

ANÁLISES NUMÉRICAS EM TENSÃO DEFORMAÇÃO ACOPLADAS EM ESTRUTURAS DE ARMAZENAMENTO DE REJEITADOS

Faseamento de Carregamentos

CELSO GONÇALO DA SILVA MIDÃO

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

Orientador: Professor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Janeiro 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@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

✉ 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 em Engenharia Civil – 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*

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.

Aos pais, irmãos, esposa e filha.

Os homens fazem a sua própria história, mas não a fazem como querem; não a fazem sob circunstâncias de sua escolha e sim sob aquelas com que se defrontam diretamente, legadas e transmitidas pelo passado.

Karl Marx

AGRADECIMENTOS

As circunstâncias da vida ofereceram-me uma vez mais, oportunidade para concretizar um dos meus sonhos. E como o sonho comanda a vida, enveredei por este percurso para conseguir chegar a bom porto.

O percurso no Mestrado, foi desafiante, pois demonstrou que apesar de eu já ter apreendido grande parte dos conteúdos, muitos dos conceitos já estavam guardados no meu arquivo há muito tempo. No entanto com um pouco de motivação todos os obstáculos foram sendo ultrapassados.

Encontrei bons colegas no percurso que agora finda e que guardo com apreço a ajuda e motivação.

Agradeço ao Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca, por me ter recebido e por ter proporcionado a realização desta tese. Sinto-me um felizardo, pela oportunidade que tive em aprender através das suas lições.

Agradeço à Professora Doutora Sara Rios, pela simpatia e pelas explicações iniciais do funcionamento da modelação de barragens em PLAXIS.

Agradeço ao Professor Doutor Alexandre Pinto, pela disponibilidade e pelos ensinamentos iniciais em PLAXIS e que se mostraram essenciais no desenvolvimento da tese.

Agradeço ao Professor Doutor Matos Fernandes, pelo gosto incondicional pela prática letiva e pelo prazer em transmitir conhecimentos.

Agradeço ao colega Leonardo, que sempre se mostrou disponível para ajudar na compreensão dos conceitos do PLAXIS.

Agradeço aos meus pais e aos meus irmãos que foram um forte suporte nestes últimos meses.

Agradeço à minha esposa, que foi sempre uma forte impulsionadora para a concretização do meu sonho. Abdicou de muitas coisas, para eu poder estar aqui e por isso devo-lhe muito pelo cuidado e pelo carinho.

Por último, agradeço à minha filha de tenra idade, que conseguiu à maneira dela, tornar este percurso ainda mais motivador e cativante.

Resumo

A demanda mundial por minerais está cada vez mais acentuada, sendo influenciada por diversos fatores, tais como, crescimento económico, avanços tecnológicos, desenvolvimentos de infraestruturas, entre outros.

A extração de minérios resulta simultaneamente na produção de um volume significativo de resíduos, incluindo rejeitados, que precisam de ser armazenados em instalações de armazenamento (TSF's).

Face aos inúmeros acidentes catastróficos assistidos na última década, existe uma preocupação crescente pelos vários intervenientes da sociedade, para compreender estes fenómenos, incentivando estudos, que recorrem a ferramentas numéricas que permitem uma análise de tensão-deformação acoplada dos materiais presentes nas estruturas das barragens.

Pretende-se com a tese, demonstrar o comportamento dos solos, em particular os rejeitados que sigam modelos de tensão-deformação como seja o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb ou utilizando o modelo constitutivo mais avançado NorSand.

A análise será desenvolvida com o software PLAXIS 2D®, que se baseia no método dos elementos finitos (MEF) e que é uma das principais ferramentas numéricas utilizadas no âmbito da Engenharia Geotécnica.

Após estudo paramétrico com base num extenso conjunto de cálculos numéricos em PLAXIS 2D® (código comercial em MEF), propõe-se uma formulação que permita conduzir os utilizadores da ferramenta, a estabelecer os tempos necessários que promovam fluxos estáveis/permanentes de regimes aquíferos em aterros de empilhamento.

Será ainda abordada a estabilidade de estruturas deste tipo de aterro, onde se instalam estes regimes com a subida progressiva de água.

Serão realizadas várias análises tensão-deformação, recorrendo aos modelos Mohr-Coulomb e NorSand e por último serão comparados os valores obtidos através dos dois modelos.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitados, PLAXIS, Liquefação, Mohr-Coulomb, NorSand.

Abstract

The global demand for minerals is increasingly accentuated, being influenced by several factors such as economic growth, technological advancements, infrastructure development and among others.

Ore extraction simultaneously results in the production of a significant volume of waste, including tailings, which need to be stored in storage facilities (TSF's).

In view of the countless catastrophic accidents seen in the last decade, there is a growing concern among various stakeholders in society to understand these phenomena, encouraging studies that use numerical tools that allow for a coupled stress-strain analysis of the materials present in dam structures.

The aim of the thesis is to demonstrate the behavior of soils, particularly those tailings that follow stress-strain models such as the Mohr-Coulomb constitutive model or using the more advanced NorSand constitutive model.

The analysis will be developed with PLAXIS 2D® software, that is based on the finite element method (FEM), and which is one of the main numerical tools used in Geotechnical Engineering

After a parametric study based on an extensive set of numerical calculations in PLAXIS 2D®, (commercial code in FEM), a formulation is proposed to allow users of the tool to establish the necessary times that promote stable/permanent flows of aquifer regimes in landfills of stacking.

The stability of structures of this type of landfill will also be addressed, where these regimes are installed with the progressive rise of water.

Several stress-strain analyses will be carried out, using the Mohr-Coulomb and NorSand models and finally the values obtained through the two models will be compared.

KEYWORDS: Tailings, PLAXIS, Liquefaction, Mohr-Coulomb, NorSand.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS

RESUMO

ABSTRACT

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO E ÂMBITO	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO	3
2.1. REJEITADOS.....	3
2.2. PRODUÇÃO DE REJEITADOS.....	5
2.3. DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS	7
2.3.1. DEPOSIÇÃO SUBAÉREA.....	8
2.3.2. DEPOSIÇÃO SUBAQUÁTICA	8
2.3.3. DESCARGA EM PONTOS MÚLTIPLOS (“SPIGOTTING”)	9
2.3.4. DESCARGA DE PONTO ÚNICO	10
2.4. COMPORTAMENTO DOS REJEITADOS APÓS DEPOSIÇÃO	10
2.5. BARRAGENS DE REJEITADOS.....	12
2.5.1. MÉTODO DE MONTANTE	13
2.5.2. MÉTODO DE JUSANTE.....	13
2.5.3. MÉTODO DE CONSTRUÇÃO CENTRAL	14
2.5.4. ACIDENTES EM INSTALAÇÕES DE ARMAZENAMENTO DE REJEITADOS.....	15
2.5.5. PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITADOS	18
3. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS REJEITADOS	21
3.1. GRANULOMETRIA.....	21
3.2. PESO ESPECÍFICO RELATIVO	22
3.3. POROSIDADE	22
3.4. PERMEABILIDADE	23
3.5. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	29
3.6. PARÂMETROS ELÁSTICOS.....	29
3.7. PARÂMETROS DE CONSOLIDAÇÃO	30
3.8. ENSAIO DE CORTE DIRETO	30
3.9. ENSAIO TRIAXIAL.....	32

4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	37
4.1. ENQUADRAMENTO	37
4.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE	38
4.3. MÉTODO DAS FATIAS	38
4.4. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	39
4.5. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS	40
4.6. ANÁLISE DE TENSÕES-DEFORMAÇÕES	46
4.6.1. MODELO MOHR-COULOMB	50
4.6.2. MODELO NORSAND	52
4.7. MODELO FÍSICO COM CENTRIFUGADORA	55
4.7.1. LEIS DE ESCALA	57
4.7.2. CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA	57
4.8. DEFINIÇÃO DE LIQUEFAÇÃO	58
4.8.1. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA	59
4.8.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA	59
4.8.3. METODOLOGIA PARA DETECÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	60
5. METODOLOGIA E DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	63
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
5.2. PLAXIS 2D®	64
5.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE ESTUDO	64
5.4. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS REJEITADOS	66
5.4.1. ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL	66
5.4.2. PESO VOLÚMICO	67
5.4.3. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE	67
5.4.4. ÂNGULO DE ATRITO	68
5.4.5. COEFICIENTE DE POISSON	68
5.4.6. ÂNGULO DE DILATÂNCIA	68
5.4.7. PARÂMETROS DETERMINADOS PARA O MODELO NORSAND	69
5.5. ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA EM TENSÃO DEFORMAÇÃO NO SOFTWARE PLAXIS	69
5.5.1. LAYOUT DO MENU INICIAL DO PROGRAMA	71
5.5.2. MODO GEOMÉTRICO	72
5.5.3. MODO DE CÁLCULO	75
5.5.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO	78

6. RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	81
6.1. CONTEXTUALIZAÇÃO.....	81
6.2. DETERMINAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA	82
6.2. ESTABILIZAÇÃO DOS FLUXOS DE ÁGUA.....	89
6.3. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS NO FLUXO.....	93
6.3. MODELAÇÃO COM O MÉTODO NORSAND	101
7. CONCLUSÕES	107
7.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	107
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	108
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Esquema geral dos processos de exploração de minério bruto, adaptado de Russo (2007)...	6
Fig. 2 – Evolução da quantidade de partículas sólidas durante o processo de espessamento, adaptado de Li et al. (2009).	7
Fig. 3 – Deposição subaérea (à esquerda) e corrente de baixa velocidade contendo rejeitados (à direita), adaptado de Engels (2006).	8
Fig. 4 – Deposição subaquática de rejeitados, adaptado de Engels (2006).	9
Fig. 5 – Spigot em pontos múltiplos (adaptado de https://www.tailings.info/basics/tailings.htm).	9
Fig. 6 – Descarga de ponto único (adaptado de https://www.tailings.info/basics/tailings.htm).	10
Fig. 7 – Evolução temporal de rejeitados recentemente depositados, adaptado de Dromer et al. (2004).	11
Fig. 8 – Representação esquemática do processo de densificação dos rejeitados, adaptado de Salfate (2011).	11
Fig. 9 – Barragem de contenção de rejeitados, adaptado de EPA (1994).	12
Fig. 10 – Método de montante de construção de barragens de rejeitados.	13
Fig. 11 – Método de construção a jusante de barragens de rejeitados.	14
Fig. 12 – Método de construção central de uma barragem de rejeitados.	14
Fig. 13 – Gráfico relativo aos acidentes que ocorrem nos últimos 60 anos (dados retirados de wise-uranium.org).	16
Fig. 14 – Modos de Rotura para taludes e fundações de aterros, adaptado de Piteau Associates Engineering Ltd. (1991).	16
Fig. 15 – Mapa mundo com a localização dos acidentes que ocorreram na última década (dados retirados de wise-uranium.org).	17
Fig. 16 – Vista aérea da rotura da pilha de rejeitados da Mina de Pau Branco no Brasil da Vallourec (adaptado de https://www1.folha.uol.com.br).	17
Fig. 17 – Vista aérea da rotura da Barragem do Feijão em Brumadinho no Brasil (adaptado de https://epocanegocios.globo.com/).	18
Fig. 18 – Rotura na Barragem em Mount Polley, no Canadá (adaptado de https://multinationales.org).	18
Fig. 19 – Padrão Global para a Gestão de Rejeitados (adaptado de https://vale.com/pt/gistm).	19
Fig. 20 – Curvas Granulométricas de diferentes rejeitados minerais (Sarsby, 2000).	22
Fig. 21 – Cargas altimétrica, piezométrica e total para o fluxo através do solo, adaptado de Das (2011).	24
Fig. 22 – Esquema ilustrativo do cálculo do fluxo de água.	25
Fig. 23 – Esquema ilustrativo do cálculo das tensões para o caso de não existir fluxo.	26
Fig. 24 – Esquema ilustrativo do cálculo das tensões para o caso de um fluxo descendente.	27
Fig. 25 – Esquema ilustrativo do cálculo das tensões para fluxo ascendente.	28

Fig. 26 – Esquema ilustrativo do ensaio de corte direto, adaptado de Das (2011).....	30
Fig. 27 – Gráfico da Tensão de corte e da variação de altura do provete em função do deslocamento tangencial para areia seca solta e compacta, adaptado de Das (2011).	31
Fig. 28 – Natureza da variação do índice de vazios em relação ao deslocamento de corte, adaptado de Das (2011)	32
Fig. 29 – Formato do provete cilíndrico para ensaio Triaxial, adaptado de Lade (2016).....	33
Fig. 30 – Equipamento Triaxial, adaptado de Maranhã das Neves (2013).....	34
Fig. 31 – Formulação de Método das Fatias, adaptado de Matos Fernandes (2015).	38
Fig. 32 – Critério de Rotura de Mohr-Coulomb, adaptado de Das (2011).	40
Fig. 33 – Efeitos de cisalhamento no volume dos solos, adaptado de Casagrande (1936).....	41
Fig. 34 – Comportamento dos ensaios de corte direto em areias sob condição drenada, adaptado de Casagrande (1975).....	42
Fig. 35 – Diagrama ilustrativo LCN e LEC, adaptado de Taylor (1948).	42
Fig. 36 – Projeção da linha de estados críticos no plano τ - σ'	43
Fig. 37 – Projeção da linha de estados críticos no plano q - p'	44
Fig. 38 – LEC no espaço, q , p' , e , adaptado de Atkinson e Bransby (1978).....	45
Fig. 39 – Localização das regiões de comportamento contráctil, dilatante e estados impossíveis, adaptado de Maranhã das Neves (2016).....	46
Fig. 40 – Esforços de resistência dos solos, adaptado de Leão (2018).	47
Fig. 41 – Comportamento dos solos, adaptado de Duncan et al. (2015).....	49
Fig. 42 – Módulos de deformabilidade: E_0 e E_{50} (adaptado do Manual do PLAXIS).	51
Fig. 43 – Localização de transdutores para medir poropressões, adaptado de Rios et al. (2024).	56
Fig. 44 – Fotografia do modelo físico instalado na centrífugadora, adaptado de Rios et al. (2024).....	56
Fig. 45 – Fotografia da centrífugadora da Deltares em Delft (adaptado de https://www.deltares.nl/). .	56
Fig. 46 – Esquema de uma centrífugadora geotécnica, adaptado de Fang (2023).....	57
Fig. 47 – Esquema do fornecimento de água num teste de deslizamento de terra, adaptado de Timpong et al. (2007).....	58
Fig. 48 – Liquefação estática na Barragem do Brumadinho (adaptado de www.terra.com.br).	59
Fig. 49 – Liquefação por mobilidade cíclica, após terramoto no Japão, na região de Kobe (adaptado de https://education.nationalgeographic.org).	60
Fig. 50 – Superfície de tensão conceptual para um elemento de rejeitado potencialmente liquefeito, adaptado de Ledesma (2022).	62
Fig. 51 – Geometria 1 do aterro de empilhamento de rejeitados em análise.	65
Fig. 52 – Geometria 2 do aterro de empilhamento de rejeitados em análise.	65
Fig. 53 – Modelo Físico do LabGeo, adaptado de Santana (2022).	66

