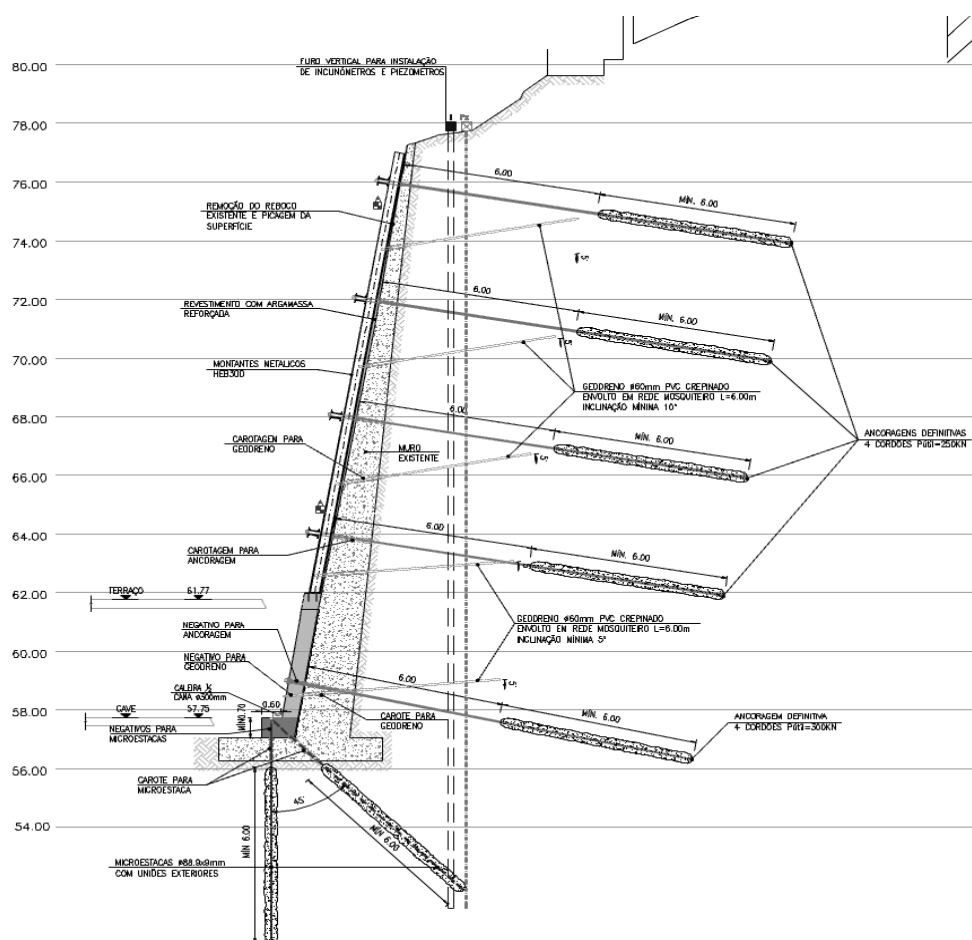


Figura 3.7 - Alçado representativo da Solução A (JETSJc, 2017)

A solução correspondente à intervenção efetuada sobre os muros que sofreram o colapso, denominada *Solução B*, foi mais elaborada dada a complexidade existente e encontra-se esquematizada na Figura 3.8.

No troço de muro inferior à zona onde ocorreu o colapso, foi executado um muro de revestimento com 0,5 metros de espessura em betão armado. Também neste troço do muro foi previsto executarem-se 3 níveis de ancoragens definitivas pré-esforçadas. A fundação do muro

antigo foi igualmente reforçada com a execução de microestacas e dispostas de forma similar às preconizadas para a *Solução A*.

Acima da cota onde o muro colapsou foi executado um novo muro de betão armado, de 0,35 metros de espessura, fundado numa viga de coroamento, devidamente apoiada sobre o muro antigo. Este novo muro mantém a inclinação dos originais de forma a cumprir a continuidade e alinhamento existente. No tardo do troço superior foi executado um aterro de agregados leves de argila expandida com o objetivo de reduzir os impulsos horizontais sobre o muro e melhorar as condições de drenagem. De forma a combater fenómenos de arrastamento de material do aterro de agregados leves, entre o talude existente e o aterro, foi instalado um geotêxtil de filtragem e separação. No topo do aterro de agregados leves, foi executado um aterro de terra vegetal com o objetivo de não permitir possíveis infiltrações nas áreas expostas do agregado. Foram igualmente executados quatro níveis de pregagens no talude ravinado com um espaçamento longitudinal de 3,0m, um comprimento de 12,00 metros e com inclinações distintas entre níveis. Estes níveis de pregagens encontram-se apoiados em lajes de 0,3 metros de espessura, solidarizadas ao muro de betão armado, proporcionando-lhe estabilidade e uma maior rigidez.

O sistema de drenagem no troço inferior contempla 4 níveis de geodrenos, espaçados aproximadamente 3,0m entre si. Os geodrenos são iguais aos preconizados para a *Solução A* e encontram-se dispostos de igual forma. Acima da viga de coroamento foram igualmente instalados 3 níveis de geodrenos. As águas afluentes ao aterro de agregados leves são, por sua vez, conduzidas para o paramento do muro através da inclinação das lajes e são evacuadas por janelas de drenagem, afastadas longitudinalmente de 3,0 metros (JETSJc, 2017).

Para a monitorização das forças aplicadas nas ancoragens foram utilizadas células de carga. Finalmente, foram utilizados piezómetros para monitorizar as variações do nível freático.

Por fim, na Figura 3.9 é possível observar os trabalhos de reabilitação do muro, já numa fase avançada da obra.

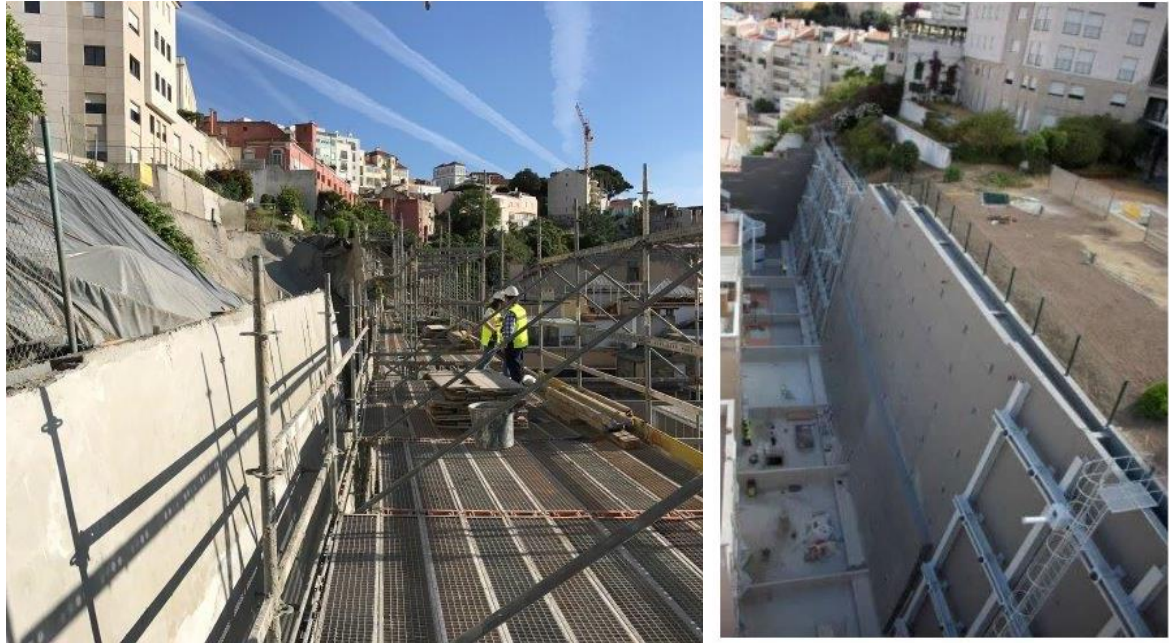


Figura 3.9 - Perspetiva de reforço do muro (@construcaomagazine, 2017]

4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE

4.1 Introdução

No presente capítulo é efetuada a análise de estabilidade das diferentes soluções executadas para o muro assim como de uma nova solução proposta com intuito de diminuir o impacto visual existente devido à elevada diferença de cotas. Por uma questão de referência é igualmente efetuada a análise da situação inicial do muro aquando da sua construção.

Na análise de estabilidade aplicaram-se diferentes métodos com o intuito de verificar a estabilidade local e a estabilidade global das diferentes soluções para o muro. Para além das soluções tradicionais baseados no método de equilíbrio limite utilizou-se o programa *Slide* para avaliar a estabilidade global através do método das fatias e o programa *Plaxis*, onde se efetuou uma análise tensão-deformação recorrendo ao método dos elementos finitos, procurando recorrendo à metodologia ‘ ϕ -c reduction’ avaliar qual o fator de segurança existente em cada solução.

Para além do estudo em condições de serviço efetuaram-se análises que procuraram aferir o comportamento das diferentes soluções para o muro em condições acidentais, admitindo a falência do sistema de drenagem, e em condições sísmicas.

4.2 Avaliação das Condições de Estabilidade Iniciais do Muro

4.2.1 Geometria e propriedades dos materiais

Numa fase preliminar da obra de reabilitação foram executados ensaios e campanhas de prospeção pela empresa HTecnic, Construções, Lda. para determinar as dimensões exatas do muro e confirmar se as mesmas se encontravam de acordo com as apresentadas pelo projeto inicial. Foram executados carotes e sondagens que permitiram determinar a espessura do paramento a vários níveis e ainda a espessura e dimensões da sapata tal como se pode observar na Figura 4.1. Também foram executados carotes para avaliar a resistência do betão assim como o seu módulo de elasticidade. As sondagens e carotes foram efetuadas em diferentes seções dos muros, nomeadamente a tardoz dos lotes 102, 104, nas zonas acessíveis dos muros colapsados dos lotes 106 e 108 e ainda nos lotes 110 e 112, (JETSJc, 2017). As dimensões obtidas

evidenciavam algumas discrepâncias de secção para secção embora globalmente não fossem muito diferentes. Dos valores obtidos para as várias secções analisadas foram assumidas para o modelo as dimensões médias que se encontram representadas na Figura 4.1.

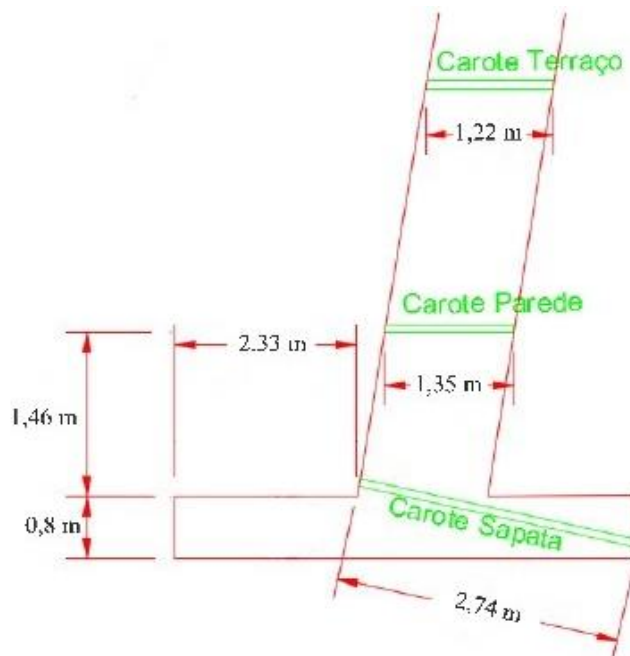


Figura 4.1 - Algumas dimensões do modelo; (JETSJc, 2017)

Como a partir da informação recolhida nos ensaios de prospeção geotécnica não foi possível estabelecer claramente as propriedades das formações geológicas, foi efetuado pelo projetista, JetSJ, uma retro-análise da situação atual do muro, procurando assim obter uma aproximação mais realística para as propriedades dos estratos. A retro-análise foi efetuada recorrendo ao programa *Plaxis* e pressupôs um fator de segurança unitário relativo à estabilidade global do muro não colapsado, visto que se considerou que este se encontraria perto da iminência de colapsar tal como sucedeu com a outra parte do muro. O projetista assumiu que o comportamento mecânico das diferentes formações podia ser descrito pelo modelo constitutivo *Hardening Soil* e após várias iterações foram então obtidos os parâmetros indicados no Quadro 4.1, que de acordo com o projetista são os que melhor representam o maciço em questão. Por este motivo adotaram-se em todas as análises efetuadas estes parâmetros, não se procedendo a nenhuma alteração adicional. “ZG1” e “ZG2” (Figura 3.2) representam as duas zonas geológicas consideradas pela empresa JetSJ. Segundo a JETSJ (2017c), foram efetuados ensaios em laboratório pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil que, revelaram que o muro de betão apresentava em média uma tensão de rotura à compressão simples de 11,25 MPa, uma tensão característica de 6,25 Mpa e um valor para o módulo de elasticidade médio de 17,2 GPa.

