

ESTABILIDADE DE MASSAS ARGILOSAS SUBMERSAS SOBRE TALUDES ROCHOSOS

RODRIGO VICENTE DE ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e Matos

Coorientadora: Engenheira Ana Luísa Gonçalves Ramos

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu Avô Luís.

AGRADECIMENTOS

Ao finalizar este trabalho é com grande e sincera gratidão que desejo tornar público o meu reconhecimento a todos aqueles que de alguma forma me apoiaram na realização desta tese.

Ao Professor Doutor António Campos e Matos, meu orientador científico, pelo apoio, entusiasmo, disponibilidade, dedicação e conselhos que transportou para as nossas reuniões.

À minha coorientadora, Eng^a Ana Luísa Ramos, um profundo agradecimento pela disponibilidade demonstrada em todas as nossas reuniões, pelos seus ensinamentos ao nível científico e no grande contributo no manuseamento dos programas computacionais, usados neste trabalho.

Ao Eng^o Amaral Coutinho da APDL, pela sua partilha de experiências relativamente ao Porto de Leixões e ao fornecimento de documentos de conteúdo imprescindível para este trabalho.

Aos meus amigos que, de uma forma ou outra, me ajudaram ao longo deste trabalho.

Ao meu avô, pela sua amizade.

Finalmente um agradecimento especial aos meus pais por me terem dado um apoio incondicional ao longo de todo o meu percurso académico.

FEUP, Junho de 2016

RESUMO

Inaugurado no ano de 1892, o porto de Leixões foi inicialmente construído como “alternativa de Inverno” ao porto do Douro, aproveitando o abrigo natural criado pelos imponentes rochedos “Leixões” que deram nome ao porto. O porto de Leixões rapidamente suplantou as expectativas sobre ele criadas e teve uma evolução exponencial ao nível do tráfego, obrigando a diversas obras de ampliação ao longo dos seus 120 anos de existência, de forma a dar respostas às novas exigências que lhe foram sendo colocadas. Localizado na embocadura do rio Leça, e sem possibilidade de crescimento para Norte ou Sul, a sua expansão ficou limitada à direção Poente-Nascente, o que obrigou a que as novas docas tivessem de ser “conquistadas” à terra e à embocadura do rio Leça, numa intervenção que, até aos dias de hoje, levantou diversos desafios de natureza geotécnica.

A Doca 2, construída entre 1962 e 1966, foi materializada em duas soluções tipo, muro gravidade e cais aberto sobre estacas (tipo holandês), que relevou mais tarde deslocamentos horizontais da viga de coroamento e assentamentos na retroárea do cais muito significativos, tendo sido necessário proceder à sua reabilitação ao longo de cerca de 300m do cais.

A origem destes problemas, ocorreram devido ao deslizamento de terras do cais, associado à instabilidade do talude. A análise da estabilidade de taludes é um tema que tem vindo a ganhar cada vez mais importância na engenharia geotécnica, devido ao facto de ser um problema de grande relevância, sem solução definitiva e com graves consequências.

O principal objetivo desta dissertação foi avaliar diversos os fatores (como a inclinação do “bedrock”, o valor da coesão não-drenada e a posição do nível freático) que originaram as anomalias verificadas no cais ao longo de 300m, bem como perceber a sua influência Fatores de Segurança calculados. Sabe-se que quanto menor for o valor da coesão não-drenada, menor vai ser a resistência dos solos ao corte, aumentando a sua instabilidade na análise de comportamento do talude. Em relação à posição do nível freático, este, vai alterar a distribuição de tensão do solo, aumentando as pressões neutras e consequentemente diminuindo as tensões efetivas e introduzindo forças de percolação, que irão igualmente diminuir a resistência ao corte e aumentar a instabilidade.

Para estudar estes fenómenos, foram realizadas modelações numéricas do cais do porto de Leixões, de forma a analisar a estabilidade dos taludes. Desta forma, foram usados dois programas computacionais distintos, cada um baseado em diferentes métodos de análise. Os programas utilizados foram o Plaxis 2D, que se baseia no Método dos Elementos Finitos, e o programa Slide 6.0 da Rocscience, baseado no Método de Equilíbrio Limite. Os resultados obtidos foram comparados e analisados de forma crítica, tentando perceber a influência dos diversos fatores. Por fim, apresentam-se as devidas conclusões deste trabalho de investigação.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Método dos Elementos Finitos, Método de Equilíbrio Limite, Coesão Não-Drenada, Inclinação “Bedrock”.

ABSTRACT

Opened in 1892, the port of Leixões was initially built as “a winter alternative” to the Douro port, taking advantage of the natural shelter created by the "Leixões" rocks which gave name to the port. The port of Leixões quickly surpassed the expectations and its growing traffic forced several expansion works along its 120 years of existence, to meet the new demands. Located at the mouth of the Leça's river, and with no possibility of expansion to North or South, its expansion was limited to the West-East direction, which forced the new docks to be "conquered" to inland, in an intervention that, at the time, raised several geotechnical challenges.

The Dock 2, built between 1962 and 1966, was materialized in two type solutions, retaining wall and an open pier sustained on piles (dutch type), who later revealed significant horizontal displacements of the capping beam and settlements on the back area of the pier. It was necessary to restaure about 300m of the pier.

The origin of these problems occurred due to landslides from the pier, associated with instability of the slope. The slope stability analysis is a topic that has been gaining increasing importance in geotechnical engineering, due to be a very important problem, with no definitive solution and with serious consequences.

The main objective of this work was to evaluate several factors (such as the inclination of the bedrock, the value of the undrained cohesion and the position of the water level) that gave rise to anomalies in the 300m dock, and realize their influence on the calculated safety factors. It is known that the smaller the value of the undrained cohesion, the lower will be the shear strength of the soil, increasing the slope instability in the behavior analysis. Regarding the water level position, this will change the ground stress distribution, increasing the pore pressures and consequently decreasing the effective stress and introducing percolation forces which will also decrease the shear resistance and increase instability.

To study this phenomena, numerical modeling from the pier of porto de Leixões were made to analyze the stability of slopes. These were made using two separate computer programs, each one based on a different method of analysis. The programs used were Plaxis 2D, which is based on the Finite Element Method, and Slide 6.0 Rocscience program, based on Limit Balance Method. The results were compared and analyzed in a critical way, with the objective to understand the influence of the various factors. Finally, in the end are presented the necessary conclusions from this research work.

KEYWORDS: Slope Stability, Finite Element Method, Balance Method Limit, Undrained Cohesion, Inclination of " Bedrock ".

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO PROJETO.....	1
1.2 ÂMBITO E OBJETIVOS	2
1.3 ESTRUTURA DO PROJETO	2
2. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES	3
2.1 INTRODUÇÃO.....	3
2.2 VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS PLÁSTICOS NA CUNHA DE ROTURA	5
2.3 MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS.....	5
2.4 CRITÉRIOS DE ROTURA	6
2.4.1 CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	6
2.5 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE	8
2.5.1 MÉTODO DAS FATIAS	9
2.5.2 MÉTODO DE FELLENIUS	11
2.5.3 MÉTODO DE BISHOP	13
2.5.4 MÉTODO DE JANBU.....	14
2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	15
2.6.1 INTRODUÇÃO	15
2.6.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS VS. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE ...	15
2.6.3 ASPETOS GERAIS DA FORMULAÇÃO	15
2.6.4 SIMULAÇÃO DO COLAPSO	16
3. ARGILAS	17
3.1 INTRODUÇÃO.....	17
3.2 CONSISTÊNCIA DO SOLO E LIMITES DE ATTERBERG	17
3.2.1 ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA	19
3.2.2 ÍNDICE DE LIQUIDEZ	19
3.2.3 ATIVIDADE DAS ARGILAS.....	19

4. CASO DE ESTUDO	21
4.1 INTRODUÇÃO.....	21
4.2 ESTRUTURAS EXISTENTES	22
4.3 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS LOCAIS	23
4.3.1 TRABALHOS DE CAMPO	23
4.3.2 O CONCEITO DE DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA.....	24
4.3.3 SONDAGENS DE PERCUSSÃO	26
4.3.4 ENSAIOS DE “VANE TEST”	26
4.3.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	28
4.3.6 CARACTERIZAÇÃO DAS FORMAÇÕES GEOLÓGICAS	29
4.3.7 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS SOLOS	30
4.4 ANOMALIAS VERIFICADAS NAS ESTRUTURAS EXISTENTES	31
4.4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO MACIÇO DE COROAMENTO DO CAIS....	31
4.4.2 FENDILHAÇÃO DAS ESTRUTURAS	31
4.4.3 ASSENTAMENTOS DO TERRAPLENO NA RETROÁREA DO CAIS	32
5. MODELAÇÃO NUMÉRICA	33
5.1 INTRODUÇÃO.....	33
5.2 PLAXIS 2D	33
5.2.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA	33
5.2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE: “PHI-C REDUCTION”	34
5.3 SLIDE 6.0.....	34
5.3.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA	34
5.4 MODELAÇÕES NUMÉRICAS	35
5.5 MODELAÇÃO NO PLAXIS 2D	36
5.5.1 GEOMETRIA DOS MODELOS	36
5.5.2 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS	37
5.5.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	40
5.5.4 FASEAMENTO	41
5.5.5 RESULTADOS.....	43
5.5.5.1 Deformada	44
5.5.5.2 Deslocamentos.....	45
5.5.5.3 Tensões Efetivas.....	47
5.5.5.4 Pontos Plásticos.....	49
5.5.5.5 Superfície de deslizamento (“ <i>Incremental displacements</i> ”)	51

5.6	MODELAÇÃO NO SLIDE	52
5.6.1	GEOMETRIA DOS MODELOS	52
5.6.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	55
5.6.3	SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO	56
6.	ANÁLISE DE RESULTADOS	59
6.1	INTRODUÇÃO.....	59
6.2	FATORES DE SEGURANÇA	59
6.2.1	PLAXIS 2D	59
6.2.2	SLIDE 6.0	60
6.3	INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DO “BEDROCK”	61
6.3.1	INCLINAÇÃO 14,43° DO “BEDROCK”	61
6.3.2	INCLINAÇÃO 21,94° DO “BEDROCK”	62
6.3.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	63
6.4	INTERFACE ENTRE CAMADA ARGILOSA E “BEDROCK”	64
6.5	RELAÇÃO c_u/FS	67
6.6	INFLUÊNCIA DA ÁGUA EM TALUDES	68
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
	BIBLIOGRAFIA	73
	ANEXO A - PLANTA DOCA Nº 2 / PLANO DE PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA	
	ANEXO B - RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	
	ANEXO C - PLANTA DE LOCALIZAÇÃO / RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO / CONDIÇÕES EXISTENTES	

ÍNDICE DE FIGURAS**CAPÍTULO 2**

Figura 2.1 -- Esquema de uma superfície de deslizamento (Leroueil, 2001).....	3
Figura 2.2 - Tensões de corte numa superfície de rotura	4
Figura 2.3 – Deslocamentos plásticos situados na cunha de rotura	5
Figura 2.4 - Modelos de comportamento dos materiais	6
Figura 2.5 - Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb	7
Figura 2.6 - Divisão de um talude em fatias (João Silva, 2011).....	9
Figura 2.7 - (a) Massa deslizante com superfície de rotura circular; (b) Forças atuantes numa fatia genérica (Matos Fernandes, 2006).....	10
Figura 2.8 - Forças atuantes numa fatia genérica no Método de Fellenius	12
Figura 2.9 - Forças atuantes numa fatia genérica no Método de Bishop.....	13
Figura 2.10 - Forças atuantes numa fatia genérica no Método de Janbu	14

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Limites de Atterberg (Matos Fernandes, 2006)	18
---	----

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Planta de Localização da Doca nº 2 do Porto de Leixões	21
Figura 4.2 – Relação deslocamentos do muro cais/inclinação do “bedrock”	22
Figura 4.3 - Estrutura existente no Cais nº2.....	23
Figura 4.4 - Envolvente de rotura de acordo com o critério de Tresca (António Costa, 2014) ..	25
Figura 4.5 - Assentamentos na retroárea do cais. Faixa onde se verificou maiores assentamentos está assinalado a tracejado.....	32

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - "Project Settings" utilizados no programa Slide 6.0	35
Figura 5.2 - Modelação geométrica do Perfil S3 no Plaxis 2D	36
Figura 5.3 - Modelação geométrica do Perfil S5 no Plaxis 2D	36
Figura 5.4 - Propriedades do projeto para o programa Plaxis 2D	37
Figura 5.5 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S3.....	38
Figura 5.5 - - Identificação das cores de cada camada e seus respetivos pesos volúmicos.....	38
Figura 5.7 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S5.....	39
Figura 5.8 - Triângulos de quinze nós usados na geração da malha de elementos finitos	40
Figura 5.9 - Representação da malha de elementos finitos gerada para o Perfil S3	40
Figura 5.10 - Representação da malha de elementos finitos gerada para o Perfil S5	41
Figura 5.11 - Ilustração das opções tomadas na fase "Safety final"	43
Figura 5.12 - Deformada do Perfil S3.....	44

Figura 5.13 - Deformada do Perfil S5.....	44
Figura 5.14 - Deslocamentos horizontais do Perfil S3	45
Figura 5.15 - Deslocamentos verticais do Perfil S3	45
Figura 5.16 - Deslocamentos horizontais do Perfil S5	46
Figura 5.17 - - Deslocamentos verticais do Perfil S5	46
Figura 5.18 - Tensões efetivas horizontais do Perfil S3.....	47
Figura 5.19 - Tensões efetivas verticais do Perfil S3	47
Figura 5.20 - Tensões efetivas horizontais do Perfil S5.....	48
Figura 5.21 - Tensões efetivas verticais do Perfil S5	48
Figura 5.22 - Pontos plásticos na fase "Aplicação da carga" do Perfil S3	49
Figura 5.23 - Pontos plásticos na fase "Safety analysis - final" do Perfil S3.....	49
Figura 5.24 - Pontos plásticos na fase "Aplicação da carga" do Perfil S5	50
Figura 5.25 - Pontos plásticos na fase "Safety analysis - final" do Perfil S5.....	50
Figura 5.26 - Superfície de deslizamento do Perfil S3	51
Figura 5.27 - Superfície de deslizamento do Perfil S5	51
Figura 5.28 - "Add Distributed Load"	52
Figura 5.29 - Modelação geométrica do Perfil S3 no Slide	53
Figura 5.31 - Coordenadas dos pontos "Water Table Boundary" do Perfil S3.....	53
Figura 5.30 - Coordenadas dos pontos do Perfil S3	53
Figura 5.32 - Modelação geométrica do Perfil S5 no Slide	54
Figura 5.34 - Coordenadas dos pontos "Water Table Boundary" do Perfil S5.....	54
Figura 5.33 - Coordenadas dos pontos do Perfil S5	54
Figura 5.35 - "Define Material Properties"	55
Figura 5.36 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S3 utilizados na modelação do programa Slide	55
Figura 5.37 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S5 utilizados na modelação do programa Slide	56
Figura 5.38 – Superfícies de deslizamento do Perfil S3	56
Figura 5.39 - Superfície de deslizamento do Perfil S3 para o menor FS	57
Figura 5.40 - Superfícies de deslizamento do Perfil S5	57
Figura 5.41 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 para o menor FS	58

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 - Modelação do Perfil S5 com uma inclinação de 14,43°.....	61
Figura 6.2 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com uma inclinação de 14,43°	61
Figura 6.3 - Modelação do Perfil S5 com uma inclinação de 21,94°.....	62
Figura 6.4 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com uma inclinação de 21,94°	62
Figura 6.5 - Modelação do Perfil S5 com uma inclinação de 40,3°.....	63
Figura 6.6 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com uma inclinação de 40,3°	64
Figura 6.7 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com interface	65

Figura 6.8 - Modelação da fina camada de argila no Perfil S5 66
Figura 6.9 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com camada de argila fina 66
Figura 6.10 - Gráfico relação c_u/FS 68

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Classificação das argilas quanto à sua consistência (Matos Fernandes, 2006).... 19

Tabela 3.2 - Classificação das argilas quanto à sua atividade (Matos Fernandes, 2006)..... 20

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 - Valores típicos de A_F deduzidos de ensaios de compressão triaxial (Matos Fernandes, 2006) 25

Tabela 4.2 - Classificações das argilas quanto à resistência não-drenada (Matos Fernandes, 2006)..... 26

Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios "Vane Test" 27

Tabela 4.4 - Classificação das argilas quanto à sensibilidade 28

Tabela 4.5 - Sensibilidade das argilas do porto de Leixões 28

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - Etapas constituintes do faseamento construtivo 41

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 - - Fatores de Segurança calculados no Plaxis 2D 60

Tabela 6.2 - FS calculados com a mesma coesão não-drenada no Plaxis 2D 60

Tabela 6.3 - Fatores de Segurança calculados no Slide 6.0 60

Tabela 6.4 - Valores dos FS para diferentes inclinações 63

Tabela 6.5 - Valor do FS para inclinação de 40,3° 64

Tabela 6.6 - Valor do FS com interface 65

Tabela 6.7 - Valor do FS com camada de argila fina 66

Tabela 6.8 - Relação c_u/FS 67

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO PROJETO

O porto de Leixões fica situado no distrito do Porto, a Norte de Portugal, a Noroeste da Península Ibérica, a cerca de 2,5 Milhas a Norte da foz do Rio Douro e nas proximidades da cidade do Porto, sendo enquadrado pelas freguesias de Leça da Palmeira a Norte e Matosinhos a Sul. Tendo sido a sua construção iniciada nos finais do séc. XIX e sendo sucessivamente melhorada e alargada até aos nossos dias, atualmente o porto de Leixões é a maior infraestrutura portuária da Região Norte de Portugal, e uma das mais importantes do país. Beneficiando de uma localização estratégica, com uma área de influência rica em comércio e indústria, o porto de Leixões tem uma posição privilegiada no contexto do sistema portuário europeu.

Este porto é constituído por Cais Convencionais de Carga Geral e Granéis Sólidos, Terminal de Petroleiros, Terminal de Contentores, Terminal Multiusos, Terminal de Cruzeiros, Instalações Especializadas, entre outros. Neste trabalho, o autor vai focar a sua atenção para o cais convencional da Doca 2 Norte, caracterizado pelo cais acostável de 670m de comprimento, com profundidades de 11m, contendo vários guindastes com pesos bastante substanciais, na casa das dezenas de toneladas.

No muro Cais Norte, mais concretamente numa faixa de 300m da Doca nº 2 do porto de Leixões, construído na década dos anos 60 do século passado, foram identificadas diversas falhas no comportamento estrutural da estrutura existente no cais, obrigando assim à suspensão do porto, poucos anos depois da sua construção. As anomalias verificadas foram inicialmente deslocamentos horizontais de uma grandeza elevada, na viga de coroamento e fendilhação dos principais elementos estruturais. Com o decorrer de tempo, foram surgindo assentamentos anormais na zona da retroárea do cais. Verificadas todas as anomalias, é viável dizer que estas surgiram devido a um problema de instabilidade do talude.

As docas interiores do porto de Leixões ocuparam antigas áreas de meandrização do rio Leça, e revelaram problemas de natureza geotécnica que, ao longo dos anos, foi necessário mitigar. A ocupação dessas áreas, com fraca resistência e em muitos casos com elevadas espessuras de lodos, contribuiu para o surgimento dos problemas de estabilidade identificados, ao mesmo tempo que aguçou o Engenho na resolução dos mesmos.

A perda da estabilidade de taludes é afetada devido a diversos fatores, como o autor irá mostrar neste trabalho.

O porto de Leixões constituiu e ainda constitui um importante caso de estudo nacional que tem contribuído para a consolidação e aquisição de conhecimento relativamente ao comportamento

geotécnico e estrutural de cais e terraplenos. A Geotécnia tem servido e tem tirado mais valias científicas com estas intervenções no porto de Leixões.

1.2 ÂMBITO E OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é identificar o que originou as anomalias verificadas no Cais de 300m. Os vários fatores possíveis para os acontecimentos ocorridos são as características das várias camadas de solo presente no cais, principalmente as das camadas argilosas, a grande variação da inclinação do “bedrock” e a influência da variação da maré.

Para estudar a influência destes fatores, serão feitas várias modelações numéricas com o auxílio de dois programas comerciais, o Slide 6.0 da Rocscience, Inc. e o Plaxis 2D, ambos baseados em dois métodos de análise da estabilidade de taludes completamente distintos.

O programa Slide 6.0, baseado no Método de Equilíbrio Limite, determina a estabilidade de um talude através de considerações de equilíbrio, adotando hipóteses para resolver a indeterminação estática associada a cada análise. Com o desenvolvimento dos *softwares*, a análise através destes métodos tornou-se bastante mais simples, devido à capacidade computacional para recorrer a formulações matemáticas mais elaboradas. Isto permitiu resolver problemas de grande complexidade no que diz respeito à geometria e estratigrafia dos taludes, assim como permitiu a inclusão das pressões neutras e de modelos de variação das forças de corte.

O programa Plaxis 2D, baseado no Método de Equilíbrio Limite, sendo um método mais recente, permite uma modelação mais realista, sendo o cálculo fundamentado nas relações tensão-deformação dos materiais, podendo especificar a lei de comportamento dos mesmos.

1.3 ESTRUTURA DO PROJETO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos. No capítulo 2 é feita uma abordagem à estabilidade dos taludes, explicando as suas causas e analisando detalhadamente os dois métodos de cálculo.

No capítulo 3, faz-se uma ligeira abordagem aos diversos comportamentos que uma argila pode ter, assim como as suas classificações.

No capítulo 4, introduz-se o caso de estudo do Cais Norte do porto de Leixões. Explica-se mais pormenorizadamente as anomalias verificadas na estrutura existente do cais, as condições geotécnicas locais, bem como os ensaios realizados para identificar os diversos estratos do solo.

No capítulo 5, estão apresentadas as várias modelações feitas, de acordo com os documentos da APDL (Administração dos Portos do Douro e de Leixões), para os dois programas de cálculo utilizados. Explica-se ainda o modo de funcionamento de cada programa.

No capítulo 6, mostram-se os resultados obtidos das modelações numéricas feitas no capítulo anterior. De forma a tentar explicar os resultados, fazem-se umas variações nas modelações apresentadas no capítulo 5, como o valor da coesão não-drenada e da inclinação do “bedrock”.

Por fim, no capítulo 7, são representadas as principais conclusões dos estudos efetuados e algumas propostas para se poder dar continuação à investigação.

2

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

2.1 INTRODUÇÃO

A análise da estabilidade de taludes surge devido à necessidade de compreender os fenómenos de instabilidade que originam em alguns casos a rotura destes mesmos. Esta análise tem como base avaliar a resistência máxima, ou seja, o incremento de forças a que o talude está sujeito antes de se tornar num mecanismo. A compreensão destes fenómenos permite concluir métodos de implementação como medidas de estabilização, de forma a prevenir novos acidentes semelhantes.

A rotura do solo, que origina o mecanismo, acontece quando no talude, uma massa de solo e/ou rocha se desliga da restante, e ao perder capacidade de equilíbrio, entra em colapso. Explicando por outras palavras, quando uma camada de solo em volta da superfície de rotura perde as suas características durante o processo de rotura, forma-se de seguida uma zona de corte conforme mostra a Figura 1.1 (Guiomar Rodrigues, 2010).

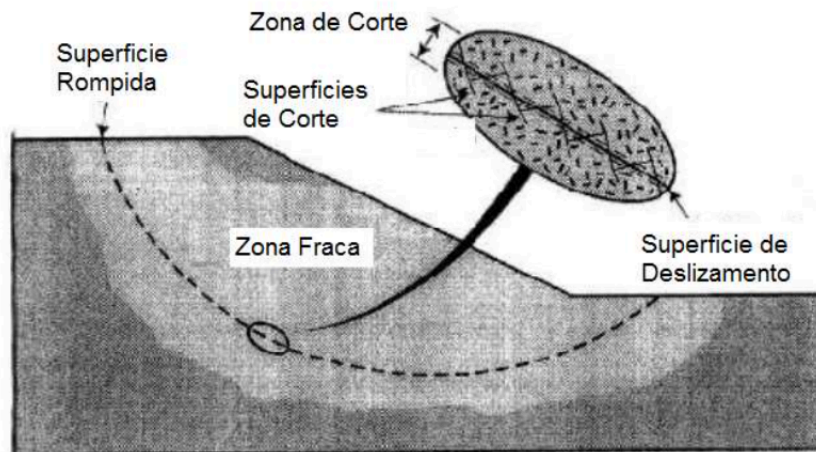


Figura 2.1 -- Esquema de uma superfície de deslizamento (Leroueil, 2001)

Os tipos de rotura e os diversos cenários de obra tornam estas análises mais ou menos complexas, pelo que, para a maior parte dos casos, principalmente se se tratar de taludes naturais, é difícil encontrar um procedimento que permita a avaliação da segurança de uma forma geral (Matos Fernandes, 2006).

Vários estudiosos desta matéria, afirmam que a ocorrência de estes acidentes se deve a diversos fatores, tais como:

- i. Perda das características mecânicas do solo devido à ação dos vários agentes erosivos;
- ii. Ocorrência de sismos;
- iii. Variação do nível freático;
- iv. Atividade urbana.

Estes vários fatores vão originar uma perda da capacidade resistente do solo devido ao incremento das solicitações atuantes, o que aumentará a probabilidade da ocorrência de deslizamentos.

Facilmente se conclui que a estabilidade global de taludes é um problema de resistência ao corte. A instabilidade destes, dá-se quando a tensões solicitantes ou mobilizadas são maiores que as do terreno ou as resistentes.

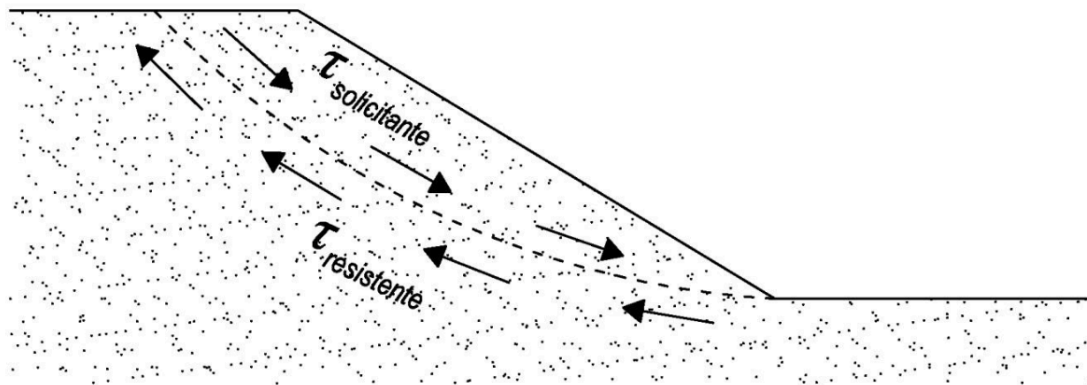


Figura 2.2 - Tensões de corte numa superfície de rotura

Desta forma define-se o fator de segurança (FS), ou seja, o parâmetro que permite perceber se o talude está mais ou menos estável, a partir da seguinte expressão:

$$FS = \frac{\int \tau r}{\int \tau s} \quad (2.1)$$

em que τr representa a tensão resistente ou a resistência mobilizável, e τs a tensão solicitante, ou seja, a resistência mobilizável.

O Fator de Segurança também pode ser calculado através do equilíbrio de forças ou momentos, mas em todo o caso a sua definição mantém-se: valor pelo qual se deve dividir a resistência do maciço para obter a resistência mobilizada (Matos Fernandes, 2006). No seguinte quadro é apresentada uma classificação referente à estabilidade do talude de acordo com o valor do Fator de Segurança.

Quadro 1.1 - Classificação da estabilidade do talude segundo o FS

Fator de Segurança (FS)	Estabilidade Relativa
FS < 1	Instável (rotura certa)
FS = 1	Equilíbrio instável
1 < FS < 1,5	Estabilidade precária
FS ≥ 1,5	Estável

Assim, quanto maior for o valor do FS, maior é a margem de segurança de um talude.

Para a classificação dos Fatores de Segurança (Quadro 1.1), estes, podem ser determinados através dos Métodos de Equilíbrio Limites ou então pelo Método dos Elementos Finitos. Estes dois métodos irão ser apresentados já no próximo capítulo.

2.2 VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS PLÁSTICOS NA CUNHA DE ROTURA

Campos e Matos (1986) afirmou na sua tese de doutoramento que a variação dos deslocamentos plásticos de um conjunto de pontos situados na mesma linha reta é detetável através da existência de uma zona de maiores gradientes na variação dos módulos dos referidos vetores, como se pode ver em exemplo nas “zonas g” da Figura 2.3. Nesta zona, as tensões de corte ultrapassam os limites, e o material cede por escorregamento distorcional. Unindo várias “zonas g”, obtêm-se uma espécie de “banda de corte” que separa os corpos em movimentos cinemáticos dos corpos fixos.