Fig. 54 – Determinação do E_{50} , adaptado de Santana (2022).....	68
Fig. 55 – Exemplo de um modelo em estado plano de tensão (à esquerda) e um modelo axissimétrico (à direita), adaptado do Manual do PLAXIS.....	70
Fig. 56 – Posição dos nós nos elementos triangulares e pontos de tensão, adaptado do Manual do PLAXIS.	70
Fig. 57 – Janela das propriedades do projeto com os valores assumidos para o modelo em estudo.	71
Fig. 58 – Layout do Menu Inicial do Plaxis, adaptado do Manual do Plaxis.....	71
Fig. 59 – Representação da geometria do aterro de rejeitados no PLAXIS com dois Boreholes.	73
Fig. 60 – Aba Mechanical para os modelos Mohr-Coulomb (esquerda) e Modelo NorSand (direita), com os valores utilizados na análise, adaptado de Santana (2022).	74
Fig. 61 – Marcação dos pontos no eixo do yy a 5, 10, 15, 20, 25 e 30m e no eixo dos xx a 70m.	75
Fig. 62 – Exemplo de uma malha muito fina e uma malha muito grossa, no software PLAXIS.....	75
Fig. 63 – Esquema das alturas do nível de água adotadas no estudo do PLAXIS.	76
Fig. 64 – Escolha das condições de contorno para o modelo, PLAXIS.	77
Fig. 65 – Definição das Condições de Fluxo no modelo.....	77
Fig. 66 – Representação das fases no modelo geotécnico no PLAXIS.	78
Fig. 67 – Modelo do aterro de empilhamento com o nível de água a 35m de altura.....	81
Fig. 68 – Gráfico ilustrativo dos coeficientes de segurança relativos às alturas de água para o modelo de 35m e permeabilidade $k=10^{-6}$ (m/s).....	82
Fig. 69 – Gráfico dos coeficientes de segurança para alturas de água entre 20 e 25m, para o modelo de 35m para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	83
Fig. 70 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 5m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	83
Fig. 71 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 10m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	84
Fig. 72 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 15m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	84
Fig. 73 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 20m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	84
Fig. 74 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 25m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	85
Fig. 75 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 30m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	85
Fig. 76 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.....	85
Fig. 77 – Extensões incrementais de desvio com nível aquífero a 25m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	86

Fig. 78 – Pontos de Rotura com nível aquífero a 25m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	86
Fig. 79 – Extensões incrementais de desvio com nível aquífero a 30m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	87
Fig. 80 – Pontos de Rotura com nível aquífero a 30m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	87
Fig. 81 – Extensões incrementais de desvio com nível de água a 35m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	88
Fig. 82 – Pontos de Rotura com nível aquífero a 35m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	88
Fig. 83 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 5m e para uma permeabilidade $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.	89
Fig. 84 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 10m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.	89
Fig. 85 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 15m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.	90
Fig. 86 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 20m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.	90
Fig. 87 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $k=10^{-5}$, para as quatro razões de altura de água.....	91
Fig. 88 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $k=10^{-6}$, para as quatro razões de altura de água.....	91
Fig. 89 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $k=10^{-7}$, para as quatro razões de altura de água.....	91
Fig. 90 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $K=10^{-8}$, para as quatro razões de altura de água.....	92
Fig. 91 – Comparativo entre a estabilização do fluxo para o modelo geométrico de 35m.	92
Fig. 92 – Comparativo entre a estabilização do fluxo para o modelo geométrico de 70m.	93
Fig. 93 – Gráfico de dispersão que relaciona a razão entre as alturas de água e as permeabilidades.	94
Fig. 94 – Gráfico 3D, com as três variáveis t (s), k (m/s) e hw/H	95
Fig. 95 – Gráfico de Superfície 3D, relacionando as três variáveis, t (s), k (m/s) e hw/H	97
Fig. 96 – Modelação da superfície 3D, com a função calculada.....	100
Fig. 97 – Comparação do fluxo de água entre os modelos Mohr-Coulomb e NorSand para 5m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	101
Fig. 98 – Comparação do fluxo de água entre os modelos Mohr-Coulomb e NorSand para 10m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	101

Fig. 99 – Comparação do fluxo de água entre os modelos Mohr-Coulomb e NorSand para 15m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	102
Fig. 100 – Comparação do fluxo de água entre os modelos Mohr-Coulomb e NorSand para 20m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	102
Fig. 101 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo de 35m com nível de aquífero a 5m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	103
Fig. 102 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo de 35m com nível de aquífero a 10m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	103
Fig. 103 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo de 35m com nível de aquífero a 15m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	104
Fig. 104 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo com 35m com nível de aquífero de 20m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	105

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 1 – Classificação dos diferentes tipos de rejeitados, adaptado de Davies et al. (2010).....	4
Tabela 2 - Classificação física dos Rejeitados, adaptado de Vick (1990).....	5
Tabela 3 – Características dos métodos de construção de barragens de rejeitados.	15
Tabela 4 – Classificação de rejeitados quanto à granulometria, adaptado de Landriault (1995); Sveinson (1999).	21
Tabela 5 – Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade, adaptado de Terzaghi e Pech (1967).	29
Tabela 6 – Variação da estabilidade relativa dos taludes, em função do Fator de Segurança (FS), adaptado de Abramson et al. (2001).	39
Tabela 7 – Modelos Constitutivos mais utilizados.	50
Tabela 8 – Resumo das equações utilizadas pelo modelo constitutivo NorSand, adaptado de Jefferies e Been (2015).....	53
Tabela 9 – Parâmetros do solo utilizados pelo modelo constitutivo NorSand e valores típicos das areias, adaptado de Jefferies e Been (2015).	54
Tabela 10 – Grandezas utilizadas.	57
Tabela 11 – Parâmetros de cálculo do modelo NorSand, adaptado de Santana (2022).	69
Tabela 12 – Definição da Geometria do modelo em estudo, Plaxis.	72
Tabela 13 – Parâmetros determinados nos dois modelos constitutivos para um nível de água de 5m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	103
Tabela 14 – Parâmetros determinados nos dois modelos constitutivos para um nível de água de 10m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).	104
Tabela 15 – Parâmetros determinados nos dois modelos para um nível de água de 15m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	104
Tabela 16 – Parâmetros determinados nos dois modelos para um nível de água de 20m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).....	105

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a – Aceleração Centrífuga (m/s^2)

A – Área [m^2]

A_v – Área de Vazios [m^2]

c – Coesão [kPa]

c' – Coesão Efetiva [kPa]

C_c – Índice de Compressão

C_v – Coeficiente de Consolidação Primária [m^2/ano]

e – Índice de Vazios

e_c – Índice de Vazios Crítico

E – Módulo de Young – Módulo de Deformabilidade [MPa]

E_0 – Módulo de Young para pequenas deformações – Módulo de Deformabilidade Inicial [MPa]

E_{50} – Módulo de Deformabilidade Secante a 50% da tensão de rotura [MPa]

F – Fator de Segurança

F_p – Força de Percolação [N]

g – Aceleração gravítica [m/s^2]

G – Módulo de Distorção Elástico [MPa]

G_0 – Módulo de Distorção para Pequenas Deformações [MPa]

$G_{\text{máx}}$ – Módulo de Distorção Máximo [MPa]

$G_{\text{ref}} = G_{100}$ – Módulo de Distorção Elástica à Pressão de Referência (100kPa) [MPa]

G_s – Peso Específico das Partículas Sólidas [kN/m^3]

h_a – Diferença de cotas [m]

h_p – Pressão Neutra [m]

h_v – Carga Cinética [m]

h_w – Altura de Água [m]

H – Módulo de Plasticidade

H – Altura do aterro de Empilhamento [m]

H_0 – Módulo de Plasticidade 0

H_ψ – Módulo de Plasticidade associado ao Parâmetro de Estado

i – Gradiente Hidráulico

i_{crit} – Gradiente Hidráulico Crítico

j – Força de Percolação por unidade de Volume [N/m^3]

k – Permeabilidade [m/s]

K_0 – Coeficiente de Impulso em Repouso

L – Distância [m]

M – Razão de Atrito Crítico

M_R – Momentos Resistentes no Cálculo EL pelo Método das Fatias [kN.m]

M_S – Momentos Solicitantes no Cálculo EL pelo Método das Fatias [kN.m]

M_{tc} – Razão de Atrito Crítico em Compressão

M_{te} – Razão de Atrito Crítico em Extensão

N – Coeficiente de Acoplamento Volumétrico

N' – Resultante das Tensões Efetivas normais à base no EL pelo Método das Fatias [kN]

N_{tc} – Parâmetro que controla a relação entre $\eta_{máx}$ e D_{min}

p' – Tensão Efetiva Média [kPa]

p'_c – Tensão Média Efetiva no Estado Crítico [kPa]

q – Tensão de Desvio [kPa]

$q_{compressão\ triax}$ – Tensão de Desvio para ensaios de compressão triaxial [kPa]

$q_{extensão\ triax}$ – Tensão de Desvio para ensaios de extensão triaxial [kPa]

Q – Caudal [m³/s]

r – Raio do Deslizamento no EL pelo Método das Fatias

S – Ondas de Corte (Shear Waves)

u – Poropressão normal à base da fatia no EL pelo Método das Fatias [kPa]

v – Velocidade [m/s]

V – Volume Total (m³)

v_p – Velocidade de Percolação [m/s]

V_v – Volume dos poros/vazios (m³)

V_s – Volume de sólidos (m³)

V_s – Velocidade das Ondas S [m/s²]

w – Teor em água [%]

W – Peso da Fatia no EL

α – Ângulo entre a vertical e a normal à base da fatia no EL pelo Método das FATIAS

γ_s – Peso Volúmico das Partículas Sólidas [kN/m³]

γ_w – Peso Volúmico da Água [kN/m³]

γ_d – Peso Volúmico Seco [kN/m³]

Γ – Volume Específico no Estado Crítico para $p' = 1$ kPa

Δl – Largura da Base da Fatia no EL pelo Método das Fatias [m]

ΔH – Perda de Carga Hidráulica [m]

ΔL – Extensão [m]

Δx – Projeção Horizontal da Largura da Base da Fatia no EL pelo Método das Fatias [m]

η – Invariante de Tensão – Rácio de Resistência - q/p'

$\eta_{\max}$ – Máximo da Invariante de Tensão - Rácio de Resistência associado a $D_{\min}$ – q/p'

λ – Gradiente no Estado Crítico para $p' = 1 \text{ kPa}$

μ_w – Viscosidade Dinâmica da Água [Pa.s]

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Densidade

σ – Tensão Normal [kPa]

σ_1 – Tensão Normal na Direção 1 [kPa]

σ_2 – Tensão Normal na Direção 2 [kPa]

σ_3 – Tensão Normal da Direção 3 [kPa]

σ' – Tensão Efetiva [kPa]

σ'_1 – Tensão Efetiva Principal na Direção 1 [kPa]

σ'_2 – Tensão Efetiva Principal na Direção 2 [kPa]

σ'_3 – Tensão Efetiva Principal na Direção 3 [kPa]

σ'_h – Tensão Efetiva Horizontal [kPa]

σ'_v – Tensão Efetiva Vertical [kPa]

σ_1 – Tensão Principal na Direção 1 [kPa]

σ_3 – Tensão Principal na Direção 3 [kPa]

σ_h – Tensão Horizontal [kPa]

σ_v – Tensão Vertical [kPa]

σ_{vm} – Tensão de Pré-Adensamento [kPa]

τ – Tensão de Corte [kPa]

τ' – Tensão de Corte Efetiva [kPa]

τ_f – Tensão de Corte Tangencial [kPa]

ϕ' – Ângulo de Atrito Interno [°]

ϕ'_c – Ângulo de Atrito de Corte Efetivo [°]

ϕ'_c – Ângulo de Atrito de Corte no Estado Crítico [°]

ϕ'_{cv} – Ângulo de Atrito de Corte Efetivo [°]

ϕ'_{LI} – Ângulo da Linha de Instabilidade [°]

χ_{tc} – Parâmetro que rege a inclinação de D_{min} em função do ψ

ψ – Parâmetro de Estado

ψ_0 – Parâmetro de Estado Inicial

ψ – Ângulo de Dilatância

ω – Velocidade Angular (rad/s)

2D – Duas Dimensões

CD – Ensaio Consolidado Drenado

CL – Argila Arenosa

CSL – Critical State Line

CU – Ensaio Consolidado Não Drenado

DEC – Departamento de Engenharia Civil

DSS – Direct Simple Shear

FEM – Finite Element Method

FEUP – Faculdade de Ciências da Universidade do Porto

GISTM – Global Industry Standard Tailings Management

ICMM – International Council on Mining and Metals

LCN – Linha de Consolidação Normal

LEC – Linha de Estados Críticos

MEF – Métodos dos Elementos Finitos

ML – Silte Arenoso

NC – Normally Consolidated

N.F. – Nível Freático

PRI – Principles for Responsible Investment

OC - Overconsolidated

OCR – Grau de Sobreconsolidação

PNUMA – Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente

SM – Areia Siltosa

TSF – “Tailings Storage Facility”

USCS – Unified Soil Classification System

UU – Ensaio Não Consolidado Não Drenado

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E ÂMBITO

A demanda mundial por minerais está cada vez mais acentuada. Esta procura incessante é influenciada por vários fatores, incluindo o crescimento económico global, os avanços tecnológicos, o desenvolvimento de infraestruturas, as condições climáticas, as políticas governamentais, os eventos geopolíticos e as flutuações cambiais. Os avanços nas tecnologias da indústria extrativa e a evolução positiva das cotações das principais “commodities” metálicas, tornam possível a exploração economicamente rentável de jazigos minerais com teores de minério baixos, jazigos esses que outrora serviam apenas como reservas.

A extração de minérios metálicos resulta simultaneamente na produção de um volume significativo de resíduos, incluindo rejeitados, que são misturas de rocha britada e fluidos de processamento, que resultam das instalações das lavarias das minas que realizam os processos de concentração e separação dos minérios metálicos.

O facto de se explorarem cada vez mais jazigos com teores baixos de minério, faz com que o volume de rejeitados produzido aumente exponencialmente e dificulte a tarefa do seu tratamento e armazenamento.

Para o armazenamento dos grandes volumes de rejeitados produzidos, a indústria mineira, constrói geralmente barragens e pilhas de aterro, que são comumente construídas de forma incremental para aumentar a capacidade de armazenamento da Instalação de Armazenamento de Rejeitados (vulgo TSF's, sigla em inglês), geralmente sem interromper as atividades de mineração.

As atuais práticas de gestão dessas estruturas, a falta de conhecimento sobre o comportamento dos rejeitados e o fraco desempenho dos processos de monitorização, resultaram já em falhas desastrosas das instalações de armazenamento de rejeitados, com perdas de vidas humanas e económicas, bem como enormes consequências ambientais para os ecossistemas e as comunidades locais.