Quadro 4.1 – Propriedades das Zonas Geológicas 1 e 2 (JETSJb, 2017)

Zona Geotécnica	Unidades	ZG1	ZG2
Modelo	[-]	Hardening-Soil	
Comportamento	[-]	Drenado	
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,0	19,5
γ_{hum}	[kN/m ³]	19,5	18,5
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	70	50
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	70	50
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	210	150
m	[-]	0,5	0,5
c'	[kPa]	60	10
Φ'	[°]	40	35

4.2.2 Verificação da Estabilidade Local

Segundo Matos Fernandes (2011) os mecanismos de rotura a avaliar no caso de um muro são:

- Derrube do muro – Neste tipo de mecanismo avalia-se se o muro pode sofrer uma rotação em torno de um ponto situado na aresta exterior da base do muro devido à ação dos impulsos ativos atuantes;

- Deslizamento pela base – Verifica-se a possibilidade de o muro sofrer uma translação devido aos impulsos ativos atuantes no seu paramento;

- Rotura do solo fundação – Nesta situação avalia-se se o solo presente na fundação do muro é capaz de suportar o peso do muro bem como as restantes ações aplicadas;

- Pressões na base – Embora não seja propriamente um estado limite é conveniente avaliar se as pressões desenvolvidas na base da fundação do muro, devido às diversas ações atuantes, têm uma distribuição onde preferencialmente só existem pressões de compressão, ou pelo menos que a resultante dessas ações se encontre dentro do núcleo central do muro;

De referir ainda que, na realidade existe sempre a possibilidade de ocorrerem vários mecanismos em simultâneo embora usualmente apenas se faça a sua avaliação da segurança isoladamente.

Para o cálculo dos impulsos ativos atuantes no tardo do muro utilizou-se a teoria de Coulomb, uma vez que esta teoria é mais flexível permitindo considerar quer a inclinação do paramento e dos terraplenos quer, acima de tudo, o ângulo de atrito existente na interface solo-muro. Dado o grande desenvolvimento longitudinal do muro considerou-se nas análises que se tratava de um muro contínuo efetuando por isso a análise por metro linear de desenvolvimento. Não se

considerou a presença de nenhuma sobrecarga no terreno dado que à data da sua construção ainda não existia o Condomínio Vila Graça.

A avaliação da segurança aos diferentes mecanismos foi efetuada através da metodologia tradicional, verificando se as forças e momentos atuantes destabilizadores são inferiores às forças e momentos resistentes. Optou-se por não utilizar o EC7 para facilitar a comparação e a compreensão entre os diversos métodos utilizados para avaliar a segurança, nomeadamente os métodos numéricos onde a aplicação do EC7 não é linear.

Os cálculos foram efetuados através do software “GEO5 v16” desenvolvido pela empresa “Fine civil engineer software”. Foi efetuada uma análise para uma situação em que não foi considerado o nível freático e outra em que o nível freático foi considerado até à altura de colapso. Desta forma procurou-se avaliar até que ponto os resultados do cálculo se encontram em concordância com o sucedido em obra. De referir que, o ângulo do terraplino representado na Figura 4.2 é $23,26^\circ$ e a altura de divisão dos estratos medida a partir da base da fundação é de 11,68 metros.

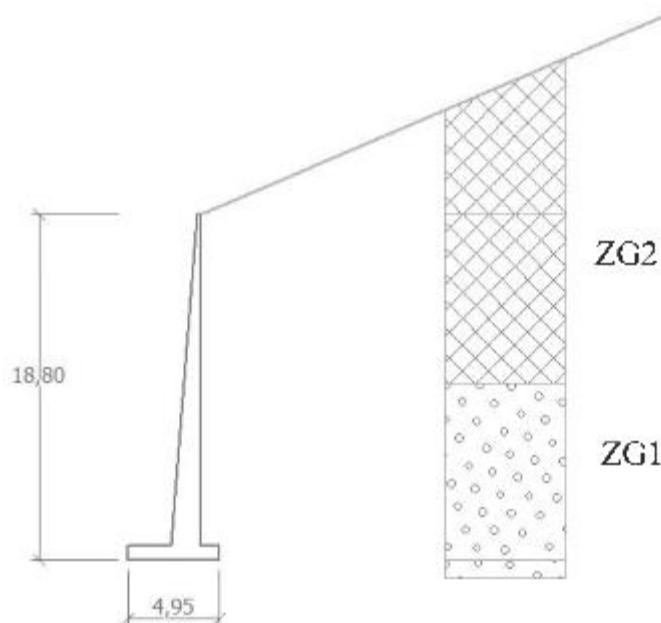


Figura 4.2 - Geometria Inicial do modelo

4.2.2.1 Análise sem nível freático

Como seria de esperar a situação sem a presença de nível freático verificou-se que o muro se encontrava estável para todos os mecanismos de rotura mencionados anteriormente. Na Figura 4.3 apresentam-se os impulsos atuantes bem como os resultados obtidos podendo constatar-se que praticamente não existe margem de segurança relativamente ao derrube. Tal por si só é uma indicação de que o colapso do muro tinha fortes probabilidades de suceder bastante para tal um agravamento das condições existentes, uma degradação das características do muro ou do solo ou ainda, como se veio a verificar, uma subida do nível freático. Deve ainda assim salientar-se

que esta análise foi efetuada partindo do princípio que os parâmetros dos materiais eram à data da construção do muro os obtidos na retroanálise, algo que pode não ser totalmente correto. Pode com o passar do tempo ter existido uma degradação das propriedades do solo o que implicaria que à data da construção do muro uma maior estabilidade relativamente aos diferentes mecanismos de rotura.

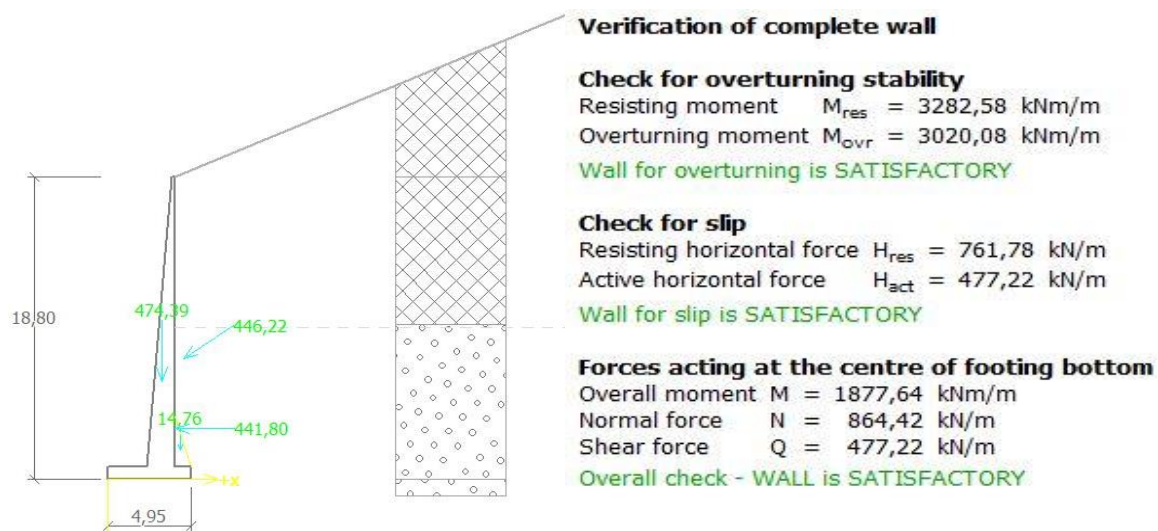


Figura 4.3 - Resultados obtidos para a análise sem nível freático

4.2.2.2 Análise com nível freático pela cota de colapso do muro

Na análise onde se considerou que o nível freático se encontrava pela cota de colapso do muro já não se verificou a estabilidade global do muro relativamente a nenhum dos mecanismos analisados conforme se pode verificar pelos resultados ilustrados na Figura 4.4. Estes resultados confirmam em grande medida que a subida do nível freático no tardoz do túnel para a sua condição inicial se traduz no seu colapso, algo que veio a suceder. As duas análises efetuadas permitiram concluir que o muro antes do colapso já se encontraria numa situação muito debilitada e a requerer intervenção urgente.



Figura 4.4 - Resultados obtidos da análise de estabilidade local com nível freático

4.2.3 Verificação da Estabilidade Global

4.2.3.1 Modelo Utilizado

A estabilidade global procura avaliar se o talude no qual se insere o muro se encontra estável. Tal como referido anteriormente existem diferentes métodos para analisar a estabilidade global do talude sendo prática comum o uso de softwares computacionais. Na presente dissertação, foi utilizado o software disponibilizado pela *Rocscience, Slide 2018*, tendo-se optado por considerar o método de Bishop-Simplificado para a avaliação da estabilidade global pelo método das fatias. Dada a facilidade de utilização deste software é possível avaliar múltiplas condições para o talude. Para a situação inicial do muro, admitida como sendo antes do colapso, analisaram-se as seguintes 6 situações:

- Muro em perfeitas condições sem existência de nível freático;
- Muro com o sistema de drenagem colmatado e com o nível freático situado à cota de colapso;
- Muro com o sistema de drenagem colmatado e com o nível freático situado à cota máxima;
- Muro degradado sem existência de nível freático;
- Muro degradado com o sistema de drenagem colmatado e com o nível freático situado à cota de colapso;
- Muro degradado com o sistema de drenagem colmatado e com o nível freático situado à cota máxima;

Na primeira análise procura-se avaliar a estabilidade global do muro em condições ideais. Com as restantes análises procura-se verificar qual o fator determinante que levou ao colapso do muro. Assim, considerou-se a possibilidade de o sistema de drenagem não estar a funcionar e de se ter acumulado água no seu tardo até duas cotas distintas, a de colapso e, numa situação limite, até ao topo do muro. Também se procurou avaliar até que ponto a degradação das propriedades do betão do muro influíram no seu colapso tendo-se realizado adicionalmente 3 análises, uma sem água e nas outras duas com a água situada às duas cotas referidas.

As características dos materiais adotadas para os estratos são as resultantes da retroanálise efetuada pela empresa JetSJ (Quadro 4.1). Neste caso apenas são necessários os parâmetros resistentes apresentados na tabela uma vez que o programa em causa não requer a deformabilidade dos materiais. De referir que o material do muro existente foi simulado como tendo resistência infinita no caso de se encontrar em perfeitas condições e assumiu-se uma resistência máxima de 200 kPa no caso de se encontrar degradado, este valor foi assumido por forma a verificar a superfície de rotura mais próxima da realidade.

O modelo de referência utilizado para todas as análises encontra-se na Figura 4.7 e foi definido tendo por base a geometria presente no JETSI (2017c). Para além da geometria do muro e da estratigrafia existente foi considerada a existência de uma sobrecarga de 200 kN/m² corresponde à carga estimada exercida pelo condomínio da Vila da Graça.

Em todos os modelos, para avaliação da segurança foi usado o Método de Bishop simplificado e análise é feita considerando a superfície de rotura da direita para a esquerda devido à geometria do modelo. O tipo de superfície de rotura escolhido foi do tipo circular com a opção de superfícies compostas selecionada de modo a que a superfície de rotura se adapte à geometria do modelo e foi também escolhido um incremento de raios de 4 unidades (Figura 4.5). Quanto à procura da superfície de rotura foi feita através da malha de centros (“Grid search”) em que a malha tem de ser ajustada para que o centro da superfície de rotura crítica coincida com o centro da malha de centros. As configurações da malha são apresentadas na Figura 4.6.