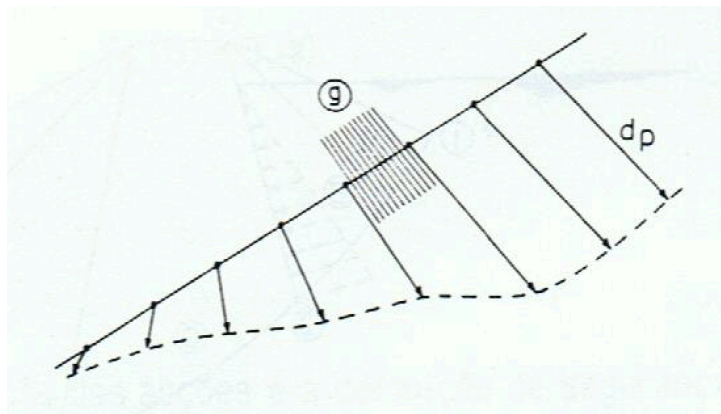


Figura 2.3 – Deslocamentos plásticos situados na cunha de rotura

2.3 MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

O comportamento mecânico dos solos é definido pela sua resistência e deformabilidade. Os solos, ao contrário de outros materiais, como o betão e o aço, podem ser facilmente representados como meios contínuos. São materiais granulares, cujo comportamento macroscópico depende da natureza do contacto entre partículas, dos movimentos e deformações dos grãos nesses contactos.

Para a análise dos problemas de estabilidade dos solos é necessário o estudo e o conhecimento das suas características ao corte. Devido à complexidade do comportamento tensão-deformação de um solo e da variedade de solos existentes, não existe um modelo único capaz de os representar. Nos últimos anos diversos modelos matemáticos têm sido propostos de forma a representar a relação tensão-deformação de alguns solos. Estes modelos podem ser separados em dois grupos: os modelos elásticos (lineares e não-lineares) e os modelos elasto-plásticos.

Num material elástico, o estado de tensão é unicamente em função do seu estado de deformação. O trabalho feito pelas forças exteriores quando atuam sobre um corpo elástico é armazenado como energia elástica, completamente recuperável quando as cargas são removidas, ou seja, existe uma reversibilidade das deformações. Isto significa que as deformações são recuperáveis quando o corpo é descarregado, sendo, portanto, considerado um sistema conservativo.

No caso dos modelos elasto-plásticos, os solos apresentam um comportamento não linear e não elástico. Quando estes são descarregados, os solos recuperam apenas parte das deformações, sendo as deformações recuperáveis apelidadas de deformações elásticas. As deformações não recuperadas são designadas por deformações plásticas. Num material elasto-plástico perfeito, este apresenta um comportamento elástico até um certo ponto de tensão, sendo que a partir daí o material irá sofrer deformações plásticas sob tensão constante.

Outra hipótese, é considerar o material rígido-plástico, onde as deformações são nulas até se atingir a tensão de cedência.

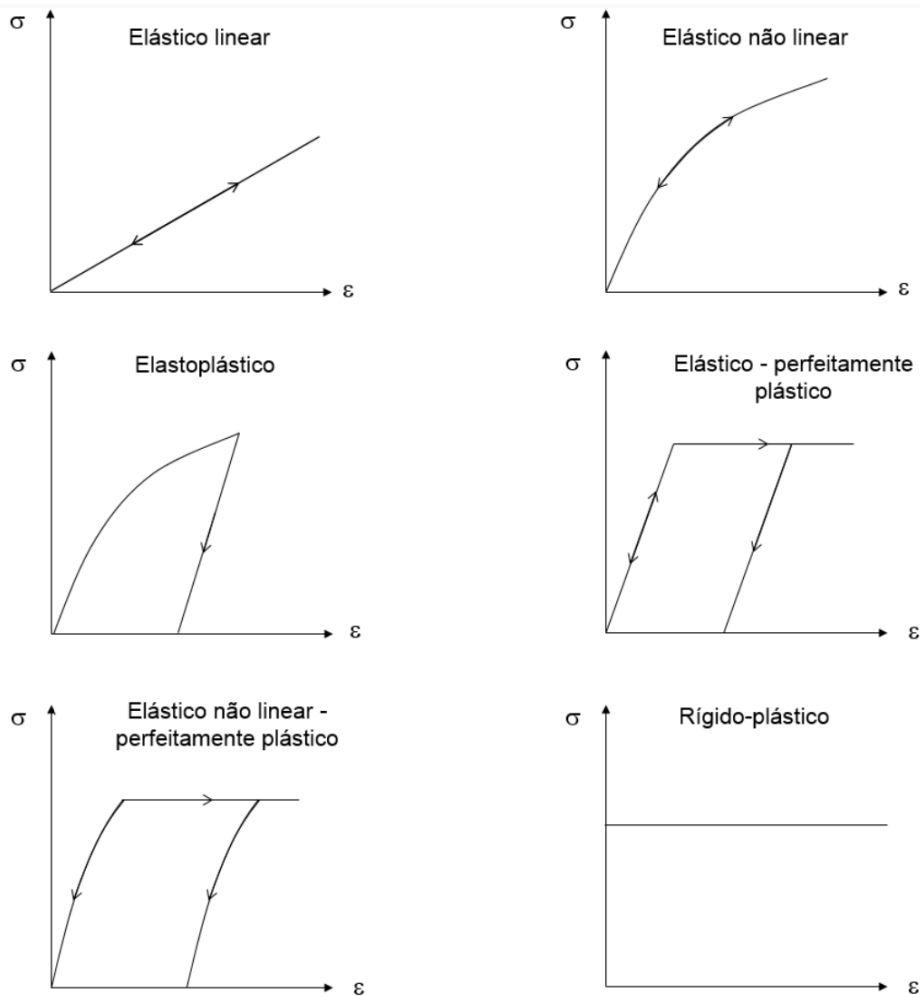


Figura 2.4 - Modelos de comportamento dos materiais

2.4 CRITÉRIOS DE ROTURA

2.4.1 CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

A teoria de Mohr-Coulomb tem como interesse o estudo e a representação da rotura dos maciços terrosos. Este modelo matemático descreve a resposta de um material frágil face aos esforços normais e tangenciais (de corte) a que está sujeito. Este critério tem muita utilidade, pois permite perceber qual é a tensão máxima de corte possível num determinado ponto do maciço, em função das várias tensões normais efetivas que estão instaladas nesse mesmo ponto.

Segundo este critério, a ruptura de um dado material ocorre quando a tensão tangencial iguala a resistência de corte do material, sendo que esta última depende do valor do ângulo de atrito interno das suas partículas constituintes e da sua coesão. A ruptura pontual num solo é expressa pela seguinte equação, segundo Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan\phi' \quad (2.2)$$

Onde:

- τ_f - Tensão tangencial de ruptura;
- c' - Coesão efetiva;
- σ'_f - Tensão normal efetiva;
- ϕ' - Ângulo de atrito efetivo ou ângulo de resistência ao corte.

Esta expressão traduz uma reta que estabelece o limite da região possível para o estado de tensão presente no ponto, ou seja, indica o valor da tensão de corte máxima mobilizável pelo terreno para cada estado de tensão normal instalado.

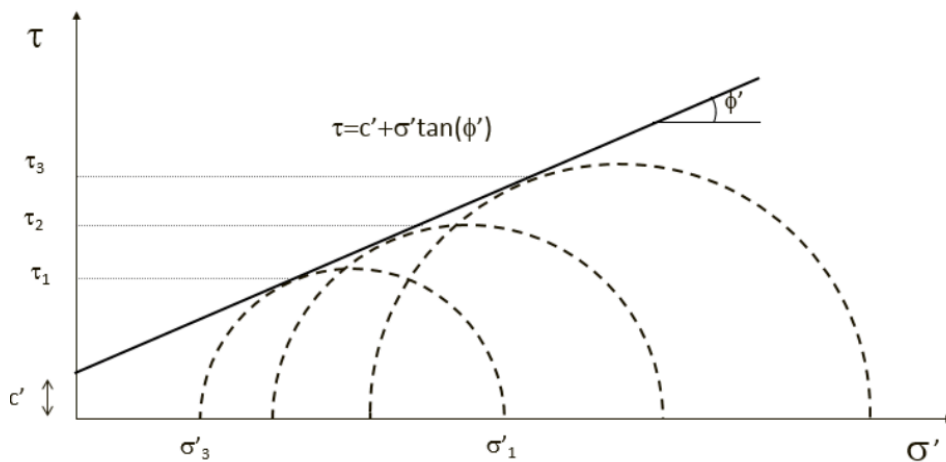


Figura 2.5 - Envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb

A tensão tangencial de ruptura varia conforme a diferença entre as tensões máxima (σ'_1) e mínima (σ'_3) aplicadas. Os estados de tensão correspondentes a comportamento elástico estão localizados abaixo da envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb.

A coesão e o ângulo de atrito são considerados como parâmetros de resistência mecânica dos solos, e dependem das suas propriedades intrínsecas, como a granulometria e o teor em água. Para a análise da estabilidade de taludes, vai ser necessário conhecer os valores destes dois, dado que a maioria dos programas geotécnicos que adota este critério assim o exige.

Esta abordagem é válida para uma análise em tensões efetivas. No entanto, esta, pode ser realizada em tensões totais se, na equação da tensão tangencial for considerada a resistência não drenada.

A escolha do tipo de análise dependerá sempre daquela que for mais gravosa em caso de instabilidade.

2.5 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Na engenharia geotécnica, o método de cálculo já consagrado para a verificação da estabilidade de um talude é o Método de Equilíbrio Limite. Este método calcula um fator de segurança para a encosta, através do equilíbrio de uma massa de solo rígido tomada como um corpo rígido, na iminência de entrar num processo de deslizamento.

Em todas as várias formulações dos Métodos de Equilíbrio Limite, a base de cálculo é a mesma, ou seja, comparar o efeito das forças instabilizadoras ou solicitantes, aquelas que são responsáveis por favorecer o movimento de massas, com as forças estabilizadoras ou resistentes. O principal objetivo destes métodos é encontrar a superfície crítica de rotura, ou seja, aquela cujo cálculo for mais desfavorável (menor Fator de Segurança).

Devido à facilidade de aplicação e da experiência acumulada ao longo dos anos, estes métodos são muito utilizados para a solução de problemas relacionados com a estabilidade de taludes.

Existem diversos Métodos de Equilíbrio Limite, que diferem quanto à consideração da forma da superfície de rotura, podendo esta ser de forma circular, poligonal ou de outra geometria. A forma das superfícies de rotura, para além de dependerem do método de cálculo escolhido, dependem também da geometria do problema, da estratigrafia e das características dos materiais envolvidos.

Um das limitações destes métodos é a consideração de valores médios para os parâmetros de resistência dos solos, menosprezando a sua variação.

Os Métodos de Equilíbrio Limite partem dos seguintes pressupostos:

- Admite-se que o solo comporta-se como um modelo rígido-plástico, ou seja, o solo rompe bruscamente sem se deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até à iminência da rotura, onde o processo passa a ser dinâmico;
- O fator de segurança é constante ao longo da superfície de rotura, no caso dos solos com comportamento dúctil.

Em relação ao segundo ponto, o número de equações de equilíbrio estático disponível é menor que o número de incógnitas existentes numa análise da estabilidade de taludes, o que resulta num problema estaticamente indeterminado. Assim, os vários métodos existentes propõem tornar o problema estaticamente determinado através da adoção de algumas hipóteses. Uma dessas hipóteses que é comum em todos os casos é considerar que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central.

Para diferentes tipos de obras, haverão certamente, métodos mais apropriados do que outros para a resolução de problemas que estão relacionados com geometrias mais ou menos complexas, havendo ainda a possibilidade de considerar ou não as pressões neutras, e diferentes tipos de solos (Terzaghi and Peck, 1967).

Krahn (2001) afirma que a grande diferença entre os vários métodos está relacionada com as equações de estática. Estas são satisfeitas, nas forças normais e de corte entre as fatias que são consideradas para o cálculo, assim como na distribuição das forças de interação.

2.5.1 MÉTODO DAS FATIAS

O Método das Fatias é a base para a maioria dos métodos de equilíbrio limite, que consiste na análise da estabilidade de maciços terrosos. A sua aplicação é feita através da subdivisão da massa solo, em fatias de face vertical, que são potencialmente instáveis no talude. Para a realização deste método é necessário arbitrar uma superfície de deslizamento, podendo esta ser de forma circular ou irregular, e proceder ao cálculo do equilíbrio da massa do solo através das equações da estática:

$$\text{i. } \sum F_v = 0 \quad (2.2)$$

$$\text{ii. } \sum F_h = 0 \quad (2.3)$$

$$\text{iii. } \sum M_o = 0 \quad (2.4)$$

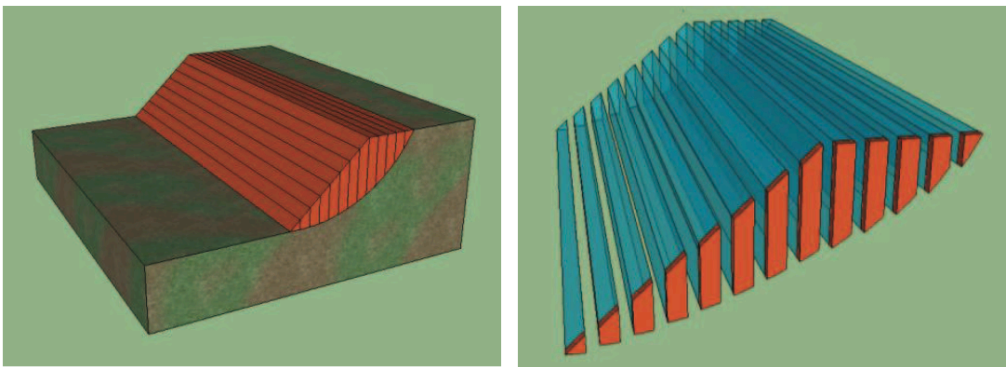


Figura 2.6 - Divisão de um talude em fatias (João Silva, 2011)

Na Figura 2.5 está representado um exemplo de uma divisão do solo de em fatias, acima da linha de rotura.

A sua aplicação torna possível a análise de um solo heterogéneo com superfícies de deslizamento irregulares, incluindo a distribuição de pressões neutras. Resumindo, o Método das Fatias implica os seguintes pressupostos (Matos Fernandes, 2006):

- i. Subdivisão do talude em fatias, considerando a base da fatia linear;
- ii. Cálculo do equilíbrio das forças atuantes em cada fatia;
- iii. Cálculo do equilíbrio do conjunto através do equilíbrio de momentos.

Pode-se observar na Figura 2.6 o conjunto de forças que estão aplicadas numa fatia genérica, sendo estas as seguintes:

- i. O peso próprio (W);
- ii. A resultante das tensões efetivas normais à base da fatia (N');
- iii. A resultante da pressão da água nos poros da base da fatia (U);
- iv. A resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia (T);

- v. As componentes normal e tangencial das forças de interação com as fatias vizinhas (E e X).

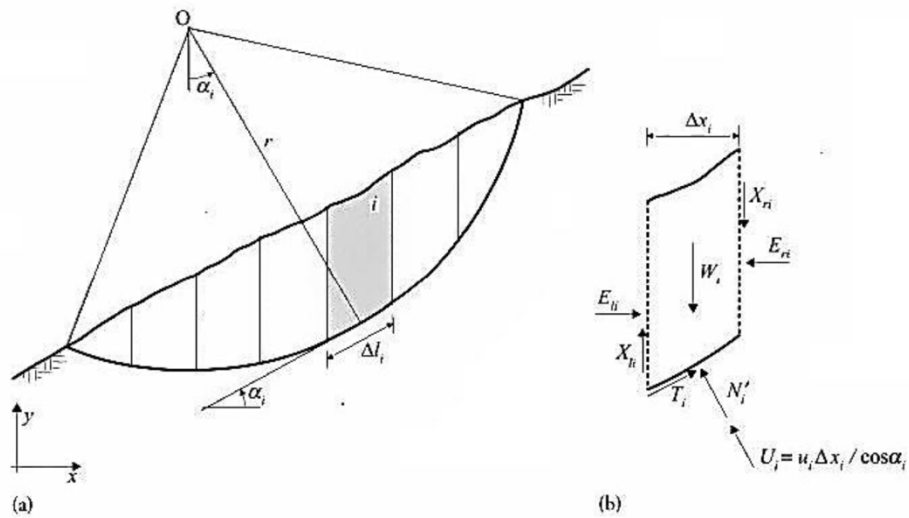


Figura 2.7 - (a) Massa deslizante com superfície de ruptura circular; (b) Forças atuantes numa fatia genérica (Matos Fernandes, 2006)

O Método das Fatias pressupõe, como já foi referido anteriormente, um mecanismo de ruptura por uma superfície circular. Para o cálculo do FS é necessário definir um equilíbrio de momentos relativamente a O , o centro do arco de deslizamento da superfície de ruptura (equação 2.5).

$$FS = \frac{M_r}{M_s} \quad (2.5)$$

Onde:

- M_r - Momento de forças resistentes que se opõem ao deslizamento de terras;
- M_s - Momento de forças solicitantes que tendem a provocar o deslizamento de terras.

Tendo em conta o caso geral, em que os parâmetros de resistência mecânica podem variar ao longo de uma superfície de ruptura e as várias notações presentes na Figura 2.7, vem que:

$$\begin{aligned} M_r &= r \cdot \sum_{i=1}^n T_{if} \cdot \Delta l_i = r \cdot \sum_{i=1}^n (c'_i + \sigma'_i \cdot \tan \phi'_i) \cdot \Delta l_i = \\ &= r \cdot \sum_{i=1}^n (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i) \quad (2.6) \end{aligned}$$

e

$$M_S = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (2.7)$$

Onde:

- r - Raio do arco da circunferência correspondente à superfície de deslizamento;
- c'_i - Coesão efetiva na base da fatia i ;
- ϕ'_i - Ângulo de atrito efetivo na base da fatia i ;
- α_i - Inclinação da base da fatia i com o plano horizontal;
- σ'_i - Tensão normal efetiva na base da fatia i ;
- T_{if} - Tensão tangencial máxima mobilizável na base da fatia i ;
- N'_i - Resultante das tensões normais efetivas na base da fatia i ;
- W_i - Peso próprio da fatia i ;
- Δl_i - Largura da fatia i .

Assim, das equações 2.5 e 2.6, obtêm-se o Fator de Segurança geral do método das fatias:

$$FS = \frac{\sum (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i)}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (2.8)$$

Note-se que é desconhecido o valor das resultantes das tensões efetivas normais (N'_i), o que torna o problema estaticamente indeterminado. Perante esta indeterminação, vai ser necessário recorrer a outras abordagens que se distinguem pelas hipóteses que formulam, para conseguir resolver este problema.

2.5.2 MÉTODO DE FELLENIUS

O Método de Fellenius (1936) foi o primeiro a ser desenvolvido para o estudo da estabilidade de taludes, e, é método mais simples não considerando as forças laterais nas fatias. Este método admite uma superfície de rotura circular e analisa a estabilidade através do cálculo do equilíbrio de forças na direção normal à base da fatia.

Ao não serem consideradas as forças resultantes das pressões neutras atuantes nas faces verticais das fatias, o Fator de Segurança é subestimado, tratando-se, por isso, de um método bastante conservativo. Os Fatores de Segurança podem diferir até 20% dos fatores calculados por outros métodos mais rigorosos. Este erro encontra-se, geralmente, do lado da segurança, mas que, no entanto, pode inviabilizar economicamente alguns projetos.

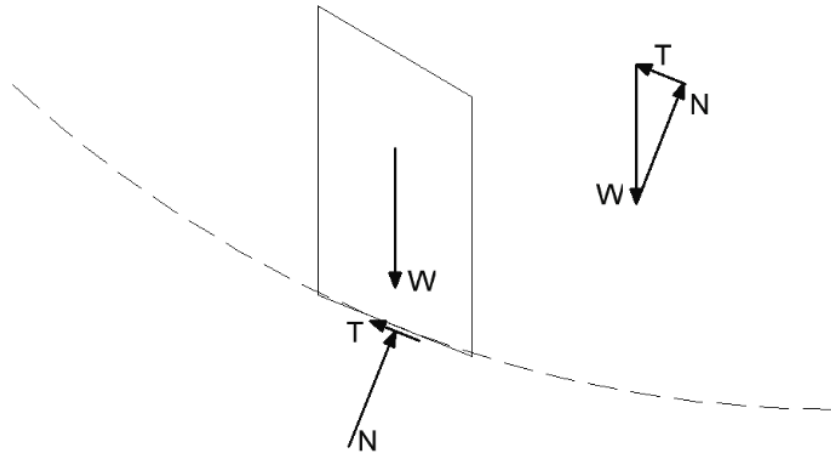


Figura 2.8 - Forças atuantes numa fatia genérica no Método de Fellenius

A simplificação de que as forças de interação entre as fatias são paralelas à base das mesmas não é verdadeira, já que as forças resultantes segundo este método, não têm a mesma inclinação em todas as fatias. Desta forma, a reação normal na base das fatias é obtida através do equilíbrio de forças segundo a direção perpendicular à base ou através do equilíbrio das forças segundo a direção horizontal e vertical.

O cálculo do Fator de Segurança é feito através do equilíbrio de momentos em torno da superfície de rotura:

$$N'_i + U_i = W_i \cdot \cos\alpha_i \quad (2.9)$$

em função de N'_i obtém-se a seguinte equação:

$$N'_i = W_i \cdot \cos\alpha_i - u_i \cdot \Delta l_i \quad (2.10)$$

$$FS = \frac{\sum c' \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos\alpha_i - u_i \cdot \Delta l_i) \cdot \tan\phi'_i}{\sum W_i \cdot \sin\alpha_i} \quad (2.11)$$

2.5.3 MÉTODO DE BISHOP

Desenvolvido pelo professor Bishop nos anos 50, do século passado, este método considera que as forças de interação entre as fatias são horizontais, ignorando as forças tangenciais entre elas. Este método foi inicialmente desenvolvido para superfícies circulares, podendo ser aplicado também a superfícies não circulares, quer para solos homogêneos, quer para solos heterogêneos.

A reação normal na base é calculada através do equilíbrio de forças na direção vertical, admitindo que as forças de interação entre fatias são horizontais.

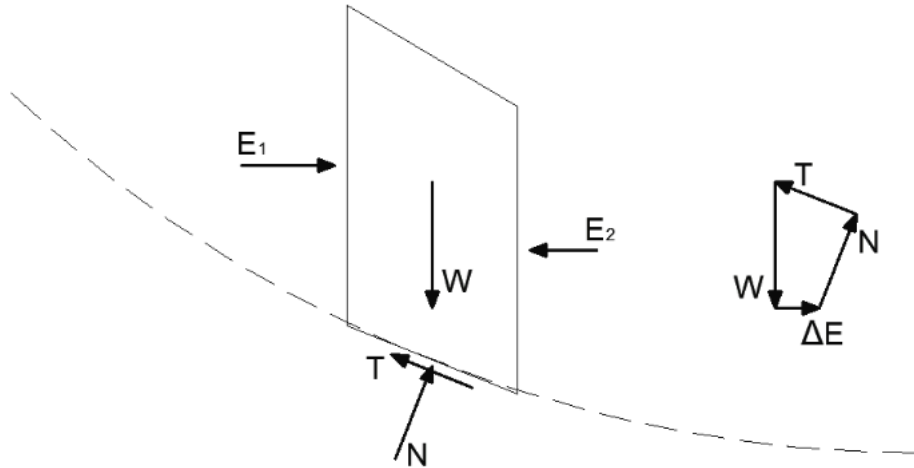


Figura 2.9 - Forças atuantes numa fatia genérica no Método de Bishop

Apesar de ser um método simples, requer um processo iterativo no cálculo do Fator de Segurança, dado que o FS aparece nos dois membros da expressão como se pode constatar na equação 2.12:

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{c'_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{FS}}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i}{FS}\right)} \quad (2.12)$$

que quando combinado com a expressão relativa ao método de Fellenius se obtém o seguinte FS para o Método de Bishop:

$$FS = \frac{\sum ([c'_i \cdot \Delta x_i + (W_i - U_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot [1/M_i(\alpha)])}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (2.13)$$

O valor de M_i é obtido através da seguinte expressão:

$$M_i = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{FS}\right) \quad (2.14)$$

2.5.4 MÉTODO DE JANBU

O Método de Janbu (simplificado) admite qualquer tipo de superfície de rotura, sendo que a maior dificuldade na utilização de superfícies não circulares é encontrar um único ponto em que atuem todas as forças, para efetuar o equilíbrio de momentos. Este motivo leva a que o método apenas considere o equilíbrio de forças horizontais e verticais, sendo assim um método de equilíbrio de forças.

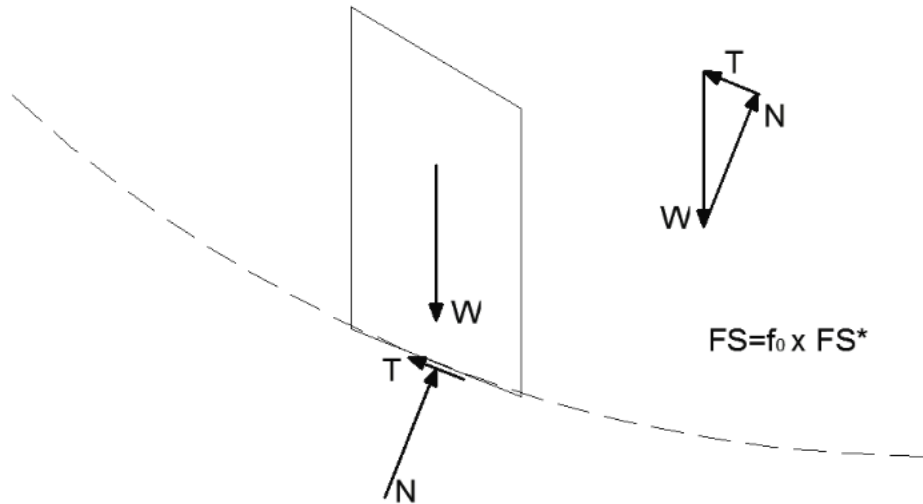


Figura 2.10 - Forças atuantes numa fatia genérica no Método de Janbu

Tal como o Método de Bishop, o Método de Janbu também considera que a resultante das forças entre as fatias atua na direção horizontal, e aplica um fator de correção (f_0) ao Fator de Segurança de forma a minimizar os erros gerados pelas hipóteses escolhidas. O valor deste fator corretivo é determinado em função da forma da superfície de escorregamento e do tipo de solo, estando diretamente relacionados com a coesão e o ângulo de atrito.

O cálculo do Fator de Segurança também vai ser realizado a partir de um processo iterativo, aplicando a seguinte expressão:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \tan \alpha_i} \cdot \sum \left[[c'_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{FS}} \right] \quad (2.15)$$

2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.6.1 INTRODUÇÃO

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma solução numérica, normalmente utilizada para a determinação de tensões e deformações em estruturas, mas também pode ser aplicada na análise das condições de estabilidade de taludes, calculando, também o Fator de Segurança associado.

Nos anos 60, Clough e Woodward introduzem o Método dos Elementos Finitos à engenharia geotécnica, ao analisarem uma barragem de terra, adotando uma lei constitutiva não linear. Apesar de terem comprovado as potencialidades do MEF, as ferramentas de cálculo existentes na altura não eram tão evoluídas como as atuais. O acesso a computadores era difícil, o custo de processamento era elevado devido ao tempo de preparação, a falta de conhecimento sobre o método, desconhecendo-se a suas vantagens e desvantagens e poucos estudos de comparação com o Método de Equilíbrio Limite. Devido à evolução tecnológica, principalmente na área da informática, atualmente, o MEF está presente em diversos programas comerciais de cálculo, sendo uma ferramenta extremamente eficaz na análise de estabilidade de taludes.

2.6.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS VS. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

Ao contrário dos Métodos de Equilíbrio Limite, o MEF é adequado fazer uma análise da tensão-deformação dos taludes. O MEF possibilita a determinação das superfícies de deslizamento e do cálculo do Fator de Segurança através do estudo da estabilidade do solo e de simulações de colapso.

Segundo Griffiths e Lane (1999), as principais vantagens do uso do Método dos Elementos Finitos para a análise da estabilidade de taludes são:

- Não se procede à subdivisão da massa do talude em fatias, não sendo assim necessário considerar as forças laterais entre as mesmas. O MEF preserva o equilíbrio global até se alcançar a rotura;
- Assume-se que a rotura ocorre normalmente nas zonas onde a resistência ao corte do solo não é capaz de suportar as tensões de corte aplicadas, não sendo assim necessário a determinação da forma e da localização da superfície de deslizamento;
- Se se dispuser de dados relativos à compressibilidade do solo, é possível obter informações em relação às deformações verificadas nos vários níveis de tensão;
- Capacidade de monitorizar a rotura progressiva na tensão de corte última e em valores superiores.

2.6.3 ASPETOS GERAIS DA FORMULAÇÃO

O MEF, para um determinado caso de estudo, faz uma análise do material, designado por domínio, considerando as ações atuantes sobre o mesmo. O problema pode colocar-se da seguinte forma: “num dado domínio, com características e propriedades conhecidas, pretende-se determinar o campo de deslocamentos e tensões, para um determinado conjunto de solicitações e condições fronteira” (Delgado, 1987).

As tensões/deformações unitárias são calculadas nos vários pontos constituintes do material através das teorias da Elasticidade e Plasticidade. O cálculo pode realizar-se considerando a não-linearidade da curva tensão-deformação do material, anisotropia, heterogeneidade, influência do estado de tensão inicial, fase de construção, etc (João Silva, 2011).

2.6.4 SIMULAÇÃO DO COLAPSO

O Método dos Elementos Finitos é uma ferramenta útil para a simulação da instabilidade de taludes, determinando, assim, a superfície de deslizamento associada a uma grande massa do solo, e procedendo ao cálculo do respectivo Fator de Segurança. A simulação do colapso pode ser feita segundo duas metodologias:

- Redução progressiva dos parâmetros de resistência do solo;
- Aumento progressivo do carregamento que solicita o solo.