Face aos inúmeros acidentes catastróficos assistidos na última década, existe uma preocupação crescente, por parte dos interlocutores desta indústria, tais como as empresas mineiras e os engenheiros projetistas, para estudar estes fenómenos recorrendo a ferramentas numéricas que permitam uma análise de tensão-deformação acopladas dos materiais presentes nas estruturas das TSF's.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo global da dissertação que aqui se apresenta é o de demonstrar o comportamento dos solos, em particular dos rejeitados, que sigam modelos de tensão-deformação específicos, como seja o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb ou utilizando o modelo constitutivo mais avançado o NorSand (cuja formulação se baseia na teoria dos estados críticos), para a simulação numérica e análise de estruturas de aterro para a deposição de rejeitados.

Os objetivos específicos são apresentados a seguir:

- Avaliar a estabilidade de pilhas de aterro com recurso ao cálculo de fatores de segurança recorrendo a modelos de tensão-deformação em MEF, para vários níveis de água;
- Avaliar as causas para a ocorrência de roturas em TSF's;
- Realizar uma análise tensão-deformação com recurso ao modelo Mohr-Coulomb para vários casos práticos;
- Estudar quais os parâmetros que influenciam a estabilidade do fluxo de água;
- Propor uma formulação que permita orientar os utilizadores duma ferramenta de cálculo numérico (com recurso a MEF), para estabelecer os tempos necessários que promovam fluxos estáveis/permanentes em regimes de aquíferos em aterros de empilhamento;
- Analisar a estabilidade de estruturas deste tipo onde se instalam estes regimes como a subida progressiva de água;
- Realizar ainda análises de estabilidade em tensão-deformação drenada e acoplada, com recurso aos modelos Mohr-Coulomb e NorSand, para os níveis máximos de elevação em condições limites de estabilidade dos casos estudados, comparando os resultados dos dois modelos e comentando as mais valias para a sua utilização conjunta.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturalmente dividida em sete capítulos principais. No presente capítulo é abordada a temática que levou à redação deste documento, isto é, a motivação que justificou abordar este tema em concreto.

No segundo capítulo, é abordada de forma aprofundada, a origem dos rejeitados, como eles são depositados e quais os tipos de instalações de armazenamento de rejeitados existem.

No capítulo três, são discutidas as principais propriedades geotécnicas dos rejeitados que influenciam o seu comportamento após a deposição nas TSF's e para além disso são abordados os dois principais ensaios de laboratório que permitem a caracterização dos rejeitados.

No capítulo quatro, são enunciados os vários métodos possíveis para uma análise de estabilidade de taludes, desde o método de equilíbrio limite, método das fatias, método de tensão-deformação e ainda por modelo físico com recurso a centrífugadora. Neste capítulo é ainda realizada uma descrição pormenorizada do que é a liquefação e o que ela provoca nas estruturas.

No quinto capítulo, é descrita toda a metodologia aplicada para o desenvolvimento das análises em tensão-deformação, realizadas no software PLAXIS 2D®.

No sexto capítulo, é demonstrada toda a parte prática realizada no trabalho com a apresentação de vários perfis de análise retirados do software PLAXIS 2D®.

Por último, no capítulo sete, são discutidas todas as conclusões obtidas das análises realizadas e são apresentados desenvolvimentos futuros no âmbito de estudo deste software.

2

ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1. REJEITADOS

O governo português disponibiliza enquadramento legal para a indústria mineira, bem delineado e que inclui todos os aspetos ambientais, físicos e sociais discriminados. O enquadramento legal que rege a gestão de resíduos das explorações de depósitos minerais obedece ao Decreto-Lei n.º 10/2010. Este diploma define como: i) rejeitados - “resíduos sob a forma de sólidos ou lamas, constituídos pela fração não aproveitável resultante do tratamento ou da transformação de recursos minerais por serragem ou corte e por processos mineralúrgicos de separação e ou de concentração, nomeadamente de trituração, moagem, crivagem, flutuação e outras técnicas físico-químicas, para acrescentar mais-valia ou extrair os minerais valiosos do material rochoso sem valor económico”, ii) barragens - “uma estrutura tecnicamente concebida para reter ou confinar água e ou resíduos numa bacia” e iii) como instalações de resíduos - “qualquer superfície designada para a acumulação ou depósito de resíduos de extração, sólidos, líquidos, em solução ou em suspensão, incluindo as barragens e outras estruturas que sirvam para fins de contenção, retenção ou confinamento, ou que sirvam de apoio a essas instalações, bem como as escombreyras e as bacias, com exclusão dos vazios da exploração em que sejam repostos os resíduos depois da extração mineral para fins de reabilitação, estabilização geotécnica e ou como requisito da sequência do método de exploração”.

Os rejeitados resultantes do processo industrial das lavarias, são resíduos do processo de concentração do mineral, constituídos essencialmente por material estéril e minério de baixo teor, em algumas situações podem conter reagentes químicos que foram adicionados durante as fases de beneficiação.

Na maior parte dos casos, os processos mineralúrgicos são realizados por via húmida, pelo que, utilizam grandes quantidades de água, dos quais resultam lamas de rejeitados. Não apresentando valor económico significativo, os rejeitados têm, pois, que ser depositados de forma segura para o ambiente nos acumulados de rejeitados – barragens de rejeitados (Raposo, 2016).

Os rejeitados podem chegar ao local de armazenamento sob a forma de polpas com grande quantidade de água ou desidratados com percentagem em sólidos variáveis, sendo que, para proceder à sua desidratação é necessário um espessamento prévio de polpas. A desidratação dos rejeitados tem inúmeras vantagens, tais como: minimizar as infiltrações, reduzir o volume ocupado pelos rejeitados e uma boa regularização da superfície. Esta operação pode ser feita com espessadores, filtros ou em bacias de decantação (Fiúza, 2012).

Diversos autores referem várias características do material para a sua classificação nos diferentes tipos de rejeitados, entre eles, os três mencionados na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação dos diferentes tipos de rejeitados, adaptado de Davies et al. (2010).

Características	Rejeitado em Polpa	Rejeitado Espessado	Pasta	Cake
Equipamento de Desidratação	Nenhum	Ciclones (Espessadores)	Espessadores de Cama Profunda/ em cone	Filtros (vácuo em pressão)
Aditivos	Nenhum	Coagulantes/ Floculantes	Químicos adicionais	Nenhum
Densidade do Rejeitado	30-40% de sólidos	45-65% de sólidos	65-70% de sólidos	80-85% de sólidos (não saturado)

Segundo Vick (1983), algumas propriedades dos solos de rejeitados diferem largamente dos solos existentes na natureza, como a distribuição granulométrica, a forma e a composição das partículas e por isso, apresentam propriedades tais como, permeabilidade, compactidade, compressibilidade e resistência distintas dos solos naturais.

Vick (1990), afirmou que a natureza dos rejeitados varia de acordo com o minério a ser beneficiado e com a operação de processamento específica. Propriedades índice pertinentes, pelas quais os rejeitados são caracterizados, incluem a granulometria, a densidade relativa e a plasticidade.

Tabela 2 - Classificação física dos Rejeitados, adaptado de Vick (1990).

Categoria	Caráter Geral
Rejeitados de Rocha-Branda	
Resíduos de carvão fino	Contém frações de areia e silte, mas os siltes podem dominar as propriedades gerais devidos à presença de argila.
Carbonato de cálcio	
Potássio	
Rejeitados de Rocha-Dura	
Chumbo-Zinco	Podem conter frações de areia e silte, mas os siltes são geralmente de baixa plasticidade para não plásticos. As areias geralmente controlam as propriedades para fins de engenharia.
Cobre	
Ferro	
Outro-Prata	
Molibdênio	
Níquel (sulfeto)	
Rejeitados Finos	
Argilas Fosfáticas	Fração de areia geralmente pequena a ausente. Comportamento do material com características de sedimentação-consolidação, dominado por partículas do tamanho de silte ou argila e pode apresentar problemas de volume.
Lamas Vermelhas de Bauxite	
Rejeitados Finos de Taconite	
Siltes de Rejeitados de areias	
Betuminosas	
Rejeitados Grossos	
Rejeitados de areias betuminosas	Contém principalmente areias ou materiais não plásticos, partículas do tamanho de lodo exibindo comportamento semelhante a areia com características favoráveis para fins de engenharia.
Rejeitados de Urânio	
Rejeitados de Gesso	
Rejeitados Grossos de Taconite	
Areia Fosfatada	

2.2. PRODUÇÃO DE REJEITADOS

Os rejeitados provenientes das lavarias das instalações mineiras, são um subproduto que resulta de um largo conjunto de processos que visam a criação de um concentrado enriquecido no mineral que se deseja produzir e que depois é separado do restante material estéril. Em larga medida os processos de concentração e separação de minérios, utilizam grandes quantidades de água, resultando daí grandes quantidades de lamas que incorporam os rejeitados das instalações. Como não é possível aproveitar em larga escala esses rejeitados, resultantes das lavarias, esses materiais têm de ser depositados e armazenados de forma segura para o ambiente, nas denominadas instalações de armazenamento de rejeitados (TSF's em inglês). Estruturas para além de albergar os rejeitados, incluem os sistemas de descarga dos rejeitados, sistemas de gestão e recirculação de águas, barragens de armazenamento de água e resíduos de processamento.

As propriedades físicas, químicas e mecânicas dos rejeitados estão diretamente relacionadas com o processamento a que são sujeitas entre a fase de extração e a fase de deposição. Embora possam existir algumas particularidades, estes processos são comuns à maioria das explorações mineiras (Vick, 1990). Estes processos estão descritos na Fig.1 e detalhados nos seguintes pontos.

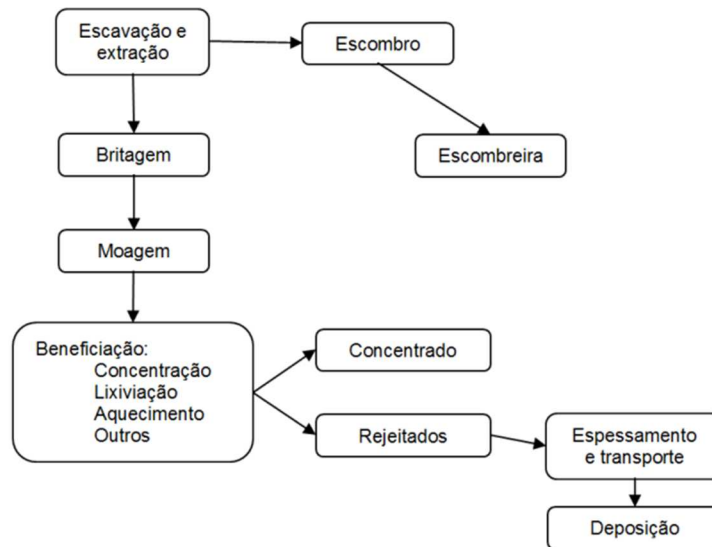


Fig. 1 – Esquema geral dos processos de exploração de minério bruto, adaptado de Russo (2007).

Como se constata pela Fig. 1, a primeira fase engloba as atividades de escavação e extração. Para se alcançar o minério é necessário escavar grandes quantidades de rocha, designando-se o material resultante de escombro, sendo depois extraído e depositado nas chamadas escombreiras, sem sofrer nenhum tipo de tratamento (Raposo, 2016).

Após o material depositado, ocorrem as fases de britagem e moagem dos escombros. Estas etapas permitem uma redução das dimensões da pedra até um tamanho desejado (Costa, 2014). A fase de britagem ocorre em primeiro lugar, diminuindo as dimensões dos fragmentos da pedra para uma dimensão adequada, de modo a serem introduzidos no equipamento de moagem (Krizek, 2004). A britagem ocorre com o objetivo de promover o transporte dos fragmentos da pedra para a superfície.

Posteriormente, dá-se a fase de concentração que tem como finalidade separar o minério dos rejeitados. Para o processo de separação podem ser utilizados diversos métodos, destacando-se a separação gravítica, a separação magnética e flotação (Raposo, 2016). É importante referir que a flotação é o método mais utilizado e é a primeira fase do processo de extração em que existe uma introdução de reagentes químicos (Vick, 1990). Para complementar a fase de concentração podem-se utilizar os processos de lixiviação e aquecimento, uma vez que a lixiviação consiste na utilização de reagentes que dissolvem os minerais, transformando-os em sais solúveis (Raposo, 2016). Segundo Krizek (2004), a transformação em sais realiza-se através de um solvente, geralmente uma solução forte, ácida ou alcalina dependente do minério em exploração.

Por fim, após estas fases restam dois produtos, o concentrado que contém uma elevada percentagem de minério e o rejeitado, que é composto por quantidades residuais de minério sem valor económico apreciável (Raposo, 2016). Os rejeitados após as fases de beneficiação apresentam um aspeto e uma consistência semelhante à de uma lama. De modo a beneficiar o processo da instalação, às fases anteriormente descritas, sucede-se o processo de espessamento. Para implementar o processo de espessamento pode recorrer-se a espessadores ou a hidrociclones, sendo que os espessadores são os equipamentos mais utilizados, pois apresentam menores custos operacionais e recuperam diretamente a água de circulação.

Este processo produz rejeitados espessados ou em pasta, reduzindo a quantidade de água contida juntamente com o material, tornando os rejeitados com um aspeto mais sólido (Costa, 2014). A água retirada poderá ser reutilizada de novo nos processos de extração e poderá ser utilizada para melhorar as propriedades dos rejeitados e facilitar a sua forma de deposição (Raposo, 2016).

Os rejeitados sob a forma de lama apresentam uma quantidade de sólidos de 30 a 50%. Já por sua vez, os rejeitados espessados e sob a forma de pasta são definidos como uma mistura densa e viscosa, que ao invés das lamas, não apresentam segregação das partículas enquanto são transportados, tendo pequenos assentamentos quando depositados. Os rejeitados espessados apresentam uma densidade de sólidos de 50 a 70%, os rejeitados sob a forma de pasta apresentam 70 a 75%, enquanto os rejeitados filtrados, apresentam mais de 75% (Li et al., 2009).

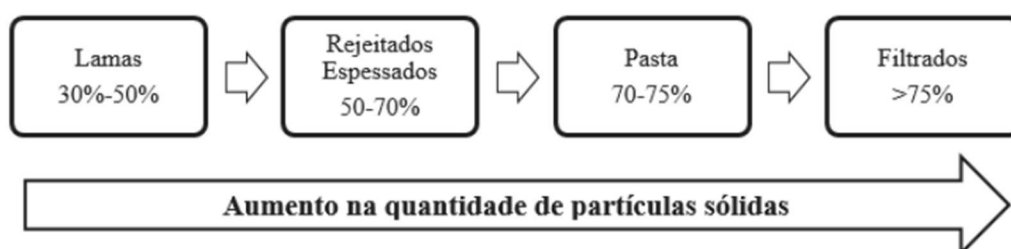


Fig. 2 – Evolução da quantidade de partículas sólidas durante o processo de espessamento, adaptado de Li et al. (2009).

2.3. DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS

Após o transporte dos rejeitados das centrais de tratamento até à bacia de decantação, o material precisa de ser depositado. A deposição dos rejeitados varia consoante as características do material, o layout da barragem, a área de deposição disponível, o grau de espessamento e entre outros (Coqueira, 2014).