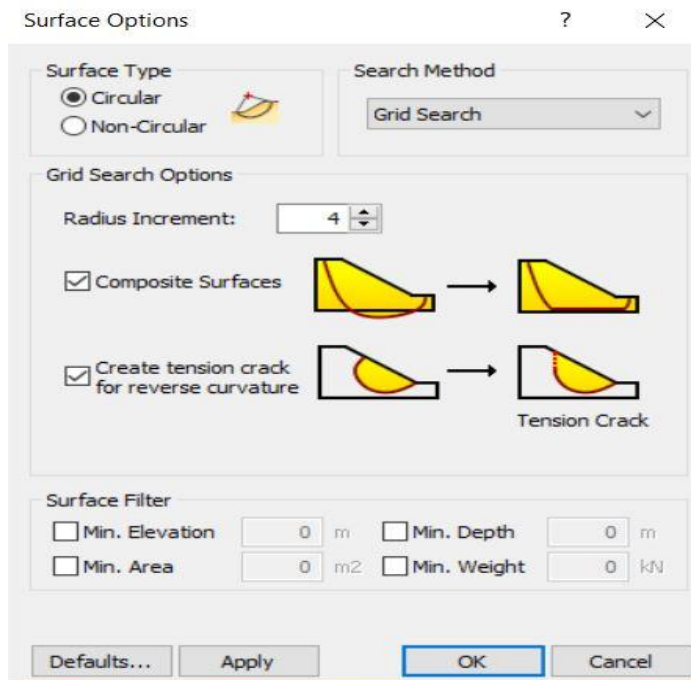


Figura 4.5 - Definição das superfícies de rotura e incrementos dos raios

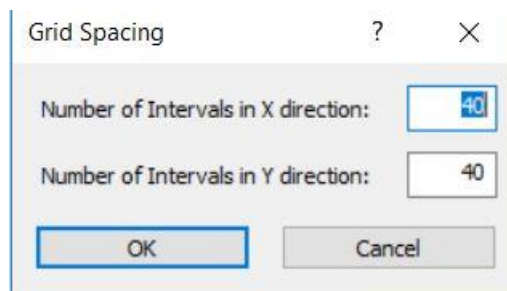


Figura 4.6 - Definição de espaçamento da grelha

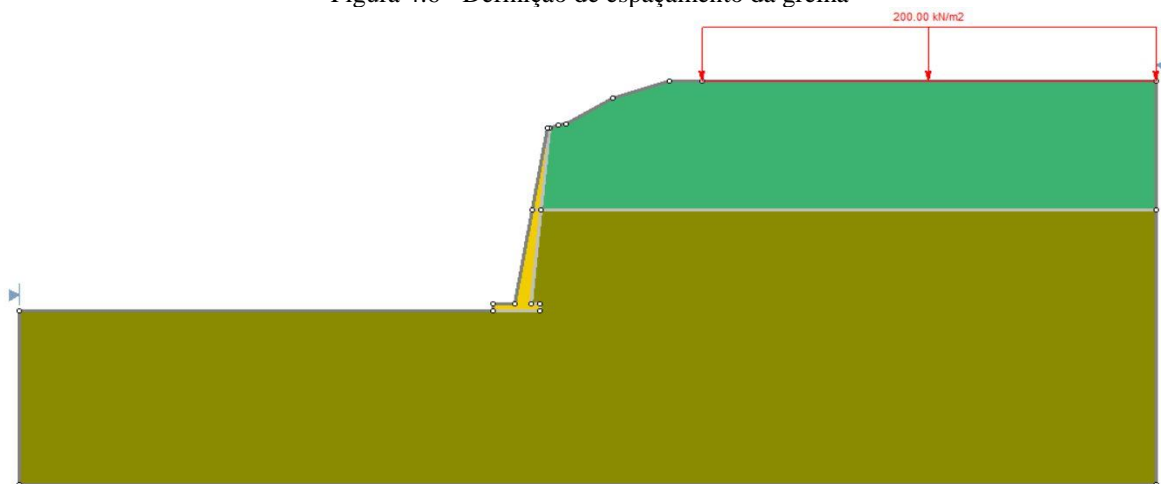
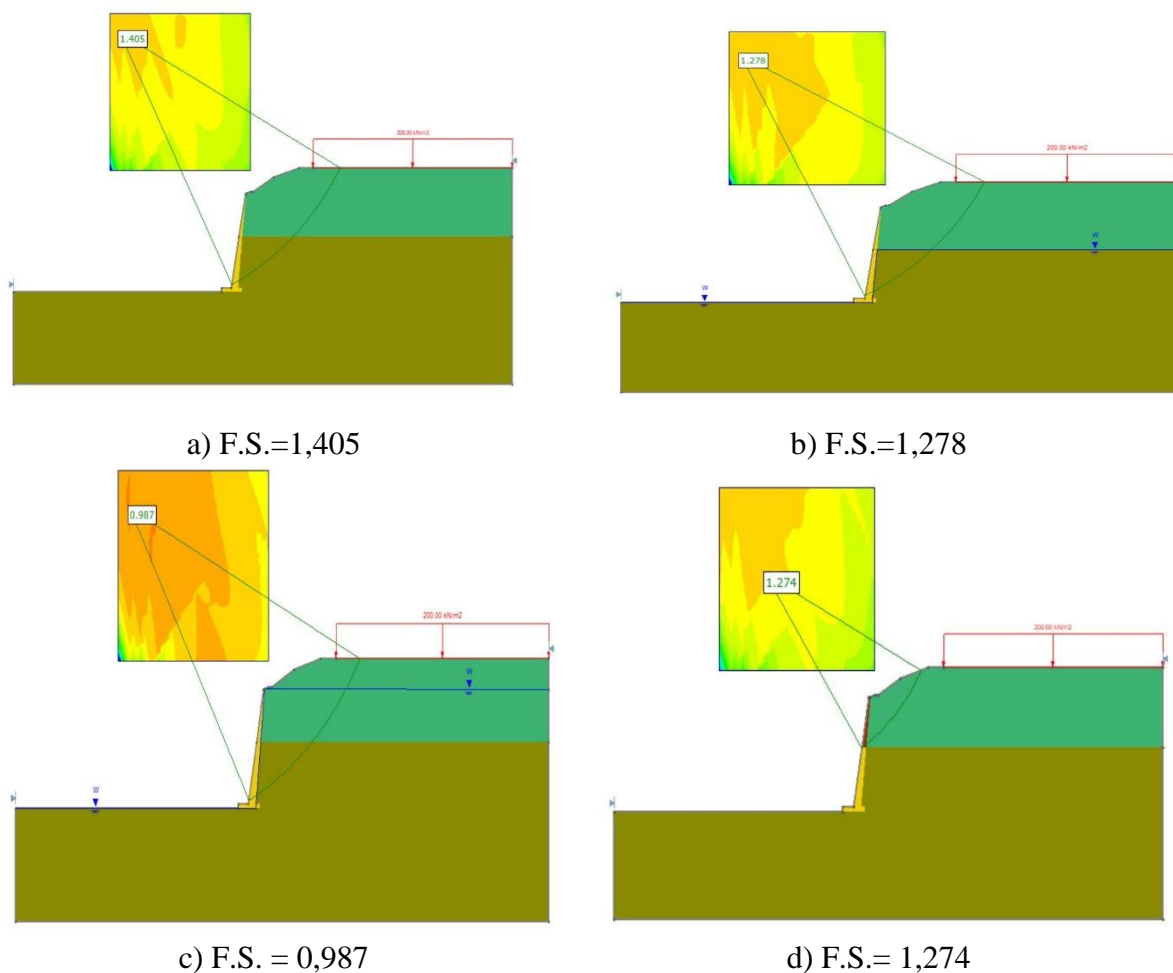


Figura 4.7 - Geometria Inicial do modelo no software *Slide 2018*

4.2.3.2 Resultado das Análises

Os resultados obtidos para todas as análises efetuadas encontram-se apresentados na Figura 4.8. Pela análise da figura pode constatar-se que quer para o muro em perfeitas condições quer para o muro com as propriedades degradadas apenas se verificou a rotura do talude para a situação em que o nível freático se encontra à cota máxima. Naturalmente quando se considera o muro degradado os fatores de segurança comparáveis diminuem. Também se constata que a presença da água no tardo do muro leva à diminuição da sua segurança. Estes resultados indicam que em termos globais o talude se encontraria estável e que o fator determinante que potenciou o colapso do muro foram os impulsos gerados pelo elevado nível freático.



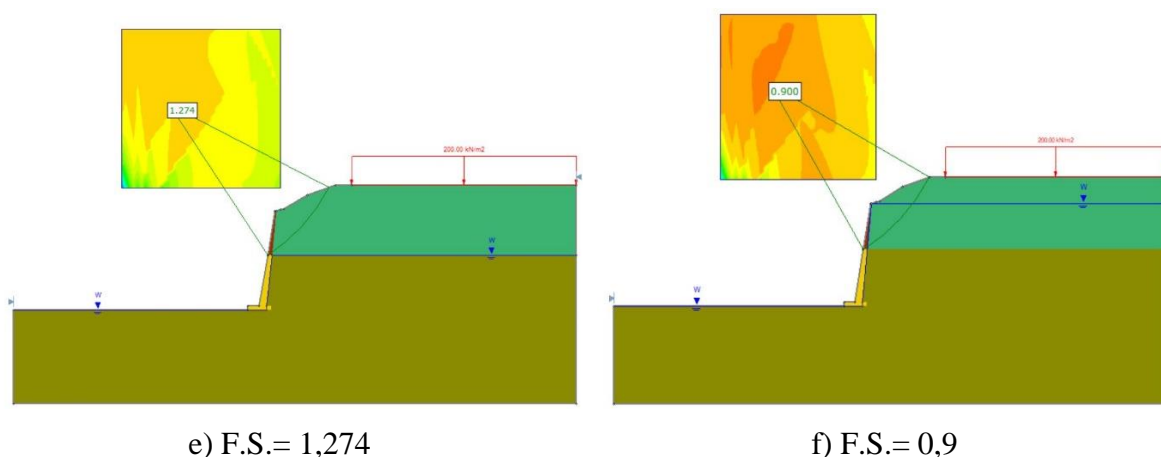


Figura 4.8 - Resultados obtidos: a) muro inicial b) muro inicial com nível freático à cota colapso c) muro inicial com o nível freático máximo d) muro degradado e) muro degradado com nível freático à cota de colapso f) muro degradado com o nível freático máximo

Dos resultados obtidos, é possível observar que as superfícies de rotura são praticamente planares e superficiais uma vez que não ultrapassam o pé do talude, (Nóbrega, 2014). Também é possível observar que o fator de segurança diminui com o aumento do nível freático e com a degradação das propriedades resistentes do muro sendo a situação mais crítica a situação em que o muro se encontra degradado e o nível freático se encontra à cota máxima.

4.2.4 Análise Tensão-Deformação

4.2.4.1 Modelo Utilizado

Para efetuar uma análise tensão-deformação do talude recorreu-se ao software de cálculo Plaxis 2D v8.6. O objetivo da modelação recorrendo ao método dos elementos finitos na presente dissertação é o deste tipo de análise possibilitar a avaliação da estabilidade do talude da Rua Damasceno Monteiro em diferentes cenários e situações de forma realista, possibilitando a modelação adequada do comportamento do solo e das condições fronteira e por permitir a avaliação da segurança através da metodologia 'φ-c reduction' onde a partir das condições iniciais os parâmetros resistentes do solo vão sendo proporcional e progressivamente reduzidos até se atingir a rotura. A relação existente entre os parâmetros iniciais e os que provocaram o colapso pode considerar-se como sendo o fator de segurança do talude podendo desta forma avaliar a estabilidade bem como observar qual o mecanismo que leva à rotura do talude.

Por se tratar de um problema essencialmente bidimensional, pois o talude desenvolve-se longitudinalmente numa extensão considerável, a análise é efetuada assumindo um estado plano de deformação. Na construção do modelo adotaram-se dimensões suficientes para que as condições de fronteira não influenciassem a estabilização dos campos de tensão e deformações, Lucas (2016). A geometria do muro e talude foi definida tendo em conta as plantas disponibilizadas pela empresa JetSJ (Figura 4.10). A malha de elementos finitos gerada procurou ser um compromisso entre o refinamento necessário para a obtenção de resultados

credíveis e o tempo de computação. A malha gerada resultou num número de 1202 elementos e 9793 pontos nodais (Figura 4.9).

General options	
Model :	Plane Strain
Elements :	15-Noded

Mesh	
Number of elements :	1202
Number of nodes :	9793
Number of stress points :	14424
Average element size :	$2,16 \times 10^0$ m

Figura 4.9 - Informação da malha gerada

Os parâmetros utilizados para as duas camadas de solo foram os definidos através da retroanálise e já apresentados no Quadro 4.1. O coeficiente de impulso em repouso assumido para os solos (K_0) foi o calculado pela fórmula empírica de Jaky (1944) ($K_0 = 1 - \sin \Phi'$). Para o muro assumiu-se um material com um peso volúmico de 23 kN/m^3 e com um comportamento elástico linear caracterizado por um módulo de Young de 17 GPa e um coeficiente de Poisson de $0,2$. Neste modelo considerou-se igualmente a existência de uma sobrecarga de 200 kN/m^2 que representava a existência do Condomínio Vila Graça.