A redução dos parâmetros de resistência do solo é o método usado pelo programa comercial neste trabalho, o Plaxis 2D. Tal é conhecido como “*Phi-c reduction*”.

Este método, para o cálculo do Fator de Segurança, adota um parâmetro M , para reduzir os valores de c' e $\tan\phi'$, aplicado em cada *step* até atingir a rotura.

$$c'^* = \frac{c'}{M} \quad (2.16)$$

$$\tan^*\phi' = \frac{\tan\phi'}{M} \quad (2.17)$$

O Fator de Segurança, é o fator pelo qual a resistência ao corte do solo deve ser dividido de modo a atingir a rotura iminente. Com o “*Phi-c reduction*” o material do talude tem um comportamento elasto-plástico. A resistência de corte é progressivamente reduzida até ocorrer o colapso.

A indicação de rotura, considerada no modelo de análise de estabilidade por elementos finitos, é a de não convergência da solução, pois não ocorre mais mobilização de resistência necessária para se manter o equilíbrio.

Quando o algoritmo não converge dentro do número máximo de iterações especificadas pelo operador, isto implica que nenhuma distribuição de tensões pode satisfazer simultaneamente o critério de rotura de Mohr-Coulomb e o equilíbrio global. Se o algoritmo não satisfaz estes critérios, considera-se que ocorreu a rotura.

Rotura do talude e a não convergência numérica ocorrem simultaneamente e são acompanhadas de um drástico crescimento dos deslocamentos nodais na rede.

3

ARGILAS

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será realizada uma ligeira abordagem ao comportamento dos solos onde ocorre um predomínio de partículas muito finas, com dimensões da ordem de $1\mu m$ (1 milésimo de milímetro). Estas partículas são designadas por solos argilosos ou então simplesmente só por argilas. O seu comportamento é essencialmente controlado por partículas de silicatos hidratados de alumínio, magnésio e ferro.

As partículas de argilas para além da sua reduzida dimensão, apresentam outras duas características que interessa realçar tal como a sua forma tipicamente laminar, bom como o facto de serem quimicamente muito ativas.

Devido à sua dimensão e forma, as argilas apresentam uma grande superfície específica, que é determinada a partir da razão da superfície exterior pela massa da partícula (m^2/g). Devido às características geométricas apresentadas, resulta que uma parte significativa das moléculas que constituem as partículas de argila se encontra à superfície, ou seja, em contacto com o exterior. Como as argilas possuem uma grande atividade eletroquímica, estas vão ter uma grande capacidade para interagir com as moléculas polares de água, submetendo algumas destas a elevadas tensões, sendo impossível a sua libertação por meio de secagem em estufa. Desenvolvem-se, deste modo, forças de superfície que ultrapassam as forças gravíticas, sendo tanto maiores quanto maior for a superfície específica e a atividade química (Matos Fernandes, 2006).

Como há uma forte atração entre as moléculas de argila e as moléculas de água, é possível afirmar que o teor de água é um parâmetro físico fundamental deste material. Logo, num solo fino saturado, o índice de vazios depende do teor de água.

Este tipo de solos não pode ser caracterizado apenas tendo em conta a sua granulometria e o seu índice de vazios. É necessário conhecer outros parâmetros importantes como a sua composição mineralógica e química, a sua forma, a sua dimensão e as suas propriedades plásticas, que estão relacionadas com o teor de água.

3.2 CONSISTÊNCIA DO SOLO E LIMITES DE ATTERBERG

Albert Atterberg estudou a consistência dos solos e definiu os seus limites de consistência, tendo em conta o teor de água, de forma a classificar certas tendências do comportamento mecânico dos solos argilosos. A estes valores de referência dá-se o nome de limites de Atterberg.

A Figura 3.1 é uma representação gráfica dos limites de Atterberg. Analisando a seguinte figura, verifica-se que estão definidos quatro estados para descrever a consistência de um solo:

- Secagem a volume constante (sólido);
- Comportamento friável (semi-sólido);
- Comportamento moldável (plástico);
- Comportamento fluido (líquido).

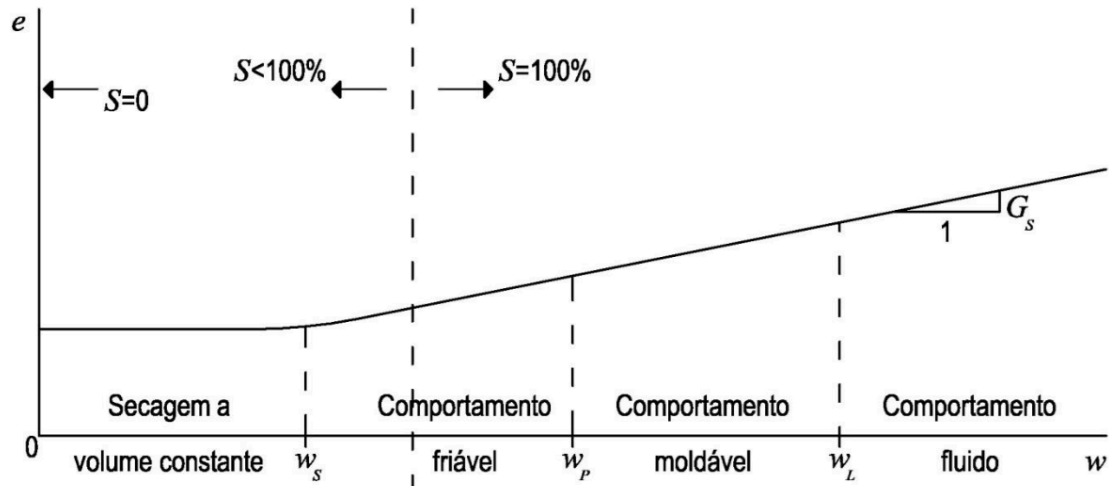


Figura 3.1 - Limites de Atterberg (Matos Fernandes, 2006)

Este gráfico relaciona os limites do teor em água (w), com o índice de vazios (e) de uma determinada argila. Para valores muito elevados do teor em água a mistura água-solo comporta-se como um líquido, isto é, toma a forma do recipiente em que for introduzida. Reduzindo de forma homogênea e progressiva o teor em água, a partir de certo ponto a pasta passa a ter um comportamento moldável, isto é, conserva a forma que lhe for conferida por qualquer processo. Prosseguindo na redução de w , a partir de certo valor desta grandeza o comportamento do solo passará a ser friável, ou seja, separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo. Se a redução da água presente no solo continuar, ela a partir de certo ponto deixa de acarretar uma redução do volume (ou do índice de vazios), passando a secagem a fazer-se a volume constante.

Analisando o gráfico das Figura 3.1 é possível constatar três valores representativos do teor de humidade, que estão enquadrados nos quatro tipos de comportamento mecânico de uma argila. O limite de retração (w_s), é o limite onde não ocorre mais variação de volume, quando reduzido o seu teor em água. O limite de plasticidade (w_p), é o valor em teor de água para qual o solo começa a comportar-se como um material plástico. O limite de liquidez (w_L), é o valor em teor de água para qual o solo começar a comportar-se como um líquido.

O índice de plasticidade (I_p) é calculado através da diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade. Este quantifica as propriedades plásticas de uma argila, como a sua capacidade de deformação e fissuração, sem atingir a rotura. Quanto maior for o índice de plasticidade, maior será a série de valores de teor em água para os quais o material se mantém com comportamento moldável, ou seja, plástico.

$$I_p = w_L - w_p [\%] \quad (3.1)$$

Existe, no entanto, alguma incerteza associada a estes limites, visto que os limites de liquidez e de plasticidade são determinados a partir de amostras de solo que foram fortemente remexidas e remisturadas com água, modificando, pois, completamente o arranjo inicial das partículas e o teor em água natural. Assim sendo, estes limites são tidos em conta como aproximações e não como teores de água exatos.

3.2.1 ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA

Este índice permite fazer uma comparação do teor em água, w , com os limites de Atterberg, de um dado solo argiloso, fornecendo uma indicação aproximada da consistência do solo.

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (3.2)$$

O índice de consistência (I_C) pode ser superior à unidade, quando no seu estado natural o solo ocorre com um teor em água inferior ao limite de plasticidade, caso em que o solo argiloso será já muito consistente.

Na Tabela 3.1 apresenta-se a classificação de um solo argiloso, consoante o seu I_C :

Tabela 3.1 - Classificação das argilas quanto à sua consistência (Matos Fernandes, 2006)

Argila	I_C
Muito Mole	0,0 - 0,25
Mole	0,25 - 0,5
Média	0,5 - 0,75
Rija	0,75 - 1,0
Dura	> 1,0

3.2.2 ÍNDICE DE LIQUIDEZ

Outra forma de classificar os solos é através do índice de liquidez (I_L). A liquidez traduz-se no valor contrário da consistência. I_L pode ser definido de acordo com a seguinte expressão:

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P} = 1 - I_C \quad (3.3)$$

3.2.3 ATIVIDADE DAS ARGILAS

Designa-se por atividade de uma argila (A_t), ao efeito que as propriedades químicas dos minerais das argilas têm no teor em água e nos limites de consistência desse tipo de solos.

Segundo Skempton, com base em experiências, a relação entre a percentagem de argila ($\% < 2\mu m$) e o índice de plasticidade, permite determinar a atividade de uma argila, a partir do declive das retas de regressão obtidas, considerando a seguinte expressão:

$$A_t = \frac{I_c}{\% < 2\mu m} \quad (3.4)$$

Uma argila com um elevado grau de atividade, representa uma argila com alta plasticidade. Isto deve-se principalmente às grandes superfícies específicas de que são portadores estes materiais. Quanto maior for a sua atividade, maior será a sua deformabilidade e a sua expansibilidade. A atividade de uma argila é diretamente proporcional ao seu índice de plasticidade.

Tabela 3.2 - Classificação das argilas quanto à sua atividade (Matos Fernandes, 2006)

Argila	A_t
Pouco Ativa	$< 0,75$
Normal	$0,75 - 1,25$
Muito Ativa	$> 1,25$

4

CASO DE ESTUDO

4.1 INTRODUÇÃO

No muro Cais Norte, ou cais de 300 m, da Doca nº 2 do porto de Leixões, que foi construído entre 1962 e 1966, foram verificadas várias anomalias de comportamento, designadamente, deslocamentos horizontais da viga de coroamento e fendilhação dos elementos estruturais principais, o que motivou a suspensão da utilização do cais em 1975.

As anomalias verificadas correspondem a apenas um troço do comprimento total do cais, de cerca de 670m. É importante referir que os problemas observados no Cais Norte ocorreram entre os módulos 1 a 16, tal como se verifica na figura apresentada no Anexo A.

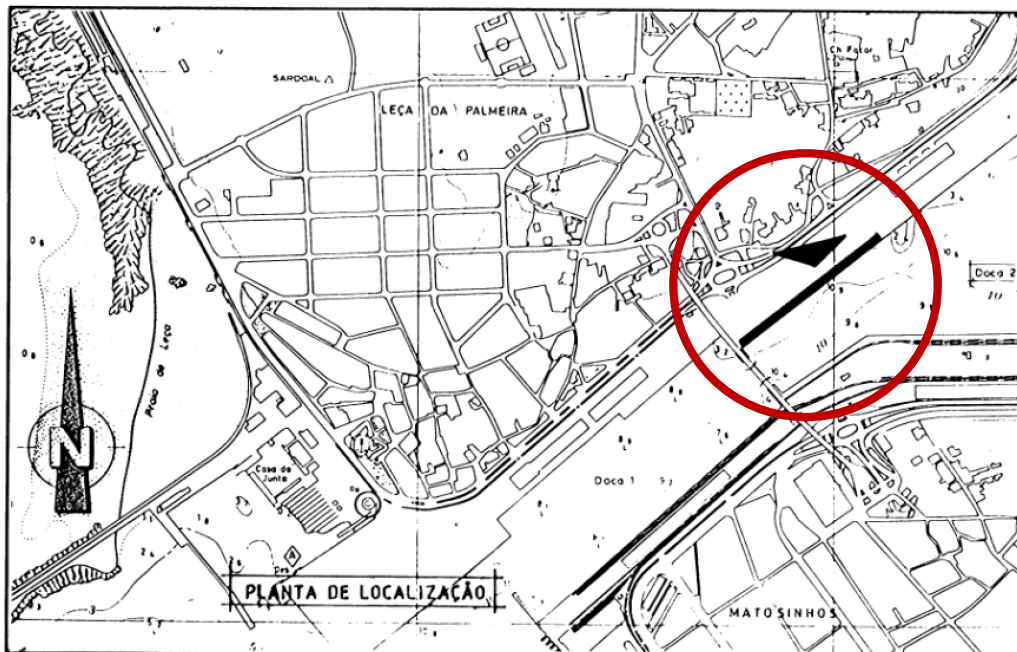


Figura 4.1 - Planta de Localização da Doca nº 2 do Porto de Leixões

Em 1992, a APDL solicitou ao Instituto da Construção (IC) um parecer sobre o projeto de reabilitação realizado posteriormente ao acidente. Após um trabalho de investigação, o IC chegou à conclusão que as anomalias verificadas no cais, como o deslocamento do maciço de coroamento, foram superiores nas zonas coincidentes com maiores inclinações do maciço rochoso. Tal, é possível constatar na Figura 4.2

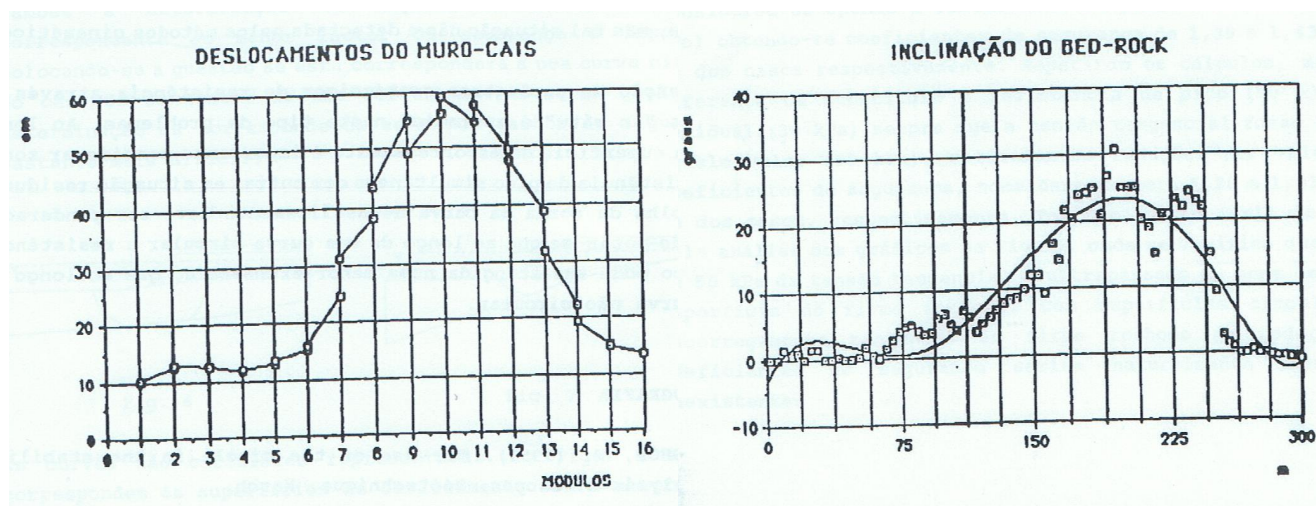


Figura 4.2 – Relação deslocamentos do muro cais/inclinação do “bedrock”

Nesta presente tese serão apresentados os resultados das observações e das análises de estabilidade que foram efetuadas no âmbito do estudo solicitado.

4.2 ESTRUTURAS EXISTENTES

O cais é constituído por dezasseis módulos independentes, com as dimensões em planta de 18,75m, na direção longitudinal, e de 15,00m, na direção transversal (Anexo A).

É um cais de tipo aberto, com tabuleiro de betão armado apoiado sobre estacas e terraplino contido por um prisma de enrocamento, tal como está representado na Figura 4.2.

As estruturas de cada módulo são essencialmente constituídas por cinco pórticos transversais, espaçados de 3,75m e formados por vigas normais ao alinhamento do cais apoiadas sobre as estacas. Três dos pórticos, que estão situados ao centro e próximo das extremidades de cada módulo, têm quatro estacas, sendo duas verticais sob a viga de coroamento do cais e duas inclinadas (a 12°) para o lado de terra. Os dois restantes pórticos são intermédios e têm três estacas, todas elas inclinadas (a 12°) para o lado do mar.

Os pórticos estão ligados superiormente por três vigas longitudinais, uma na frente marítima do cais, outra no tardo e outra intermédia. A viga situada na frente marítima apresenta grandes dimensões pois forma, simultaneamente, a parede do cais para a acostagem dos navios, desde a cota -1.0m até à cota +6.0m, e o muro de suporte das terras colocadas sobre o tabuleiro. A viga longitudinal situada no tardo faz o remate no topo do prisma de enrocamento e é muro de suporte das terras do tardo.

A viga intermédia faz o travamento dos pórticos no alinhamento definido pelas estacas intermédias. As vigas transversais dos pórticos dão apoio a séries de arcos pré-fabricados de betão armado, colocados com afastamento de 0,10m, que completam a estrutura do tabuleiro e sobre o qual estão colocadas as terras até à cota geral do terraplino de +6,0m.

As estacas são do tipo Benoto, com 1,0m de diâmetro, e armadas com 12 ϕ 25 e cintas ϕ 10 afastadas de 0,30m até se atingir uma penetração de 3,0m no perfil definitivo do terreno natural. Abaixo desta profundidade e até se atingir o “bedrock”, as estacas são de betão simples.

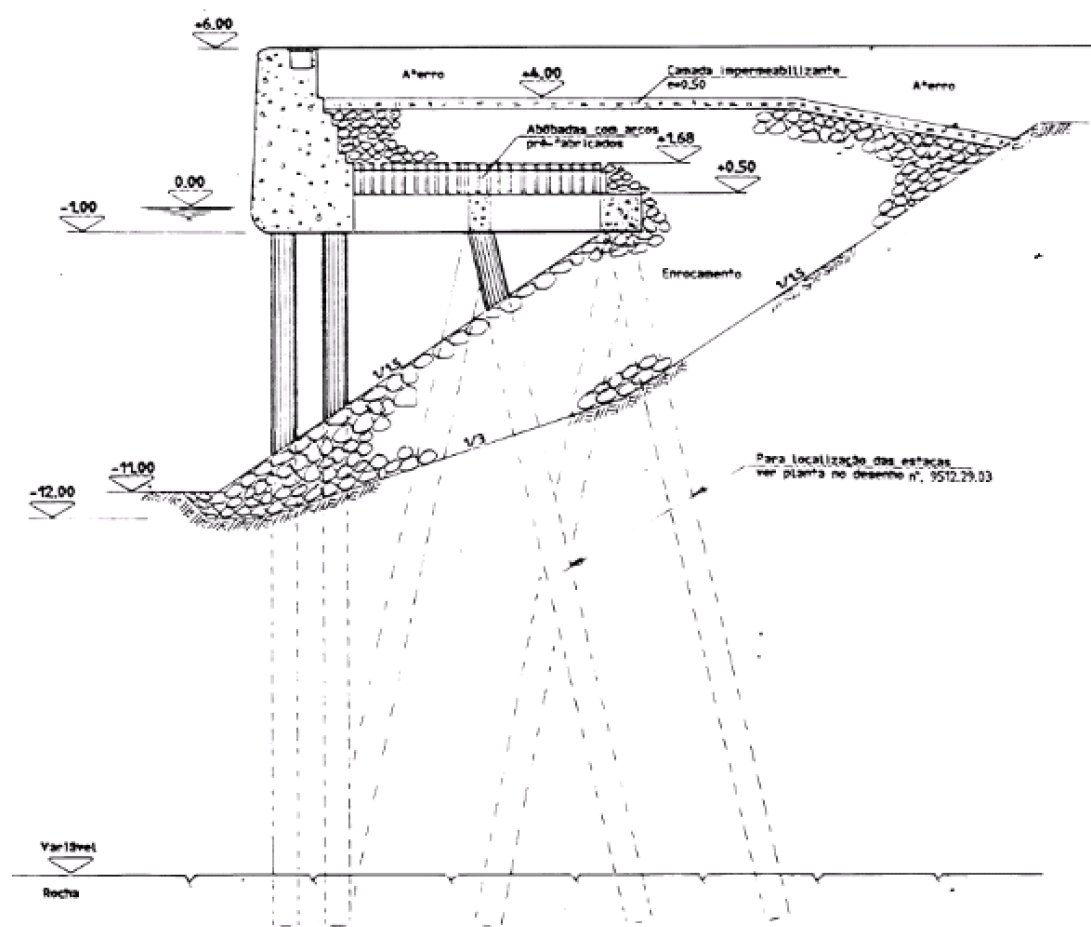


Figura 4.3 - Estrutura existente no Cais nº2

4.3 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS LOCAIS

4.3.1 TRABALHOS DE CAMPO

O estabelecimento do dispositivo geológico-geotécnico local e a caracterização geotécnica dos terrenos em estudo, teve por base um programa de prospeção e ensaios “*in situ*” que envolveu os seguintes tipos e quantidades de trabalho:

- 12 sondagens mecânicas de percussão;
- 15 ensaios de “Vane Test”.

O conjunto destes elementos permitiu a elaboração dos documentos de síntese que constituem os perfis geológicos-geotécnicos essenciais para o estudo do cais de 300m.

Com a realização destes dois trabalhos, pretendeu-se atingir os seguintes objetivos:

- Definição da geometria e constituição do preenchimento aluvionar e caracterização das formações ocorrentes no que se refere à sua natureza e espessura;
- Caracterização geotécnica dos materiais detetados, em termos de valores de (N) SPT e valores de coesão não-drenada (c_u).

4.3.2 O CONCEITO DE DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Nos solos que são constituídos por uma grande quantidade de partículas finas, podem ocorrer excessos de pressão neutra, sempre que este seja sujeito a um carregamento que altere o seu estado de tensão inicial ou de repouso. Como os solos finos têm normalmente uma baixa permeabilidade, os excessos de pressão neutra surgem, pois, estes solos não têm capacidade de uma rápida libertação da água nos poros quando submetidos a uma redução do seu volume. Em solos com uma granulometria mais grossa, a água infiltrada liberta-se de forma quase instantânea e é o próprio solo que suporta as novas tensões aplicadas. Num solo com características argilosas ou siltosas, as tensões efetivas só vão ganhando importância quando os excessos de pressão neutra se dissipam e o material se for consolidando.

O critério de Mohr-Coulomb representa bem a rotura para solos arenosos, exceto na ocorrência de fenómenos de liquefação, ou mesmo para argilas carregadas lentamente ou já consolidadas. Nestes casos não se verificam excessos de pressão neutra e o carregamento diz-se ser em condições drenadas (António Costa, 2014).

As variações rápidas do estado de tensão em solos finos remetem para uma análise em tensões totais, ou seja, em condições não-drenadas. O parâmetro da resistência não-drenada (c_u) pode ser calculado através das relações entre o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e o da coesão efetiva (c'), obtidas através de ensaios. Desta forma, o parâmetro relativo à coesão não-drenada pode ser determinado da seguinte forma:

1) Carregamento em compressão triaxial

$$c_u = \frac{c' \cdot \cos\phi'}{1 - \sin\phi' + 2A_f \cdot \sin\phi'} + \sigma'_{v0} \cdot \frac{\sin\phi \cdot (K_0 + A_f - K_0 \cdot A_f)}{1 - \sin\phi' + 2A_f \cdot \sin\phi'} \quad (4.1)$$

Onde:

- c_u – Resistência não-drenada;
- c' e ϕ' – Parâmetros de resistência mecânica do critério de Mohr-Coulomb;
- σ'_{v0} – Tensão normal efetiva vertical de repouso;
- K_0 – Coeficiente de impulso em repouso;
- A_f – Parâmetro de pressão neutra em carregamento axissimétrico:

$$A_f = \frac{\Delta u_f}{\Delta \sigma_{1f}} \quad (4.2)$$

Em que:

- Δu_f - Incremento de tensão normal aplicado na rotura;
- $\Delta \sigma_{1f}$ - Excesso de pressão neutra gerado na rotura.

Tabela 4.1 - Valores típicos de A_f deduzidos de ensaios de compressão triaxial (Matos Fernandes, 2006)

Tipo de Solo	A_f
Argilas fortemente sobreconsolidadas	-0,5 – 0,0
Argilas medianamente sobreconsolidadas	0,0 – 0,3
Argilas ligeiramente sobreconsolidadas	0,3 – 0,7
Argilas normalmente consolidadas	0,7 – 1,3
Argilas colapsáveis (<i>quick clays</i>)	> 1,3

2) Corte rotativo *in situ* (“Vane Test”)

$$c_u = \mu \cdot \frac{2M_{tf}}{\pi \cdot D^2 \cdot \left(H + \frac{D}{3}\right)} \quad (4.3)$$

Onde:

- M_{tf} - Momento torsor máximo aplicado ao molinete rotativo;
- H - Altura das lâminas do molinete;
- D - Diâmetro do molinete;
- μ - Fator corretor em função do índice de plasticidade (I_p) ou limite de liquidez (w_L).

Num carregamento não-drenado em argilas, o aumento da tensão normal não implica um crescimento da resistência ao corte. Isto significa que a tensão normal é independente da resistência ao corte, e a envolvente das circunferências das tensões totais na rotura é paralela ao eixo das abcissas, ou seja, horizontal. O solo obedece, então, ao critério de Tresca.

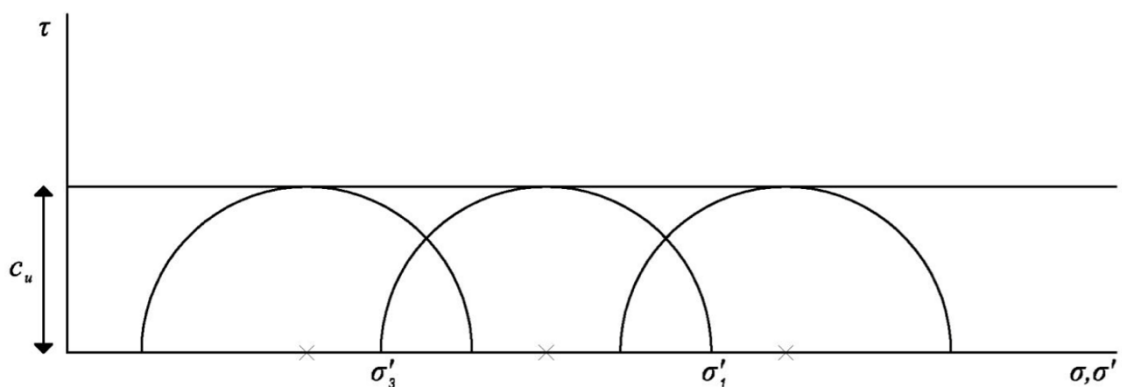


Figura 4.4 - Envolvente de rotura de acordo com o critério de Tresca (António Costa, 2014)

A Tabela 4.2 inclui duas classificações de argilas quanto à resistência não-drenada.

Tabela 4.2 - Classificações das argilas quanto à resistência não-drenada (Matos Fernandes, 2006)

Argia	c_u (kPa)	
	Terzaghi & Peck (1948)	Craig (2004)
Muito mole	< 12	< 20
Mole	12 - 25	20 - 40
Média	25 - 50	40 - 75
Rija	50 - 100	75 - 150
Muito rija	100 - 200	150 - 300
Dura	> 200	> 300

4.3.3 SONDAGENS DE PERCUSSÃO

Os trabalhos de prospeção mecânica são acompanhados de colheita de amostras que permitem a observação e identificação das formações atravessadas e a realização de ensaios físicos em laboratórios. A frequência e tipo de amostragem são, evidentemente, em função do problema em causa e, no caso das sondagens de percussão, do tipo de furação. Nas sondagens de percussão, deve ser realizada pelo menos uma recolha de amostra sempre que haja mudança de terreno. Quando tal não se verifica, deve limitar-se a cerca de dois metros o espaçamento máximo entre amostras.

Designa-se por amostra intacta toda a amostra de terreno obtida, onde não há alteração das características existente “*in situ*”, à exceção naturalmente do estado de tensão. Uma amostra intacta exige cuidados especiais, que deverão estender-se à sua proteção e transporte para laboratório. Em solos incoerentes é mais difícil obter amostras intactas, em especial abaixo do nível freático, pelo que sempre que possível deverão realizar-se ensaios “*in situ*” para caracterizar o material.

Desta forma, neste caso, foram realizadas 12 sondagens de percussão, pela GEOCONTROLE em 1989, localizadas de acordo com o plano de trabalhos, estabelecido pelos Serviços Técnicos da APDL, conforme se referencia no Anexo A.

As sondagens foram realizadas com sonda Mobile Drill, modelo B-47, auto-transportada em camião, com utilização de diâmetros de furação de 8”.

No curso da furação foram realizados ensaios SPT, colhidas amostras remexidas e intactas e realizaram-se ensaios “Vane Test”.

4.3.4 ENSAIOS DE “VANE TEST”

Os ensaios de “Vane Test”, ou ensaios de corte rotativo, são executados com o objetivo de proceder a uma estimativa da resistência não-drenada de solos argilosos muito moles, moles e medianamente moles. O ensaio é realizado, geralmente, no interior de um furo de sondagem. Atingida a profundidade pretendida, as quatro lâminas retangulares soldadas a uma vara central (molinete) são cravadas no terreno e é aplicado um momento de torção. O momento é transmitido à vara por um dispositivo mecânico colocado na superfície do terreno, que impõe uma velocidade de rotação constante ao molinete e que permite obter o diagrama momento aplicado *versus* ângulo de atrito (Matos Fernandes, 2006).