Os rejeitados podem ser descarregados utilizando técnicas subaquáticas (abaixo da superfície da água), ou técnicas subaéreas (acima da superfície da água, no solo ou na praia de rejeitados), (DPI, 2003). A escolha entre esses métodos pode afetar dramaticamente a forma como os rejeitados se depositam e assentam dentro da barragem.

Geralmente à medida que os rejeitados são depositados, eles fluem para longe de um emissário e ocorre a segregação. O grau desta segregação depende essencialmente da granulometria das partículas dos rejeitados e da densidade da pasta (Vick, 1990). Regra geral à medida que o grau de espessamento dos rejeitados aumenta, há menos lama para transportar a fração grossa e os rejeitados começam a empilhar-se mais perto do ponto de descarga, aumentando assim a inclinação da praia de rejeitados.

Para baixas densidades de polpa, a fração grossa dos rejeitados, geralmente deposita-se mais próximo do ponto de descarga com o material mais fino (lama), sendo levado para longe.

Para a deposição subaérea isto resulta numa praia inclinada para baixo a partir da torneira em direção à lagoa (Vick, 1990). Observa-se que para a maioria dos tipos de rejeitados o grau esperado de declive da praia é de 0,5 a 2%, nas primeiras dezenas de metros e que quanto maior a densidade da polpa e/ou mais grosseira a graduação dos rejeitados, mais íngreme será o declive da praia.

2.3.1. DEPOSIÇÃO SUBAÉREA

A deposição subaérea é mais comum do que a subaquática pois permite formar a praia de rejeitados acima do nível da água, inclinando-se suavemente em direção à lagoa. À medida que os rejeitados são descarregados nessa praia, formam-se correntes de baixa velocidade que permitem que os rejeitados assentem e segreguem.

A deposição subaérea é geralmente praticada em instalações de rejeitados que possuem vários pontos de descarga. Isto permite que a deposição de rejeitados seja rotacionada entre diferentes locais em redor da instalação para permitir que os rejeitados recém-depositados, sequem e se consolidem, enquanto os rejeitados podem continuar a ser descarregados em outras zonas da instalação.



Fig. 3 – Deposição subaérea (à esquerda) e corrente de baixa velocidade contendo rejeitados (à direita), adaptado de Engels (2006).

2.3.2. DEPOSIÇÃO SUBAQUÁTICA

A deposição subaquática é particularmente adequada para rejeitados que contêm sulfetos e que provavelmente oxidarão, mobilizando metais e produzindo ácidos (Tremblay, 1998). Restringir o oxigénio aos rejeitados, colocando-os permanentemente debaixo de água, evitará assim a oxidação e minimizará os problemas ambientais associados à drenagem ácida de minas.

A descarga de rejeitados abaixo do nível da água pode criar encostas significativamente mais íngremes do que a aquela produzida pela deposição subaérea (Robertson e Wels, 1999). Dillon et al. (2004) relatam que a inclinação submarina dos rejeitados pode chegar a valores superiores a 10% em alguns casos. Isto significa que se o ponto de distribuição ou torneira não for movido regularmente, poderá ocorrer assentamento diferencial, queda e compressão. Isto pode danificar os revestimentos sintéticos, especialmente se houver probabilidade de compressão do material subjacente.

É essencial para uma barragem revestida, onde se utiliza deposição subaquática, que os rejeitados sejam distribuídos uniformemente e que as medições de profundidade sejam registadas em intervalos de tempo regulares para estabelecer mudanças drásticas de elevação.



Fig. 4 – Deposição subaquática de rejeitados, adaptado de Engels (2006).

2.3.3. DESCARGA EM PONTOS MÚLTIPLOS (“SPIGOTTING”)

A descarga em pontos múltiplos, via “Spigotting”, é usada quando os rejeitados são descarregados em redor do perímetro da instalação de rejeitados (construção de diques em anel) para criar uma praia entre o aterro e a lagoa (Ritcey, 1989). Isto geralmente significa que a lagoa está completamente cercada por rejeitados encalhados. As torneiras são trocadas conforme o plano de deposição estabelecido para promover a secagem, antes de deposição de novas camadas

A descarga em pontos múltiplos ajuda a reduzir a velocidade de descarga dos rejeitados, bombeados para a instalação de armazenamento, em comparação com a deposição de ponto único. Isto ajuda a promover um fluxo laminar em vez de turbulento, permitindo que as partículas grossas se acomodem mais perto da torneira, criando um maior potencial de drenagem. Isto também promoverá uma praia com um ângulo ligeiramente mais íngreme que ajudará na remoção de fluidos dos rejeitados depositados perto da torneira (Ulrich, East et al. 2000).



Fig. 5 – Spigot em pontos múltiplos (adaptado de <https://www.tailings.info/basics/tailings.htm>).

2.3.4. DESCARGA DE PONTO ÚNICO

A descarga de ponto único requer movimento irregular das linhas de descarga. Vick (1990), relata que normalmente são formados deltas, num único ponto de depósito na praia dentro da barragem. Isto normalmente significa que a lagoa está restringida a uma determinada área da barragem que pode estar contra uma das paredes do aterro, resultando em extremidades altas e baixas da barragem. A extremidade inferior da barragem irá coletar as lamas, aumentando a possibilidade de erosão por infiltração (Ritcey, 1989). Este tipo de deposição não é adequado quando o lago e/ou as lamas devem ser mantidos afastados de um aterro (EPA, 1994).



Fig. 6 – Descarga de ponto único (adaptado de <https://www.tailings.info/basics/tailings.htm>).

2.4. COMPORTAMENTO DOS REJEITADOS APÓS DEPOSIÇÃO

Depois de depositados, os rejeitados ficam sujeitos a um processo de densificação, provocado por um conjunto de fenómenos que alteram o seu estado. A densificação dos rejeitados é habitualmente quantificada pela variação do índice de vazios. A utilização desta variável, que como é sabido é adimensional, tem como principais vantagens o facto de estar relacionada com muitas outras propriedades, nomeadamente a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade e o potencial de liquefação, etc. De entre os diversos fenómenos que afetam a evolução dos rejeitados, os que se consideram mais relevantes são (Salfate, 2011):

- Sedimentação e consolidação sob peso próprio. Imediatamente após serem depositados, os rejeitados, até então, em suspensão em água, começam a sedimentar. Tendencialmente as partículas maiores sedimentam mais rapidamente, podendo ocorrer alguma segregação. Depois de sedimentadas, as partículas começam a interagir umas com as outras, surgindo a tensão efetiva. Dessas tensões resulta uma deformação por consolidação, causada pelo peso próprio das partículas. Na figura apresenta-se de forma esquemática o conjunto de fenómenos por que passam os rejeitados nos primeiros instantes após serem depositados. Nem sempre é fácil perceber quando ocorre a transição entre a sedimentação e a consolidação, ou seja, quando a suspensão dá origem a um solo com tensões efetivas (Azam et al., 2007).
- Consolidação. A consolidação ocorre devido às tensões induzidas pela deposição de sucessivas camadas de rejeitados. Regra geral o comportamento durante a consolidação depende do índice de vazios inicial (Liu, 1990; Ritchie et al., 2009; Villar, 2002). Como tal, é de grande importância conhecer e controlar o índice de vazios dos rejeitados depois das fases de sedimentação e consolidação sob o peso próprio.

- Evaporação e drenagem. Dependendo das condições climáticas e da forma de deposição, a camada de rejeitados irá perder humidade devido à evaporação na face superior e, eventualmente por drenagem pela base. Durante esta fase, os rejeitados apresentam, retração, como resultado da redução do teor em água e do conseqüente aumento das tensões de sucção.
- Congelamento e descongelamento. No caso particular de climas extremamente frios podem ocorrer ciclos de congelamento e descongelamento. Estes ciclos contribuem para a densificação dos rejeitados de duas formas distintas. Durante o congelamento é extraída água dos poros para formar cristais de gelo, que se acumulam em canais e lenticulas. Essa retirada da água dos poros, origina a consolidação dos rejeitados entre os canais do gelo. Durante o descongelamento estes canais permitem uma melhor drenagem da água intersticial, aumentando a permeabilidade da massa de rejeitados (Robertson, 1987).

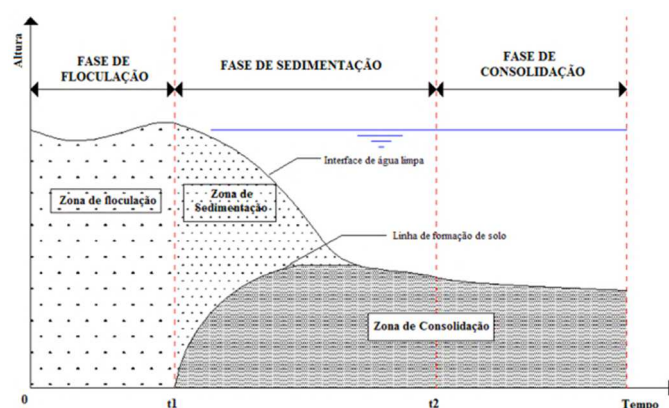


Fig. 7 – Evolução temporal de rejeitados recentemente depositados, adaptado de Dromer et al. (2004).

No caso da deposição subaquática os rejeitados não passam pelos processos de evaporação e drenagem, já que se encontram submersos durante toda a sua vida útil do depósito de rejeitados. O processo de densificação de uma determinada camada de rejeitados encontra-se representado esquematicamente na Fig. 8, onde se podem identificar as seguintes fases (Salfate, 2011).

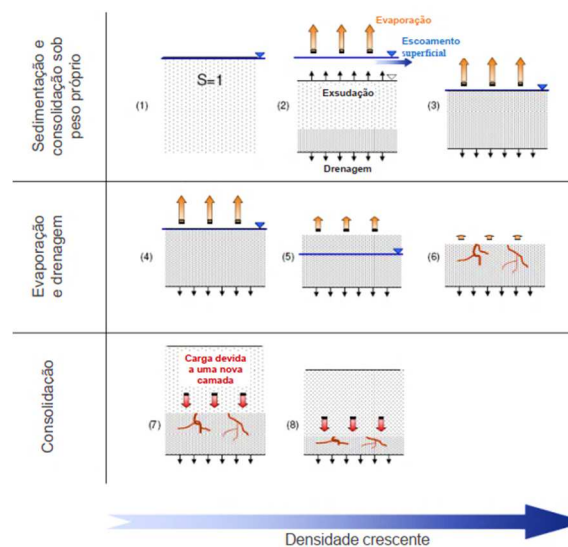


Fig. 8 – Representação esquemática do processo de densificação dos rejeitados, adaptado de Salfate (2011).

2.5. BARRAGENS DE REJEITADOS

Atualmente a forma mais corrente de armazenar os rejeitados produzidos pelas instalações mineiras é através da construção de barragens de deposição de rejeitados (TSF's). Regra geral as barragens são construídas utilizando materiais de empréstimo da zona de implantação da bacia ou por escombros produzido durante a exploração da mina (Coqueira, 2014). Esses materiais que são utilizados, para além das características de permeabilidade e compressibilidade, devem ser quimicamente estáveis (Caldeira e Espósito, 2010). Independentemente da técnica de construção aplicada, sempre que a capacidade da barragem for atingida, nos sucessivos alteamentos, poderão ser utilizados os rejeitados resultantes da etapa de beneficiamento do minério ou escombros, à medida que são produzidos (Coqueira, 2014).

A utilização dos próprios rejeitados, nos alteamentos das barragens de contenção, permite a redução dos custos e dos impactos ambientais (Carvalho, 2018).

As barragens de contenção de rejeitados (Fig.9), são idênticas às barragens de retenção de água (Rodrigues, 2016). No entanto, apesar das barragens de contenção de rejeitados e de água basearem-se nos mesmos princípios geotécnicos e visto que o material armazenado é diferente nas duas circunstâncias, o projeto tem de sofrer algumas adaptações (McLeod e Murray, 2003).

Após o fim da exploração da mina, as barragens de contenção são fechadas e o material lá depositado não é removido. Como tal, as desativações das barragens terão de ser efetuadas de forma segura e com a sua manutenção perdurável sem custos ou com custos reduzidos (Rodrigues, 2016).

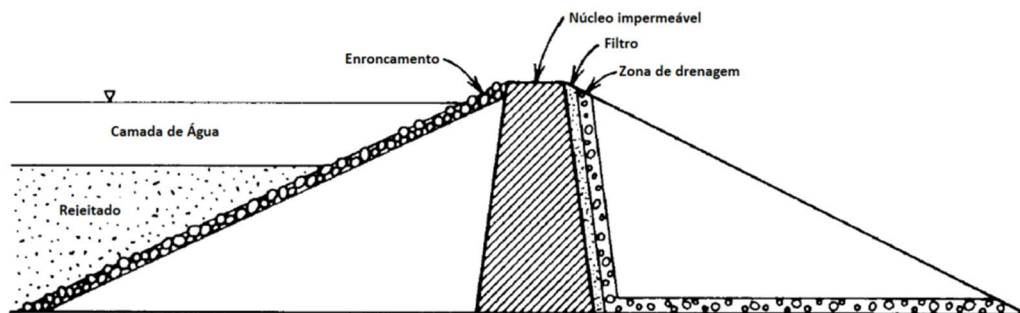


Fig. 9 – Barragem de contenção de rejeitados, adaptado de EPA (1994).

Para a construção de uma barragem de rejeitados, existem uma série de recomendações básicas a ter em conta, das quais se destacam (DNPM, 2002):

- Deverá ser antecedida de um projeto de execução;
- Será necessário evitar possíveis arrastamentos de materiais para rios, lagos ou outros cursos de água;
- Nas periferias das áreas das barragens deverão existir apenas edificações operacionais;
- No sistema de deposição terá de ser instalada monitorização, de forma a verificar a qualidade dos efluentes;
- Durante a fase de construção da barragem será necessário realizar análise de risco.

Para qualquer método de construção, deve-se ter em atenção a topografia e a sismicidade do local de implantação. A distância entre a área de deposição e a área da mina deve ser a menor possível (Caldeira e Espósito, 2010). Segundo Blight (2009), existem três métodos de construção de barragens de rejeitados por sucessivos alteamentos:

- Método de montante;
- Método de jusante;
- Método de construção central.

2.5.1. MÉTODO DE MONTANTE

O método de montante é o mais antigo, o mais económico e o que apresenta maior facilidade de execução entre os três métodos (Espósito, 2000). Este método, inicia-se com a construção de um dique inicial, Fig.10, em que os rejeitados são depositados, a partir da crista do talude (Coqueira, 2014). As partículas da fração grossa, presentes nos rejeitados, ao serem depositados dão origem à praia que servirá de base para a construção do próximo dique (Carvalho, 2018). Os alteamentos repetem-se até a barragem atingir a cota máxima definida para o projeto. A deposição dos rejeitados tem também a função de revestir o talude com o objetivo de reduzir a permeabilidade. É importante avaliar se os rejeitados têm todas as condições necessárias para apoiar a construção de um novo dique (Coqueira, 2014).

Este método é adequado para explorações em que não seja necessário armazenar grandes quantidades de água e, em regiões com clima árido (Raposo, 2016).