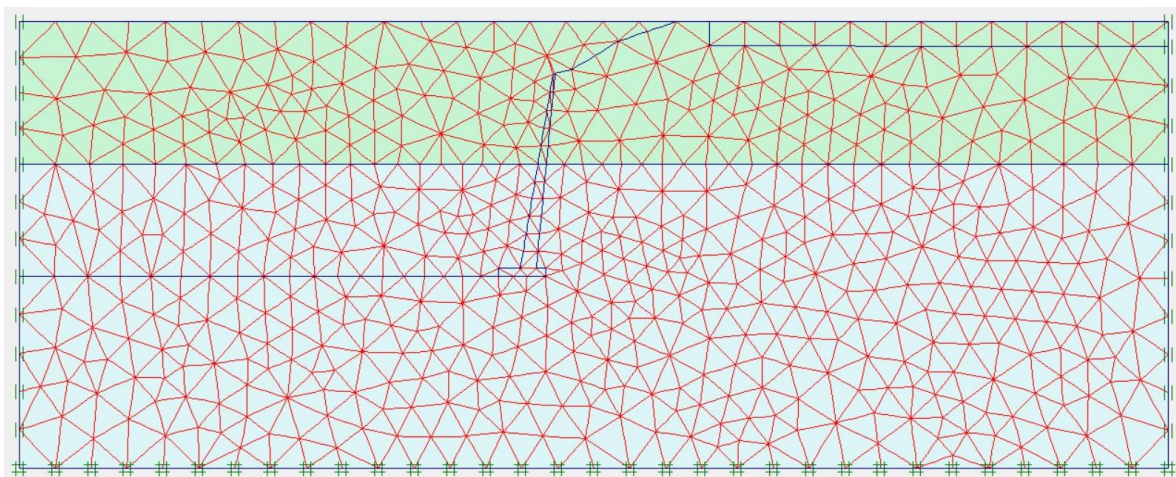


Figura 4.10 - Geometria do muro inicial

4.2.4.2 Faseamento Construtivo e Análises Consideradas

O faseamento construtivo assumido no modelo é composto pelas seguintes etapas:

- Geração das Tensões Iniciais – Nesta fase considera-se que apenas existe solo no maciço e que a superfície do maciço é horizontal, gerando desta forma um campo de tensões geostático sem a presença de água.

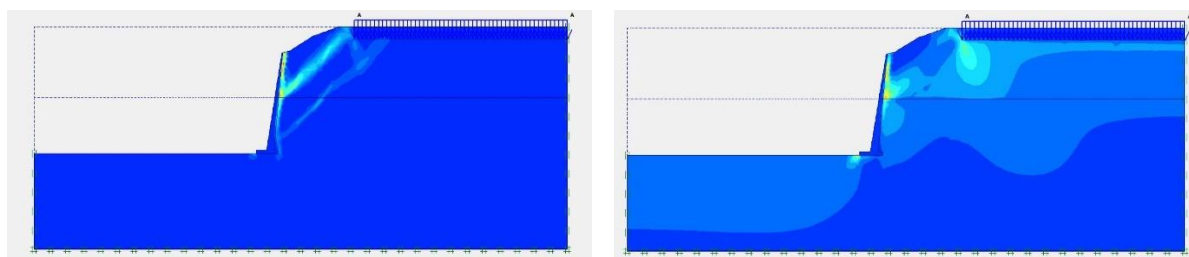
- Fase 1 – Nesta fase efetua-se a escavação do solo do talude e ativa-se o muro de suporte bem como a sobrecarga, ficando o modelo com a configuração real. Desta forma deixa de existir um campo geostático havendo lugar a uma redistribuição de tensões que se aproxima da tida como existente no maciço.

- Fase 2 – Obtenção do fator de segurança – Através da consideração da metodologia “phi/c reduction” é possível avaliar através da redução progressiva das propriedades resistentes do solo qual o fator de segurança do talude.

Tal como efetuado para a avaliação da estabilidade global procurou-se também por este método avaliar qual ou quais os fatores determinantes que levaram ao colapso do muro. Assim, consideraram-se na análise as mesmas 6 análises referidas anteriormente, muro em perfeitas condições e degradado sem água e com água à cota do colapso e à cota máximo do muro. Foi simulada a degradação do muro considerando-se neste caso que o seu comportamento era definido através do critério de Mohr-Coulomb tendo-se admitido uma resistência ao corte de 200kPa (inferior à classe de betão correspondente, para obter uma superfície de rotura próximo da real) e um ângulo de resistência ao corte nulo.

4.2.4.3 Resultados Obtidos

Os resultados obtidos para todas as análises efetuadas encontram-se apresentados na Figura 4.11. Pela análise da figura pode constatar-se que o fator de segurança é praticamente igual nas situações em que o muro não se encontra degradado porque a superfície de rotura crítica é praticamente a mesma nessas situações. Também é possível observar que o fator de segurança diminui consideravelmente com a degradação do betão e com a presença de água a tardoz do muro, verificando-se a instabilidade do muro.



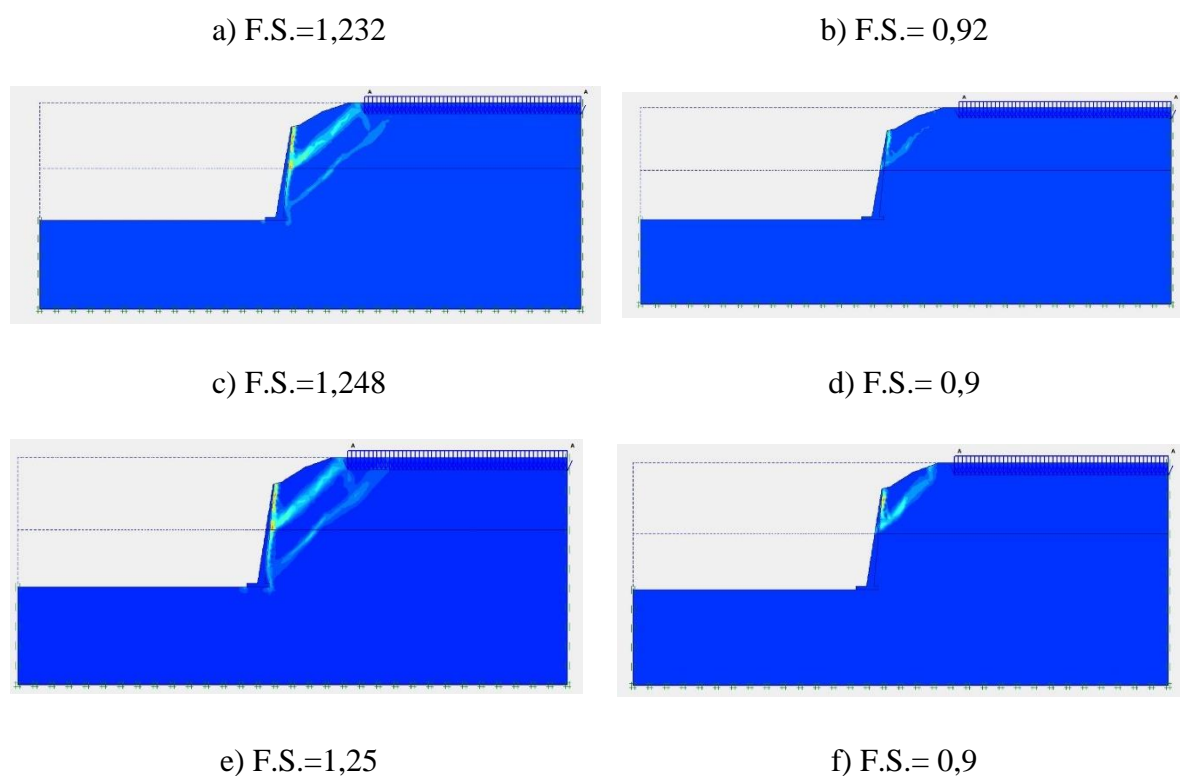


Figura 4.11 - Resultados obtidos: a) Muro Inicial b) Muro degradado c) Muro Inicial com nível freático à cota de colapso d) Muro degradado com nível freático à cota de colapso e) Muro Inicial com nível freático máximo f) Muro degradado com nível freático máximo

4.3 Avaliação das Condições de Estabilidade da Reabilitação

4.3.1 Modelos Considerados para as Soluções de Reforço

Como descrito no capítulo anterior a solução de reforço para o muro corrente designada como A e C, adotada pela empresa JetSJ, consistiu na execução de 5 níveis de ancoragens ao longo do paramento do muro, duas microestacas na fundação e ainda um revestimento de betão no troço inferior do muro original. A geometria base adotada para os modelos numéricos, tanto no *Slide* como no *Plaxis*, é apresentada na Figura 4.12.

As etapas consideradas na modelação são as mesmas que as apresentadas anteriormente, variando somente a geometria do modelo devido às soluções de reforço executada.

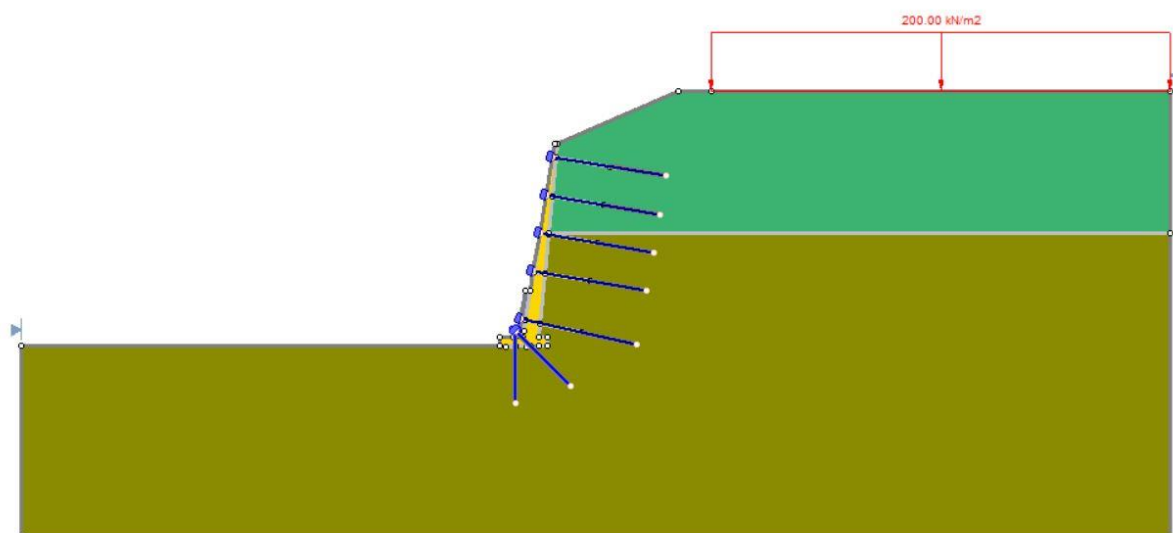


Figura 4.12 - Geometria Inicial da Solução A e C

Por sua vez a solução B é a solução preconizada para a zona onde ocorreu o colapso dos muros. Tal como descrito no capítulo anterior esta solução é mais complexa e envolve a construção de um novo muro e aterro por cima do existente bem como o seu reforço através de microestacas e ancoragens ativas. Na Figura 4.13, apresenta-se a geometria considerada para a análise numérica efetuada para esta solução. A exemplo do caso anterior as etapas da modelação consideradas são iguais às descritas no caso do muro original, variando somente a geometria.

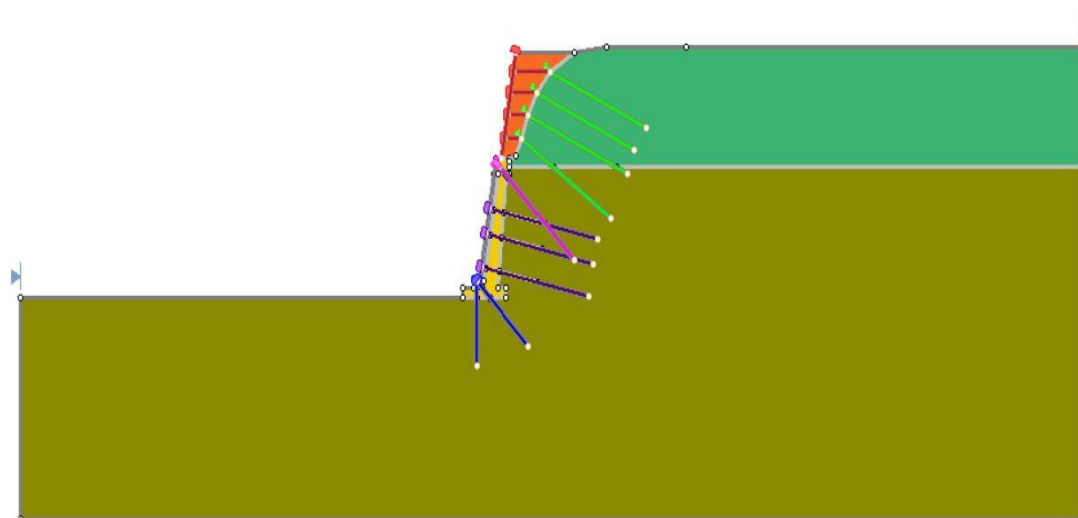


Figura 4.13 - Geometria Inicial da solução B

Por último apresenta-se uma proposta, designada por D, com o objetivo de apresentar uma alternativa à solução B. Com esta solução procurou-se apresentar uma alternativa com menor impacto visual, uma vez que a presença do muro original com uma altura de aproximadamente 19 metros e a uma pequena distância do tardo dos edifícios da Rua Damasceno Monteiro causa um efeito intimidante sobre os utentes. Assim, nesta solução prevê-se executar uma estrutura de contenção composta por estacas de betão com 1m de diâmetro, 12m de altura e uma ficha de 6m, suportada por 2 níveis de ancoragens ativas, localizada a cerca de 10m do tardo do muro original. Também nesta solução se considera o revestimento em betão sobre o muro original bem como o reforço das suas fundações com microestacas. A geometria considerada para a solução D é ilustrada na Figura 4.14.