Neste caso de estudo, foram efetuados 15 ensaios de “Vane Test” distribuídos pelos furos das sondagens 1-A, 1-B, 1-C, 3-A, 3-B, 5-A, 7-A e 7-B na dependência dos solos compressíveis que compõem o horizonte inferior do depósito aluvionar. Foi utilizado equipamento GEONOR H-70, com pás de 60x120.

Durante cada ensaio fizeram-se leituras periódicas de 10 em 10 segundos, com o objetivo de analisar a sua evolução até ao remeximento total do solo. Determinaram-se, assim, os valores de c_u dos solos intatos e remexidos.

A Tabela 4.3 sintetiza os resultados obtidos com os ensaios de “Vane Test” efetuados.

Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios "Vane Test"

Sondagem nº	Profundidade de ensaio (m)	Coesão c_u (Kg/cm ²)	
		Solo Intacto	Solo Remexido
1-A	2,00	0,72	0,38
1-B	14,00	1,16	0,58
1-B	15,00	1,60	
1-B	17,00	1,06	0,62
1-B	18,00	1,36	0,82
1-B	19,00	1,40	0,70
1-C	6,00	1,60	0,68
3-A	5,50	1,04	0,54
3-B	19,00	0,44	0,31
5-A	3,50	0,57	0,31
5-A	4,50	0,57	0,35
7-A	4,50	1,42	0,75
7-B	6,00	0,94	0,40
7-B	18,50	0,44	0,34
7-B	19,50	1,50	0,84

O ensaio de corte rotativo “*in situ*” é utilizado para caracterizar a chamada sensibilidade da argila que é definida pela razão da resistência não-drenada do solo intacto, c_u , e do solo remexido, c_{ur} .

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}} \quad (4.4)$$

Este parâmetro de sensibilidade é útil para aquilatar a suscetibilidade do solo em relação à perda de resistência com a deformação (Matos Fernandes, 2006).

A Tabela 4.4 inclui uma classificação das argilas quanto à sensibilidade.

Tabela 4.4 - Classificação das argilas quanto à sensibilidade

Designação	S_t
Poucos sensíveis	1 - 2
Moderadamente sensíveis	2 - 4
Muito sensíveis	4 - 8
Extremamente sensíveis	8 - 16
Colapsáveis ("quick clays")	> 16

Na Tabela 4.5 está presente a caracterização das argilas presente no Cais 300m.

Tabela 4.5 - Sensibilidade das argilas do porto de Leixões

Sondagem nº	Sensibilidade
1-A	1,895
1-B	2,000
1-B	-
1-B	1,710
1-B	1,659
1-B	2,000
1-C	2,353
3-A	1,926
3-B	1,419
5-A	1,839
5-A	1,629
7-A	1,893
7-B	2,350
7-B	1,294
7-B	1,786

As amostras das argilas recolhidas no porto de Leixões, foram analisadas em relação à sua sensibilidade e classificam-se como sendo “Pouco sensíveis”, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.5.

4.3.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

De modo a complementar a caracterização geotécnica, procedeu-se à execução de programa de ensaios laboratoriais sobre um conjunto de 14 amostras intactas e 19 amostras remexidas colhidas nos furos de sondagem no decurso da furação.

O programa de ensaios laboratoriais efetuado envolveu as seguintes determinações:

- Composição granulométrica por peneiração;
- Limites de consistência de Atterberg;
- Resistência à compressão simples;
- Compressibilidade em edômetro.

Os ensaios de identificação, de granulometria e de limites de consistência, foram executados sobre a generalidade das amostras. Nas amostras remexidas, devido à baixa plasticidade destas, prescindiu-se da determinação dos limites de consistência em grande parte das amostras.

Os ensaios à compressão simples incidiram sobre a quase totalidade das amostras e os ensaios de compressibilidade procuraram caracterizar os materiais com componente fina quase exclusiva e materiais que apresentassem desenvolvimento significativo da fração grosseira.

Os resultados obtidos encontram-se sintetizados em Anexo B, apresentando todos os boletins e diagramas agrupados por amostra e ordenados de acordo com os referidos quadros.

4.3.6 CARACTERIZAÇÃO DAS FORMAÇÕES GEOLÓGICAS

A caracterização das condições geotécnicas das formações geológicas locais foi feita pela GEOCONTROLE em Outubro de 1989, no qual apresentou no documento “Muro Cais Norte – Doca nº 2 – Reconhecimento Geotécnico – Proc: 010/171/89”, os resultados da prospeção geotécnica.

Em Anexo C podem ser consultados os três perfis geológicos longitudinais, paralelos ao alinhamento do cais, e que foram extraídos do documento acima referido.

Com base nesses perfis, podemos concluir que as formações geológicas locais são constituídas por camadas aluvinares de siltes argilosos, areias finas a médias micáceas e areias argilosas, que estão dispostas de uma forma bastante irregular, sendo difícil definir uma estratificação dessas camadas apenas com os dados obtidos.

A estratigrafia destas camadas apresenta-se mais regular na frente marítima do cais, tornando-se mais complexa e irregular à medida que se avança para Norte, ou seja, na direção do tardoz das estruturas existentes.

A superfície do “bedrock”, formada essencialmente por rocha granítica, apresenta uma disposição bastante irregular, variando entre os -8,0m e os -25,9m. Aproximadamente à cota -25,0m sob os módulos 1 a 5, sobe gradualmente até próximo da cota -15,0m entre os módulos 6 e 12. No entanto, volta a descer até à cota -24,0m sob o módulo 14.

Verifica-se assim que o grau de alteração do topo da formação rochosa é bastante variável e decrescente no sentido Oeste-Este. Na metade Este do cais a penetração das estacas na formação rochosa foi mínima, enquanto que na metade Oeste do cais essa penetração chegou a atingir 10 a 15m de profundidade. Isto indica-nos o grau de alteração superficial que a formação rochosa apresenta.

Sobre a formação rochosa, geralmente existem camadas poucas espessas de areias finas a médias, designadas por micáceas.

Sobre estas formações, identifica-se um estrato lodo-arenoso, com espessura bastante variável, nas várias direções. A espessura desta, a Sudoeste ronda os 16,0m, diminuído para Nordeste, onde chega a ser interrompida com intercalações de formações arenoso-argilosas e argilo-arenosas.

Os resultados dos ensaios SPT realizados na altura, indicam que na formação silto-argilosa, os valores apresentam uma grande dispersão, entre 3 e 10 pancadas, típico de uma camada siltolodosa com consistência mole a média. Para o ensaio de corte rotativo, “Vane Test”, os resultados apresentam valores de coesão de cerca de 40 kN/m². No tardo do cais, sobre as formações silto-argilosa existem formações arenosas, com areias médias a finas, castanhas acinzentadas. Os ensaios SPT realizados nesta camada, obtiveram entre as 5 e 10 pancadas, característicos de formações arenosas soltas a medianamente compactas.

4.3.7 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS SOLOS

A informação existente não permite identificar as características mecânicas das várias formações. A heterogeneidade das características das formações locais e a experiência disponível a respeito das formações geológicas idênticas, existentes em áreas vizinhas serão consideradas no desenvolvimento desta tese. Seguem-se as características mecânicas das várias formações:

i. Enrocamentos:

$$\gamma=15 \text{ kN/m}^3$$

$$c'=35 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi'=45^\circ$$

ii. Areias:

$$\gamma=20 \text{ kN/m}^2$$

$$c'=10 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi'=35^\circ$$

iii. Siltes argiloso:

$$\gamma=17 \text{ kN/m}^2$$

$$c'=20 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Com base em ensaios triaxiais não drenados}$$

$$\phi'=26^\circ$$

$$c_{ii}=66 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Com base em ensaios “Vane Test” nos módulos I, II, III e VIII}$$

$$\phi'=0^\circ$$

$$c_u=43 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Com base em ensaios “Vane Test” nos módulos IV a VII}$$

$$\phi'=0^\circ$$

iv. Bedrock:

$$\gamma=25 \text{ kN/m}^3$$

$$c'=300 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi'=30^\circ$$

4.4 ANOMALIAS VERIFICADAS NAS ESTRUTURAS EXISTENTES

Nas estruturas existentes do Cais Norte da Doca nº 2, desde há vários anos, foram observadas diversas anomalias. Foram feitos alguns estudos de diagnóstico, com bastante detalhe, sobre as possíveis causas destes problemas, de que se irá falar de seguidamente neste trabalho.

Apresenta-se de seguida, uma síntese sobre as diversas anomalias e suas possíveis causas.

4.4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO MACIÇO DE COROAMENTO DO CAIS

Os deslocamentos horizontais no maciço de coroamento do cais, foram observados ao longo dos anos, desde 1975 até julho de 1989. Os valores apresentados devem ser tomados como ordem de grandeza dos deslocamentos, visto que a precisão das medições efetuadas não foi elevada e, por outro lado, existem dúvidas sobre a verdadeira posição inicial do alinhamento do cais.

As ordens de grandeza dos deslocamentos verificados são muito elevadas para uma obra assente em estacas. Os deslocamentos horizontais absolutos dos módulos 2 a 5 evoluíram de cerca de 5cm para cerca de 10cm, entre 1976 e 1981. A partir do módulo 6 e até ao módulo 9 a ordem de grandeza dos deslocamentos aumentou gradualmente, até atingir o valor máximo de cerca de 50cm na observação efetuada em 1981, na extremidade Este do módulo 9.

A partir deste módulo, os deslocamentos passam a ser gradualmente decrescentes, mas a ordem de grandeza dos deslocamentos dos módulos da metade Este do cais foi, em geral, bastante mais elevada do que na metade Oeste do cais.

De assinalar também, que a evolução dos deslocamentos registada no período entre 1975 e 1981 foi, em geral, bastante elevada. Nesse período de 6 anos a ordem de grandeza dos deslocamentos praticamente duplicou em quase todos os módulos. Apenas no módulo 9, que mais se havia deformado até 1975, e nas extremidades adjacentes dos módulos 8 e 10, se nota alguma redução dessa evolução no período referido.

Não se dispõem de informações que permitam reconstituir a evolução das deformações do cais desde a sua entrada em serviço na primavera de 1966 até 1975. No entanto, é possível afirmar que todos os módulos do cais foram sofrendo deslocamentos pequenos e progressivos durante este período, mas com valores nitidamente maiores entre os módulos 7 a 14. Em 1976, foi decidido suspender a utilização do cais.

No final das observações, em 1989, os resultados mostram que, enquanto os módulos extremos se deslocaram 10cm (módulo 1) e 12,3cm (módulo 16), os módulos intermédios apresentam deslocamentos crescentes das extremidades para a zona central, atingindo o valor máximo de 59,1cm no módulo 11.

4.4.2 FENDILHAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Em março de 1976 foi efetuada a remoção parcial do aterro no tardo da viga de coroamento do módulo nº 13. Esta intervenção permitiu verificar que as vigas dos pórticos transversais se encontravam acentuadamente fendilhadas, próximo da sua ligação à viga de coroamento.

Em outubro de 1983, após remoção completa do aterro existente sobre as estruturas do tabuleiro do mesmo módulo, com maré mínima e com o apoio de um mergulhador, procurou-se fazer um levantamento mais completo do estado de fendilhação das várias estruturas do referido módulo, tendo-se concluído que:

- Todas as vigas dos pórticos transversais estavam completamente fendilhadas próximo da sua ligação ao maciço de coroamento do cais;

- As vigas dos pórticos e as vigas longitudinais intermédias, bem como a base do maciço de coroamento na zona de encastramento das vigas dos pórticos transversais, apresentavam significativa fendilhação;
- As cabeças das estacas não apresentavam fendilhação visível.

4.4.3 ASSENTAMENTOS DO TERRAPLENO NA RETROÁREA DO CAIS

Ao mesmo tempo que os deslocamentos no cais se iam acentuando, foi notado a cerca de 35m da aresta do cais, o aparecimento no aterro de uma ligeira depressão paralela ao alinhamento do muro.

Foi também constatada a ocorrência de assentamentos na retroárea do cais, sendo particularmente visíveis as consequências desses assentamentos no edifício do Posto de Transformação nº 11, onde surgiram muitos danos como fendas em grande número e dimensão.

Na retroárea do cais, em especial dentro de uma faixa com a largura de cerca de 20m, conforme mostra a Figura 4.4, verifica-se efetivamente uma depressão em resultado de assentamentos do terrapleno ao longo de todo o cais. A referida depressão é mais acentuada atrás dos módulos da metade este do cais.

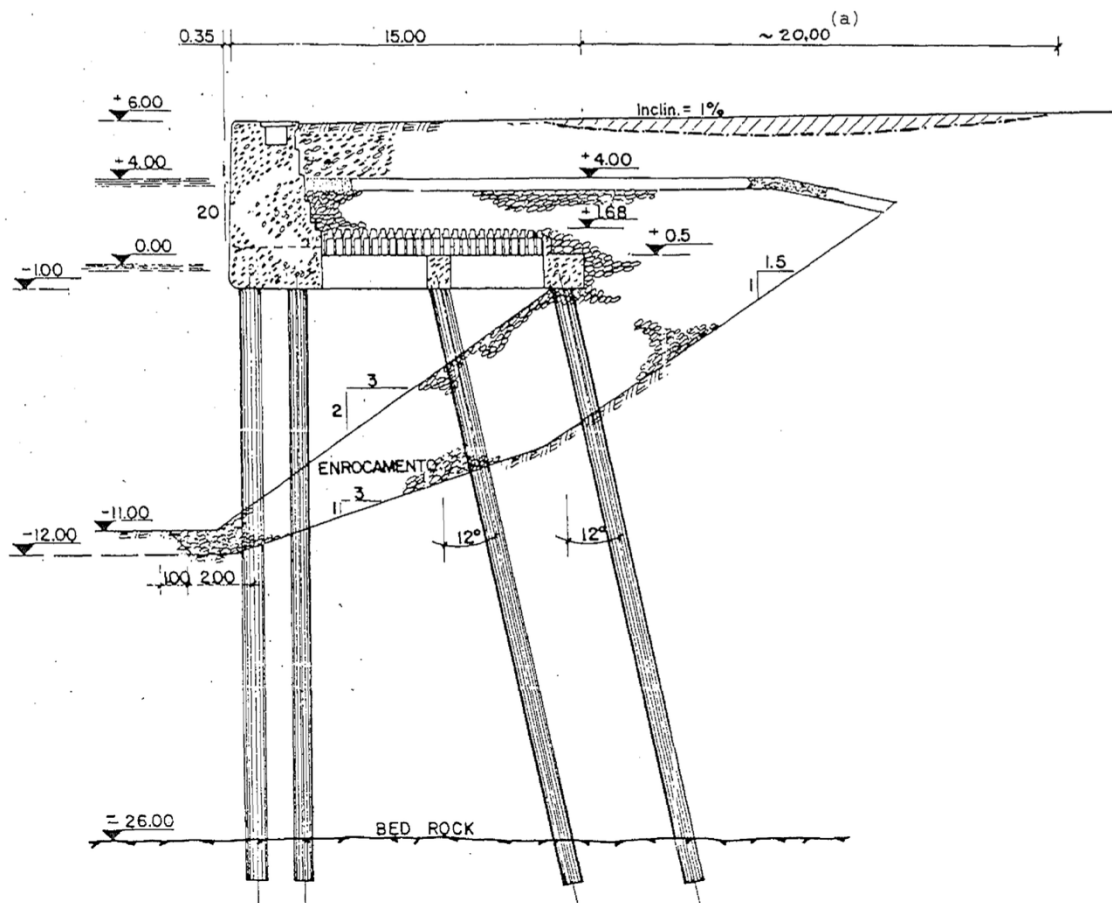


Figura 4.5 - Assentamentos na retroárea do cais. Faixa onde se verificou maiores assentamentos está assinalado a tracejado

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se avaliar e tentar explicar os motivos que levaram à rotura do Cais Norte da Doca nº 2 do Porto de Leixões, através da modelação numérica com o auxílio de dois programas de cálculo. O objetivo é calcular os Fatores de Segurança em dois perfis transversais distintos da plataforma, de modo a verificar onde é que a estabilidade é menor e perceber as suas causas. Os programas comerciais utilizados neste trabalho foram o Plaxis 2D e o Slide 6.0 da Rocscience, Inc. O primeiro baseia-se no Método dos Elementos Finitos, enquanto que o segundo se baseia no Método de Equilíbrio Limite.

Seguidamente, serão apresentados os conceitos e processos de cálculo dos dois programas comerciais, as suas modelações, bem como os resultados obtidos.

5.2 PLAXIS 2D

5.2.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA

O programa Plaxis 2D começou a ser desenvolvido em 1987 na Universidade de Delft, Holanda e é atualmente um dos programas mais utilizados na área do projeto geotécnico. É baseado no Método dos Elementos Finitos e é utilizado para analisar tensões-deformações, bem como, neste caso concreto, a estabilidade de taludes. É um programa bidimensional, que permite análises em axissimetria ou em estado plano de deformação.

Para iniciar uma modelação neste programa, é necessário criar a geometria pretendida através de pontos e linhas no plano x-y. Concluída a geometria, de forma a que seja possível o cálculo computacional, é preciso gerar uma malha de elementos finitos. Os elementos podem ser triangulares ou quadrangulares, e refinada pelo utilizador. Para a análise do problema apresentado nesta tese foi utilizado uma malha triangular, com uma distribuição média. Dos vários modelos de cálculo que o programa permite utilizar, foi adotado o critério de cedência de Mohr-Coulomb.

O programa está dividido em várias fases de cálculo. Na primeira fase, “*Input*”, é onde se define a geometria do problema, as características do solo, sobrecargas, a geração da malha de elementos finitos e as condições iniciais. Na fase “*Calculations*”, o utilizador define o tipo de análise que pretende realizar, assim como poderá introduzir as várias fases de construção, que irão corresponder às etapas de cálculo faseadas, onde para cada uma, será necessário especificar o tipo de cálculo pretendido. Este pode ser um cálculo plástico, uma análise de consolidação ou uma análise de estabilidade. Esta última, foi a utilizada para o presente trabalho.

De maneira a visualizar os resultados obtidos do cálculo é necessário selecionar a opção “*Output*”. Esta opção permite obter vários dados, quer numéricos, quer gráficos como por exemplo, a relação de deformações e tensões.

5.2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE: “PHI-C REDUCTION”

As análises de estabilidade efetuadas neste trabalho, utilizando o programa Plaxis 2D, foram feitas com o tipo de cálculo “*Phi-c reduction*”, selecionada na fase “*Calculations*”. Estas análises são do tipo elasto-plástico, sendo geradas, na fase inicial, as tensões iniciais, devido à ação da gravidade e das pressões neutras correspondentes ao nível freático. Numa segunda fase, ativa-se a sobrecarga existente na modelação.

O programa ao elaborar o cálculo da estabilidade do solo, reduz os parâmetros resistentes c' e $\tan\phi'$, até este atingir a rotura. O multiplicador total $\sum Msf$ é usado para definir o seu valor em cada estado da análise, e é determinado a partir da seguinte expressão:

$$\sum Msf = \frac{\tan\phi'_{inicial}}{\tan\phi'_{reduzido}} = \frac{c'_{inicial}}{c'_{reduzido}} = FS \quad (5.1)$$

O valor inicial de $\sum Msf$ é de 1,0. Quando o cálculo se inicia, este valor vai aumentando à medida que c' e $\tan\phi'$ são reduzidos, até se alcançar a rotura.

O multiplicador Msf é utilizado para controlar a magnitude da redução daqueles parâmetros, gradualmente e com incrementos de 0,1. O programa realiza, por defeito, 100 “steps” de carga, ou seja, de redução de parâmetros. Se ao fim deste processo a rotura não tiver sido atingida, será necessário repetir o cálculo, incrementando o número de “steps” de redução.

O fator de segurança é dado pelo valor de $\sum Msf$ no final do cálculo (João Silva, 2011).

5.3 SLIDE 6.0

5.3.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA

O programa Slide 6.0 da Rocscience, é um dos programas mais completos para a análise da estabilidade de taludes, e combina a estabilidade com uma análise em condições transientes. O *software* baseia-se numa análise bidimensional da estabilidade de superfícies de deslizamento de maciços terrosos e rochosos em estado plano de deformação. Tem como fundamento o Método de Equilíbrio Limite, o que significa que faz uma subdivisão da massa do solo em fatias de face vertical.

O principal objetivo da utilização deste programa é calcular os Fatores de Segurança, para superfícies de escorregamento que se formam ao longo de um corte transversal de um talude. Neste trabalho foram utilizados os métodos simplificados de equilíbrio de Bishop e Janbu, que admitem forças horizontais de interação entre fatias em superfícies circulares. Na opção “*Convergence Options*” estipulou-se uma tolerância de 0,005 para um máximo de 50 iterações. Isto significa que é atingida a convergência da solução quando a diferença do FS calculado entre duas iterações sucessivas é menor ou igual a 0,005, ou então quando se atingem as 50 repetições de cálculo. Foi também mantido o número predefinido de 25 fatias verticais em cada massa de terreno instável.

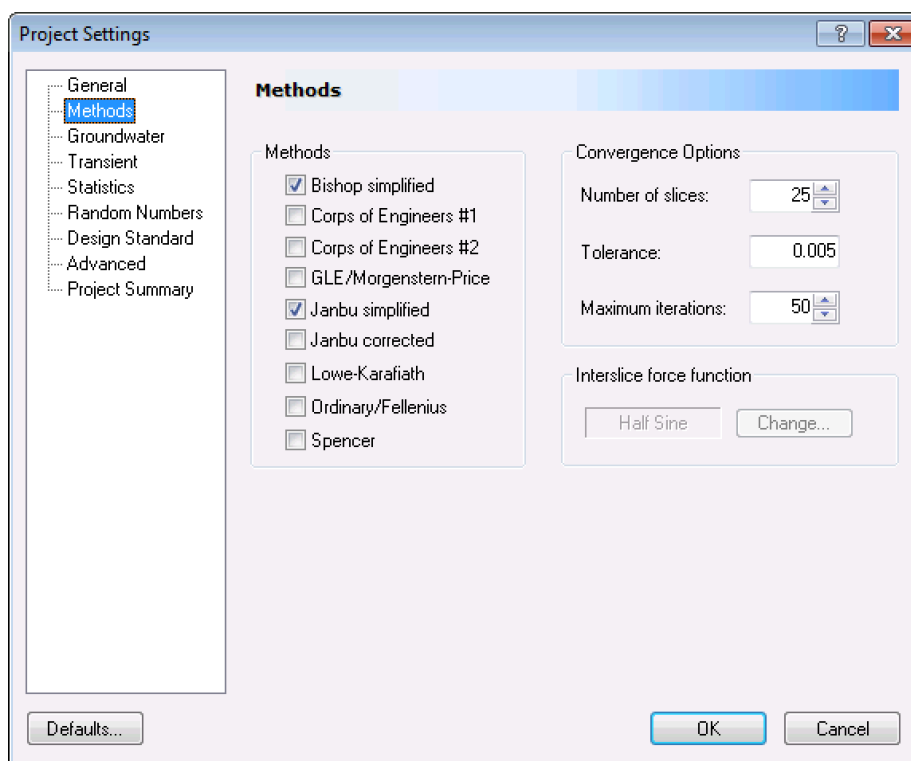


Figura 5.1 - "Project Settings" utilizados no programa Slide 6.0

Na versão 6.0 do Slide, faz-se uma ponderação automática relativamente à influência que os fenómenos de sucção exercem na coesão dos solos. Para isso, basta simplesmente introduzir os dados referentes ao material saturado e ao valor do ângulo ϕ^b do critério de Mohr-Coulomb expandido para os solos não saturados (António Costa, 2014).

5.4 MODELAÇÕES NUMÉRICAS

Como já foi referido no capítulo anterior, a Doca nº 2 do Porto de Leixões, sofreu grandes deslocamentos horizontais no maciço de coroamento do cais, originando assentamentos significativos no terrapleno na retroárea do cais, e consequentemente obrigando o encerramento temporário do Cais Norte.

Estando o cais dividido em dezasseis módulos, na verdade só foram executadas doze sondagens de percussão, ou seja, três sondagens ao longo de quatro perfis transversais distintos. Para a realização da modelação numérica neste trabalho, optou-se por escolher dois cortes onde se observaram deslocamentos de diferentes ordens, tendo um destes perfis deslocamentos de uma grandeza excessiva. Esses dois cortes correspondem aos perfis S3 e S5, como consta no Anexo A.

Como o conjunto de situações geológicas encontradas no local é relativamente heterogéneo, quer longitudinalmente, quer transversalmente ao cais (situação esta que dificulta na elaboração dos perfis transversais), optou-se por fazer uma simplificação nas modelações como se mostrará de seguida.

5.5 MODELAÇÃO NO PLAXIS 2D

5.5.1 GEOMETRIA DOS MODELOS

A geometria dos dois modelos é certamente distinta uma da outra, tendo, no entanto, alguns aspectos em comum. Os perfis S3 e S5, são ambos constituídos por quatro materiais distintos: enrocamento, areia, argila e rocha mãe ou “bedrock”. O se que diferencia, porém, nos dois modelos, é a espessura das camadas de solo, tendo o Perfil S3 uma camada de argila mais espessa, e o Perfil S5 é caracterizado pela elevada inclinação do “bedrock”.

Em comum, os dois modelos, têm aplicado uma sobrecarga de 96 kN/m², correspondente ao peso do aterro localizado à cota 0m. O nível freático também está definido a esta mesma cota, de acordo com o projeto da APDL.

A geometria da estrutura existente do cais é igual nos dois perfis, apesar de não estar representada nas modulações.

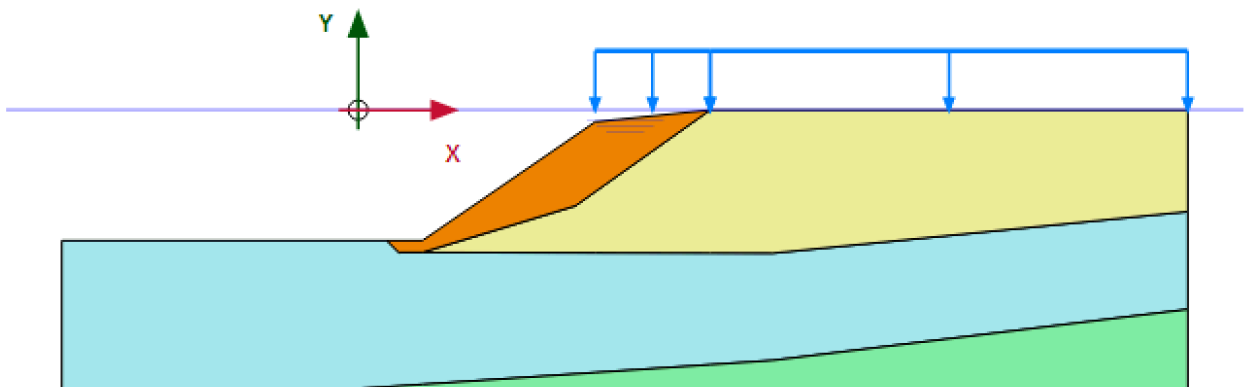


Figura 5.2 - Modelação geométrica do Perfil S3 no Plaxis 2D

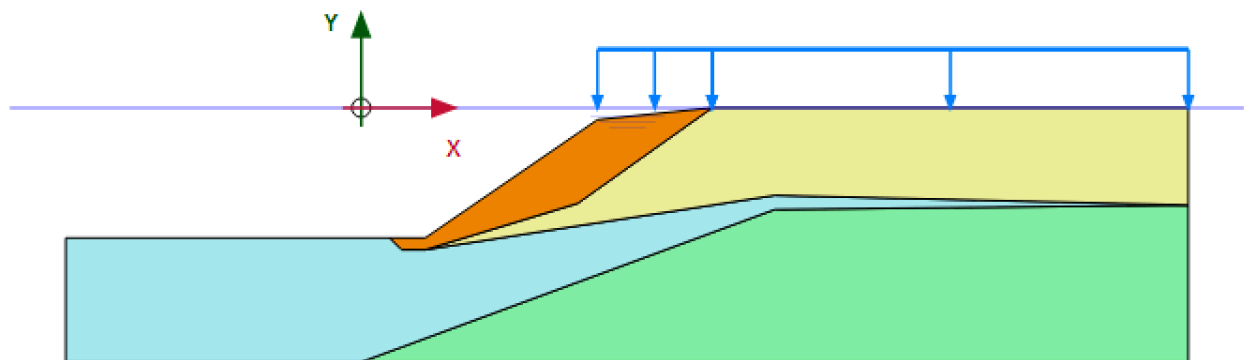


Figura 5.3 - Modelação geométrica do Perfil S5 no Plaxis 2D

Ambos os modelos foram limitados entre $x_{\min}=-25\text{m}$ e $x_{\max}=70\text{m}$. No perfil S3, de acordo com as sondagens, a cota mais profunda onde se atingiu a rocha mãe foi aos $-23,5\text{m}$, sendo este a base da modelação. No perfil S5 essa cota está definida aos $-21,5\text{m}$.

O tipo de modelo seleccionado para fazer as análises foi o estado plano de deformação (“*Plain Strain*”) com elementos de 15 nós (“*15-Noded*”).