Também é relevante referir que apresenta um risco elevado de rotura, uma vez que é difícil realizar o controle da qualidade do maciço, porque os alteamentos são feitos sobre a praia dos rejeitados. Para além disso, o método é suscetível à liquefação, caso os rejeitados que compõem as praias estejam em estado solto e saturado (Coqueira, 2014). Por fim, o método também é suscetível à erosão interna, devido ao posicionamento da linha freática, aumentando as chances de surgir água no talude (Carvalho, 2017).

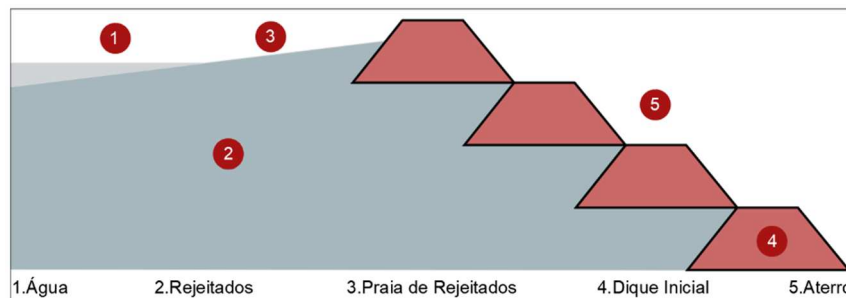


Fig. 10 – Método de montante de construção de barragens de rejeitados.

2.5.2. MÉTODO DE JUSANTE

No método de jusante (Fig.11) os eixos centrais dos diques progridem para jusante até atingir a cota máxima de projeto (Carvalho, 2018). A construção dos novos diques é realizada com a utilização da fração grossa dos rejeitados ou com solos de áreas de empréstimo. Para diminuir a possibilidade de ocorrer infiltrações e diminuir a suscetibilidade à liquefação, a parede do dique a montante deverá ser protegida com uma camada impermeável ou os sucessivos diques deverão ser compactados (Coqueira, 2014).

Em comparação com o método de montante este apresenta diversas vantagens, referido por Klohn (1982), citado por Russo (2007):

- A barragem é construída sobre um terreno natural e não sobre rejeitados pouco consolidados;
- A barragem pode ser formada recorrendo a técnicas tradicionais como recorrer a aterro compactado, aumentando a segurança da barragem;
- É possível a execução de um sistema de drenagem interno eficiente, que pode ser construído durante todo o processo de alteamento, permitindo um maior controlo do nível freático e, por consequência, melhorar a sua estabilidade;
- A estrutura da barragem é mais segura e resistente a carregamentos dinâmicos, tais como forças sísmicas.

Este método tem custos de construção superiores em comparação com o método analisado anteriormente, assim como a área ocupada pela fundação da barragem é superior uma vez que aumenta sempre que se constrói um novo alteamento (Raposo, 2016).

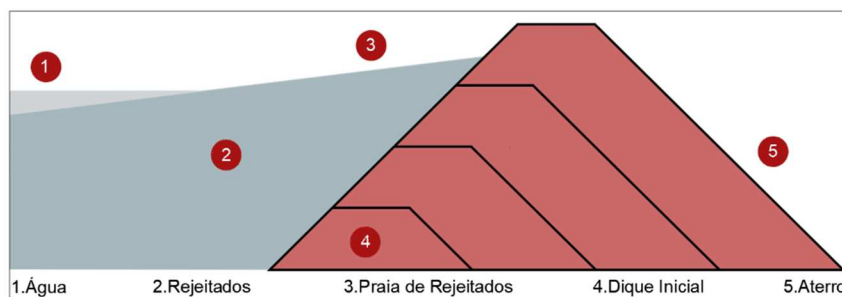


Fig. 11 – Método de construção a jusante de barragens de rejeitados.

2.5.3. MÉTODO DE CONSTRUÇÃO CENTRAL

A construção de uma barragem através do método de construção central é idêntica aos métodos apresentados anteriormente. Inicia-se a partir de um dique inicial (Fig. 12), e os sucessivos alteamentos são construídos sobre a praia formada pela deposição de rejeitados e o talude a jusante do dique inicial (Carvalho, 2018). Durante a construção dos novos diques os rejeitados colocados sobre a inclinação de jusante, devem ser comprimidos de forma a evitar falhas de corte (Coqueira, 2014). A nível económico, este método é mais caro do que o de montante e, mais económico em relação ao de jusante. A construção de uma barragem, a partir deste método, é uma operação complexa pois são necessários mecanismos para a deposição de material a jusante do dique e para comprimir o material.

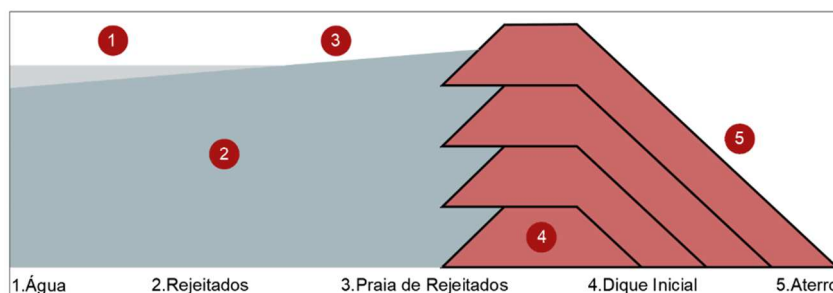


Fig. 12 – Método de construção central de uma barragem de rejeitados.

Na tabela seguinte podem-se analisar as diferenças entre os três métodos abordados anteriormente. Atualmente, o método de montante é o mais utilizado pois permite que os alteamentos sejam realizados a uma maior velocidade e a um menor custo. No entanto, o método de jusante é o que oferece uma maior segurança.

Tabela 3 – Características dos métodos de construção de barragens de rejeitados.

Métodos de Construção	Método de Montante	Método de Jusante	Método Linha de Centro
Características Gerais	• Método mais antigo, sendo o mais utilizado na atualidade. • Lançamento a partir das cristas por "spigots" (as frações grossas depositam-se junto ao corpo da barragem). • Também podem ser usados hidrociclones.	• Construção de dique inicial impermeável e barragem de pé. • Separação dos rejeitados na crista do dique por meio de hidrociclones. • Barragem com dreno interno e impermeabilização a montante.	• Variação do método de jusante.
Vantagens	• Menor custo. • Maior velocidade de alteamento.	• Maior segurança. • Compactação de todo o corpo da barragem.	• Variação do volume de "underflow" em relação ao método de jusante.
Desvantagens	• Maior probabilidade de instabilidade devido à presença de finos não adensados junto ao corpo da barragem. • Baixa compacidade do material; possibilidade de liquefação.	• Necessidades de grandes quantidades de "underflow" (problemas nas 1ª etapas). • Deslocamento do talude de jusante (proteção superficial só no final da construção).	• Pode ser necessária a extensão dos trabalhos de compactação a montante do eixo da barragem.

2.5.4. ACIDENTES EM INSTALAÇÕES DE ARMAZENAMENTO DE REJEITADOS

Estimam-se que existam mais de 3500 instalações de armazenamento de rejeitados (TSF's), em todo o mundo. Essas estruturas tem a função de conter os resíduos produzidos pela indústria mineira.

O número de roturas nas TSF's quase que duplicou nos últimos vinte anos, (Fig.13). Os avanços na tecnologia de mineração tornaram possíveis a exploração de depósitos de menor qualidade, apesar da diminuição dos preços das matérias-primas, o que significa eliminar mais rejeitados e colocar mais pressão sobre as instalações de armazenamento.

A rotura destas estruturas envolve frequentemente a libertação de material a jusante, com consequências catastróficas para as populações, para o ambiente e para a economia.

A frequência com que estes eventos acontecem está longe de ser desprezível, pois apresentam uma probabilidade de ocorrência de 1,2% em 100 anos (Geppetti et al., 2022).

As causas que desencadeiam as roturas nestas estruturas, são inúmeras e podem ser resumidas por: defeitos na estrutura, problemas na fundação, eventos climáticos incomuns, eventos sísmicos, galgamento, subsidência e falta de manutenção durante a operacionalidade e após o seu encerramento.

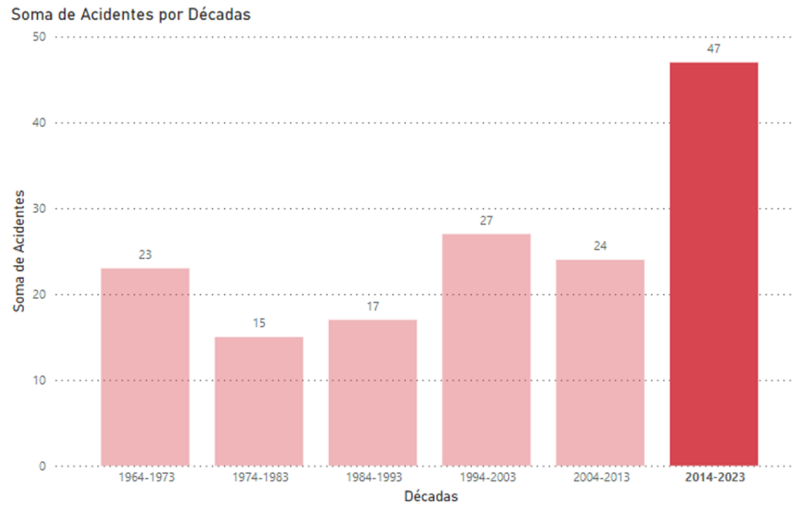


Fig. 13 – Gráfico relativo aos acidentes que ocorrem nos últimos 60 anos (dados retirados de wise-uranium.org).

Observaram-se que os mecanismos de rotura que ocorrem com mais frequência estão ligados à liquefação estática ou sísmica.

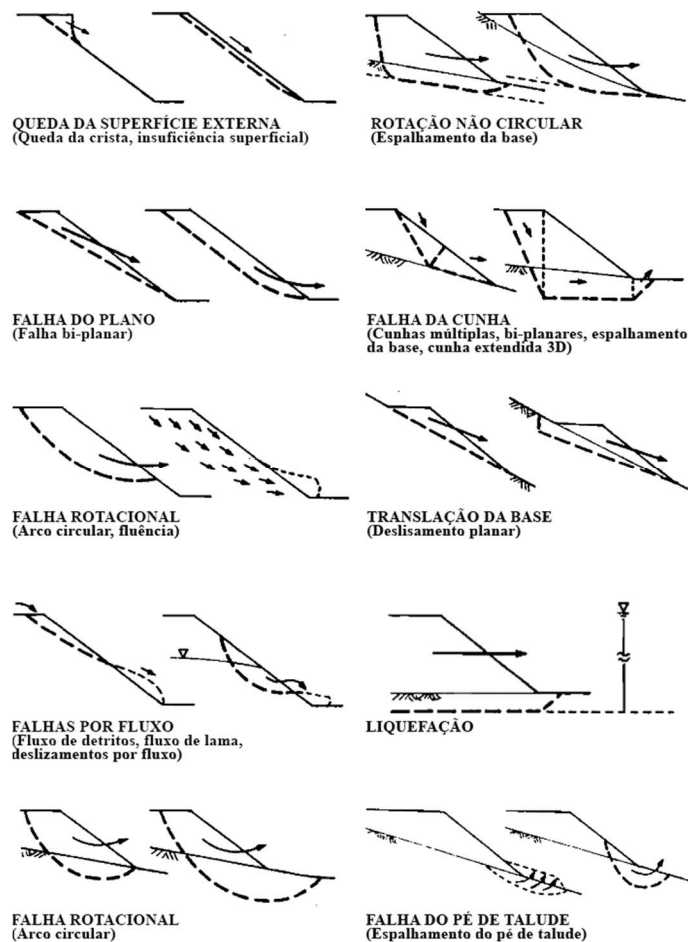


Fig. 14 – Modos de Rotura para taludes e fundações de aterros, adaptado de Piteau Associates Engineering Ltd. (1991).

O método de construção a montante é o mais utilizado para as instalações de armazenamento de rejeitados por ser o mais fácil de implementar e o mais barato, no entanto tem a condicionante de ser o mais suscetível ao fracasso.

Em todo o mundo, 66% dos colapsos ocorreram em instalações de armazenamento de rejeitados construídas pelo método de montante. Os Estados Unidos, são o país com o maior número de casos conhecidos seguidos pela Europa.



Fig. 15 – Mapa mundo com a localização dos acidentes que ocorreram na última década (dados retirados de wise-uranium.org).

Uma outra situação importante para refletir prende-se com as medidas de redução de custos que tem vindo a ser implementadas, mesmo com o aumento das produções. Em muitos casos tem sido prometido pacotes de remuneração extra, vulgo prémios de produção aos gestores, incentivando-os a cortar nos custos de produção, aumentando assim os seus bónus anuais, mas elevando a probabilidade de ocorrência de mais acidentes graves (Fig. 16, 17 e 18).



Fig. 16 – Vista aérea da rotura da pilha de rejeitados da Mina de Pau Branco no Brasil da Vallourec (adaptado de <https://www1.folha.uol.com.br>).



Fig. 17 – Vista aérea da rotura da Barragem do Feijão em Brumadinho no Brasil (adaptado de <https://epocanegocios.globo.com/>).



Fig. 18 – Rotura na Barragem em Mount Polley, no Canadá (adaptado de <https://multinationales.org>).

2.5.5. PADRÃO GLOBAL DA INDÚSTRIA PARA A GESTÃO DE REJEITADOS

O Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitados (GISTM, em inglês) foi lançado a 5 de Agosto de 2020 a partir de uma iniciativa do Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA), dos Princípios para o Investimento Responsável (PRI, em inglês) e do Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM, em inglês), tornando-se desde então, o primeiro padrão global do setor mineiro e um marco mundial para a segurança das barragens de rejeitados.

O documento redigido, procura estabelecer como objetivo, evitar qualquer dano às pessoas e ao meio ambiente (zero danos), com tolerância zero para a perda de vidas humanas. O documento exige que os Operadores assumam a responsabilidade e priorizem a segurança das estruturas de disposição de rejeitados ao longo de todas as fases do seu ciclo de vida, inclusive nas fases de encerramento e pós-encerramento. Além disso o documento exige a divulgação de informações relevantes que suportem a prestação de contas e a responsabilização pública.

É um documento com 6 tópicos subdivididos em 15 princípios, que por sua vez se dividem em 77 requisitos auditáveis.



Fig. 19 – Padrão Global para a Gestão de Rejeitados (adaptado de <https://vale.com/pt/gistm>).

3

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS REJEITADOS

As propriedades dos rejeitados em conjunto com a topografia, com a capacidade de armazenamento e com as características geológicas, hidrológicas e geotécnicas do terreno, determinam os requisitos de projeto do local de deposição. Devido a isso, as características dos rejeitados devem ser conhecidas e estimadas (Blight, 2009). Essas características podem variar muito e dependem da mineralogia da mina assim como dos processos físicos e químicos a que foram submetidos os rejeitados no processo de extração do produto económico.

3.1. GRANULOMETRIA

A distribuição global do tamanho, graduação e forma das partículas afeta outros fatores como a permeabilidade, a resistência, a sedimentação e a consolidação, sendo por isso um dos parâmetros mais relevantes a ser considerado e estimado. A forma das partículas influencia a forma como se agrupam e a densidade que vão exibir após agrupadas. A maioria das partículas dos rejeitados tendem a ser angulosas, devido à forma como são concebidas durante o processo de extração do minério. Landriault (1995) caracterizou os rejeitados como finos, médios ou grossos, de acordo com a percentagem de finos inferiores a 20 microns, como mostra na Tabela 4.