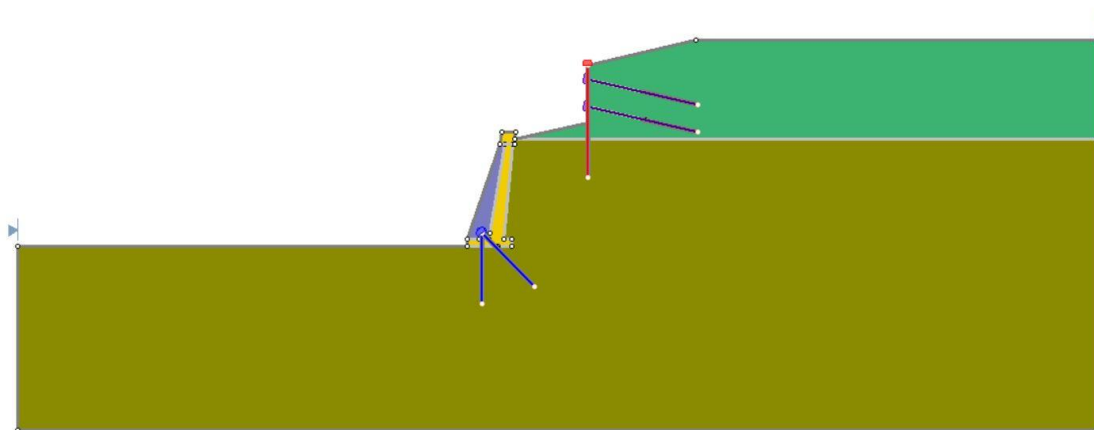


Figura 4.14 - Geometria Inicial da Solução D

4.3.2 Propriedades dos modelos

Tal como anteriormente admitiu-se para os solos as propriedades resultantes do estudo de retroanálise e apresentadas no Quadro 4.1. Para os muros de betão, o existente e o a executar nas diversas soluções de reforço, considerou-se que tinham um comportamento elástico-linear caracterizado pelos parâmetros indicados no Quadro 4.2. Por sua vez para o material de aterro leve utilizado na Solução B foi adotado, em concordância com o admitido no JETSJ (2017b) o modelo de Mohr- Coulomb com os parâmetros apresentados no Quadro 4.3. O novo muro e as lajes previstas executar na Solução B por cima do muro original e a cortina de estacas presente na solução D foram modeladas através de elementos viga linear elásticos tendo-se assumido as propriedades indicadas nos Quadro 4.4 e Quadro 4.5. As microestacas foram igualmente modeladas por um elemento viga cujas características encontram-se no Quadro 4.6. Por sua vez, o bolbo de selagem das ancoragens foi modelado através de um elemento geotêxtil com um EA de $1E5$ kN/m e o comprimento livre por um elemento barra cujos parâmetros estão indicados no Quadro 4.7. De referir que se adotou nos modelos um nível de pré-esforço nas ancoragens igual ao estabelecido nos Cálculos Justificativos (2017). De referir ainda que a

designação “P1_Ø32//3” e “P2_Ø40//3” no Quadro 4.4 refere-se às pregagens denominadas 1 e 2 com diferentes diâmetros e valores de pré-esforço, “ME_Ø88,9x9mm” é a designação usada no Quadro 4.5 para o tipo microestacas utilizado. No Quadro 4.7 as ancoragens são designadas de “ANC//3” e “ANC//1.75” referindo-se aos dois tipos de ancoragens utilizadas em que varia o valor do pré-esforço aplicado e o espaçamento.

Quadro 4.2 - Propriedades dos elementos de betão a executar (JETSJb, 2017)

Elemento		Muro Existente	Muro a executar
Modelo		Elástico	Elástico
γ	[kN/m ³]	23	25
E'	[kN/m ²]	17E6	33E6
ν	[-]	0,2	0,2

Quadro 4.3 - Propriedades do aterro de agregados leves (JETSJb, 2017)

Elemento		Aterro_Leve
Modelo		Mohr-Coulomb
γ	[kN/m ³]	2,97
E'	[kN/m ²]	90
c'	[kPa]	1
Φ'	[°]	35

Quadro 4.4 - Propriedades das pregagens (JETSJb, 2017)

Pregagem	I.D.	P1_Ø32//3	P2_Ø40//3
Afastamento	[m]	3	3
EA	[kN/m]	72729	102134
EI	[kN/m ² /m]	71,025	99,741

Quadro 4.5 - Propriedades do elemento Microestacas (JETSJb, 2017)

Elemento	I.D.	ME_Ø88,9x9mm
E	[kN/m ²]	200E6
Espaçamento	[m]	4
EA equivalente	[kN/m]	59500
EI equivalente	[kN/m ² /m]	3858,390
ν	[-]	0,2

Quadro 4.6 – Propriedades dos elementos para representação do muro e das lajes (JETSJb, 2017)

Elemento	I.D.	Muro_0.35	Laje_0.3
Espessura	[m]	0,35	0,3
E betão	[GPa]	33	33
EA	[kN/m]	11550000	9900000
EI	[kN/m]	117906	74250
ω	[KN/m/m]	8,75	7,5
ν	[-]	0,2	0,2

Quadro 4.7 - Propriedades das ancoragens (JETSJb, 2017)

Elemento	I.D.	ANC//3	ANC//1.75
EA	[kN]	109200	109200
Espaçamento	[m]	3,00	1,75
Pré-Esforço	[kN/m]	83	214

4.3.3 Análises Efetuadas

Para avaliar até que ponto as diversas soluções preconizadas incrementavam a segurança do talude para níveis aceitáveis foram realizados 3 tipos de análises para cada uma das 3 soluções. A primeira análise corresponde à situação corrente onde se espera que todos os elementos dimensionados se comportem adequadamente. No segundo tipo de análises considerou-se a falência do sistema de drenagem assumindo-se que nessas condições a água subiria até à cota de colapso do muro. Por último, considerou-se a possibilidade da ocorrência de uma ação sísmica caracterizadas pelos coeficientes sísmicos $k_h=0,190$ e $k_v=0,071$ que foram estimados pelos projetistas para a zona em estudo. Dada a complexidade da execução da análise sísmica com o *Plaxis* optou-se por apenas efetuar este último tipo de análises com o programa *Slide* onde é possível efetuar uma análise pseudo-estática que simula a ação do sismo através da consideração de forças de inércia. Os resultados obtidos para as diversas análises e soluções são apresentados nos seguintes pontos.

4.3.4 Análise da Situação Corrente

Na Figura 4.15, Figura 4.16 e na Figura 4.17 são apresentados os resultados da análise da estabilidade global, assim como o fator de segurança e as superfícies de rotura associadas para as diferentes soluções de reforço. Como se pode observar em todos os casos verifica-se um

reforço substancial da estabilidade global com um incremento apreciável do fator de segurança global quando comparado com a situação inicial sem reforço. Também é possível observar que para todas as soluções propostas o fator de segurança é superior a 1.5 que se pode considerar como sendo o valor mínimo requerido para este tipo de situação. Para a situação corrente a solução D (Figura 4.17) apresenta um F.S. ligeiramente superior ao fator de segurança apresentado pela Solução B, demonstrando assim a eficácia da Solução D.

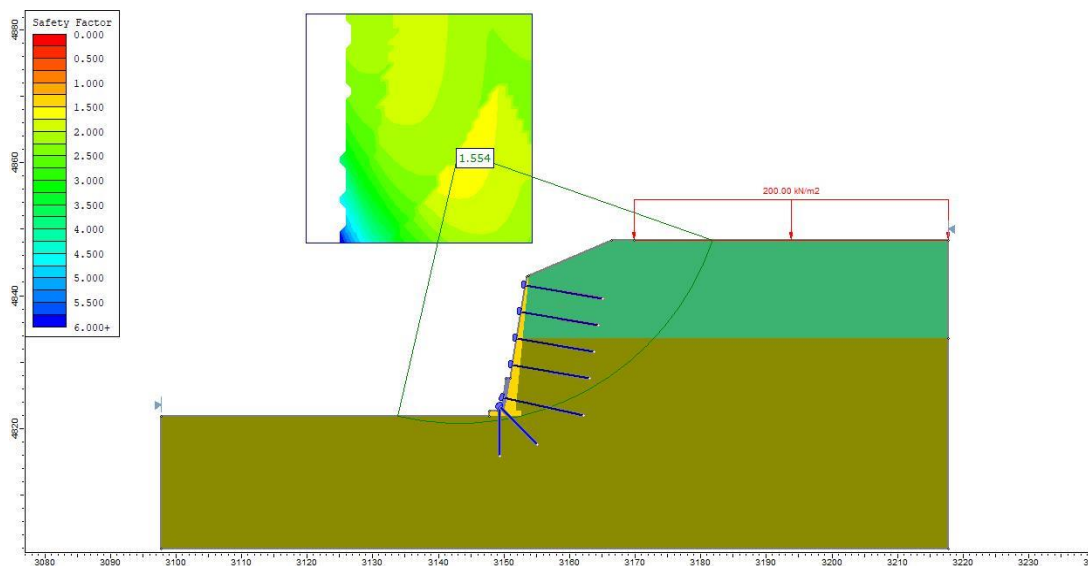


Figura 4.15 - Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,554

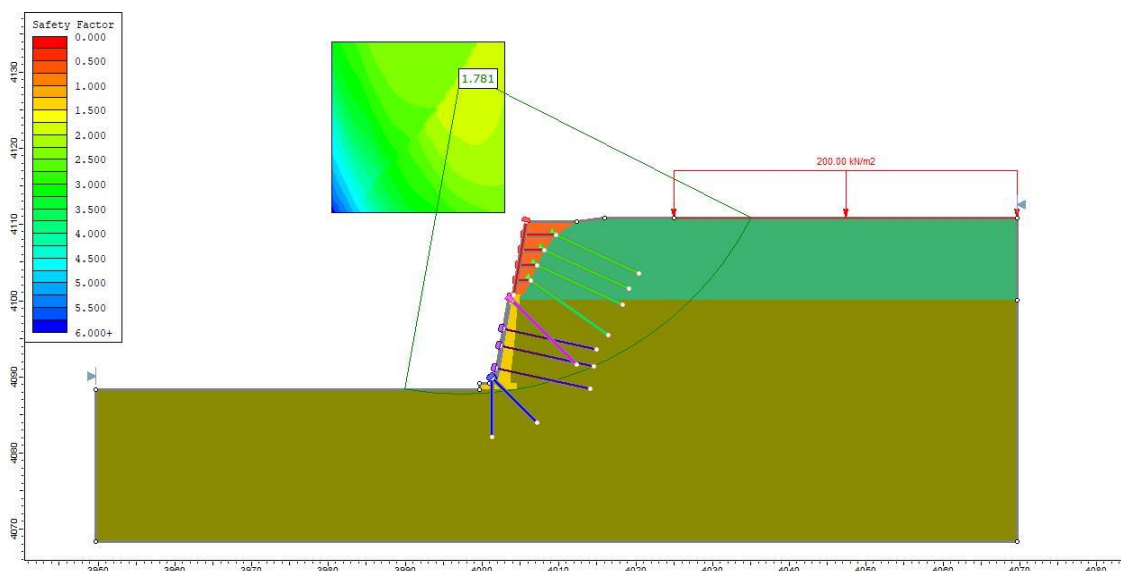


Figura 4.16 - Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,781

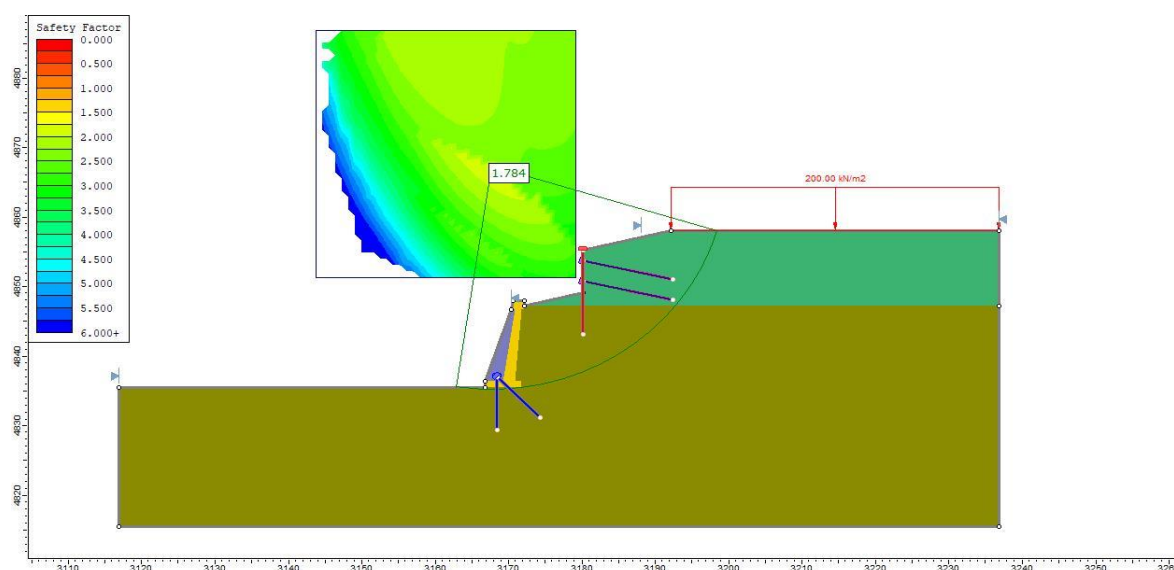


Figura 4.17 - Resultado obtido para a Solução D, em que F.S.= 1,784

Os resultados obtidos com o *Plaxis* para todas as soluções são apresentados na Figura 4.18, Figura 4.19 e na Figura 4.20. Nestas é possível visualizar as cunhas de rotura para a situação limite de rotura, encontrando-se na legenda a indicação de qual o fator de segurança obtido na análise. Comparando a estabilidade obtida pelas soluções reforçadas a verificada na situação do muro original, é possível observar que também nestas análises o fator de segurança cresceu consideravelmente e ultrapassa em todos os casos o valor de 1,5, tido como mínimo para estas condições. De referir que, pela análise do software *Plaxis* a solução B é mais estável que a solução D.