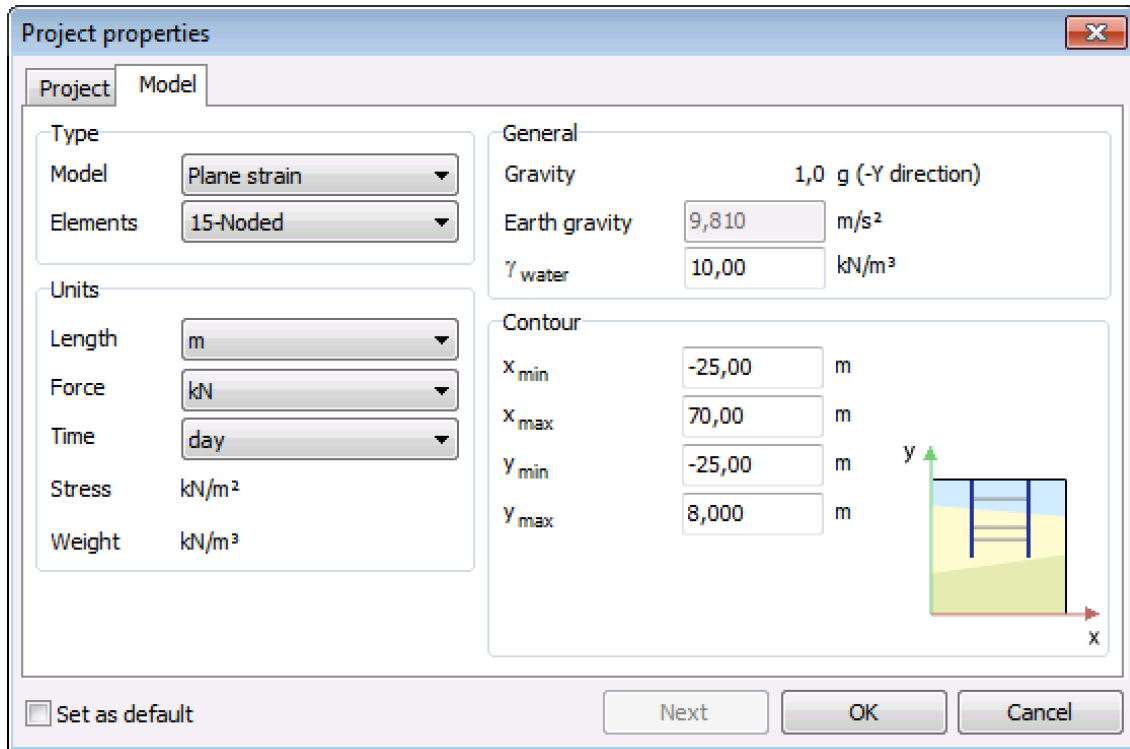


Figura 5.4 - Propriedades do projeto para o programa Plaxis 2D

5.5.2 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

Como já foi referido anteriormente, as formações geológicas locais estão dispostas de maneira bastante irregular, sendo difícil definir uma estratificação correta das camadas de solo, apenas com base nas prospeções que foram realizadas.

De forma a facilitar as modelações foram definidos apenas quatro materiais, como está representado nas Figuras 5.2 e 5.3.

A legenda de cada camada e suas propriedades podem ser consultadas nas seguintes figuras.





General					
Parameters					
Flow parameters					
Interfaces					
Initial					
Property	Unit	Value	Value	Value	Value
Material set					
Identification number		1	2	3	4
Identification		Argila	Bedrock	Areia	Enrocamento
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Undrained (B)	Drained	Drained	Drained
Colour		 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162	 RGB 236, 232, 156	 RGB 233, 135, 22
Comments					
General properties					
γ_{unsat}	kN/m ³		17,00	25,00	20,00
γ_{sat}	kN/m ³		17,00	25,00	20,00

Figura 5.6 - - Identificação das cores de cada camada e seus respectivos pesos volúmicos





General					
Parameters					
Flow parameters					
Interfaces					
Initial					
Property	Unit	Value	Value	Value	Value
Material set					
Identification number		1	2	3	4
Identification		Argila	Bedrock	Areia	Enrocamento
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Undrained (B)	Drained	Drained	Drained
Colour		 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162	 RGB 236, 232, 156	 RGB 233, 135, 22
Stiffness					
E	kN/m ²		1100	100,0E3	5000
ν (nu)			0,3000	0,3000	0,3000
Alternatives					
G	kN/m ²		423,1	38,46E3	1923
E_{oed}	kN/m ²		1481	134,6E3	6731
Strength					
c_{ref}	kN/m ²		66,00	300,0	10,00
ϕ (phi)	°		0,000	30,00	35,00
ψ (psi)	°		0,000	0,000	0,000

Figura 5.5 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S3





General Parameters						
Flow parameters						
Interfaces						
Initial						
Property	Unit	Value	Value	Value	Value	
Material set						
Identification number		1	2	3	4	
Identification		Argila	Bedrock	Areia	Enrocamento	
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	
Drainage type		Undrained (B)	Drained	Drained	Drained	
Colour		 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162	 RGB 236, 232, 156	 RGB 233, 135, 22	
Stiffness						
E	kN/m ²		1000	100,0E3	5000	100,0E3
ν (nu)			0,3000	0,3000	0,3000	0,3000
Alternatives						
G	kN/m ²		384,6	38,46E3	1923	38,46E3
E_{oed}	kN/m ²		1346	134,6E3	6731	134,6E3
Strength						
c_{ref}	kN/m ²		43,00	300,0	10,00	35,00
φ (phi)	°		0,000	30,00	35,00	45,00
ψ (psi)	°		0,000	0,000	0,000	0,000

Figura 5.7 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S5

Os valores dos parâmetros geotécnicos utilizados nas modelações, foram obtidos a partir da prospeção geotécnica realizada em Outubro de 1989 pela GEOCONTROLE (Anexo B). No entanto nem todos os valores usados na modelação deste trabalho foram caracterizados por este gabinete de geotecnia e topografia. É o caso dos coeficientes de Poisson (ν), dos módulos de elasticidade (E), das coesões (c') e dos ângulos de atrito (φ).

A grande diferença ao nível das propriedades geotécnicas dos dois perfis, é o valor da coesão não drenada (c_u) da argila. Os valores de c_u foram baseados nos ensaios “Vane Tests” já referidos anteriormente. No entanto, estes podem não ser representativos visto que foram realizados poucos ensaios, a diferentes profundidades.

Para camadas de solo argiloso, com um valor de resistência não-drenada conhecido, o programa Plaxis 2D permite fazer uma análise em tensões efetivas, através do valor da coesão não-drenada, ou seja, definindo o ângulo de atrito igual a zero e sendo a coesão igual à resistência de corte não drenada (utilizando a opção “*Undrained B*”). Além deste parâmetro, também devem ser definidos os parâmetros de rigidez, como o módulo de Young e coeficiente de Poisson para o modelo de Mohr-Coloumb.

5.5.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Uma vez definida a geometria do modelo de elementos finitos, bem como as características do solo, segue-se a fase onde se gera uma malha de elementos finitos.

A geração da malha de elementos finitos foi realizada de forma automática, dividindo a geometria segundo os elementos inicialmente definidos. Neste caso foram adotados triângulos de quinze nós, tal como se pode verificar na Figura 5.8.

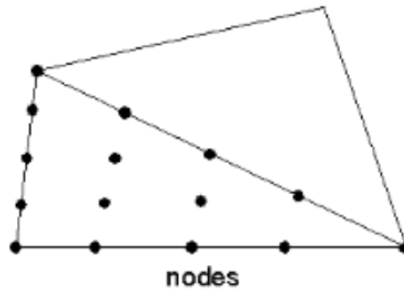


Figura 5.8 - Triângulos de quinze nós usados na geração da malha de elementos finitos

Para a malha, optou-se por um refinamento médio, de forma a diminuir o tempo de processamento do programa na fase de cálculo. As malhas consideradas para os dois perfis, estão representadas nas seguintes figuras.

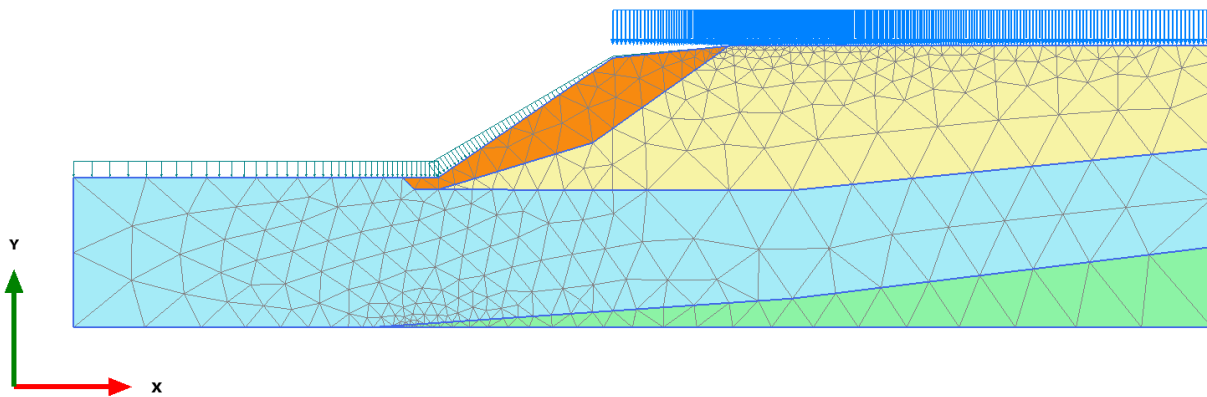


Figura 5.9 - Representação da malha de elementos finitos gerada para o Perfil S3

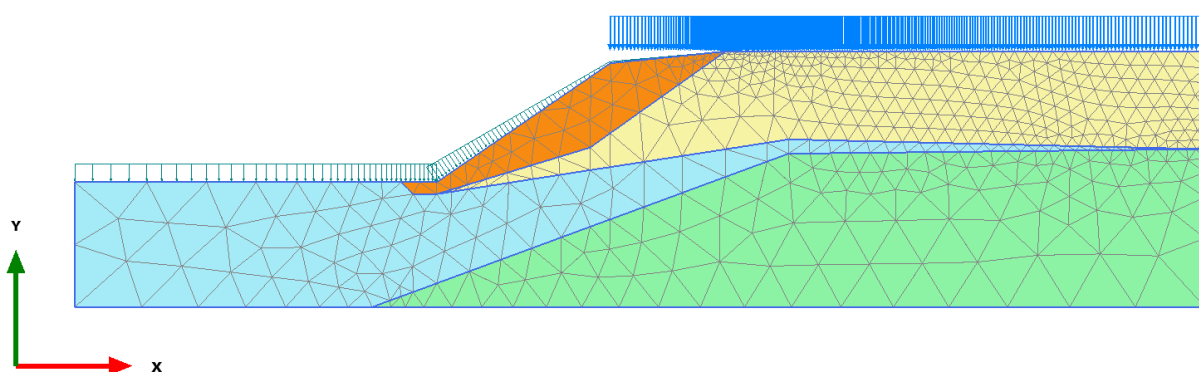


Figura 5.10 - Representação da malha de elementos finitos gerada para o Perfil S5

5.5.4 FASEAMENTO

Após a geração da malha e antes de se proceder ao início do cálculo, foi necessário definir as fases de cálculo na opção “*Staged construction*”. Isto permite simular várias fases construtivas no problema em estudo, bem como fazer diferentes tipos de análise. O faseamento construtivo para este trabalho, pode ser consultado na tabela que se apresenta de seguida seguidamente.

Tabela 5.1 - Etapas constituintes do faseamento construtivo

Etapas do faseamento construtivo	
Fase 0	<i>Initial phase</i>
Fase 1	<i>Safety analysis</i> - inicial
Fase 2	Aplicação da carga
Fase 3	<i>Safety analysis</i> - final

A fase 0, “*Initial phase*”, é uma fase constituída por defeito no programa aplicado, a qual não permite que sejam efetuadas alterações sobre a mesma.

Na fase 1, é feita um cálculo do tipo “*Phi-c reduction*”, de forma a obter-se o Fator de Segurança quando o solo está em condições de repouso, de modo a posteriormente se comparar com os valores na última fase.

A fase 2, designada por “Aplicação da carga” permitiu gerar, no programa, as tensões do solo, devido à aplicação da carga, bem como assentamentos devido às sobrecargas e ao respetivo peso dos solos. Nesta fase é feito um cálculo do tipo plástico.

A fase 3 é uma fase semelhante à fase 1, onde se pretendeu simular o comportamento do talude, após terem sido realizadas as intervenções associadas ao projeto da fase anterior. Esta fase é caracterizada no modelo (e difere da fase 1), pela aplicação da sobrecarga na plataforma devido ao peso do aterro existente. Isto vai permitir calcular um novo Fator de Segurança, diferente do calculado na fase 1, bem com diversas variáveis relevantes para a análise do problema, como deslocamentos, tensões efetivas, pontos plásticos e cunha de deslizamento.

Nesta última fase, recorreu-se à opção “*Incremental multipliers*”, no campo referente ao “*Loading type*”, continuando a sobrecarga ativada. Os parâmetros iterativos, mínimo e máximo desejados

são principalmente destinados a determinar o momento em que o cálculo deve tomar maiores ou menores incrementos. Se o cálculo tem a capacidade de resolver para um dado grau de carga (convergência), em menos iterações que o mínimo desejado, então o programa começa a usar um incremento de carga que é duas vezes maior. No entanto, se o cálculo necessitar de mais do que o máximo de iterações desejado para convergir, este vai decidir escolher um incremento de cálculo apenas metade do tamanho. Para uma análise plástica ou de segurança não há nenhuma influência nos resultados quando se altera o mínimo e o máximo desejado. Enquanto o cálculo converge, não é importante se cada incremento de carga utiliza uma grande quantidade de pequenos passos com poucas iterações ou uma quantidade limitada de passos maiores, com mais iterações.

Recorreu-se também à opção zerar os deslocamentos, derivados da fase anterior, usando a opção “*Reset displacements to zero*”.

Outra opção escolhida na fase “*Safety analysis - final*” foi a “*Ignore undrained behaviour*”. A análise em segurança em Plaxis 2D, como já foi referido anteriormente, utiliza o método “*Phi-c reduction*”, na qual a resistência dos materiais irá ser reduzida por um fator $\sum Msf$, até que ocorra a rotura para um valor estável de $\sum Msf$. Outra hipótese será quando o número máximo de iterações no cálculo for atingido. No caso de um modelo com materiais caracterizados pelo comportamento do tipo “*Undrained A*” ou “*Undrained B*”, a redução dos parâmetros resistentes pode conduzir a uma alteração do excesso de pressão neutra no modelo. Esta mudança da poro-pressão em excesso pode ser evitada selecionando a opção “*Ignore undrained behaviour*”, para a fase “*Safety analysis*”. Neste caso, as poro-pressões em excesso presentes (devido à aplicação da carga) no início da fase “*Safety Analysis*” permanecerão, não havendo nenhuma alteração da pressão neutra durante a fase da análise de segurança.

Um ponto de discussão, poderá incidir no facto do excesso de pressão neutra poder ou não ser gerada durante a “*Safety Analysis*”. Na verdade, não existe uma resposta simples para este problema, como não se pode comparar também, o que aconteceria na realidade quando na análise da segurança se faz uma redução dos parâmetros resistentes, devido ao facto de ser um processo não físico. Para problemas de carregamentos, como por exemplo aterros, que permitem a variação do excesso de pressão neutra, muitas vezes origina um aumento do excesso de pressão neutra. Consequentemente, isto leva a Fatores de Segurança inferiores, em comparação com casos onde a variação do excesso de poro-pressões não seja permitida.

Cabe ao utilizador decidir se faz a “*Safety Analysis*” usando ou não a opção “*Ignore undrained behaviour*”. Neste caso, esta opção foi testada, tendo sido obtidos Fatores de Segurança menores, sendo, portanto, uma opção mais conservadora.

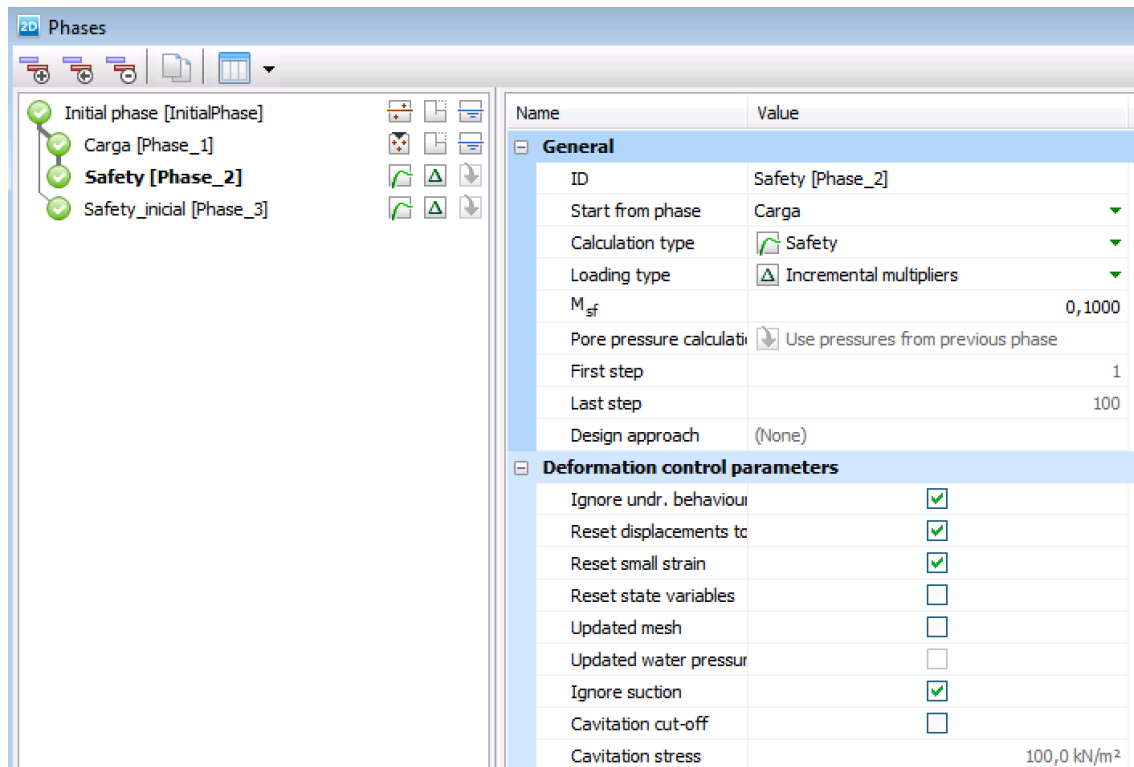


Figura 5.11 - Ilustração das opções tomadas na fase "Safety final"

5.5.5 RESULTADOS

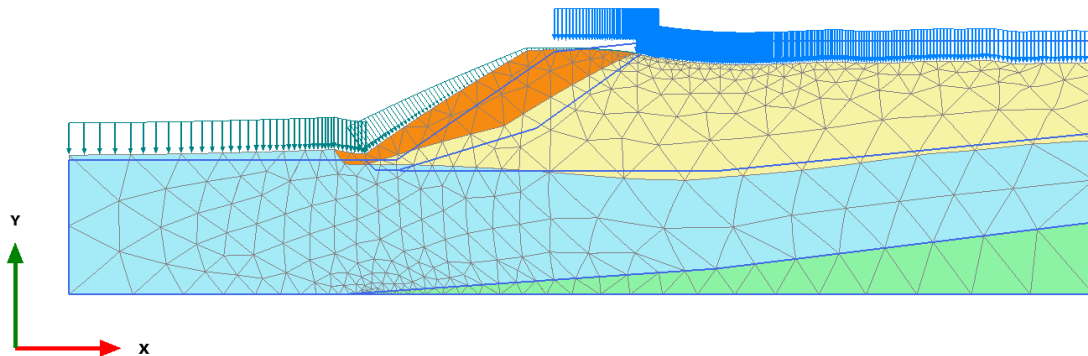
Uma vez definido o faseamento que melhor se adequa ao acidente ocorrido no Cais de 300m do porto de Leixões, procedeu-se ao cálculo do modelo descrito anteriormente de forma a obter os valores pretendidos.

As análises efetuadas têm como propósito comparar os resultados obtidos nos dois perfis, quer na fase de “Aplicação da carga”, quer na fase “*Safety analysis* - final”.

Na fase “Aplicação da carga”, o objetivo é visualizar, tendo uma perceção relativamente às deformações obtidas, nomeadamente, os deslocamentos horizontais e verticais, as tensões efetivas e os pontos plásticos. Na fase “*Safety analysis* - final” obtém-se o Fator de Segurança e sua superfície de rotura.

5.5.5.1 Deformada

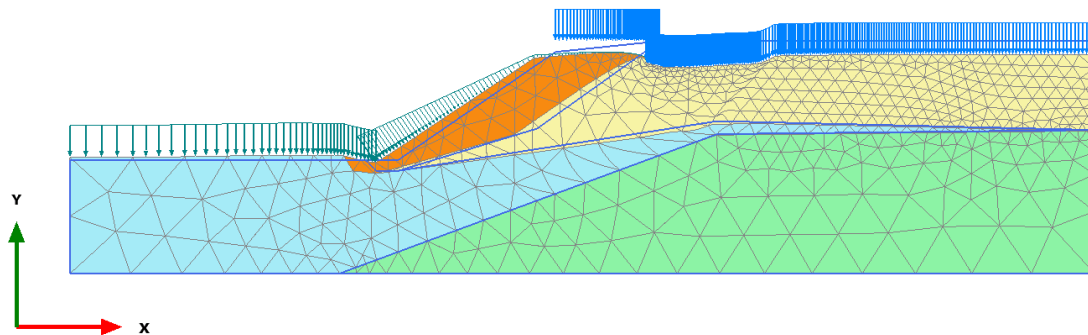
Nas Figuras 5.12 e 5.13 estão representadas as deformadas dos perfis S3 e S5, respetivamente.



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,6706 m (Element 70 at Node 3106)

Figura 5.12 - Deformada do Perfil S3



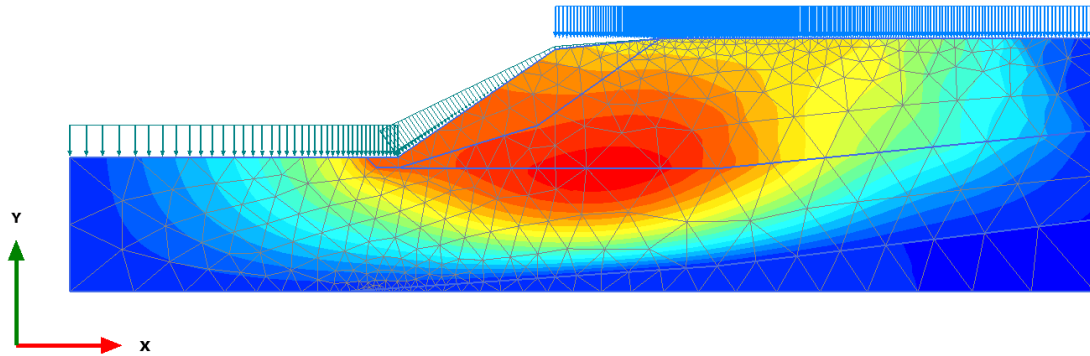
Deformed mesh |u| (scaled up 10,0 times)

Maximum value = 0,2866 m (Element 533 at Node 1923)

Figura 5.13 - Deformada do Perfil S5

5.5.5.2 Deslocamentos

Nas Figuras 5.14 e 5.15 estão representados os deslocamentos horizontais e verticais do Perfil S3, respectivamente.

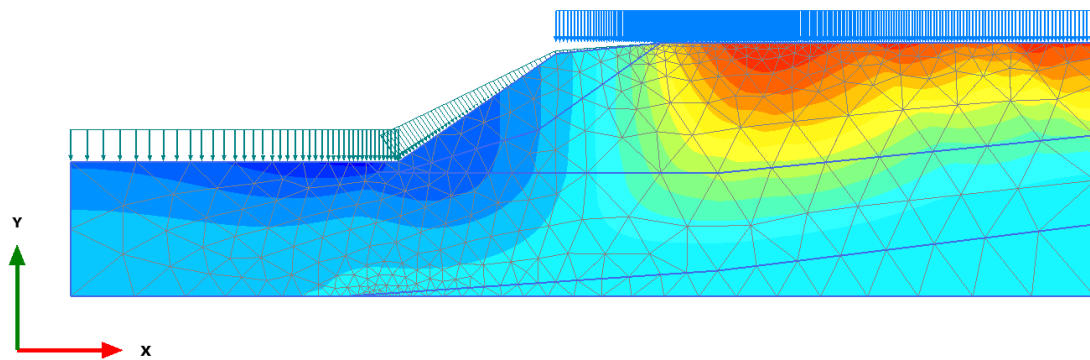


Total displacements u_x

Maximum value = $0,7524 \cdot 10^{-3}$ m (Element 361 at Node 392)

Minimum value = -0,6664 m (Element 70 at Node 3105)

Figura 5.14 - Deslocamentos horizontais do Perfil S3



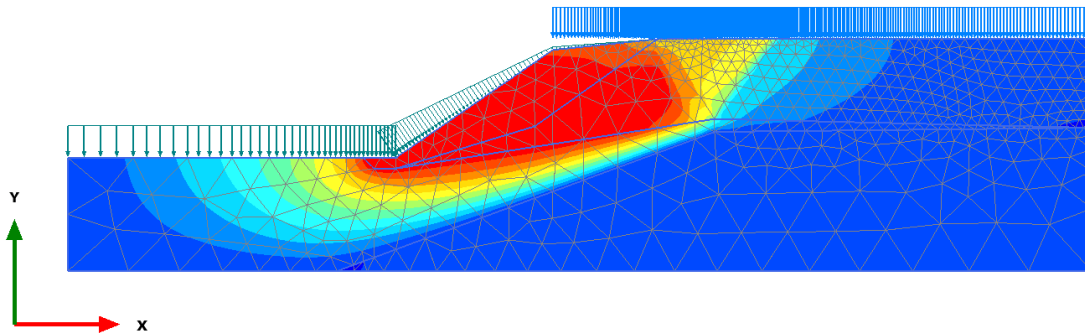
Total displacements u_y

Maximum value = 0,1914 m (Element 40 at Node 5213)

Minimum value = -0,4401 m (Element 299 at Node 877)

Figura 5.15 - Deslocamentos verticais do Perfil S3

Nas Figuras 5.16 e 5.17 estão representados os deslocamentos horizontais e verticais do Perfil S5, respectivamente.

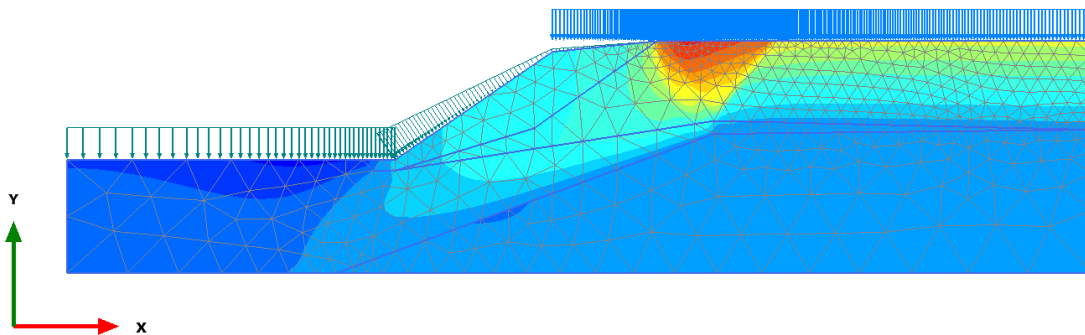


Total displacements u_x

Maximum value = $0,1264 \cdot 10^{-3}$ m (Element 438 at Node 7250)

Minimum value = $-0,2180$ m (Element 586 at Node 638)

Figura 5.16 - Deslocamentos horizontais do Perfil S5



Total displacements u_y

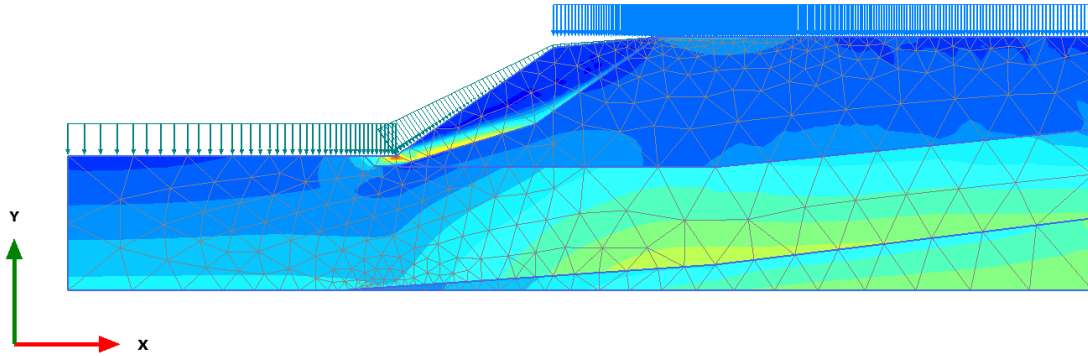
Maximum value = $0,04523$ m (Element 688 at Node 301)

Minimum value = $-0,2449$ m (Element 533 at Node 1922)

Figura 5.17 -- Deslocamentos verticais do Perfil S5

5.5.5.3 Tensões Efetivas

Nas Figuras 5.18 e 5.19 estão representadas as tensões efetivas horizontais e verticais do Perfil S3, respectivamente.