Tabela 4 – Classificação de rejeitados quanto à granulometria, adaptado de Landriault (1995); Sveinson (1999).

Classificação dos Rejeitados	Quantidade de finos inferiores a 20 microns
Finos	60%-90%
Médios	35%-60%
Grossos	15%-35%

Sarsby (2000), citou o comportamento das curvas granulométricas de seis rejeitados minerais (Bauxite, Carvão Fino, Ouro, Cobre, Molibdénio e Trona), conforme Fig.18. Em termos de granulometria, de um modo geral, o teor de finos ($< 74\mu\text{m}$) foi entre 21,2% e 81,3% e o teor de areia ($> 0,06\text{ mm}$) foi entre 33,3% e 77%. Pela classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solo (USCS), os rejeitados receberam as nomenclaturas em termos de densidade real, obtendo: SM (Cobre), ML (Ouro), CL (Carvão Puro) e SM (Compósito de areias de óleo em rejeitados. (QIU e SEGO, 2001) Hu et al. (2017) citaram que com base nos resultados dos testes dos Limites de Atterberg e distribuição granulométrica nos quatro rejeitados, os dois rejeitados grossos foram classificados como areia siltosa (SM) e os dois rejeitados finos foram classificados como argila arenosa fina (CL), de acordo a USCS.

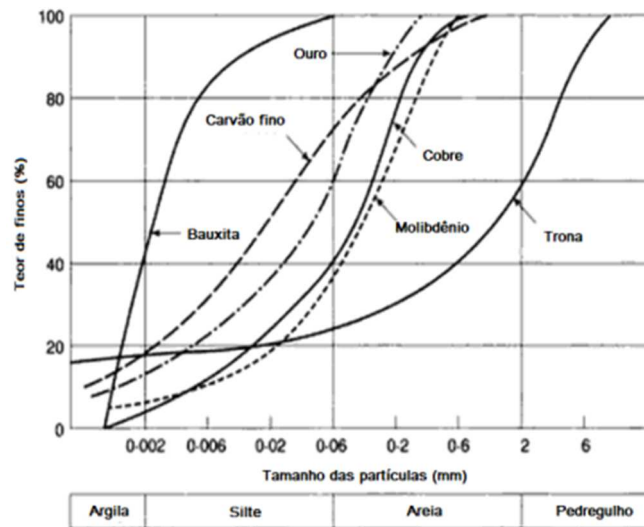


Fig. 20 – Curvas Granulométricas de diferentes rejeitados minerais (Sarsby, 2000).

3.2. PESO ESPECÍFICO RELATIVO

A densidade das partículas sólidas (G_s) ou peso específico relativo é a propriedade do solo que relaciona o peso volúmico das partículas sólidas com o peso volúmico da água, refletida pela equação 3.1. Esta propriedade permite saber qual o volume ocupado pelas partículas sólidas e assim calcular o índice de vazios da amostra de solo (Nóbrega, 2021). O peso específico relativo dos solos de rejeitados é habitualmente superior aos solos de origem natural, uma vez que são materiais com um elevado teor de compostos metálicos, (Bacco, 2020).

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.1)$$

3.3. POROSIDADE

A porosidade de um solo é a fração do volume total de solo que é ocupado por poros, ou seja, espaços vazios entre as partículas sólidas. Esses espaços podem ser preenchidos com ar ou água, dependendo das condições do solo. A porosidade é uma propriedade muito importante, pois influencia a capacidade do solo em armazenar e transmitir água.

A porosidade (n) de um solo é expressa em percentagem e é definida como o volume dos poros (V_v) dividido pelo volume total (V) de uma amostra de solo, ou seja:

$$n = \frac{V_v}{V} * 100 \quad (3.2)$$

Existe um conceito que está intimamente relacionado com a porosidade. O índice de vazios ($e=V_v/V_s$), descreve também a quantidade de vazios presentes numa amostra de solo, mas ao invés da porosidade que é razão, entre volume de vazios e volume total, o índice de vazios é a relação entre volume de vazios (V_v) e volume de sólidos (V_s).

3.4. PERMEABILIDADE

A permeabilidade de um solo é definida como a capacidade que ele possui em permitir a passagem de água ou outros fluidos através da sua estrutura porosa. A permeabilidade dos solos depende de vários fatores entre eles o tamanho dos grãos, a forma das partículas, a estrutura do solo e a presença de substâncias como areia, argila ou silte. A permeabilidade de um solo saturado é quantificada pelo coeficiente de permeabilidade e de forma análoga por condutividade hidráulica, que é reservada ao fluxo para solos não saturados.

A Lei de Darcy (1850) que foi redigida para solos saturados, uniformes, homogêneos isotrópicos, não deformáveis e a temperatura constante e mais tarde generalizada para solos não saturados, com variação de teor de humidade e sucção. Foi testada experimentalmente, tendo Darcy verificado os fatores que influenciavam o fluxo de um fluído num meio poroso e estabelecido que o caudal (Q), numa seção de área (A) é proporcional ao gradiente hidráulico (i), como se pode ver na equação 3.3.

$$Q = k * i * A \quad (3.3)$$

A constante de proporcionalidade é chamada de coeficiente de permeabilidade (k), uma medida do solo que representa a facilidade com que este permite a percolação/fluxo da água pelos seus interstícios.

O valor deste coeficiente (k) pode ser determinado por via de ensaios em permeâmetros de câmara Triaxial, sendo função do índice de vazios (e) e da superfície específica das partículas (S_p) (daí se associar esta grandeza logaritmicamente à dimensão das partículas). Contextualizando esta dependência entre valores de permeabilidade podem ser estimados por meio da relação de Kozeny-Carman expressa na equação 3.4:

$$\log \frac{k}{1\text{m/s}} = 1,46 \cdot \left[0,5 + \frac{e^3}{G_s^2 S_p^2 (1+e)} \right] + 1,99 \quad (3.4)$$

Onde k é dado em m/s, G_s é o peso específico das partículas e S_p é a superfície específica do material que, por sua vez, pode ser estimada a partir de relação da curva granulométrica do material apresentada por Chapuis e Légaré (1992).

A velocidade (v), razão entre o caudal e a área da secção do fluxo de água é assim representada pela Lei de Darcy:

$$v = \frac{Q}{A} = k * i \quad (3.5)$$

Chama-se velocidade de percolação (vp) à velocidade com que a água percorre os interstícios do solo, considerando a área efetiva de escoamento, isto é, a área de vazios (A_v) e a porosidade (n):

$$vp = \frac{Q}{A_v} = \frac{Q}{A * n} = \frac{v}{n} \quad (3.6)$$

Para estudar as forças que controlam o escoamento da água através de um solo é necessário avaliar as variações de energia no sistema. No estudo do fluxo da água nos solos é conveniente expressar as componentes de energia pelas correspondentes cargas ou alturas (energia por unidade de massa).

Da mecânica dos fluidos sabemos que, de acordo com a Equação de Bernoulli, a carga total de um ponto na água em movimento pode ser dada pela soma das cargas altimétrica, piezométrica e cinética, ou seja:

$$H = ha + hp + hv \quad (3.7)$$

Sendo que:

$ha = Z$, diferença de cota entre o ponto considerado e qualquer ponto definido como referência;

$hp = \frac{u}{\gamma_w}$, pressão neutra no ponto, expressa em altura de coluna de água;

$hv = \frac{v^2}{2g}$, carga cinética, nos problemas de percolação da água nos solos, a carga cinética é desprezável pois as velocidades obtidas são muito baixas.

Para que haja fluxo de água, isto é, percolação de um ponto para outro ponto, temos de ter uma diferença de carga hidráulica/perda de carga hidráulica (ΔH). Sempre que houver diferença de carga total entre dois pontos haverá fluxo, na direção do ponto de maior carga para o ponto de menor carga total. A água tem sempre tendência para se deslocar para o ponto de carga total menor (Fig. 21).

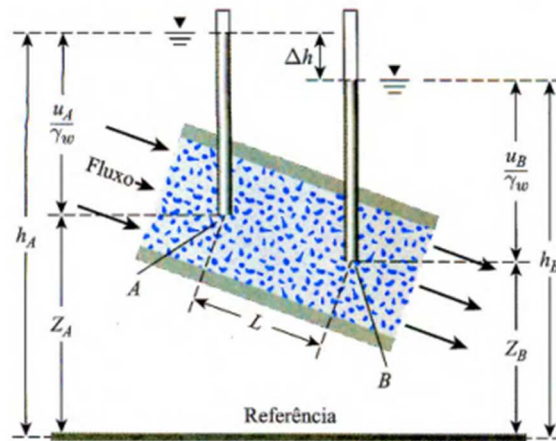


Fig. 21 – Cargas altimétrica, piezométrica e total para o fluxo através do solo, adaptado de Das (2011).

Identificando então a equação para a determinação das cargas totais representadas na Fig. 21, teríamos para os pontos A e B, as seguintes equações:

$$H_A = H_B + \Delta H \quad (3.8)$$

$$\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A = \frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B + \Delta H \quad (3.9)$$

Na Fig. 22, podemos ver dois casos representados em que no primeiro não temos fluxo, porque não temos diferença de carga hidráulica. A carga total nos pontos A e B, isto é, H_A e H_B , são iguais logo não há fluxo. Já no caso 2, em que temos um solo a separar os dois depósitos de água, esse solo, vai dificultar a passagem da água e então o fluido vai perder energia para atravessar o solo, logo vai sofrer uma perda de carga hidráulica, o que provocará alturas de carga totais diferentes de cada um dos depósitos. A nossa perda de carga (ΔH) será a diferença de cotas entre as superfícies de cada depósito de água. Sendo assim na extensão representada do solo (ΔL), tem-se uma perda de carga (ΔH) e à razão entre a perda de carga e a extensão do solo corresponderá o chamado gradiente hidráulico. Como neste caso teremos alturas de carga diferentes em cada um dos lados dos depósitos, tem-se um fluxo de água (fluxo do ponto B para o ponto C).

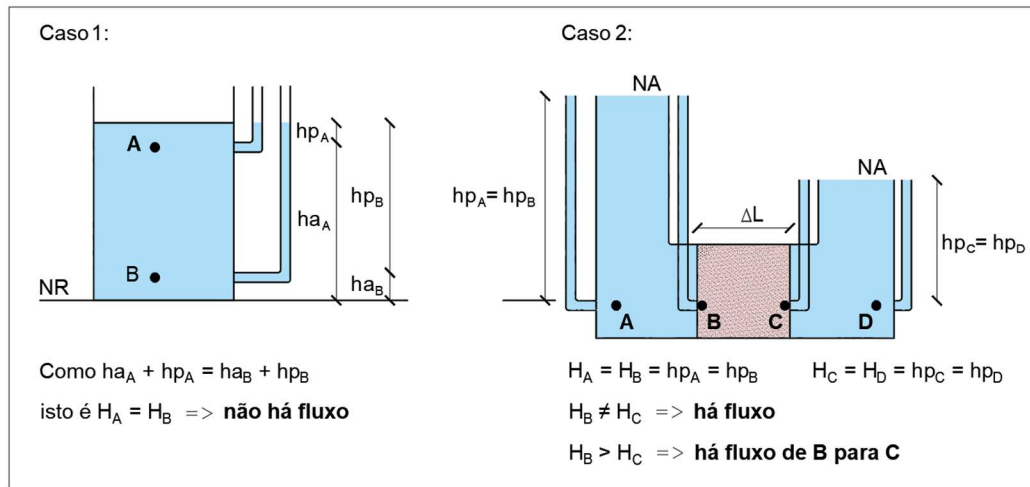


Fig. 22 – Esquema ilustrativo do cálculo do fluxo de água.

O gradiente hidráulico (i) a taxa de dissipação da carga total em função da distância.

$$i = - \lim_{\Delta L \rightarrow 0} \frac{\Delta H}{\Delta L} = - \frac{dH}{dL} \quad (3.10)$$

A perda de carga (ΔH), é dissipada através da amostra de solo, de secção (A) ao longo de uma distância (L), na forma de atrito viscoso pela dificuldade que o solo provoca na passagem da água. Este atrito provoca um esforço de arraste das partículas na direção do movimento sendo definido como força de percolação, sendo dada pela equação 3.11:

$$Fp = \Delta H * \gamma_w * A \quad (3.11)$$

Em Geotecnia é habitual trabalhar com a força de percolação por unidade de volume sendo que à equação anterior é necessário dividir pelo volume do solo atravessado, equação 3.12:

$$j = \frac{\Delta H * \gamma_w * A}{A * L} = \frac{\Delta H}{L} * \gamma_w = i * \gamma_w \quad (3.12)$$

Esta força de percolação, vai provocar no solo, tensões que vão influenciar a sua estrutura, estando diretamente relacionada com a tipologia do fluxo da percolação da água, podendo este ser sem fluxo, fluxo descendente (no sentido da gravidade) e ascendente (no sentido contrário à gravidade).

Para calcular as tensões no solo, numa condição em que não existe fluxo, num caso em que não temos gradiente hidráulico suficiente para promover fluxo, não vamos ter diferenças de carga total nas duas superfícies do ensaio apresentado na Fig. 23.

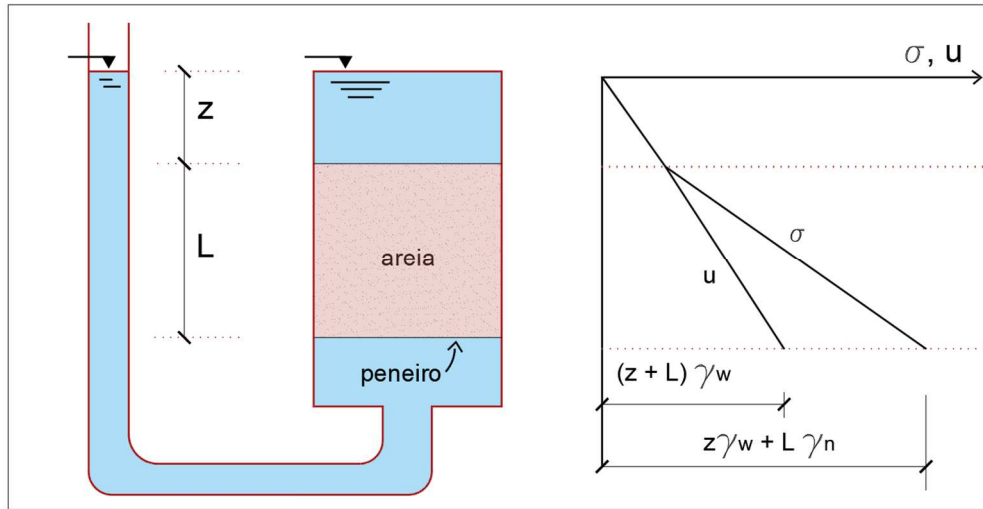


Fig. 23 – Esquema ilustrativo do cálculo das tensões para o caso de não existir fluxo.