Comparando os resultados obtidos no *Slide 2018* e no *Plaxis* é possível observar que os resultados obtidos em relação ao fator de segurança no primeiro software são mais penalizadores obtendo valores para o fator de segurança sempre inferiores.

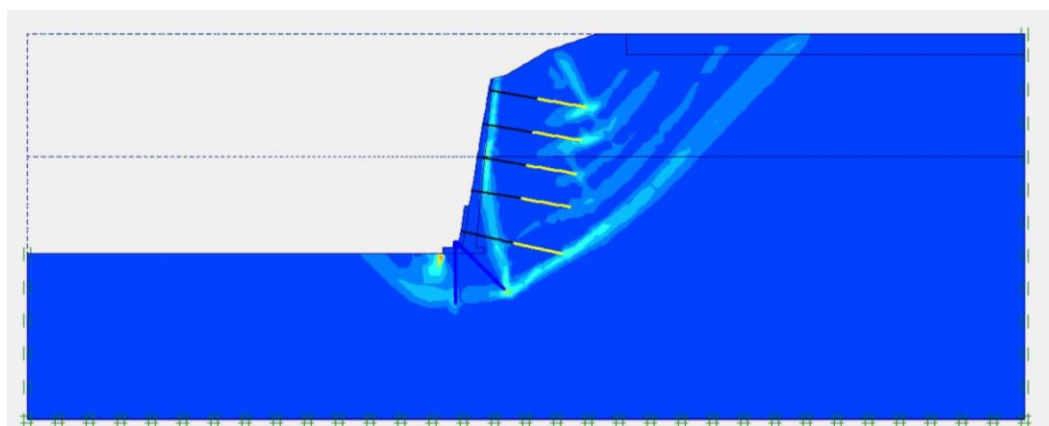


Figura 4.18 - Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,8

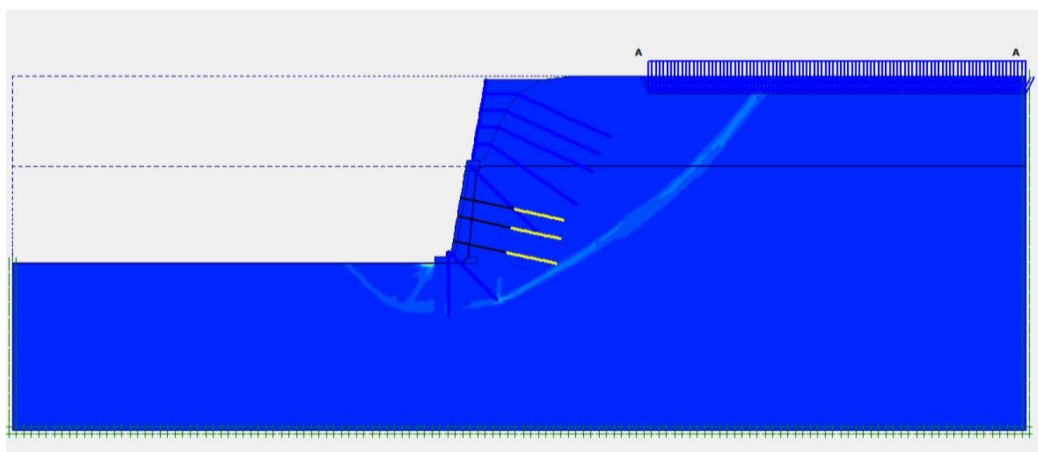


Figura 4.19 - Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 2,2

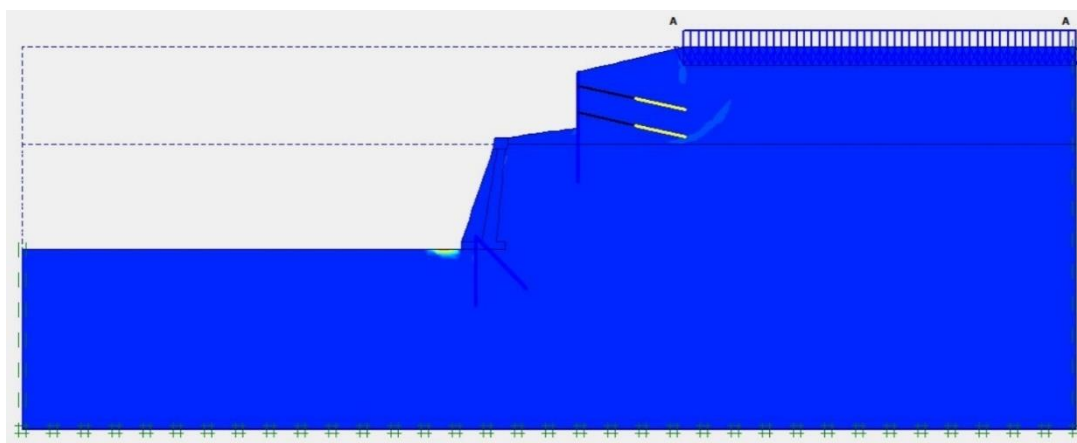


Figura 4.20 - Resultado obtido para a Solução D, em que F.S.= 2,0

4.3.5 Análise da Situação Acidental

Na Figura 4.21, na Figura 4.22 e na Figura 4.23 apresentam-se os resultados obtidos para análise efetuada considerando a situação acidental onde se considerou simplificada que o nível freático se encontrava à cota de colapso no tardo do muro para as diferentes soluções. Também neste cenário se observa que as soluções de reforço se traduzem num aumento do fator de segurança relativamente à situação inicial. No entanto, nesta situação é possível observar os efeitos adversos resultantes da presença de água com a diminuição do fator de segurança embora, contudo, continue a ser superior a 1.2 que é o valor mínimo requerido para a situação acidental. Novamente pela análise do *Slide 2018*, a solução D é mais estável que a solução B.