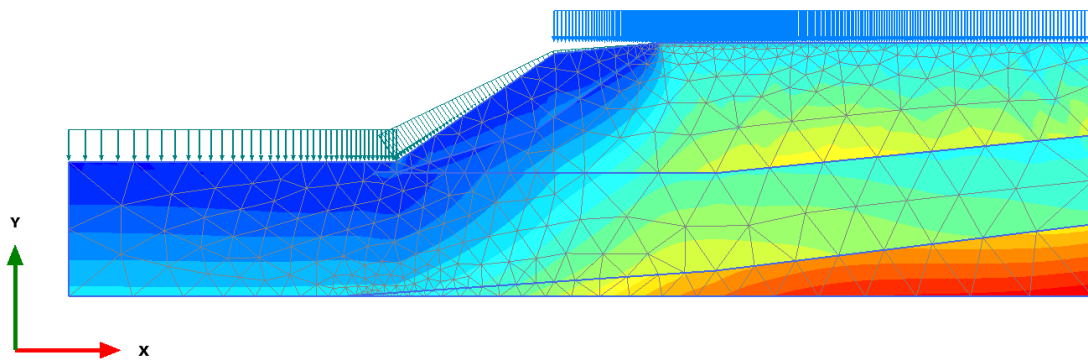


Cartesian effective stress σ'_{xx}

Maximum value = 9,647 kN/m² (Element 34 at Node 4185)

Minimum value = -316,5 kN/m² (Element 37 at Node 4909)

Figura 5.18 - Tensões efetivas horizontais do Perfil S3



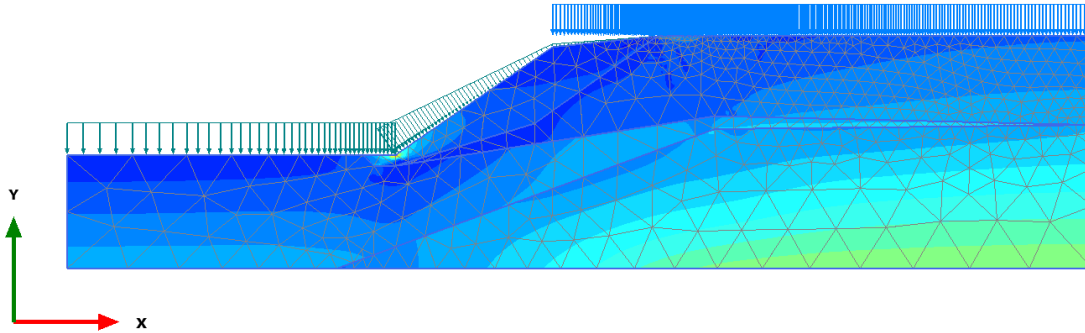
Cartesian effective stress σ'_{yy}

Maximum value = 1,920 kN/m² (Element 41 at Node 4915)

Minimum value = -337,2 kN/m² (Element 622 at Node 373)

Figura 5.19 - Tensões efetivas verticais do Perfil S3

Nas Figuras 5.20 e 5.21 estão representadas as tensões efetivas horizontais e verticais do Perfil S5, respectivamente.

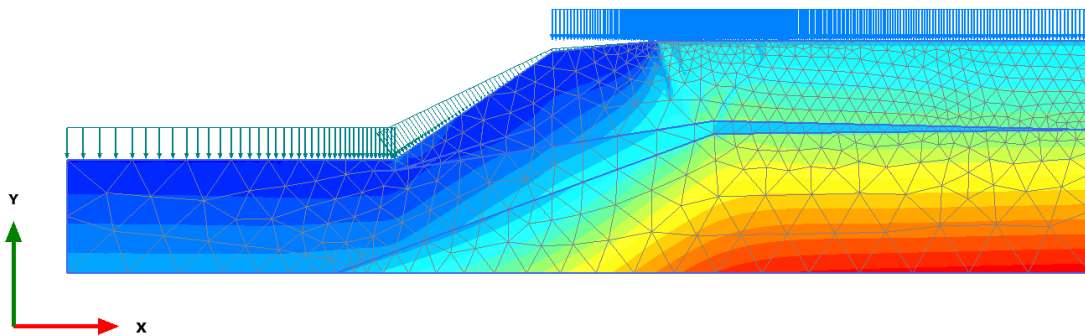


Cartesian effective stress σ'_{xx}

Maximum value = 6,362 kN/m² (Element 625 at Node 1772)

Minimum value = -354,3 kN/m² (Element 593 at Node 701)

Figura 5.20 - Tensões efetivas horizontais do Perfil S5



Cartesian effective stress σ'_{yy}

Maximum value = 4,673 kN/m² (Element 625 at Node 1772)

Minimum value = -372,5 kN/m² (Element 804 at Node 5861)

Figura 5.21 - Tensões efetivas verticais do Perfil S5

5.5.5.4 Pontos Plásticos

Nas Figuras 5.22 e 5.23 estão representados os pontos plásticos nas fases “Aplicação da carga” e “Safety analysis – final” do Perfil S3, respetivamente.

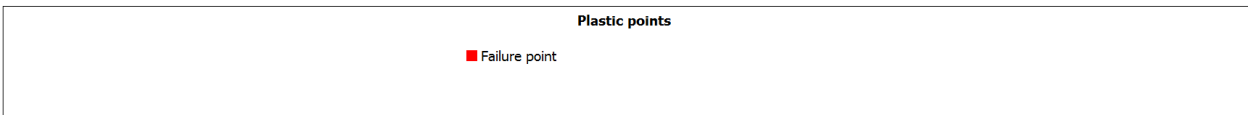
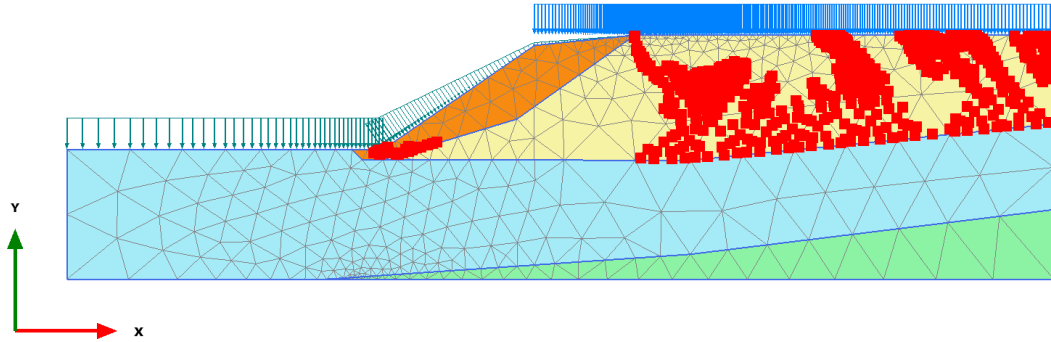


Figura 5.22 - Pontos plásticos na fase "Aplicação da carga" do Perfil S3

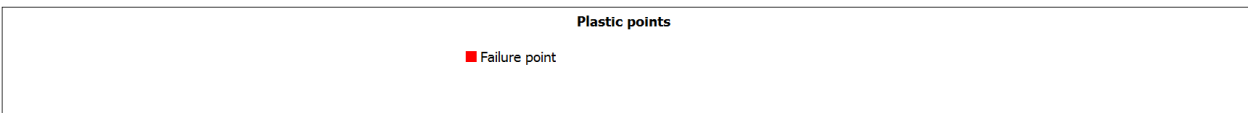
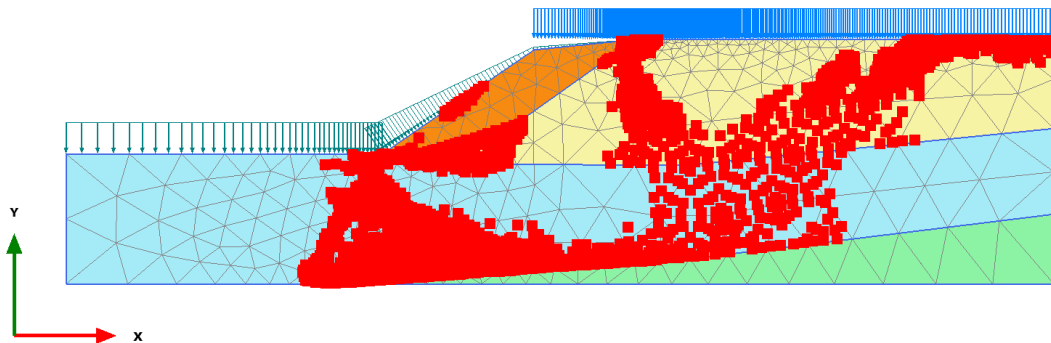


Figura 5.23 - Pontos plásticos na fase "Safety analysis - final" do Perfil S3

Nas Figuras 5.24 e 5.25 estão representados os pontos plásticos nas fases “Aplicação da carga” e “*Safety analysis – final*” do Perfil S5, respetivamente.

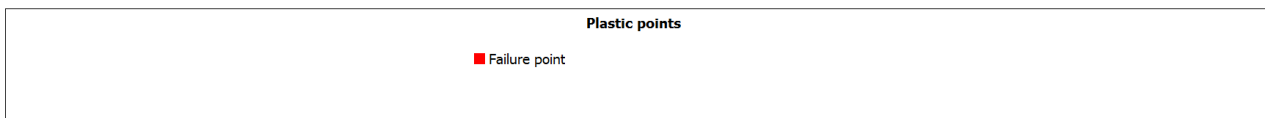
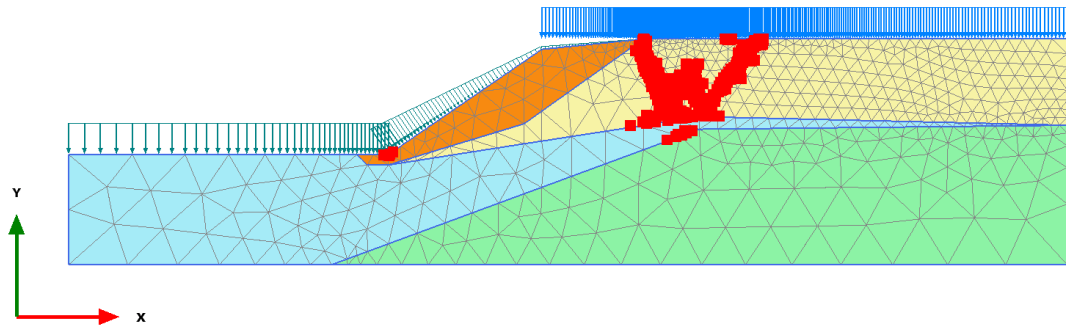


Figura 5.24 - Pontos plásticos na fase "Aplicação da carga" do Perfil S5

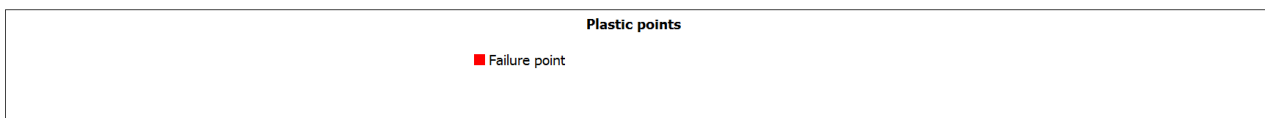
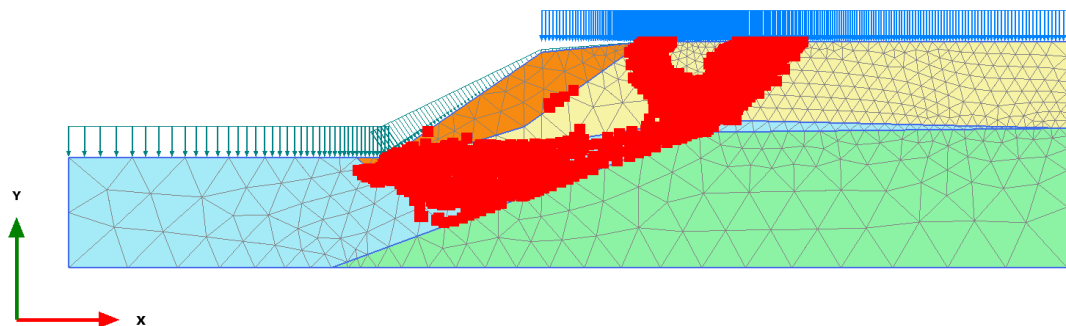
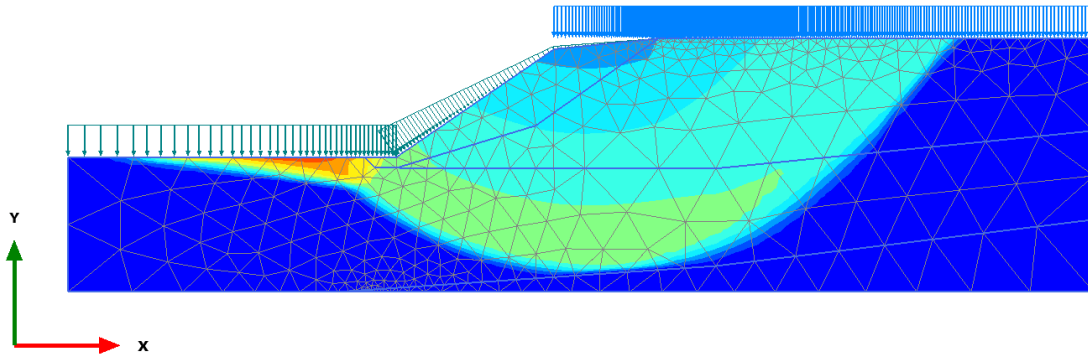


Figura 5.25 - Pontos plásticos na fase "*Safety analysis - final*" do Perfil S5

5.5.5.5 Superfície de deslizamento (“Incremental displacements”)

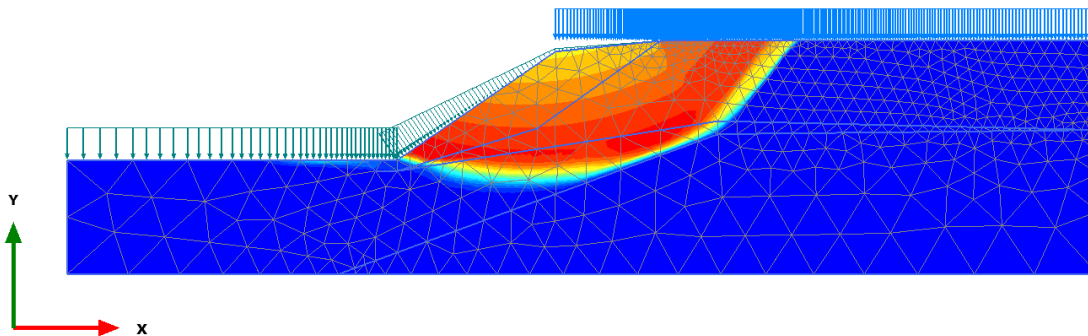
Nas Figuras 5.26 e 5.27 estão representadas as superfícies de deslizamento dos perfis S3 e S5, respectivamente.



Incremental displacements $|\Delta u|$

Maximum value = 0,2045 m (Element 437 at Node 5521)

Figura 5.26 - Superfície de deslizamento do Perfil S3



Incremental displacements $|\Delta u|$

Maximum value = 1,679 m (Element 596 at Node 731)

Figura 5.27 - Superfície de deslizamento do Perfil S5

5.6 MODELAÇÃO NO SLIDE

5.6.1 GEOMETRIA DOS MODELOS

A geometria dos perfis utilizada no programa Slide, é naturalmente igual à geometria usada no Plaxis 2D. A diferença entre os dois programas utilizados, está relacionada com a forma como se procede à definição da geometria, que, no Slide se faz de uma maneira muito mais intuitiva. Desta forma, inicialmente é criada uma “*External Boundary*”, ou seja, o limite exterior da modelação. Esta pode ser realizada de duas formas, introduzindo as coordenadas dos pontos ou então marcando os pontos, ponto a ponto.

Concluída a definição da “*External Boundary*”, é necessário criar as “*Material Boundaries*” de forma a definir limites entre materiais de diferentes características, dentro do limite exterior da modelação. Neste trabalho foram criadas três “*Material Boundaries*”, para a separar os limites das quatro camadas de solo presentes na modelação.

Segue-se a definição da posição do nível freático, de forma a definir as condições das poro-pressões. Esta opção é executada através do comando “*Boundaries*”, sendo seleccionada, de seguida, a “*Add Water Table*”. Posteriormente, é necessário definir os materiais que estão associados ao nível freático, que, naturalmente, está relacionado com todos os materiais que estão debaixo do nível da água de modo a que o programa seja capaz de calcular as poro-pressões para cada material. Se assim não for, a análise não será capaz de calcular a poro-pressão para superfícies de escorregamento onde o nível freático não está definido, e o Fator de Segurança não será calculado. Assim, deve-se garantir que o nível freático está definido em todos os materiais do modelo, ou então não serão consideradas as poro-pressões nas fatias definidas pelo Método de Equilíbrio Limite. É importante referir que no caso de materiais com comportamento “*Undrained*”, os parâmetros da água não serão aplicáveis.

A atribuição da sobrecarga devido ao aterro existente no Cais de 300m, foi definida com o auxílio do comando “*Loading*”, e de seguida escolher a opção “*Add Distributed Load*”. Tal como no Plaxis 2D, o valor da sobrecarga utilizada foi de 96 kN/m².

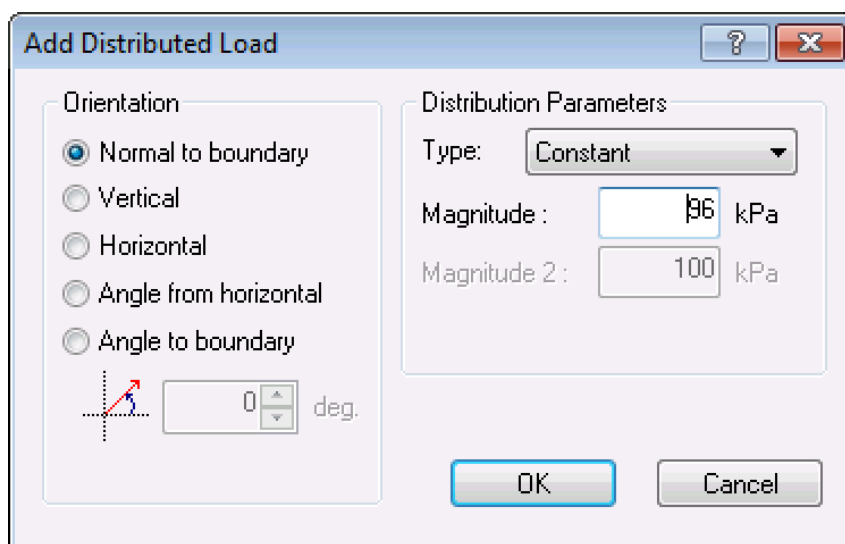


Figura 5.28 - "Add Distributed Load"

Na Figura 5.29 está representada a modulação geométrica do Perfil S3, feita através do programa Slide. O retângulo a linhas pretas, representa o maciço de coroamento do Cais de 300m. Nas Figuras 5.30 e 5.31 apresentam-se as coordenadas da modelação e da "Water Table Boundary", respetivamente.

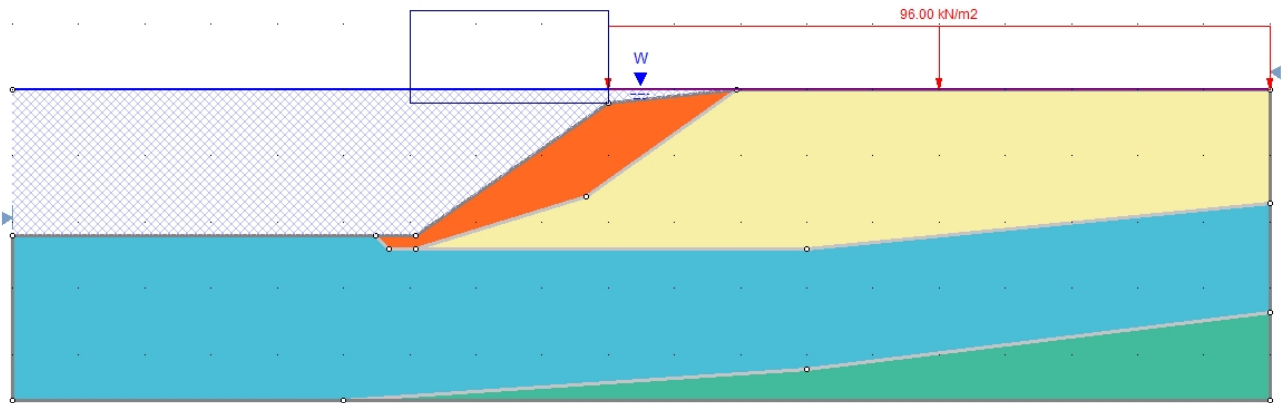


Figura 5.29 - Modelação geométrica do Perfil S3 no Slide

Point	X	Y
1	-25	-23.5
2	0	-23.5
3	70	-23.5
4	70	-16.8
5	70	-8.56
6	70	0
7	29.7	0
8	20	-1
9	5.43	-11
10	2.43	-11
11	-25	-11

Figura 5.31 - Coordenadas dos pontos do Perfil S3

Point	X	Y
1	-25	0
2	70	0
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		

Figura 5.30 - Coordenadas dos pontos "Water Table Boundary" do Perfil S3

Na Figura 5.32 está representada a modelação geométrica do Perfil S5, feita através do programa Slide. Nas Figuras 5.33 e 5.33 apresentam-se as coordenadas da modelação e da “Water Table Boundary”, respetivamente.

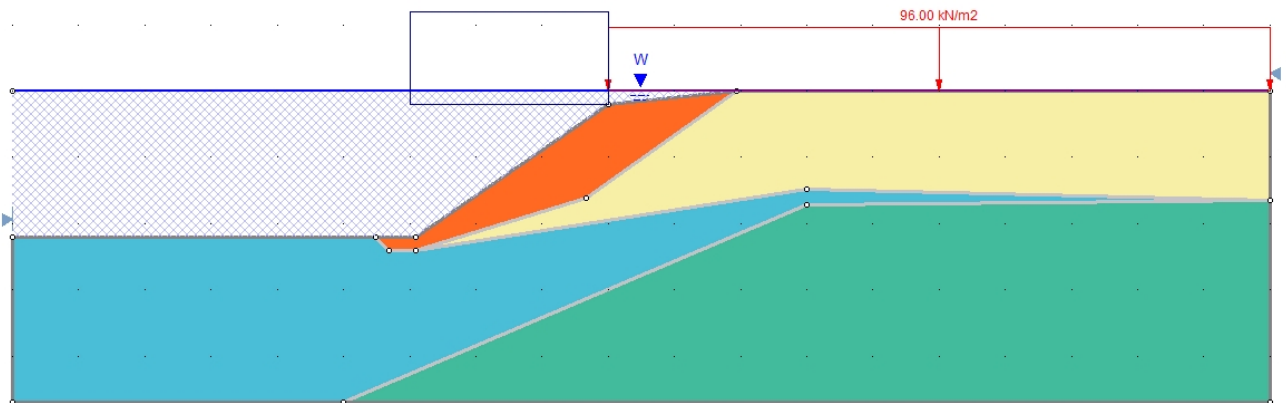


Figura 5.32 - Modelação geométrica do Perfil S5 no Slide

Point	X	Y
1	-25	-21.5
2	0	-21.5
3	70	-21.5
4	70	-8.22
5	70	0
6	29.7	0
7	20	-1
8	5.43	-11
9	2.43	-11
10	-25	-11

Figura 5.34 - Coordenadas dos pontos do Perfil S5

Point	X	Y
1	-25	0
2	70	0
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		

Figura 5.33 - Coordenadas dos pontos "Water Table Boundary" do Perfil S5

5.6.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Definidos a “*External Boundary*” e os “*Material Boundaries*”, é tempo de definir as propriedades dos materiais presentes na modelação. O modelo é constituído por quatro tipo de materiais distintos: o coroamento, areia, argila e a rocha mãe ou “*bedrock*”. A atribuição das características de cada tipo de solo é realizada na opção “*Define Material Properties*”.

Para cada solo será necessário definir um peso volúmico (“*Unit Weight*”), o critério de rotura do solo (“*Strenght Type*”) e os parâmetros de resistência como a coesão (“*Cohesion*”) e o ângulo de atrito (“*Phi*”).

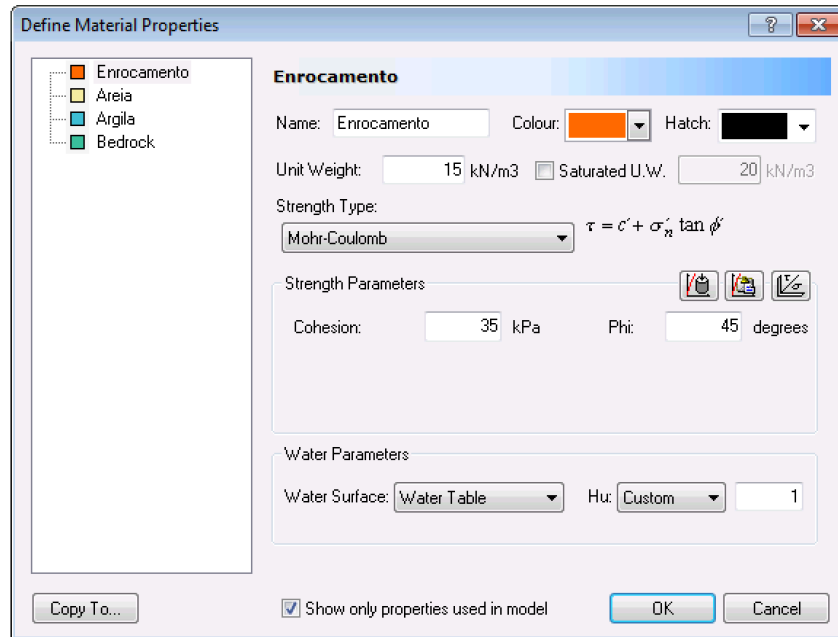


Figura 5.35 - "Define Material Properties"

Nas Figura 5.36 e 5.37 são apresentados dois quadros resumo com os parâmetros geotécnicos utilizados na modelação de cada perfil, de acordo com o tipo de solo.





Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Cohesion Type	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Enrocamento		15	Mohr-Coulomb	35	45		Water Surface	Custom	1	
Areia		20	Mohr-Coulomb	10	35		Water Surface	Custom	1	
Argila		17	Undrained	66		Constant	None			0
Bedrock		25	Mohr-Coulomb	300	30		Water Surface	Custom	1	

Figura 5.36 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S3 utilizados na modelação do programa Slide





Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Cohesion Type	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Enrocamento		15	Mohr-Coulomb	35	45		Water Surface	Custom	1	
Areia		20	Mohr-Coulomb	10	35		Water Surface	Custom	1	
Argila		17	Undrained	43		Constant	None			0
Bedrock		25	Mohr-Coulomb	300	30		Water Surface	Custom	1	

Figura 5.37 - Parâmetros geotécnicos do Perfil S5 utilizados na modelação do programa Slide

5.6.3 SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO

Na análise da estabilidade de rotura do talude deste trabalho, optou-se por escolher uma superfície de escorregamento circular e escolheu-se a opção “*Auto Refine Search*”. Na verdade, era possível ter sido escolhido outro método para encontrar a superfície de deslizamento, como por exemplo a opção “*Grid Search*”. Esta requer uma grelha, onde vai estar localizada o centro da superfície de deslizamento do talude.

A diferença entre os dois métodos para determinar a cunha de rotura, é que na opção “*Auto Refine Search*” a área de pesquisa no talude é feita de forma automática e refinada ao longo do processo de procura. Este método vai, na maior parte dos casos, encontrar o Fator de Segurança mínimo global, em vez de estar limitado pela grelha definida no método do “*Grid Search*”. Além disso, este é conseguido com um número menor de superfícies de deslizamento gerado e calculado.

Definida as “*Surface Options*”, o programa Slide irá proceder à análise do modelo definido, seleccionando a opção “*Compute*”. Para ver os resultados da modelação basta utilizar o comando “*Interpert*”.

Na Figura 5.38 é possível ver todas as superfícies de deslizamento do Perfil S3, detetadas pelo programa Slide.