Neste caso, para calcular as tensões na base da amostra da areia, vamos ter as seguintes equações:

$$\sigma = Z * \gamma_w + L * \gamma \quad (3.13)$$

$$u = (Z + L) * \gamma_w \quad (3.14)$$

$$\sigma' = \sigma - u = (Z * \gamma_w) + (L * \gamma) - (Z * \gamma_w) - (L * \gamma_w) = (\gamma - \gamma_w) * L = \gamma_{sub} * L \quad (3.15)$$

Quando se está perante uma situação de fluxo descendente (a favor da gravidade) (Fig.24), a forma como se calculou as tensões apenas vai variar na forma como se calculou as poropressões (u). Neste caso a poropressão vai deixar de ser função apenas da altura da carga de água, pois a água não vai estar parada, mas vai variar com a força de percolação aplicada. Neste caso tem-se como equações para o cálculo das tensões na base da amostra as seguintes:

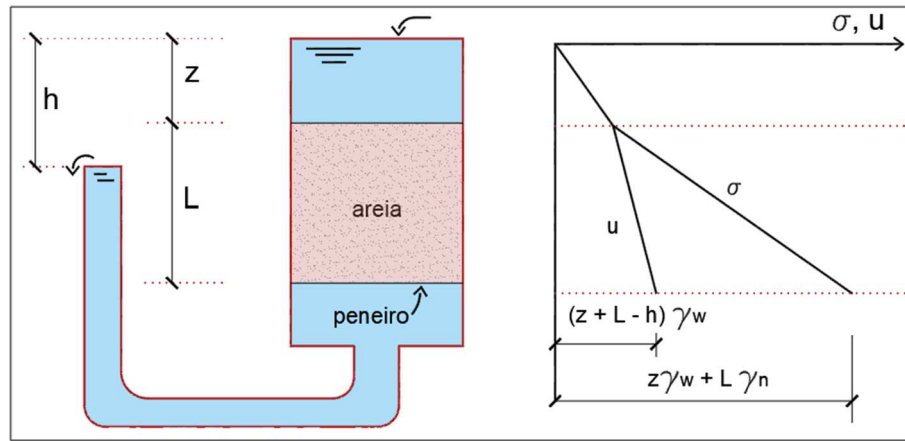


Fig. 24 – Esquema ilustrativo do cálculo das tensões para o caso de um fluxo descendente.

$$\sigma = Z * \gamma_w + L * \gamma \quad (3.16)$$

$$u = (Z + L - h) * \gamma_w \quad (3.17)$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.18)$$

$$\sigma' = (Z * \gamma_w) + (L * \gamma) - (Z * \gamma_w) - (L * \gamma_w) + (h * \gamma_w) = ((\gamma - \gamma_w) * L) + (h * \gamma_w) \quad (3.19)$$

$$\sigma' = L * \gamma_{sub} + L * i * \gamma_w = L * (\gamma_{sub} + j) \quad (3.20)$$

Neste caso como temos o fluxo na direção da gravidade, este vai funcionar como catalisador para o aumento da tensão efetiva. O fluxo da água vai como que apertar os grãos do solo, aumentando a sua resistência ao corte. Nesta, a força de percolação nunca vai zerar a tensão efetiva, vai antes aumentá-la, pois ela vai empurrar os grãos na direção preferencial da tensão efetiva.

Quando no modelo apresentado, se acrescenta fluxo ascendente (contrário à gravidade), o cálculo das equações é similar ao apresentado acima variando apenas no sinal da perda de carga, no caso apresentado (Fig. 25).

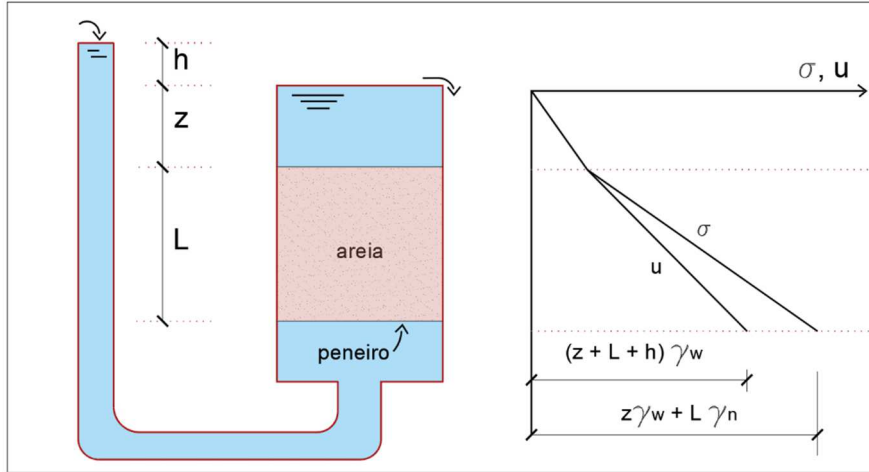


Fig. 25 – Esquema ilustrativo do cálculo das tensões para fluxo ascendente.

$$\sigma = Z * \gamma_w + L * \gamma \quad (3.21)$$

$$u = (Z + L + h) * \gamma_w \quad (3.22)$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.23)$$

$$\sigma' = (Z * \gamma_w) + (L * \gamma) - (Z * \gamma_w) - (L * \gamma_w) - (h * \gamma_w) = ((\gamma - \gamma_w) * L) - (h * \gamma_w) \quad (3.24)$$

Como h vai ser a nossa perda de carga, tem-se então:

$$\sigma' = L * \gamma_{sub} - L * i * \gamma_w = L * (\gamma_{sub} - j) \quad (3.25)$$

Neste caso, como se pode ver pela última equação apresentada, a força de percolação reduz o valor das tensões efetivas e esta situação é crítica, pois a tensão efetiva é a tensão que mantém os grãos do solo interligados e esta, ao diminuir em valor, podendo ir até zero, irá provocar uma desagregação da estrutura do solo, deixando os grãos da amostra de se interconectar transformando o solo num fluido denso.

Finalizando, na condição de fluxo ascendente a tensão efetiva reduz com o aumento do gradiente hidráulico até um valor nulo, deixando o solo de ter contacto entre os grãos, perdendo a sua resistência de atrito das superfícies dos grãos e como tal perdendo a resistência ao corte, não funcionando mais como uma estrutura típica de um solo, passando a se comportar como um líquido, representando assim o fenómeno de liquefação. Como para um dado valor de gradiente hidráulico, a tensão efetiva pode ser nula, vai passar a ter o chamado gradiente hidráulico crítico (*icrit*), valor esse que deverá ser sempre evitado na edificação de estruturas geotécnicas.

$$\sigma' = L * (\gamma_{sub} - i \gamma_w) = 0 \Rightarrow L * \gamma_{sub} - L * i * \gamma_w = 0 \quad (3.26)$$

$$L * \gamma_{sub} = L * i * \gamma_w \Rightarrow i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (3.27)$$

Tabela 5 – Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade, adaptado de Terzaghi e Pech (1967).

Grau de Permeabilidade	k (m/s)
Alto	$> 10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito Baixo	10^{-7} a 10^{-9}
Praticamente Impermeável	$< 10^{-9}$

3.5. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A resistência ao corte é a propriedade responsável pela capacidade que os solos têm em suportar tensões desenvolvidas por solicitações internas e externas. Garbarino (2018), afirma que este parâmetro é a característica mais importante no projeto de uma barragem de armazenamento de rejeitados, destacando que, os parâmetros apropriados para realizar uma análise de estabilidade estão relacionados com a tensão efetiva, ou seja, a coesão efetiva e o ângulo de resistência ao corte.

Os rejeitados de mineração são caracterizados pela ausência ou por valores baixos de coesão (Bacco, 2020). Uma vez que estes materiais são resultado de um processo de britagem das rochas, são compostos por minerais não alterados sendo as partículas angulares e não planas, logo o ângulo de resistência ao corte é superior em materiais de rejeitados comparativamente aos solos naturais.

O coeficiente de Poisson (ν), representa a razão da deformação radial pela axial (Moreira, 2012). O valor característica das argilas é de 0,5, enquanto para as areias é de 0,3.

3.6. PARÂMETROS ELÁSTICOS

A deformabilidade de um solo é um fator essencial de qualquer projeto ou análise de uma obra geotécnica. As deformações habitualmente situam-se no domínio das pequenas ou muito pequenas deformações para este tipo de obras, o que implica a necessidade de determinar parâmetros elásticos compatíveis com tais níveis (Bacco, 2020). Esta necessidade levou ao desenvolvimento de técnicas baseadas em solicitações dinâmicas, como por exemplo, o uso de transdutores piezoelétricos, ou *bender elements*, em que o funcionamento é baseado na emissão e receção de ondas sísmicas.

Segundo Ferreira (2003), os *bender elements* são elementos capazes de transmitir e receber ondas S através do solo. Esta característica permite determinar a velocidade da onda V_s e consequentemente a partir da aplicação da teoria da elasticidade, determinar o módulo de distorção de solos para pequenas deformações, G_0 , retratado na equação 3.28.

$$G_0 = \rho * V_s^2 \quad (3.28)$$

Neste contexto, a utilização destes dispositivos para identificar o módulo de distorção para pequenas deformações G_0 , tem um interesse particular porque a sua utilização, permite definir o designado Índice de Rigidez ($IR = G_0/S_u$, sendo S_u , resistência não drenada máxima numa trajetória de tensão qualquer), que é um indicador da fragilidade dos materiais granulares em condições de carregamento não drenado (Jefferies e Been, 2015).

3.7. PARÂMETROS DE CONSOLIDAÇÃO

Sarsby (2000) citou que o coeficiente de consolidação primária (C_v) de rejeitados arenosos ocorre tão rapidamente que é difícil medir, muito embora os dados disponíveis sugiram que o C_v varie entre 1000 e 300.000 m²/ano para depósitos de areia na praia. O mesmo refere que para rejeitados argilosos, o C_v é geralmente cerca de 0,3 a 300 m² / ano, o que está na mesma faixa que a exibida para solos argilosos convencionais. Qiu e Sego (2001) realizaram uma investigação em laboratório a partir de ensaios de consolidação baseados nos postulados de Head (1992) e obteve valores de C_v entre 22,32 a 104,23 m²/ano para rejeitados de cobre, 13,58 a 80,07 m²/ ano para rejeitados de ouro.

Vick (1990) citou faixas de coeficiente de consolidação (C_v) para depósitos de areia da praia e rejeitados de lodos obtendo valores de 5×10^{-1} a 10^2 cm/s e 10^{-2} a 10^{-4} cm/s, respectivamente. Quanto ao índice de compressão (C_c), Sarsby (2000) menciona que em rejeitados arenosos estes valores variavam entre 0,05 a 0,13 e nos rejeitados argilosos variavam entre 0,1 a 0,37. Qiu e Sego (2001) realizaram ensaios de consolidação em quatro rejeitados, cujos valores de C_c foram: Cobre (0,056 a 0,094) Ouro (0,370 a 0,396), Carvão Puro e Compósito de areias de óleo em rejeitados consolidados (0,271 a 0,319). Hu et al. (2017) mencionaram em seus estudos os índices de vazios (e) e valores de C_c dos quatros rejeitados, sendo eles: rejeitados finos ($e=1,41$ e $C_c = 0,260$) e granulares ($e=0,74$ e $C_c = 0,046$) de minério de ferro de Yuhezhai; e rejeitados finos ($e=1,03$ e $C_c = 0,085$) e granulares ($e=0,84$ e $C_c = 0,025$) de minério de cobre de Bahuerachi.

3.8. ENSAIO DE CORTE DIRETO

O ensaio de corte direto é a mais antiga e simples forma de trabalho para a determinação das tensões de corte. O equipamento de ensaio consiste numa caixa metálica de corte, na qual a amostra de solo é colocada. A caixa é dividida em duas metades horizontalmente. A força normal no corpo de prova é aplicada a partir do topo da caixa de corte. A força de corte é aplicada ao mover uma metade da caixa sobre a outra para provocar a ruptura no corpo de prova da amostra de solo Fig. 26.

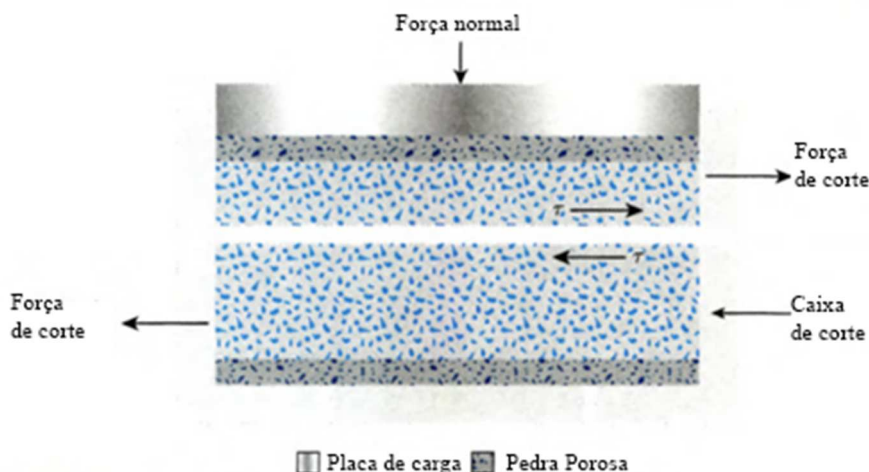


Fig. 26 – Esquema ilustrativo do ensaio de corte direto, adaptado de Das (2011).

Para um dado ensaio, a tensão normal pode ser calculada como:

$$\sigma = \frac{\text{Força normal}}{\text{Área da secção transversal do provete}} \quad (3.29)$$

A tensão resistente de corte, para qualquer deslocamento tangencial pode ser calculado como:

$$\tau = \frac{\text{Força tangencial}}{\text{Área da secção transversal do provete}} \quad (3.30)$$

A Fig. 27 mostra um gráfico típico da tensão de corte e da variação da altura no provete, em função do deslocamento tangencial tanto para areias soltas (areias fofas), como para areias compactas. A partir da Fig.25, é possível retirar as seguintes conclusões:

- Na areia solta (fofa), a tensão resistente aumenta com o deslocamento tangencial até que uma tensão de corte de rotura τ_f seja alcançada. Depois, a resistência ao corte permanece aproximadamente constante para qualquer aumento adicional no deslocamento tangencial.
- Na areia compacta, a tensão resistente de corte aumenta com o deslocamento tangencial até que alcance uma tensão de rotura τ_f . Esta tensão τ_f é chamada de resistência ao corte de pico. Após a tensão de rotura ser alcançada, a tensão resistente de corte diminui gradualmente, enquanto o deslocamento tangencial aumenta até que finalmente alcance um valor constante chamado de resistência última ao corte.