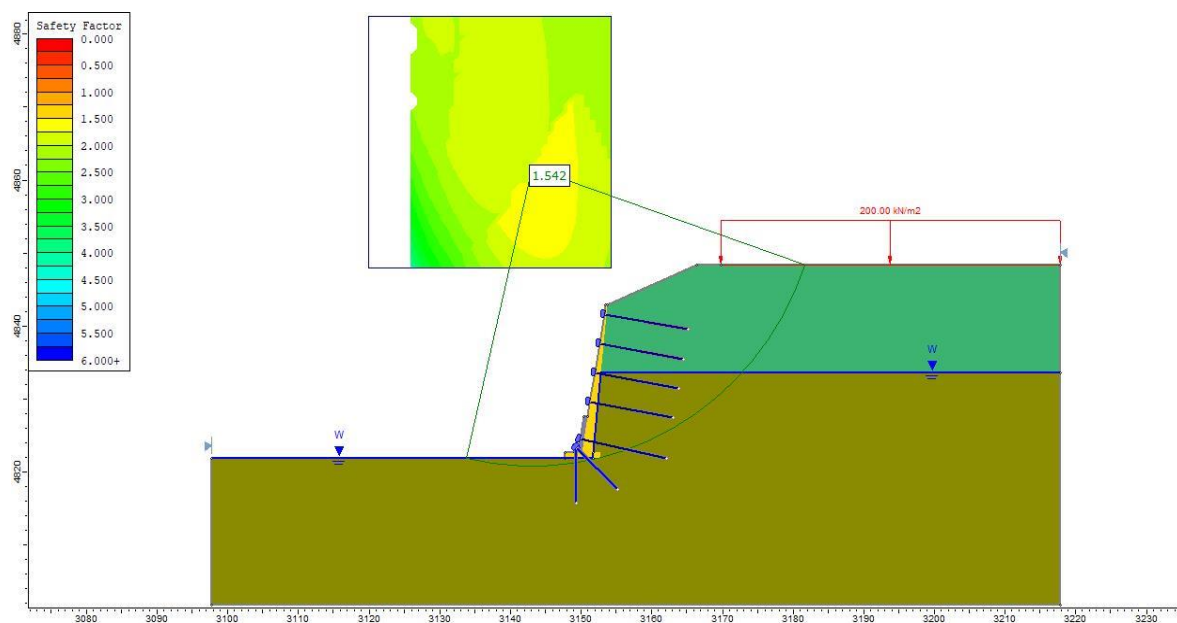


Figura 4.21 – Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,542

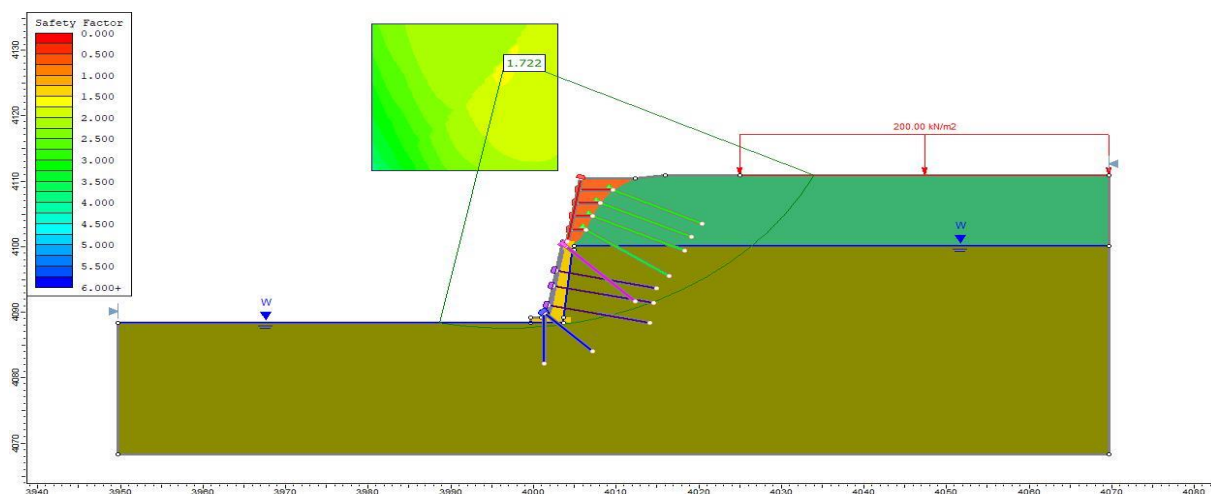


Figura 4.22 - Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,722

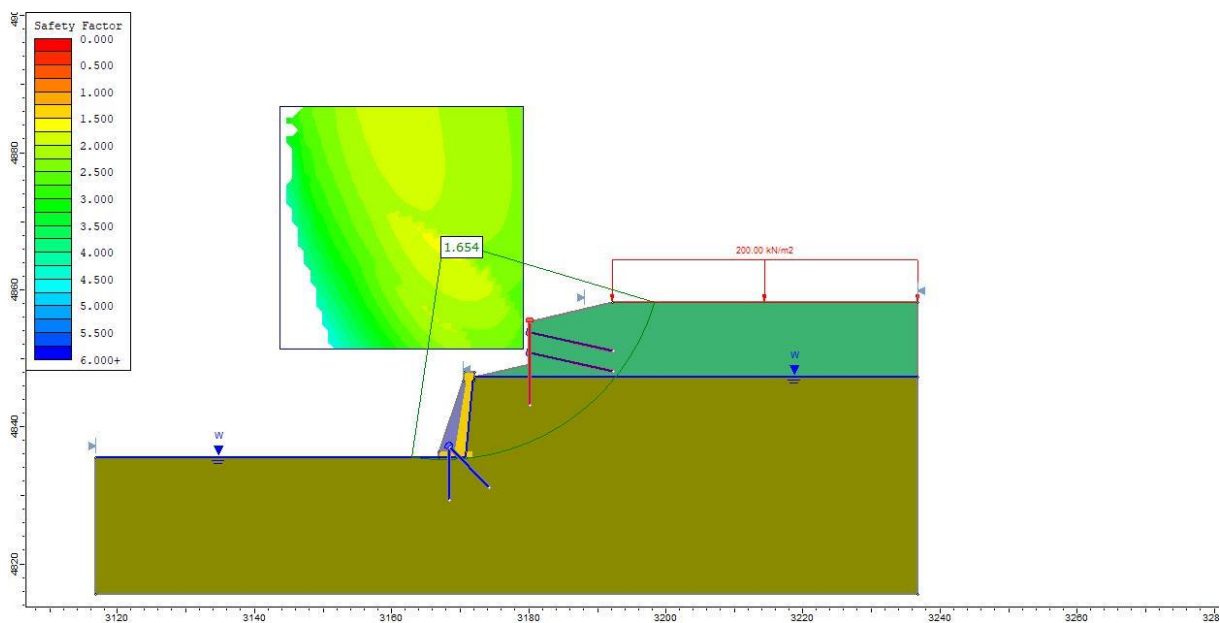


Figura 4.23 - Resultado obtidos para a Solução D, em que F.S.= 2,033

As cunhas de rotura para a situação limite obtidas pelo *Plaxis* para as diferentes soluções apresentam-se na Figura 4.24, na Figura 4.25, e na Figura 4.26, encontrando-se o fator de segurança obtido em cada caso na legenda. Tal como na análise de equilíbrio limite verifica-se neste caso e em todas as soluções a influência do nível freático, que diminui significativamente os valores obtidos para o fator de segurança.

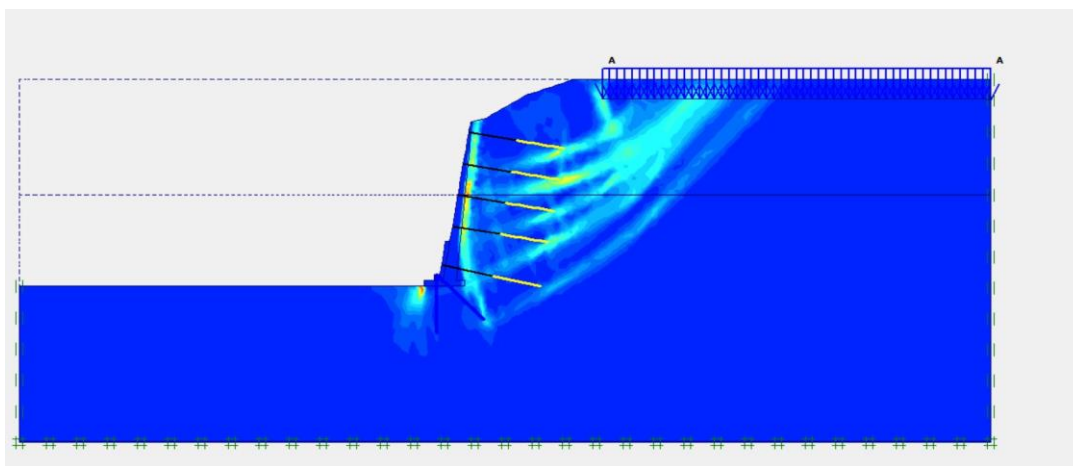


Figura 4.24 – Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,8

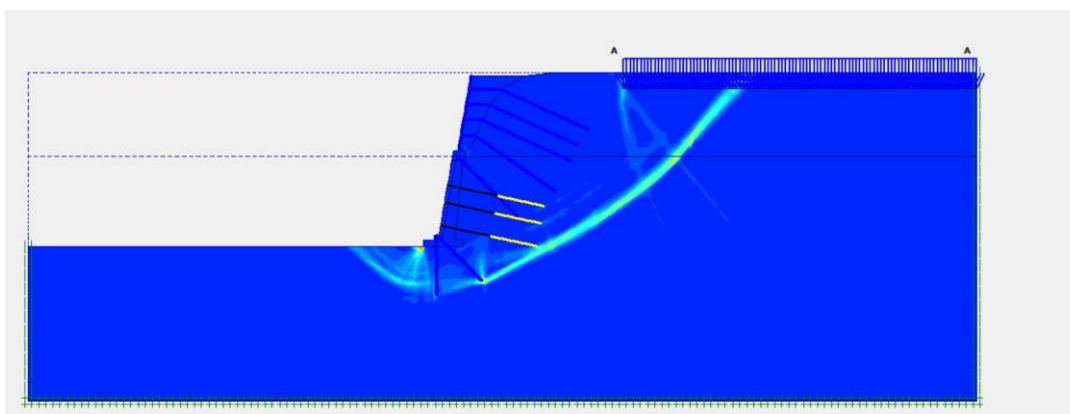


Figura 4.25 – Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,7

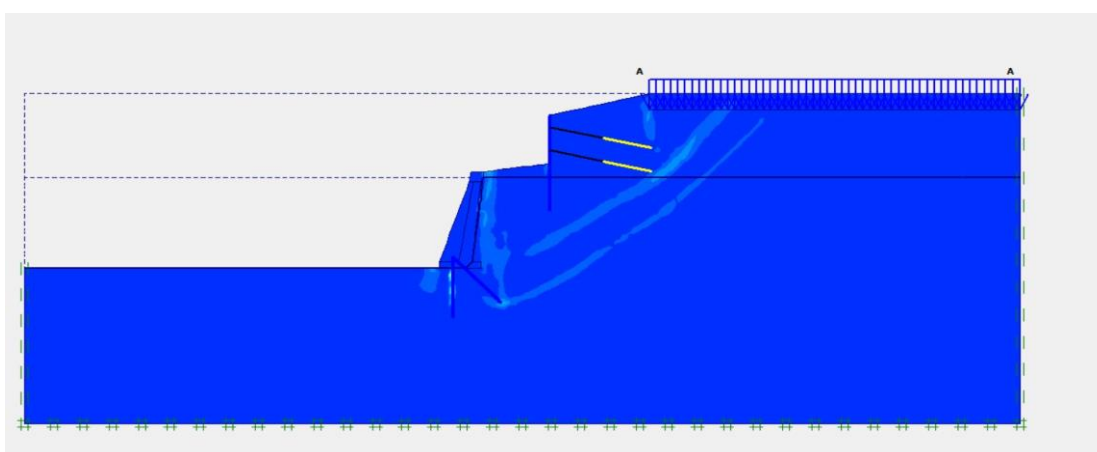


Figura 4.26 – Resultado obtido para a solução D, em que F.S.= 1,6

4.3.6 Análise da Situação Sísmica

Por último apresenta-se na Figura 4.27, na Figura 4.28, e na Figura 4.29 os resultados relativos à análise da situação sísmica para todas as soluções referidas anteriormente. Tal como expectável a ação sísmica reduz o fator de segurança em todas as soluções, obtendo-se os valores mínimos. Contudo, verifica-se que os valores estimados continuam a ser superiores ao valor de 1,1 que corresponde ao fator de segurança mínimo exigido para a situação sísmica. Para esta situação, a solução D apresenta-se mais estável que as restantes soluções pois, tem um maior fator de segurança.

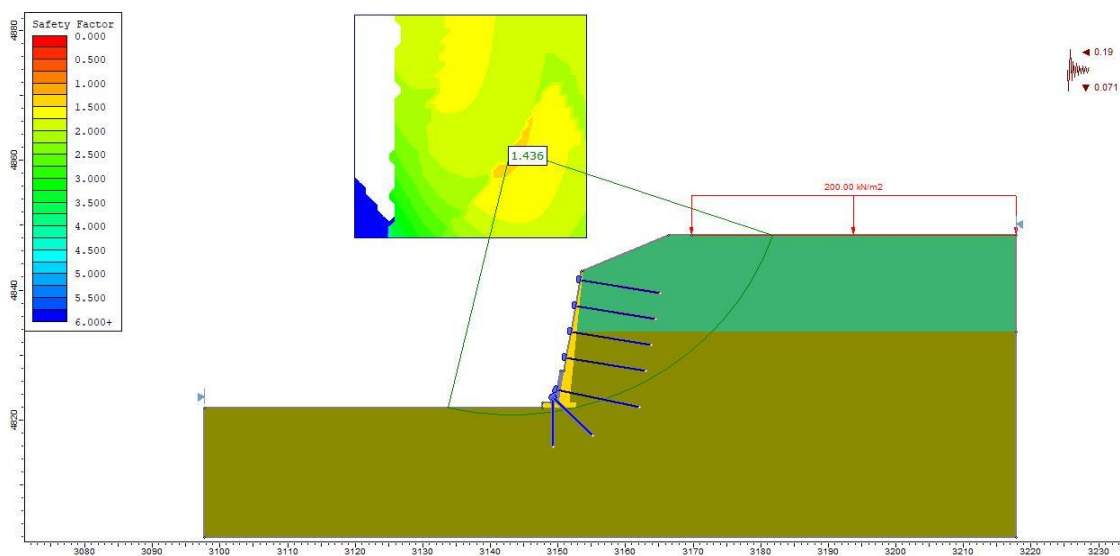


Figura 4.27 - Resultado obtido para as Soluções A e C, em que F.S.= 1,436

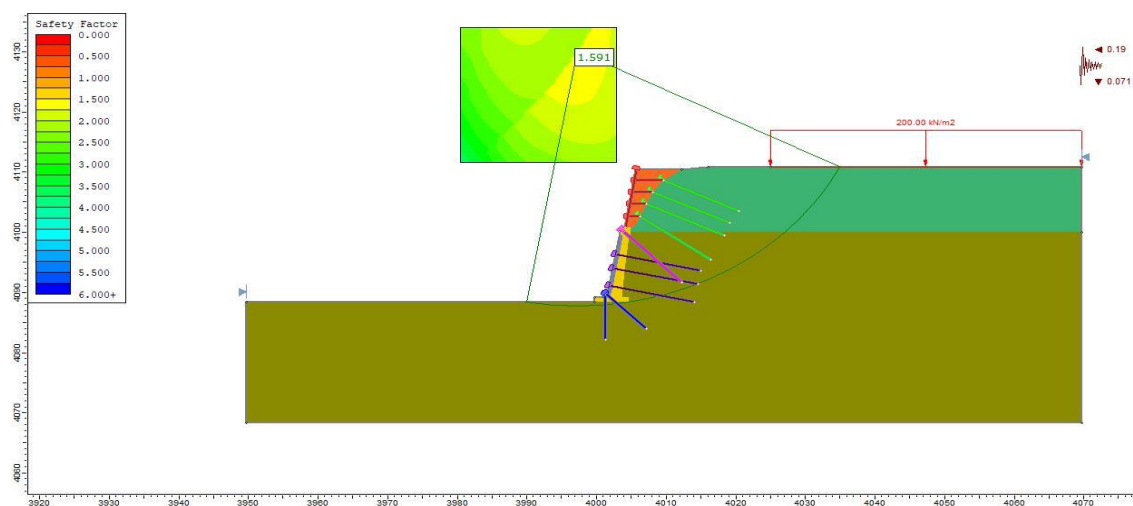


Figura 4.28 – Resultado obtido para a Solução B, em que F.S.= 1,591

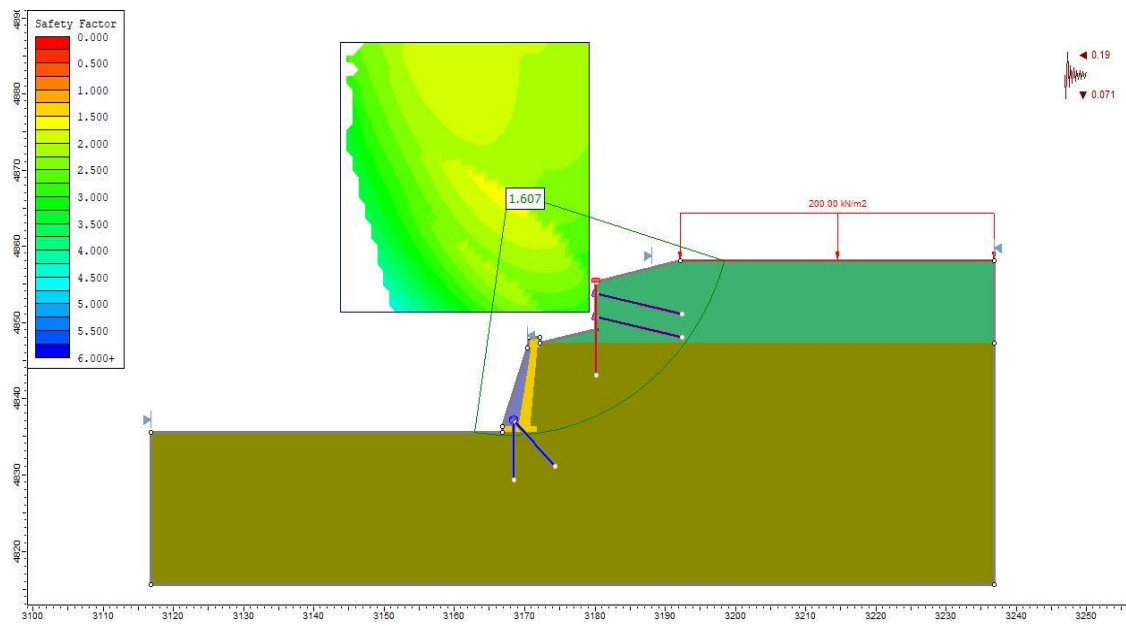


Figura 4.29 – Resultado obtido para a Solução D, em que F.S.= 1,607

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Na conclusão desta dissertação, pode considerar-se que os objetivos propostos para este estudo foram atingidos de uma forma satisfatória, tendo-se estudado a requalificação de taludes e de muros de suporte localizados em meio urbano. Para além disto, foi possível utilizar o caso da Rua Damasceno Monteiro como exemplo de estudo, tendo-se efetuado uma caracterização e avaliação detalhada das soluções adotadas. Apresentou-se igualmente uma proposta alternativa, com um menor impacto visual, e cuja análise efetuada permitiu concluir que asseguraria na plenitude a estabilidade do talude, cumprindo os requisitos de segurança para todas as condições.