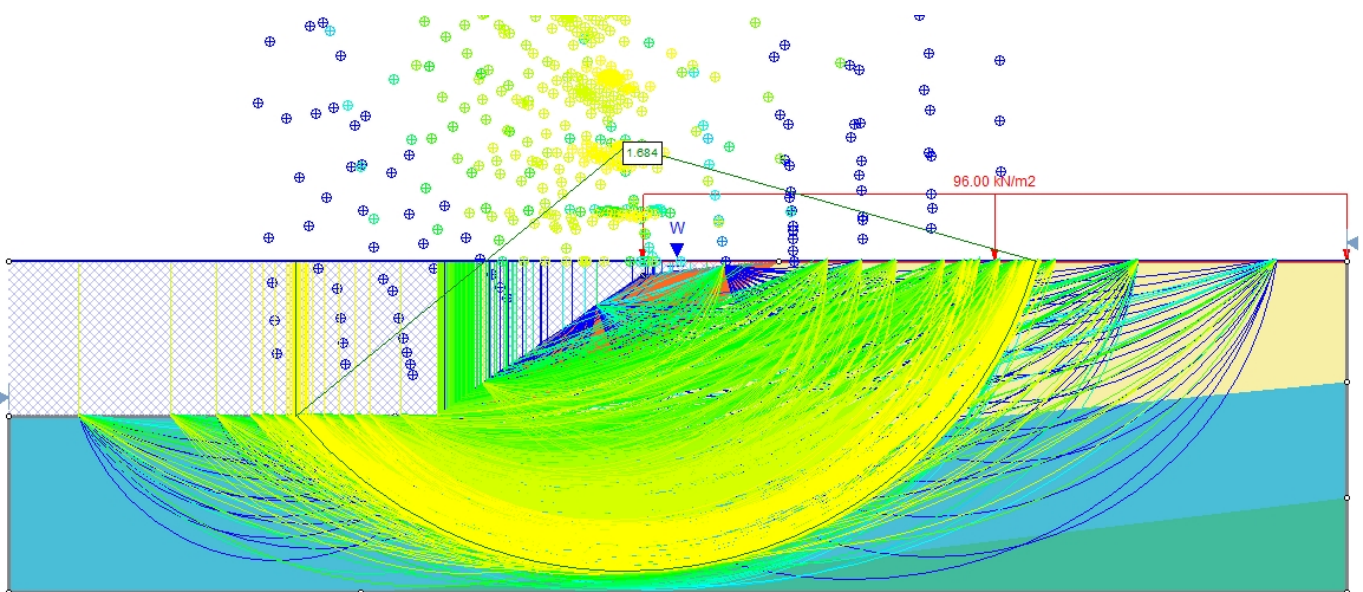


Figura 5.38 – Superfícies de deslizamento do Perfil S3

Na Figura 5.39 está representada a superfície de deslizamento do perfil S3, para o menor Fator de Segurança.

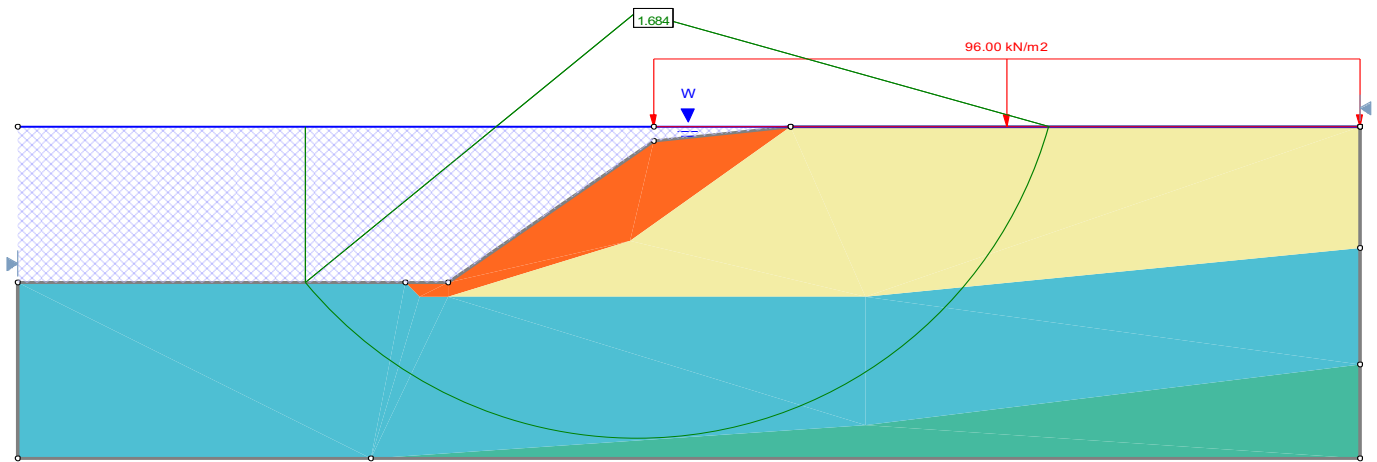


Figura 5.39 - Superfície de deslizamento do Perfil S3 para o menor FS

Na Figura 5.40 estão representadas todas as superfícies de deslizamento do Perfil S5, identificadas pelo programa Slide.

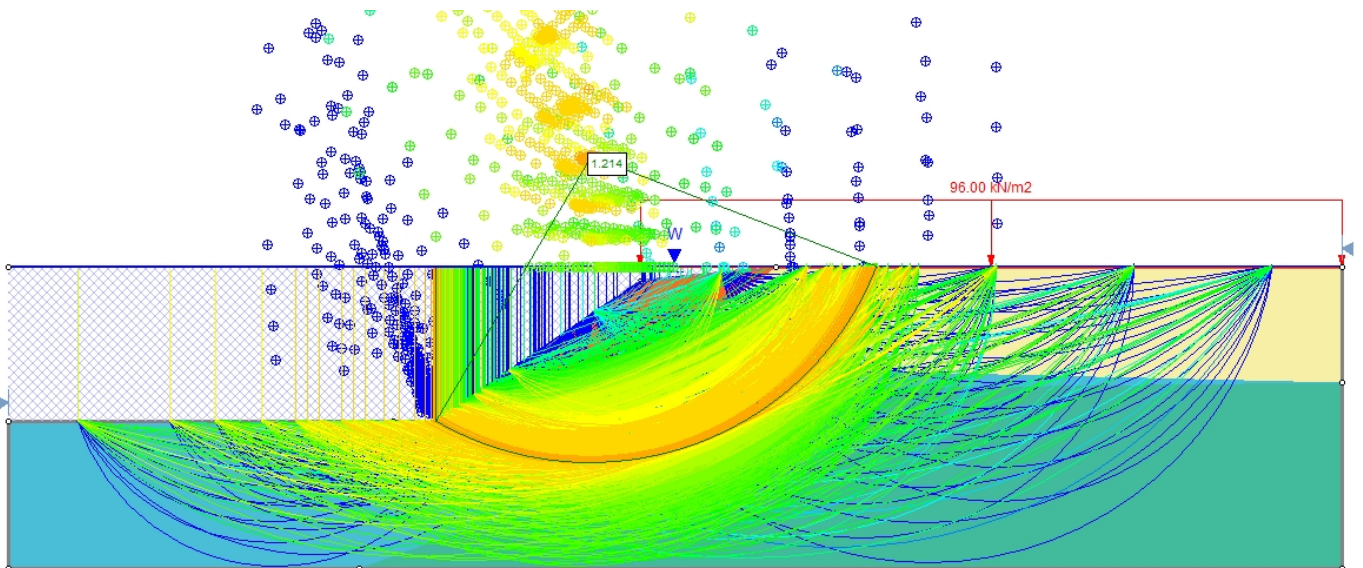


Figura 5.40 - Superfícies de deslizamento do Perfil S5

Na Figura 5.41 é possível visualizar a superfície de ruptura do Perfil S5, para o menor Fator de Segurança.

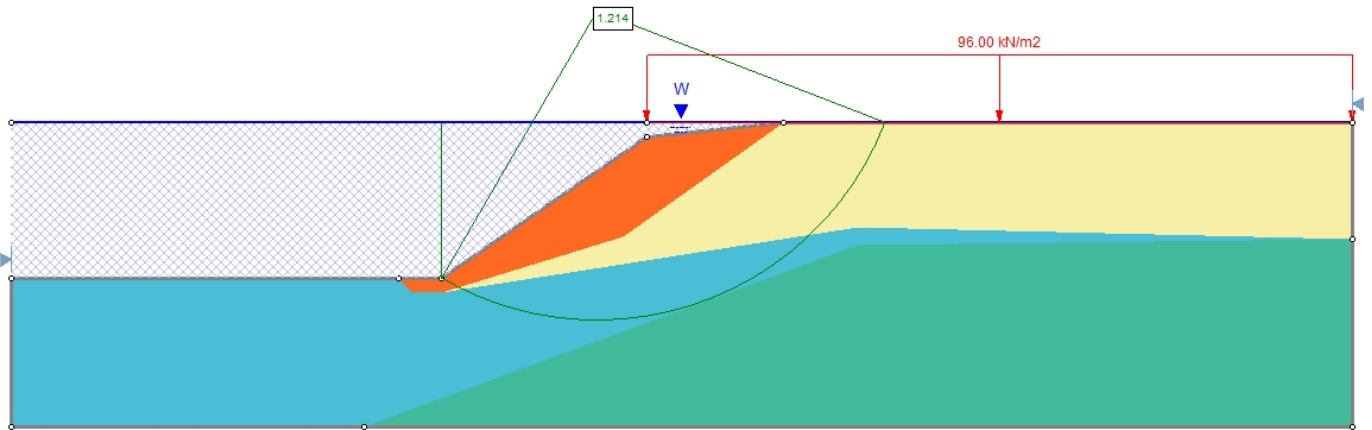


Figura 5.41 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 para o menor FS

6

ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

Os taludes, de um modo geral, sofrem de um processo de instabilização provocado por vários fatores relacionados com as características geológicas, a geomorfologia e a hidrogeologia. Terzaghi (1950), dividiu as causas de instabilização como sendo externas e internas. As causas externas são as que provocam aumento nas tensões de corte ao longo da superfície de rotura, como por exemplo eventuais sobrecargas na parte superior do talude, escavação no pé do talude e efeitos de vibração. As causas internas provocam a diminuição da resistência ao corte, através do intemperismo e da elevada poro-pressão na superfície de rotura.

Os principais fatores condicionantes dos escorregamentos de massas de solo em taludes são as seguintes:

- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato dos taludes;
- Características geomorfológicas, como por exemplo a inclinação, a amplitude e a forma das camadas de solo constituintes dos perfis;
- Regime de águas superficiais e subterrâneas.

Neste capítulo serão feitas as devidas análises dos resultados obtidos no capítulo anterior, de forma a tentar explicar as causas que originaram o acidente na Doca nº 2 do porto de Leixões.

Para isso serão avaliados os valores dos Fatores de Segurança calculados através dos dois programas utilizados, os valores das coesões não-drenada obtidos a partir dos ensaios “Vane Test” realizados e a influência da inclinação do “bedrock” no Perfil S5 nos resultados finais.

6.2 FATORES DE SEGURANÇA

6.2.1 PLAXIS 2D

Na Tabela 6.1 é possível consultar os Fatores de Segurança calculados a partir do programa Plaxis 2D.

Tabela 6.1 - Fatores de Segurança calculados no Plaxis 2D

FS	Perfil S3 ($c_u=66$ kPa)	Perfil S5 ($c_u=43$ kPa)
Plaxis (ignre und.)	1,784	1,545
Plaxis (normal)	1,815	1,557

Os Fatores de Segurança obtidos são ligeiramente superiores no Perfil S3. Mesmo assim, e tendo em conta as anomalias verificadas no Cais de 300m, é seguro dizer que estes valores calculados são bastante satisfatórios para o problema em estudo.

Devido aos deslocamentos horizontais do coroamento do cais e aos assentamentos verticais registados na retroárea do cais, é plausível dizer, que os resultados esperados fossem de uma grandeza menor, comparando com os obtidos.

De forma a tentar perceber os valores dos Fatores de Segurança calculados, foi realizada uma experiência, considerando os mesmos valores de coesão não-drenada nos dois perfis. Além deste facto, optou-se por usar o valor da coesão mais baixa, ou seja, $c_u=43$ kPa.

Tabela 6.2 - FS calculados com a mesma coesão não-drenada no Plaxis 2D

FS	Perfil S3 ($c_u=43$ kPa)	Perfil S5 ($c_u=43$ kPa)
Plaxis (ignre und.)	1,269	1,545

Comparando os valores dos FS do Perfil S3 em ambas as situações, é possível concluir que quanto menor forem os valores da coesão não-drenada, menores irão ser os FS. Descendo o valor de c_u de 66 kPa para 43 kPa, o valor do FS diminuiu aproximadamente cerca de 29%.

Ao alterar as características da argila no Perfil S3, tornando-a numa argila mais compressível comparativamente às suas características iniciais. É expectável que FS diminua, visto que as propriedades resistentes vão ser menores.

6.2.2 SLIDE 6.0

Na Tabela 6.3 serão apresentados os valores dos Fatores de Segurança calculados pelo programa Slide 6.0.

Tabela 6.3 - Fatores de Segurança calculados no Slide 6.0

FS	Perfil S3 ($c_u=66$ kPa)	Perfil S5 ($c_u=43$ kPa)
Slide	1,684	1,214

O programa Slide 6.0 utiliza fundamentos de cálculo diferentes do Plaxis 2D (como já foi referido neste trabalho), e, esse facto, pode ser uma das razões que explicam a diferença dos valores do FS, no caso do Perfil S5, sendo essa diferença de cerca de 21,42%. No Perfil S3 essa diferença é muito menos acentuada, sendo de 5,61%. De referir que os valores comparados foram entre os FS calculados a partir do Slide 6.0 e os do Plaxis 2D, considerando a opção “*Ignore undrained behaviour*”, já que se tratam dos valores mais desfavoráveis.

Outro aspeto importante a assinalar na comparação dos resultados, está relacionada com o facto de no programa Plaxis 2D, a rotura de deslizamento não ser circular, ao contrário do que acontece no Slide 6.0.

6.3 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DO “BEDROCK”

Um dos principais desafios deste trabalho é perceber qual a influência que a inclinação do maciço rochoso tem no cálculo dos Fatores de Segurança.

Para tal, alterou-se a inclinação do “bedrock” no Perfil S5, visto ter sido aqui, que se verificaram, os maiores deslocamentos horizontais do coroamento do cais. Desta forma, aumentou-se e diminuiu-se a inclinação em relação à modelação original, que é aproximadamente de 20,23°.

6.3.1 INCLINAÇÃO 14,43° DO “BEDROCK”

Na primeira experiência, diminuiu-se a inclinação do maciço rochoso, para uma inclinação de 14,43°, como mostra a Figura 6.1.

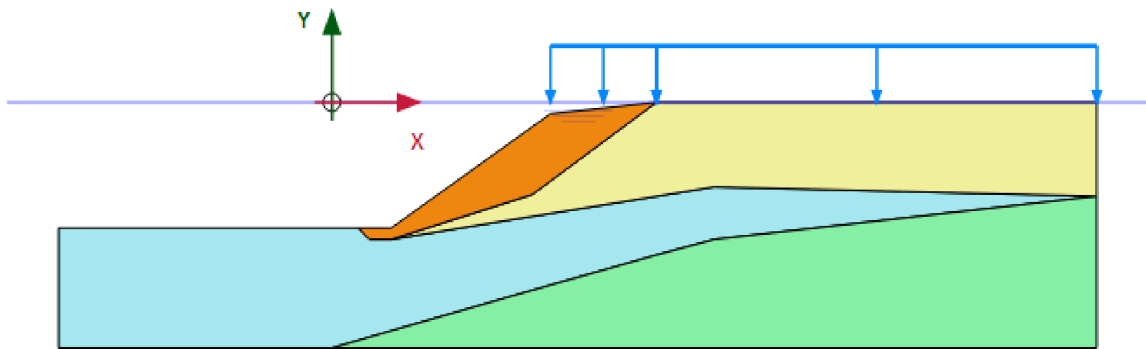
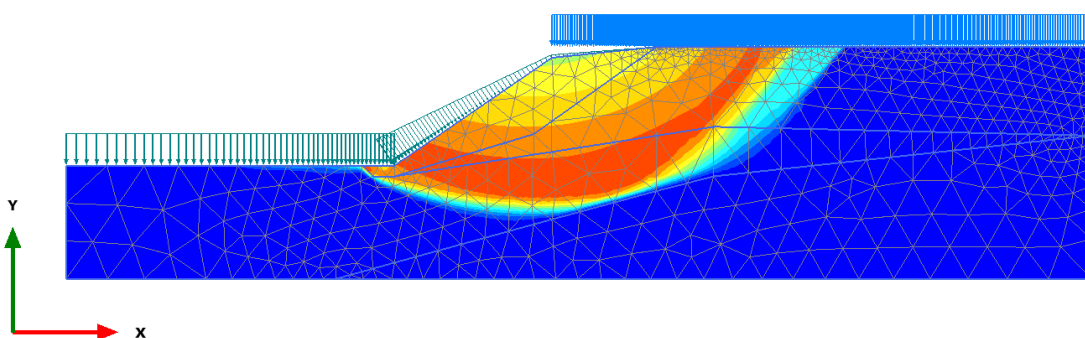


Figura 6.2 - Modelação do Perfil S5 com uma inclinação de 14,43°



Incremental displacements $|\Delta u|$

Maximum value = 0,02288 m (Element 619 at Node 821)

Figura 6.1 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com uma inclinação de 14,43°

6.3.2 INCLINAÇÃO 21,94° DO "BEDROCK"

Nesta modelação aumentou-se a inclinação do maciço rochoso para 21,94°, de forma a comparar os Fatores de Segurança com a variação da inclinação. A Figura 6.3 mostra o modelo utilizado.

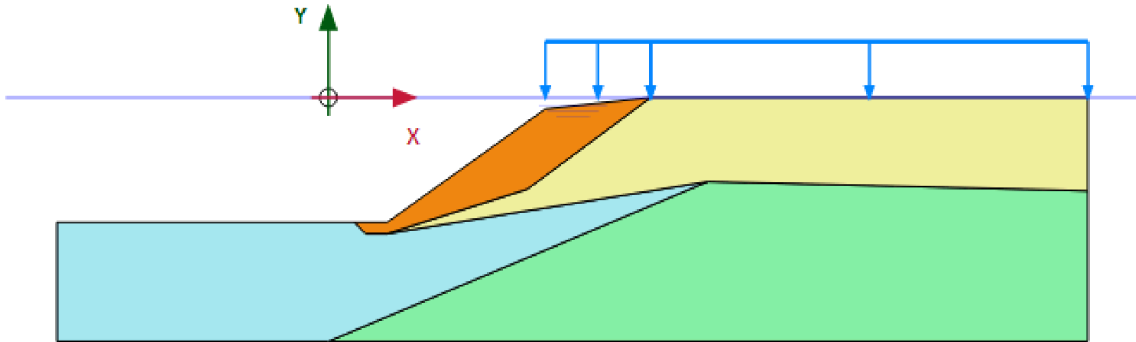
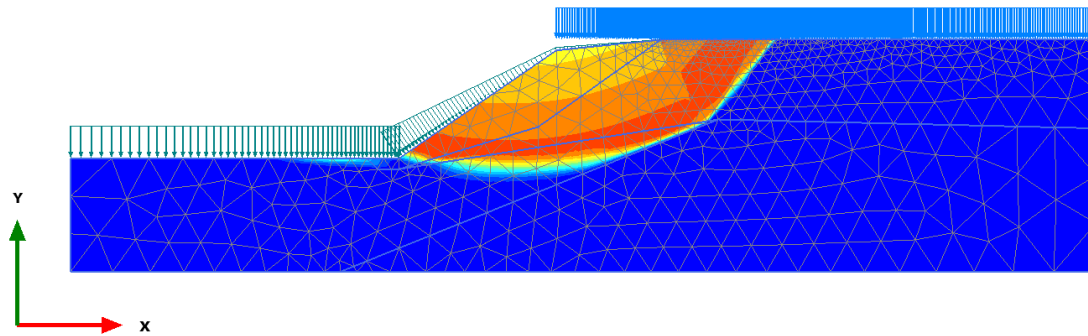


Figura 6.3 - Modelação do Perfil S5 com uma inclinação de 21,94°



Incremental displacements $|\Delta u|$
Maximum value = 0,1243 m (Element 629 at Node 2127)

Figura 6.4 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com uma inclinação de 21,94°

6.3.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

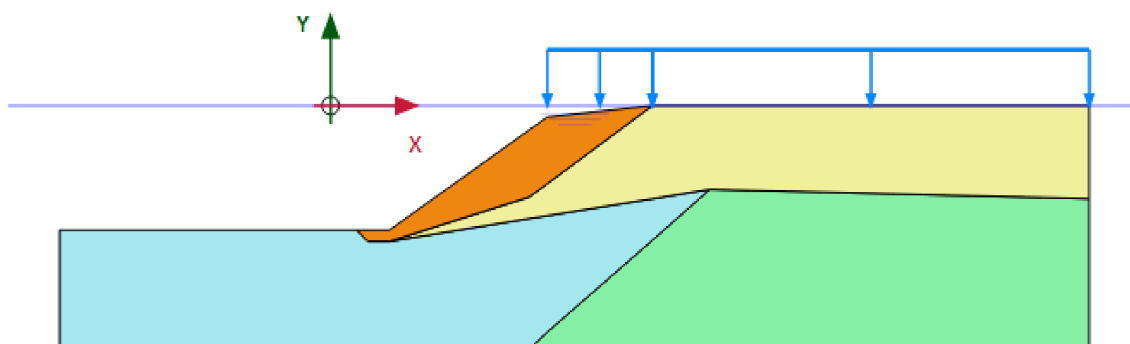
Na Tabela 6.4 é possível consultar os diferentes FS calculados a partir do programa Plaxis 2D, para diferentes inclinações do maciço rochoso.

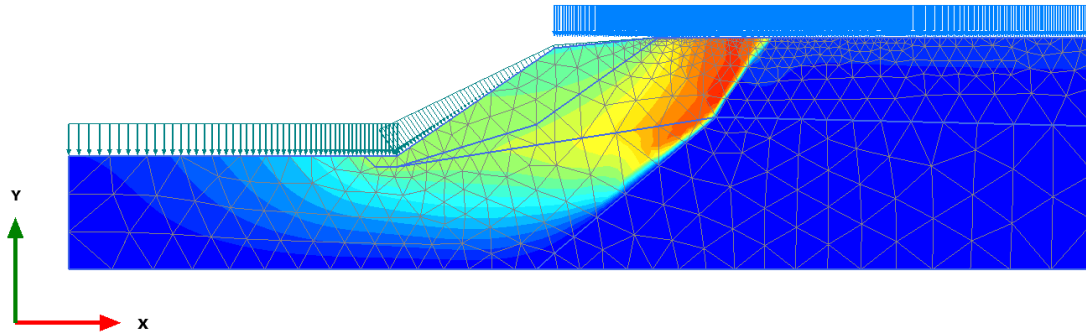
Tabela 6.4 - Valores dos FS para diferentes inclinações

Perfil S5	FS
$i=14,43^\circ$	1,401
$i=20,23^\circ$	1,545
$i=21,94^\circ$	1,610

A variação da inclinação foi feita, mantendo fixo o ponto com as coordenadas (0; -21,5), ou seja, o ponto onde surge o aparecimento do “bedrock”. Através da Tabela 6.4 é possível constatar que os FS vão aumentando quanto maior for a inclinação. Isto porque, ao aumentar a inclinação do maciço rochoso, a camada do estrato argiloso vai diminuir, e conseqüentemente as forças resistentes ao corte vão ser maiores.

No entanto, isto não significa que os FS e a inclinação do maciço rochoso sejam diretamente proporcionais. Os resultados dependem muito da relação entre o estrato argiloso e a posição da inclinação do “bedrock”. Para demonstrar este pressuposto, realizou-se outra modelação com uma inclinação bastante superior à anterior, de $40,3^\circ$ e alterando a coordenada inicial onde surge o “bedrock”, para o ponto (18,33; -21,5).

Figura 6.5 - Modelação do Perfil S5 com uma inclinação de $40,3^\circ$



Incremental displacements $|\Delta u|$
 Maximum value = $6,814 \cdot 10^{-3}$ m (Element 83 at Node 4227)

Figura 6.6 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com uma inclinação de $40,3^\circ$

Tabela 6.5 - Valor do FS para inclinação de $40,3^\circ$

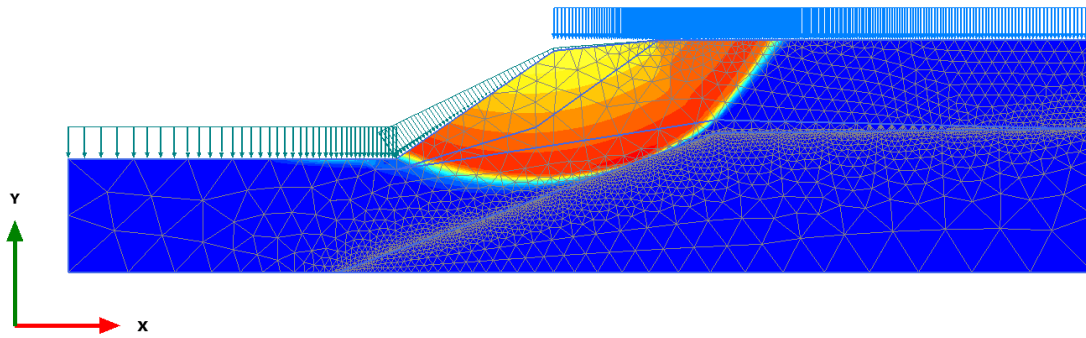
Perfil S5	FS
$i=40,3^\circ$	1,512

Neste caso, para uma maior inclinação, o Fator de Segurança diminui ligeiramente comparando com o caso anterior, de inclinação $21,94^\circ$. Isto pode-se explicar pela mudança do ponto onde surge o maciço rochoso, e conseqüentemente, a camada do estrato argiloso aumenta. O FS vai diminuir, devido ao aumento das forças mobilizadas pela camada de argila.

6.4 INTERFACE ENTRE CAMADA ARGILOSA E “BEDROCK”

De forma a simular a interação entre duas camadas de solo com características diferentes, o programa Plaxis 2D permite aplicar elementos de interface. Sem uma interface, as duas camadas de solo estão amarradas em conjunto, ou seja, não há nenhum deslocamento relativo (deslizamento/deformação) entre os dois estratos.

Ao utilizar uma interface, são criados pares de nós na interface dos solos. A partir de um par de nós, um nó pertence à camada argilosa e o outro nó pertence ao “bedrock”. A interação entre estes dois nós é constituída por duas molas perfeitamente elasto-plásticas. Uma mola perfeitamente elasto-plástica serve para modelar o deslocamento no “gap” entre as duas camadas, e a outra mola permite modelar os deslocamentos de deslizamento.



Incremental displacements $|\Delta u|$

Maximum value = 4,075 m (Element 1225 at Node 15661)

Figura 6.7 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com interface

Tabela 6.6 - Valor do FS com interface

Perfil S5	FS
Interface	1,529

A superfície de deslizamento é praticamente igual à da modelação sem interface (ver Figura 5.27) e o FS diminui para 1,529, ou seja, diminui cerca de 1,04% o que é bastante insignificante.

Sendo a zona do Perfil S5 caracterizada pela irregularidade na disposição das camadas geológicas, e de maneira a explicar os acidentes sucedidos, decidiu-se introduzir na modelação uma camada de argila com características mais fracas, entre a camada de argila já existente e o maciço rochoso. Este novo estrato argiloso tem 10cm de espessura e é caracterizado por um valor de coesão não-drenada $c_u=26$ kPa. Na Figura 6.8 é possível ver em detalhe a modelação da fina camada de argila no Perfil S5, que está representada a vermelho.

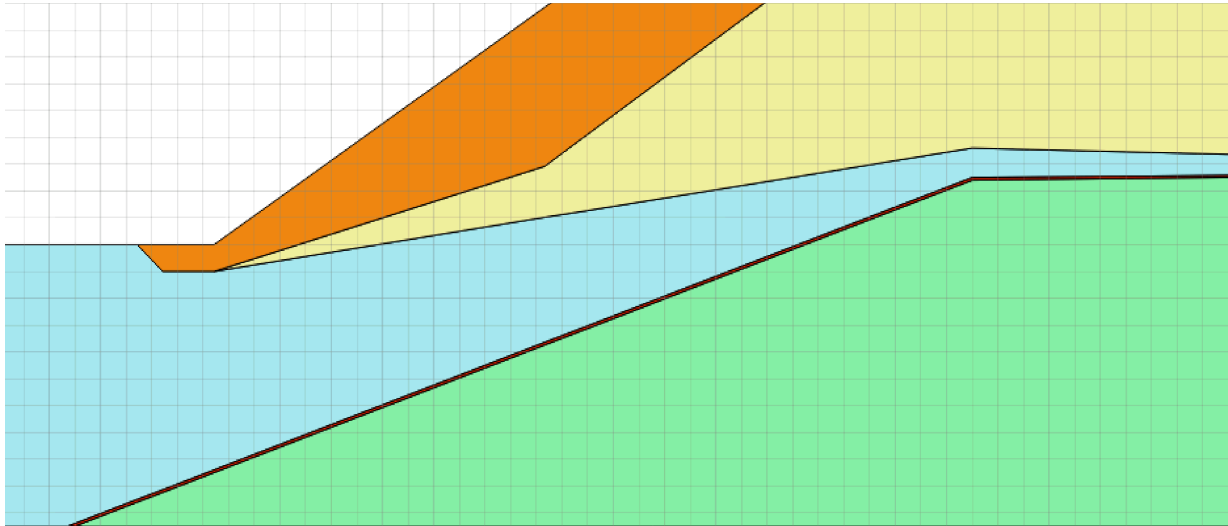
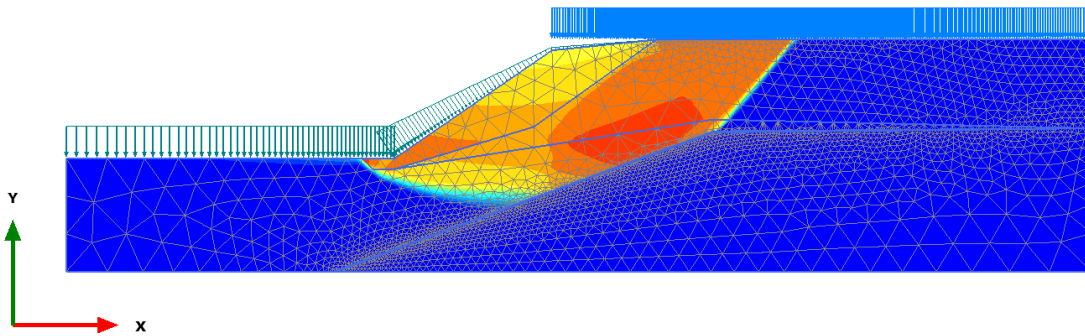


Figura 6.9 - Modelação da fina camada de argila no Perfil S5



Incremental displacements $|\Delta u|$

Maximum value = 0,2821 m (Element 1001 at Node 10123)

Figura 6.8 - Superfície de deslizamento do Perfil S5 com camada de argila fina

Tabela 6.7 - Valor do FS com camada de argila fina

Perfil S5	FS
Camada de argila fina	1,366

Com a introdução de uma camada fina de argila com características mais fracas na modelação, o FS sofreu uma redução de 11,6% em relação à modelação feita anteriormente para o Perfil S5. Como o valor da coesão não-drenada é de menor resistência, a estabilidade do perfil vai ser consequentemente menor, tal como se verifica no valor do FS.