O estudo bibliográfico efetuado na primeira parte desta dissertação permitiu explorar e abordar os conceitos essenciais para a matéria em questão. Este reforço teórico permitiu também avaliar com mais clareza o caso de estudo e enquadrar e aplicar mais adequadamente algumas das metodologias de reabilitação à solução alternativa proposta.

Posteriormente, com o estudo detalhado do caso de estudo, conseguiu-se perceber e enquadrar a importância das condicionantes locais, nomeadamente a proximidade com as caves dos edifícios da Rua Damasceno Monteiro, que impossibilita a realização de várias soluções de requalificação referidas no enquadramento teórico. É de notar ainda, a importância fundamental da prospeção geotécnica para a obtenção de parâmetros do solo que possibilitam caracterizar mais adequadamente o comportamento do material e assim melhorar a qualidade da modelação e da avaliação da estabilidade. Destaca-se ainda a importância da instrumentação e da definição de um plano de observação e monitoração, estes são elementos fundamentais particularmente em meio urbano, pois com a proximidade com outras edificações tem de existir um controlo rigoroso das deformações causadas pelas diversas etapas construtivas durante o decorrer e o tempo de vida útil da obra. No presente caso de estudo, apesar de não se ter tido acesso em tempo útil aos registos das deformações sabe-se que os mesmos estiveram dentro do expectável, sendo pouco significativos e bastante inferiores aos critérios de alarme, o que, por si só, serve como validação do dimensionamento e das soluções de reforço e reabilitação preconizadas nas diferentes zonas do muro.

Relativamente à modelação numérica, apesar de terem sido utilizados métodos de análise de estabilidade diferentes, obtiveram-se resultados bastante semelhantes para as várias situações estudadas. Todos os métodos confirmaram que o muro aquando do seu dimensionamento original estaria estável embora sem grande margem de segurança. O estudo de retroanálise efetuado ao colapso permitiu concluir que este se terá devido à conjugação de dois fatores primordiais, por um lado a degradação do betão do muro de suporte e por outro, mais relevante, pela colmatação e ineficiência do sistema de drenagem que conjugado com a existência de uma camada de argila impermeável permitiu a acumulação de água no tardo do muro, originando impulsos hidrostáticos que, em última análise, estiveram na origem do colapso do muro. Tal cenário foi comprovado quer através do método de equilíbrio limite quer através de uma análise tensão deformação.

Quanto à avaliação das soluções de reabilitação verificou-se que, independentemente do cenário analisado, corrente, accidental e sísmico, existia segurança pelo que, a menos que voltem a ocorrer situações anómalas, se espera que o muro se entregue seguro durante bastante tempo. A solução alternativa proposta revelou-se em algumas situações mais segura que as soluções implementadas, nomeadamente aquando da presença de nível freático, embora, noutras situações, tenham-se determinado menores fatores de segurança, ainda que muito acima dos valores mínimos exigidos para casa situação. No entanto, esta solução, apesar de bastante mais atrativa sob o ponto de vista visual, está sempre condicionada pela dificuldade da sua execução, já que requer equipamento específico e a execução em difíceis condições de uma cortina de estacas de betão pelo que, está-se em crer, tornar-se-ia uma solução significativamente mais dispendiosa que a adotada.

Este trabalho também evidencia como o contexto de espaço urbano origina muitas condicionantes, permitindo perceber a heterogeneidade existente no solo e a dificuldade na escolha de parâmetros a utilizar no modelo e como esta escolha influencia toda a análise de estabilidade.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

O tema abordado apesar de orientado para um caso de estudo específico, envolve bastantes áreas passíveis de serem estudadas de forma mais extensa aprofundada. Nesse sentido apresentam-se seguidamente alguns aspetos que podem ser mais desenvolvidos no futuro:

- Novas soluções alternativas visto que existe sempre a possibilidade de analisar outras soluções que sejam mais eficazes ou mais económicas do que as apresentadas, e que podem ser avaliadas por intermédio de um estudo similar ao realizado nesta dissertação;
- Estudo mais aprofundado da retroanálise efetuada e dos modelos constitutivos utilizados, face à sua importância na modelação e na análise de estabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. & Boyce, G. M. (2002) *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons.
- Almeida e Sousa, J. (2008) *Estruturas De Suporte Flexíveis*. DEC-FCTUC.
- Almeida e Sousa, J. P., A. (2017) *Apontamentos Oec-Esr-Avaliação De Segurança*. DEC-FCTUC.
- Baba, K., Bahi, L., Ouadif, L. & Akhssas, A. (2012) Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods Applied to a Railway in the Moroccan Rif. *Open Journal of Civil Engineering*, **2** (01), 27.
- Brito, J. (1999) *Micro-Estacas*. Universidade de Lisboa.
- Brito, J. (2001a) *Pregagens*. Universidade de Lisboa.
- Brito, J. (2001b) *Ancoragens*. Universidade de Lisboa.
- Bromhead, E. (2006) *The Stability of Slopes*. CRC Press.
- Brooks, H. & Nielsen, J. (2010) Basics of Retaining Wall Design. *HBA Publication*, **11**.
- Budhu, M. (2010) John Wiley & Sons, 3rd. Edition, NY.
- Burland, J., Chapman, T., Skinner, H. D. & Brown, M. (2012a) *Ice Manual of Geotechnical Engineering Volume 2: Geotechnical Design, Construction and Verification*.
- Burland, J. B., Chapman, T. & Brown, M. (2012b) *Ice Manual of Geotechnical Engineering*. ICE.
- Cardoso, R. (2009) *Apontamentos De Geotecnia E Fundações (Capítulo 8 - Taludes)*. Insituto Superior Técnico.
- Clayton, C. R., Woods, R. I., Bond, A. J. & Milititsky, J. (2014) *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*. CRC Press.
- Coduto, D. P. (2001) *Foundation Design: Principles and Practices*, 2nd. *Professor of Civil Engineering, California State Polytechnic University, Pomona: Prentice Hall*.
- Coduto, D. P., Yeung, M.-c. R. & Kitch, W. A. (2011) *Geotechnical Engineering: Principles and Practices*.
- da Silva, M. J. F. (2013) *Análise Da Estabilidade De Taludes Pelo Método De Equilibrio Limite Geral*.
- Duncan, J. M., Wright, S. G. & Brandon, T. L. (2014) *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons.
- Ferlisi, S. & De Chiara, G. (2018) Risk Analysis for Rainfall-Induced Slope Instabilities in Coarse-Grained Soils: Practice and Perspectives in Italy. In *Proceedings of the Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice: Proceedings of the 12th International Symposium on Landslides (Napoli, Italy, 12-19 June 2016)*. CRC Press, Vol., pp. 137.
- Ferreira, R. F. (1955) *Projeto De Prédio De Rendimento*.
- Ferreira, S. B. (2004) *Estudo De Ruptura Em Talude Urbano No Morro Do Curral–Ouro Preto*. Geocontrolo (1994) *Sondagens Condomínio Vila Da Graça*.
- Geocontrolo (2010) *Deslizamento - Rua Damasceno Monteiro, Lisboa (Prospecção Geotécnica)*.

- Guerra, N. (2002) *Estruturas De Suporte*. Insituto Superior Técnico.
- Hunt, R. E. (2005) *Geotechnical Engineering Investigation Handbook*. Crc Press.
- Ishibashi, I. & Hazarika, H. (2015) *Soil Mechanics Fundamentals and Applications*. CRC Press.
- Jaky, J. (1944) The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *J. of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- JETSJ (2017a) *Reforço E Reconstrução De Muros Na Rua Damasceno Monteiro - Lisboa (Projeto De Execução)*. Plano de Instrumentação e Observação
- JETSJ (2017b) *Reforço E Reconstrução De Muros Na Rua Damasceno Monteiro - Lisboa (Projeto De Execução)*. Cálculos Justificativos.
- JETSJ (2017c) *Reforço E Reconstrução De Muros Na Rua Damasceno Monteiro - Lisboa (Projeto De Execução)*. Memória Descritiva.
- Kalantary, F. & Kahani, M. (2015) Evaluation of the Ability to Control Biological Precipitation to Improve Sandy Soils. *Procedia Earth and Planetary Science*, **15**, 278-284.
- Lucas, J. L. (2016) *Soluções De Estabilização De Taludes Junto a Plataformas Ferroviárias Caso De Estudo: Estabilização De Taludes Na Linha Do Oeste*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (2011) *Mecânica Dos Solos—Introdução À Engenharia Geotécnica. Volume II, Universidade do Porto, FEUP*.
- Murthy, V. (2002) *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. CRC press.
- Nascimento, S. (2011) *Dimensionamento De Estruturas De Suporte Rígidas*.
- Nettleton, I., Martin, S., Hencher, S., Moore, R., Winter, M., Macgregor, F. & Shackman, L. (2005) Debris Flow Types and Mechanisms. *Scottish road network landslides study*, 45-67.
- Nóbrega, E. S. (2014) *Estabilidade De Taludes E Estruturas De Contenção Aula 6 - Estabilidade de Taludes*.
- Pedro, A. M. G. (2013) *Geotechnical Investigation of Ivens Shaft in Lisbon*. PhD Thesis. Imperial College London, London, UK.
- Plaxis, B. (2002) *Plaxis 2d-Version 8 Manual*. Balkema, Rotterdam.
- Santos, L. M. d. (2015) *Erosão Em Taludes De Corte: Métodos De Proteção E Estabilização*.
- Teixeira de Freitas, J. A. (2015) *Análise De Estruturas II: Elasticidade Plana E Tridimensional*. Lisboa, IST Press, 2015.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. & Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- Umar, M., Kassim, K. A. & Chiet, K. T. P. (2016) Biological Process of Soil Improvement in Civil Engineering: A Review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **8** (5), 767-774.

Sites

@concretcanvas (2016) <https://www.concretcanvas.com/public-works>. Concrete Canvas Ltd, Pontypridd, UK. Visto a 25/09/2018

@construcaomagazine (2017) <http://www.construcaomagazine.pt/noticias/reforco-e-reconstrucao-de-muros-na-rua-damasceno-monteiro-lisboa/>. Contrução Magazine, Porto. Visto a 30/04/2018

@cornerstonewallsolutions (2015) <http://cornerstonewallsolutions.com/wp-content/uploads/2015/12/Block-Wall-drainage-bad-.jpg>. CornerStone Wall Solutions Inc., Vancouver, Visto a 27/08/2018

@este (2015) <http://www.este.com.br/servicos.php>. Geotecnia e Fundações ESTE. Visto a 29/08/2018

@naresi (2011) <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/jet-grouting>. Visto a 26/09/20118

@ofitexto (2018) <https://www.ofitexto.com.br/comunitexto/estabilidade-de-taludes-tipos-de-talude/>. Visto a 24/08/2018

@sunshinekids (2018) <http://sunshinekids.info/wp-content/uploads/2018/05/drainage-behind-retaining-wall-drainage-behind-retaining-wall-pdf-drainage-cell-retaining-wall.jpg>. Visto a 24/08/2018