Neste caso, pretendeu-se, ao acrescentar uma camada fina de argila, entre a camada de argila já existente e o “bedrock”, simular o possível deslizamento da argila sobre o maciço rochoso. Desta

forma, os materiais não irão estar a trabalhar como um conjunto e sim com comportamento independente. Nesta medida, o estrato argiloso já existente irá deslizar mais facilmente sobre o maciço rochoso, traduzindo-se num menor FS.

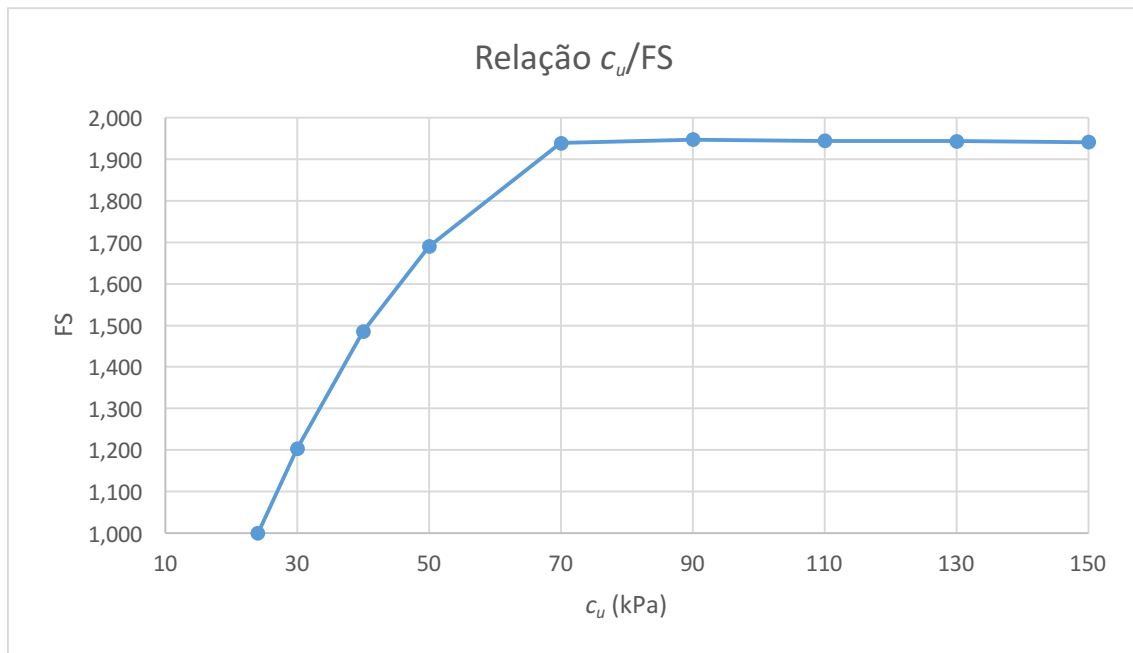
Além do facto previamente explicitado, esta hipótese poderá ajudar a explicar o sucedido no Cais de 300m. Ou seja, a existência camadas argilosas com características de natureza mais fraca do que os valores determinados nos ensaios “Vane Test” (e que estes não identificaram, pois realizaram-se poucos ensaios para analisar o solo), principalmente na zona do Perfil S5 onde só foram elaborados dois ensaios a profundidades bastante próximas uma da outra (3,5m e 4,5m) podem ser a causa dos acidentes verificados. Assim, o valor relativamente alto do FS obtido no caso do perfil S5 pode ser explicado pela utilização de um extrato de argila com valor da coesão não-drenada constante ao longo de toda a profundidade ($c_u=43\text{kPa}$) na modelação original. Na verdade, sabendo que o material geológico responsável pelos deslizamentos é o estrato de formação argilo-siltoso, é necessário tomar especial atenção ao facto de este se encontrar a profundidades muito variadas, com continuidades imprevisíveis, formando bolsadas e bandas de menor resistência.

6.5 RELAÇÃO c_u /FS

Com a intenção de tentar compreender de que forma o valor da coesão não-drenada afeta o FS, foi decidido fazer várias modelações no programa Plaxis 2D, variando os valores de c_u e determinando o seu respetivo FS. Esta relação foi realizada, mais uma vez, para o Perfil S5.

Tabela 6.8 - Relação c_u /FS

c_u (kPa)	FS
24	1,000
30	1,203
40	1,485
50	1,690
70	1,939
90	1,947
110	1,944
130	1,943
150	1,941

Figura 6.10 - Gráfico relação c_u/FS

Através da Tabela 6.8 é possível perceber, que o valor mínimo da coesão não-drenada para o FS mínimo, é $c_u=24$ kPa. Para todos os valores abaixo deste, o programa Plaxis 2D não consegue efetuar o cálculo numérico, pois as características do solo não são suficientemente resistentes e consequentemente dá-se a rotura do talude.

Por outro lado, o FS torna-se praticamente constante para $c_u=70$ kPa.

A variação da coesão não-drenada ao longo da camada argilosa, poderá explicar os acidentes verificados no Perfil S5.

6.6 INFLUÊNCIA DA ÁGUA EM TALUDES

Uma das causas mais frequentes na rotura de taludes é a presença de água no terreno. Isto deve-se ao facto de a água gerar pressões intersticiais e provocar o arraste e a erosão dos materiais constituintes do talude, causando assim a sua instabilidade.

É possível, então, afirmar que a água é um dos maiores inimigos no que diz respeito à estabilidade de taludes, bem como as ações humanas quando são realizadas escavações e a pressão urbanística.

A presença de água num talude pode ser determinante face à sua estabilidade pelas seguintes razões:

- As pressões intersticiais reduzem a resistência ao corte dos planos de rotura;
- As pressões exercidas sobre fendas de tração aumentam as forças que facilitam o deslizamento;
- Aumento do peso do solo por saturação;
- Desagregação e variação na composição mineralógica do solo;
- Erosão interna por fluxo superficial ou subterrânea pode causar instabilidades locais.

A forma da superfície freática num talude depende de vários fatores, como a permeabilidade dos materiais, geometria e forma do talude. A estrutura geológica tem uma grande influência na disposição do nível freático e na distribuição das pressões intersticiais sobre uma potencial superfície de deslizamento, assim como, a alternância entre materiais permeáveis e impermeáveis.

Para além da água no interior do terreno, é necessário igualmente considerar o papel da água superficial, seja por precipitação ou escoamento (superficial/subterrâneo). De facto, as águas superficiais podem causar problemas relevantes na estabilidade de um talude, criando um aumento de pressões nas descontinuidades e fendas pelas quais se introduzem. Efetivamente, existe uma maior frequência de rotura de taludes em solos nos momentos de maiores precipitações ou em épocas de degelo.

No caso em estudo, a variação da posição do nível freático influenciado pelas marés poderá ter contribuído para a instabilidade do talude, devido à variação das pressões intersticiais.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação teve como objetivo tentar identificar quais os principais fatores responsáveis pelos problemas que surgiram na Doca nº2 do porto de Leixões, que levaram à suspensão do cais em 1975, avaliando os Fatores de Segurança obtidos, usando dois programas de cálculo numérico distintos, em relação à estabilidade global correspondente.

Os deslocamentos horizontais observados na viga de coroamento são, em geral, da ordem de grandeza das dezenas de centímetros, com o máximo de cerca de 60cm no módulo 11. Do ponto de vista estrutural, e segundo pareceres realizados a pedido da APDL, o cais não dispunha de condições para apresentar um comportamento do conjunto que seria necessário para absorver os esforços resultantes da atuação das solicitações. Para deslocamentos desta ordem de grandeza, certamente que as estacas se encontravam partidas inferiormente, na zona em que não estavam armadas. As atuações das solicitações horizontais nas estacas, juntamente com as cargas permanentes, geraram esforços muito elevados, especialmente nas estacas do tardez, e consequentemente originando fendilhação das mesmas.

A verificação da segurança da estabilidade ao deslizamento dos taludes que envolvam formações não consolidadas, constitui um passo fundamental na análise das estruturas que se encontram nas proximidades destes taludes. Isto deve-se às solicitações especiais que essas formações podem gerar nessas mesmas estruturas. As camadas compressíveis, por efeito das pressões diferenciais nelas instaladas, terão tendência a fluir horizontalmente, originando pressões horizontais nos fustes das estacas que serão tanto mais significativas quanto menor for o coeficiente de segurança em relação à rotura do talude.

Do ponto de vista geotécnico, a justificação apresentada para a realização deste trabalho de investigação, resultou de suspeitas existentes sobre o comportamento dos materiais geológicos das camadas silto-argilosas. Alguns dados locais, complementados com a relação do deslocamento horizontal do cais ao longo do tempo e a existência de um acidente com ruína, numa zona restrita do cais que levou à rotura das estruturas existentes. Contudo, não se verificou o seu derrube (o que significa deslizamento de colapso), indicando que os materiais silto-argilosos, mercê da sua formação e da relação silte/argila, tenham um comportamento muito plástico. Este tende a ser fortemente viscoso (visco-plástico), com resistências de rotura apreciáveis, mas com deformações significativas. Está-se perante um problema de escorregamento lento e progressivo com equilíbrio sempre precário, embora positivo. Qualquer pequena oscilação nas ações poderia provocar o início do escorregamento (sismo, forças hidrodinâmicas, amarração de navios, sobrecargas, etc.), embora a mobilização de resistências consequente (devido à dissipação de pressões neutras através dos veios arenosos/siltosos) estabilize os movimentos.

Neste trabalho confirmou-se a suspeita da existência de zonas ou estratos, de resistência muito inferior à média geral, localizadas de forma heterógena. É possível afirmar que a principal causa dos acidentes ocorridos neste cais se deveu ao deslizamento de importantes massas de terreno contra as estruturas do cais. O material geológico responsável pelos deslizamentos que se verificaram é o estrato de formação argilo-siltoso que se encontra a profundidades muito variadas, com continuidades imprevisíveis, formando bolsadas e bandas de menor resistência. O facto de não se ter considerado estas camadas nas modelações iniciais, poderá contribuir para explicar os elevados Fatores de Segurança, obtidos nos perfis S3 e S5.

A influência da inclinação do “bedrock” não teve um papel muito relevante na análise da estabilidade do talude, ao contrário do que se podia pensar inicialmente. Como foi mostrado anteriormente, através de várias modelações, quanto maior for a inclinação do “bedrock” no Perfil S5, maior serão os Fatores de Segurança. No entanto, não se pode concluir totalmente que quanto maior for a inclinação do maciço rochoso, maior irá ser o FS. A estabilidade do talude dependerá muito da relação da posição da inclinação do “bedrock” com a camada do estrato argiloso, relacionando-se de diferentes maneiras a razão entre as tensões resistentes e as atuantes.

Outro fator que terá influenciado os resultados finais obtidos neste trabalho, pode estar relacionado com os valores dos parâmetros da coesão não-drenada utilizados. Como já foi afirmado neste trabalho, quando se fez o levantamento geotécnico da Doca nº 2 do porto de Leixões, foram feitos poucos ensaios e estudos que permitissem uma correta caracterização das argilas. Isto, provocou uma certa incerteza nos Fatores de Segurança calculados.

Para dar continuidade a esta investigação, o autor sugere orientações futuras de forma a perceber a influência que as escavações na construção do Cais de 300m apresentam na estabilidade do talude e os seus Fatores de Segurança. Outra sugestão, é proceder-se à realização de modelações numéricas, variando a posição do nível da maré.

BIBLIOGRAFIA

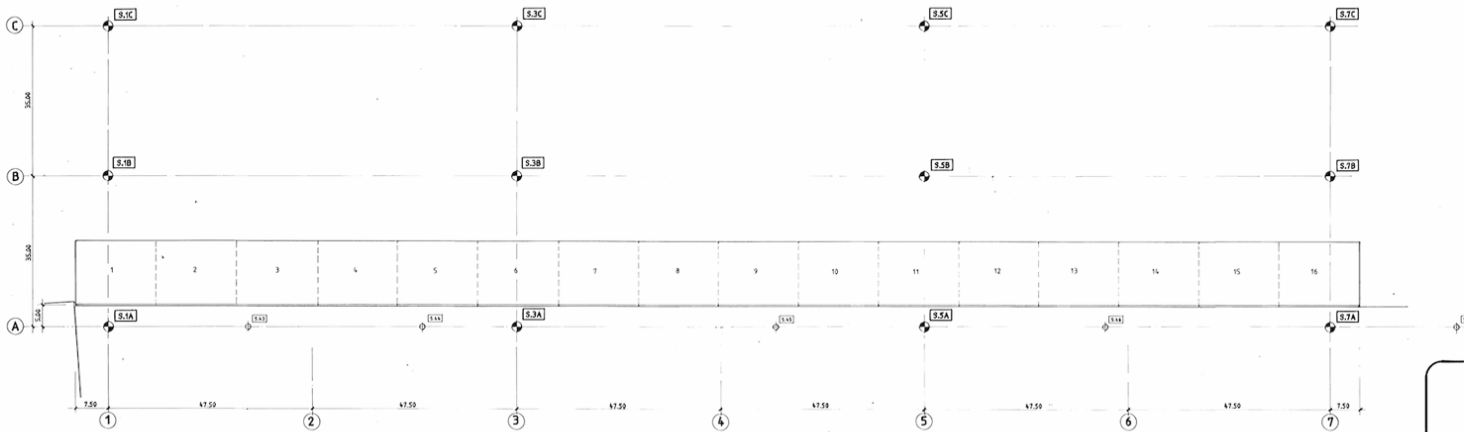
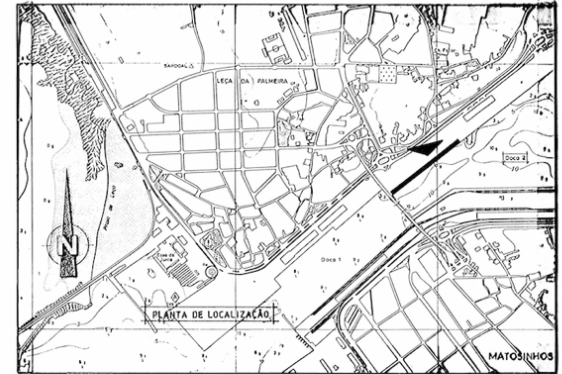
- Aguiar, M. (2008). *Estudo da Estabilidade de um Colúvio na Serra do Mar por Elementos Finitos*. Tese de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Clough, R. W. e Woodward, R. J. (1967). *Analysis of embankment stresses and deformations*. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, p. 529-549, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- Campos e Matos, A. (1986). *Análise dos Estados de Tensão e Deformação em Maciços de Solos e Rochas Diaclasadas, Verificação da Segurança*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP.
- Costa, A. (2014). *Estabilidade de Taludes no Vale do Douro sob Ação de Diferentes Períodos de Chuva*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- Delgado, R. (1987). *Método dos elementos finitos*. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, pp.1-85.
- GEOCONTROLE - Gabinete de Geotecnia e Topografia, Lda. (1989). A.P.D.L. - *Prospecção geotécnica no Muro Cais Norte da Doca Nº 2*.
- Griffiths, D.V., Lane, P. A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements*. *Géotechnique* 49. No.3. pp. 387-403.
- Instituto da Construção (1992). *Parecer Sobre a Possibilidade de Lançamento a Concurso do Projecto Existente*.
- Krahn, J. (2003). *The 2001 R.M. Hardy lecture: The limits of limit equilibrium analyses*. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.40, pp. 643-660.
- Massad, F. (s/d). *Obras de Terra, Curso Básico de Geotecnia*. Oficina de Textos.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais (Vol.1)*. FEUP Edições, Porto.
- Oliveira, J. (2014). *Análise da Estabilidade de Taludes pelo Método de Sarma*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- OMAN - Centro de Estudos e Projectos, Lda. (1984). *Análise de Diagnóstico das Causas das Anomalias Observadas*.
- Plaxis, *Material Models Manual*, 2012.
- PROMAN - Centro de Estudos e Projectos, S.A. (1993). *Projecto-Base das Obras de Reabilitação do Muro Cais Norte da Doca Nº 2 (Cais 300 m)*.
- Ramalho, J. (2011). *Influência do Teor de Humidade dos Terrenos na Estabilidade de Encostas*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- Rodrigues, G. (2010). *Efeito da Penetração da Chuva na Estabilidade de Encostras Argilosas, O Caso da Linha do Norte*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.

- Silva, A.F.P. (2010). *Desenvolvimento de um programa de cálculo automático de estabilidade de taludes pelo método de Correia*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- Silva, J. (2011). *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise da Estabilidade de Taludes*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- Silva, M. (2013). *Análise da Estabilidade de Taludes pelo Método de Equilíbrio Limite Geral*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- Slide, Rocscience Inc., Manual, 1989-2006.
- Terzaghi, K., e Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y.
- Tonus, B. (2009). *Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite Aplicados a uma Encosta Coluvionar e Residual da Serra do Mar Paranaense*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia da Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Whitman, R.V., e Bailey, W. A. (1967). *Use of computers for slope stability analysis*. J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 93(4), 475-498.

ANEXOS

ANEXO A

**PLANTA DOCA Nº 2 / PLANO DE PROSPEÇÃO
GEOTÉCNICA**



PLANTA
Esc. 1:500

LEGENDA

- ⊕ - Sondagens a realizar.
- ⊙ - Sondagens antigas, realizadas antes da construção do muro, conforme o plano de obra da ADP, com os números 2708 e 27082. Localização aproximada.

NOTAS

A execução de execução das sondagens deverá atender à seguinte ordem de prioridades:

- Definição do perfil transversal Intermediário 3 ou 5;
- Definição do outro perfil transversal Intermediário;
- Definição dos perfis extremos, 1 e 2.

CLIENTE: ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DO DOURO E LEIXÕES

PROJETO: MURO CAIS NORTE DA DOCA N.º 2
PROJETO DE ENLARGAMENTO

RELATÓRIO: PLANO DE PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

PROMAN **Imoconsult**
Centro de Estudos e Projetos, S.A. | Rua do Sauro, 100 | 4440-109 Matosinhos | Portugal

PROJ: <i>[assinatura]</i>	ESCALA: 1:500	FECHA: 2005
DES: <i>[assinatura]</i>		
REV: <i>[assinatura]</i>		
APR: <i>[assinatura]</i>		
DATA: MARÇO 2005		

IDENTIFICADOR: 9512.29.06

IDENTIFICADOR: 923-910-01



ANEXO B

RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

GEOCONTROLE - Gabinete de geotecnia e topografia, Lda.

Sede R. Dr. João de Barros lote H c/v 1500 - Lisboa. tel. 7108 61/2111
Delegação R. Laborim de Baixo 592-4400 V.N.Gaia. tel. 71 62 51

**RESULTADOS DOS ENSAIOS
LABORATORIAIS**
Amostras Intactas

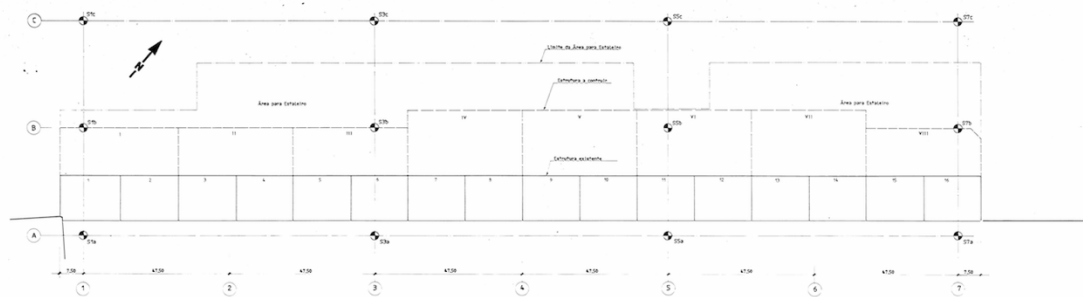
Entidade: A.P.D.L.
Obra: MURO CAIS NORTE-DOCA 2
Processo: 010/171/89

Sond. N°	Amost.	Prof. m	Descrição	Litologia	Classif. UNIF. AASHO	W Sr %	$\gamma \gamma_d$ (g/cm ³)	LL IP %	% < a 0,075 mm	G (g/cm ³)	Consolidação			Resistência				
											Cc eo	Cv cm ² /s	K cm/s	qu E kg/cm ²	$\sigma_1 \sigma_3$ kg/cm ²	C C' kg/cm ²	R R' (°)	
SP 1-B	13725	13,50	Areia fina a média, siltosa, cinzenta.		SM	36,4	1,777	N/P	29	2,69	0,229							
SP 1-B	13726	17,50	Silte lodo-arenoso, cinzento		OL	92	1,303	45	80		1,104	9,8x10 ⁻³	1,7x10 ⁻⁷					
SP 1-B	13727	17,80					1,214	10						0,93	-90			
SP 1-C	13727	19,50	Silte lodo-arenoso, cinzento		OL	53,3	1,567	45	71	2,67	0,412			9	-E			
SP 1-C	13728	19,80				91	1,041	11			1,634	1,5x10 ⁻²	4,1x10 ⁻⁷					
SP 1-C	13728	21,00	Silte lodo-arenoso, cinzento.		OL	47,3	1,705	39	74					0,46				
SP 3-A	13769	5,00	Silte lodoso, levemente arenoso, cinzento.		OL	47,6	1,750	45	91					4				
SP 3-A	13770	5,30					1,185	9						1,18				
SP 3-A	13770	10,00	Silte lodoso, levemente arenoso, cinzento.		OH	51,5	1,679	51	92					16				
SP 3-A	13770	10,30					1,108	16						0,78				
SP 3-C	13729	16,50	Silte lodoso, levemente arenoso, cinzento.		OL	59,3	1,674	44	88	2,71	0,583			21				
SP 3-C	13730	16,80				102	1,051	15			1,504	3,2x10 ⁻³	1,5x10 ⁻⁷	0,31				
SP 3-C	13730	18,00	Silte lodoso, levemente arenoso, cinzento.		OH	49,1	1,785	51	92					3				
SP 3-C	13730	18,30					1,197	19						0,30				
SP 5-A	13746	3,00	Silte areno-lodoso, cinzento		OL	41,5	1,820	N/P	68					3				
SP 5-A	13746	3,30					1,286	N/P						0,89				
SP 7-B	13731	5,50	Areia de granulometria variável, silto-lodosa, c/seixo disperso, cinzenta.		SM	50,7	1,479	N/P	43	2,62	0,506			15				
SP 7-B	13731	5,80					1,286	N/P						0,47				
SP 7-B	13732	19,00	Silte lodoso, levemente arenoso, cinzento.		OL	79	0,981	42	84		1,653	8,0x10 ⁻³	3,6x10 ⁻⁷	15				
SP 7-B	13732	19,30				48,1	1,702	42						1,10				
SP 7-B	13732	19,30					1,149	12						13				

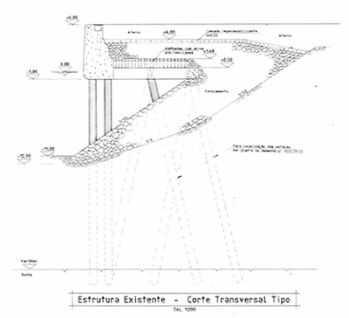
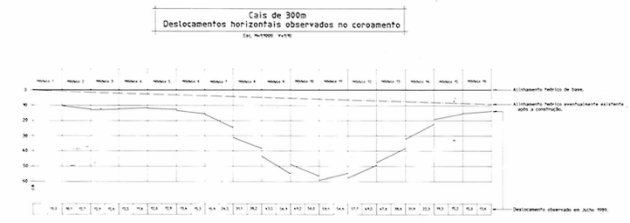
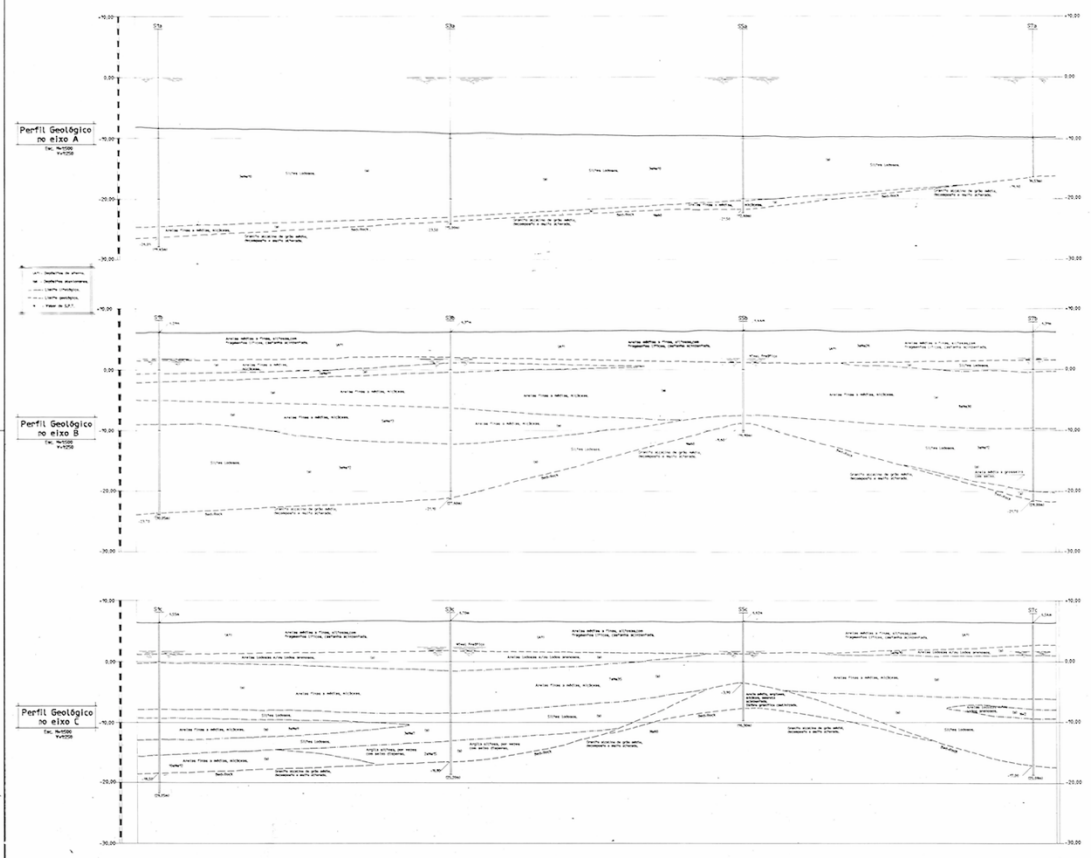
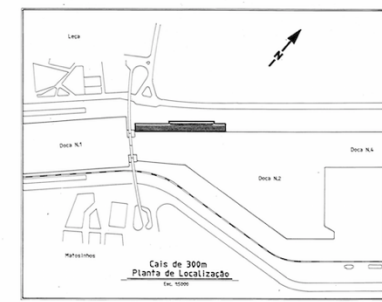
2_{Cv} = 44

ANEXO C

**PLANTA DE LOCALIZAÇÃO / RECONHECIMENTO
GEOTÉCNICO / CONDIÇÕES EXISTENTES**



Planta do Cais e Localização das Sondagens
Escala: 1:500



Estrutura Existente
Escala: 1:500

NOTAS

- 1 - A informação geotécnica incluída neste documento foi extraída de sondagens realizadas durante a execução da obra de construção do Muro de Contenção e do Cais de 300m, e de ensaios de laboratório realizados nos amostrados de solo em ESTABELECIMENTO TÉCNICO, S.A.C.
- 2 - Para interpretação dos dados geotécnicos apresentados neste documento, consulte o Relatório de Sondagens e Ensaios de Laboratório em ESTABELECIMENTO TÉCNICO, S.A.C.
- 3 - Para interpretação dos dados geotécnicos apresentados neste documento, consulte o Relatório de Sondagens e Ensaios de Laboratório em ESTABELECIMENTO TÉCNICO, S.A.C.
- 4 - Para interpretação dos dados geotécnicos apresentados neste documento, consulte o Relatório de Sondagens e Ensaios de Laboratório em ESTABELECIMENTO TÉCNICO, S.A.C.
- 5 - Para interpretação dos dados geotécnicos apresentados neste documento, consulte o Relatório de Sondagens e Ensaios de Laboratório em ESTABELECIMENTO TÉCNICO, S.A.C.

ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DO DOURO E LEIXÕES

OPERAÇÕES DE REABILITAÇÃO DO MURO CAIS NORTE DA DOCA N.º 1

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DO ENCAMIÇAMENTO ESTRUTURAL DO ENCAMIÇAMENTO EXISTENTE

PROMAN - Centro de Estudos e Projetos, S.A.
Imoconsult - Instituto de Engenharia e Consultoria, S.A.

9512.29.07

9512.29.07 A