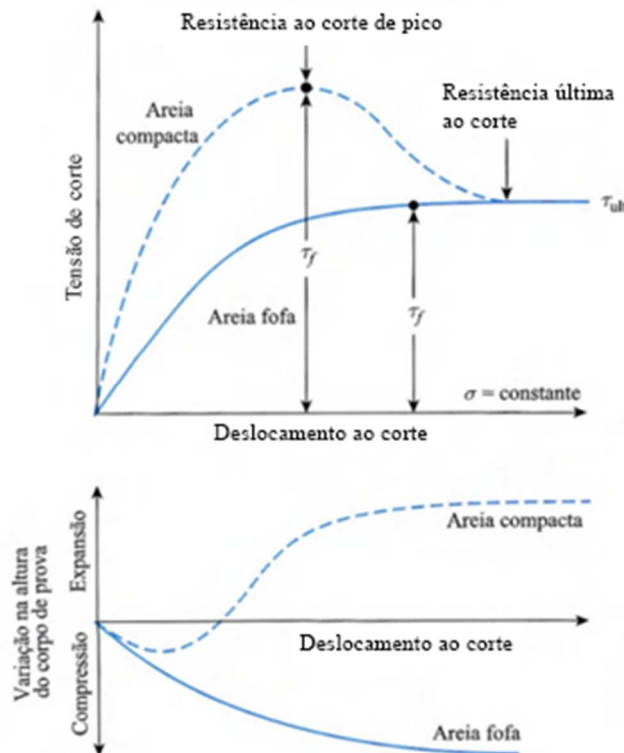


Fig. 27 – Gráfico da Tensão de corte e da variação de altura do provete em função do deslocamento tangencial para areia seca solta e compacta, adaptado de Das (2011).

Uma vez que a altura do corpo do provete varia durante a aplicação da força de corte, torna-se óbvio que o índice de vazios da areia também varia (pelo menos na vizinhança da separação da caixa de corte). A Fig. 28, mostra a natureza da variação do índice de vazios para areias soltas (fofas) e compactas com deslocamento do corte. Com grandes deslocamentos de corte, os índices de vazios de areias soltas e compactas são praticamente iguais entre si e isto é chamado de índice de vazios crítico. De realçar que em areia seca, $\sigma = \sigma' = c' = 0$.



Fig. 28 – Natureza da variação do índice de vazios em relação ao deslocamento de corte, adaptado de Das (2011)

3.9. ENSAIO TRIAXIAL

O ensaio Triaxial, é o ensaio laboratorial mais utilizado para avaliar as propriedades mecânicas de sólidos deformáveis, especialmente solos e rochas. Este método permite quantificar a resistência ao corte e o comportamento tensão-deformação do solo sob diferentes condições de carregamento.

A configuração do equipamento utilizado para o ensaio Triaxial, possibilita controlar as tensões axial e radial de modo independente, realizar ensaios sob condições drenadas e não drenadas e, ainda, avaliar os deslocamentos ou tensões a serem aplicados no solo ensaiado.

O ensaio envolve submeter um espécime cilíndrico de solo de altura dupla do diâmetro e que durante o ensaio é submetido a acréscimos controlados de deformação axial, de tensão axial e de tensão radial, até que ocorra a falha do solo. As tensões axiais são transmitidas ao espécime por meio de um êmbolo, enquanto as tensões radiais são impostas pelo meio confinante, ou seja, pela pressão da água envolvente.

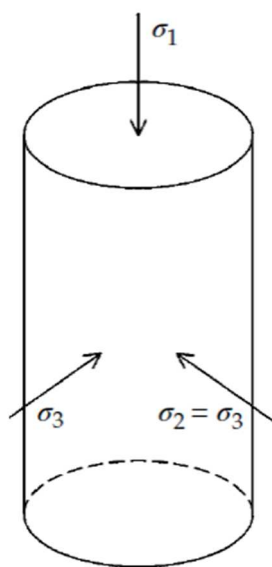


Fig. 29 – Formato do provete cilíndrico para ensaio Triaxial, adaptado de Lade (2016).

A rotura do solo no ensaio Triaxial, é definida pelo desenvolvimento de deformações de corte excessivas ou uma queda significativa na tensão axial. A envolvente de rotura, representada pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, fornece informações valiosas sobre a resistência ao corte do solo.

A Fig. 30, representa a estrutura do equipamento Triaxial. Os ensaios realizados neste equipamento são de compressão Triaxial, quando: i) a tensão axial é superior à tensão radial e há compressão da amostra segundo a vertical ou de extensão Triaxial, ii) quando a tensão vertical é inferior à tensão radial e o solo é comprimido lateralmente. A realização do ensaio de extensão Triaxial só é possível em equipamentos Triaxiais *stress-path*, ou seja, o êmbolo tem uma secção igual à secção transversal da amostra fazendo com que a tensão axial seja independente da tensão radial (Maranha das Neves, 2016).

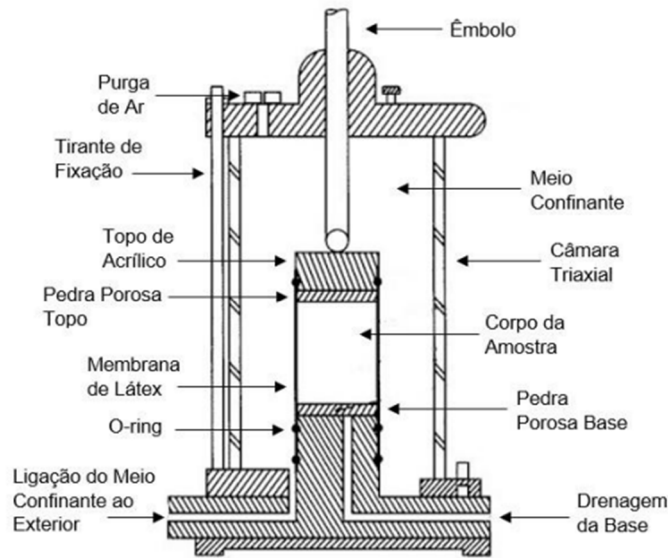


Fig. 30 – Equipamento Triaxial, adaptado de Maranhã das Neves (2013).

Nos ensaios de compressão axial a direção da tensão principal σ_1 , corresponde à direção axial ou vertical e a direção das tensões principais σ_2 e σ_3 , coincide com a direção radial ou horizontal, pelo que se tem:

$$\text{Tensão de desvio:} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_v - \sigma_h \quad (3.31)$$

$$\text{Tensão média efetiva:} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (3.32)$$

Nos ensaios de extensão Triaxial, a direção das tensões principais σ_1 e σ_2 , corresponde à direção radial ou horizontal e a direção da tensão principal, σ_3 , coincide com a direção axial ou vertical, obtendo-se:

$$\text{Tensão de desvio:} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_h - \sigma_v \quad (3.33)$$

$$\text{Tensão média efetiva:} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (3.34)$$

O ângulo de atrito no estado crítico pode ser determinado a partir da razão friccional crítica, M_{tc} , dada pela relação q_c/p'_c , através das seguintes expressões:

Ensaio de Compressão Triaxial:
$$M_{ct} = \frac{6 + \text{sen}\phi'_c}{3 - \text{sen}\phi'_c} \quad (3.35)$$

Ensaio de Extensão Triaxial:
$$M_{ct} = \frac{6 + \text{sen}\phi'_c}{3 + \text{sen}\phi'_c} \quad (3.36)$$

Existem tipos de ensaio Triaxial convencional:

- Ensaio consolidado drenado (CD);
- Ensaio consolidado não drenado (CU);

No ensaio consolidado drenado (CD), o provete é submetido a uma pressão de confinamento, por compressão do fluído da câmara e à medida que a pressão é aplicada, a pressão da água nos poros aumenta. Mantém-se a válvula de drenagem aberta e assim que ocorrer uma dissipação do excesso de pressão na água dos poros significa que a consolidação ocorreu. Nos solos saturados é possível verificar a variação do volume do provete através do volume de água drenado dos poros durante a consolidação. Depois é aumentada a tensão de corte, mantendo a válvula de drenagem aberta, permitindo a completa dissipação de qualquer pressão na água dos poros que se tenha desenvolvido (Das, 2007).

No ensaio consolidado não drenado (CU), a amostra é consolidada de forma equivalente ao Ensaio consolidado drenado (CD), através da aplicação de uma pressão no fluído na câmara. Posteriormente a tensão de corte é aumentada de forma a provocar rotura por corte. Durante esta fase de ensaio, a válvula de drenagem é mantida fechada, ou seja, a pressão da água nos poros irá variar (Das, 2007).

4

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

4.1. ENQUADRAMENTO

A análise da estabilidade de taludes, envolve um conjunto de procedimentos visando a determinação de um índice que permita quantificar o quão próximo da rotura um determinado talude se encontra, para determinados fatores instabilizadores e fatores estabilizadores. Este tipo de análise, permite estabelecer a sua geometria inicial, recorrendo ao cálculo do seu fator de segurança e definir o tipo de medidas corretoras ou estabilizadoras que devem ser aplicadas em caso de roturas reais ou potenciais. Para isso é essencial o conhecimento das características geológicas e geomecânicas dos materiais constituintes do corpo do talude e os possíveis modelos ou mecanismos de rotura que podem ter lugar.

A instabilidade de um talude é influenciada por fatores geométricos (altura e inclinação), fatores geológicos (que condicionam a presença de planos e zonas de debilidade e anisotropia no talude), fatores hidrogeológicos (presença de água) e fatores geotécnicos (resistência ou deformabilidade).

A análise da estabilidade aplica-se à geometria dos taludes quando estes apresentam problemas de instabilidade. Deve-se considerar um coeficiente de segurança adequado, dependendo da finalidade da escavação e do caráter temporal ou definitivo do talude, combinando os aspetos de segurança, custos de execução, consequências ou riscos que poderiam causar a sua rotura.

Para taludes permanentes, o coeficiente de segurança a adotar deve ser igual ou superior a 1,5 podendo ir até 2, dependendo da segurança exigida e a confiança que se tenha nos dados geotécnicos e que intervêm nos cálculos; para taludes não permanentes o fator de segurança anda em torno de 1,3, podendo em situações ocasionais adotarem-se valores inferiores.

Os métodos de análise de estabilidade, baseiam-se numa abordagem físico-matemática em que intervêm fatores condicionantes e fatores desencadeantes que atuam sobre o talude e que determinam o seu comportamento e as condições de estabilidade. Podem-se agrupar em métodos determinísticos em que conhecidas ou supostas as condições em que se encontra o talude, indicam se o talude é ou não estável, subdividindo-se entre métodos de equilíbrio limite e métodos tensão-deformação e por métodos probabilísticos, em que consideram a probabilidade de rotura de um talude sob certas condições.

4.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Os métodos de equilíbrio limite (os mais utilizados) analisam o equilíbrio de uma massa potencialmente instável e consistem em comparar as forças potenciadoras de movimento com as forças resistentes que se opõem a ele, ao longo de uma superfície de rotura.

Este método é amplamente utilizado graças à sua simplicidade e à elevada experiência acumulada ao longo dos anos (Gerscovich, 2016).

O método de equilíbrio limite rege-se pelas leis da estática para determinar o estado de equilíbrio de uma massa de terreno potencialmente instável, admitindo as forças que atuam sobre um ou vários pontos de superfície de deslizamento (superfície plana, circular, mista, etc.), não considerando os fenómenos como a rotura progressiva, nem as deformações e tensões sofridas pelo terreno (Marques, 2013).

Estes métodos baseiam-se na seleção de uma superfície teórica de rotura no talude, no critério de rotura de Mohr-Coulomb e na definição de um coeficiente de segurança. Os problemas de estabilidade são estaticamente indeterminados e para a sua resolução é preciso considerar uma série de hipóteses pré-estabelecidas.

A superfície de rotura deve ser idealizada com uma geometria tal que permita que ocorra o deslizamento, isto é, será uma superfície cinematicamente possível. A distribuição de forças que atuam na superfície da rotura deve ser calculada utilizando dados conhecidos (peso específico do material, pressão da água, etc.). E por último, a resistência mobiliza-se simultaneamente ao longo de todo o plano de rotura. Com estas condições, estabeleceram-se as equações de equilíbrio entre as forças que provocam o deslizamento e as forças resistentes que ajudam na estabilização.

$$F = \frac{\text{Forças Estabilizadoras}}{\text{Forças Instabilizadoras}} \quad (4.1)$$

4.3. MÉTODO DAS FATIAS

Existem variadas análises que se regem pelo método do equilíbrio limite das quais, temos como metodologia mais utilizada, o método das fatias. Este método admite a massa de solos potencialmente instável dividida em n fatias, assumindo-se que, na base de cada uma, as tensões normais e de corte, bem como a resistência mobilizada, são constantes. Posteriormente aplica as equações de equilíbrio limite para cada fatia isoladamente, Fig.31.

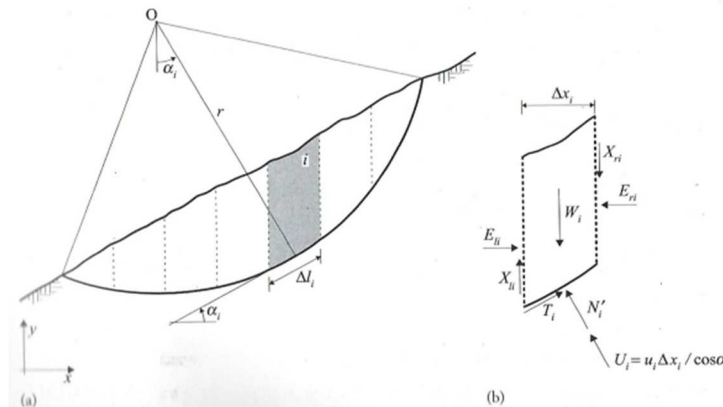


Fig. 31 – Formulação de Método das Fatias, adaptado de Matos Fernandes (2015).

Numa fatia genérica atuam, além do peso da fatia, as resultantes das tensões efetivas (normal à base), da poropressão (normal à base), das tensões tangenciais mobilizadas na base e das forças de interação entre faces (normal e tangencial à base). Deste modo, o problema torna-se tanto mais complexo quanto mais fatias e superfícies de rotura forem admitidas.

A resolução numérica dá-se pelo equilíbrio de momentos, gerados no centro geométrico da circunferência que define o deslizamento, e/ou de forças (equação 4.2), ora mobilizáveis, ora solicitantes.

$$F = \frac{M_R}{M_S} = \frac{r \sum_{i=1}^n (c'_i + \Delta l_i + N'_i \tan \varphi'_i)}{r \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (4.2)$$

Existem vários métodos que se regem pela teoria do método do equilíbrio limite e pelo método das fatias. Na Tabela 6, é possível avaliar cada um desses métodos resumidamente.

Tabela 6 – Variação da estabilidade relativa dos taludes, em função do Fator de Segurança (FS), adaptado de Abramson et al. (2001).

Método	Equilíbrio de Forças Horizontal	Equilíbrio de Forças Vertical	Equilíbrio de Momentos
Fellenius			X
Bishop	X	X	X
Bishop Modificado	X		X
Lowe & Karafiath	X	X	
Morgenstern & Price	X	X	X
Spencer	X	X	X
Corps of Engineers	X	X	
Janbu	X	X	
Janbu Modificado	X	X	
Sharma	X	X	X

4.4. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

Mohr (1900), apresentou uma teoria que retratava a rotura dos materiais. A teoria afirmava que um material rompia devido à combinação de forças normais e tangenciais e não, devido à máxima força normal ou tangencial isoladamente. Portanto, a relação funcional entre a tensão normal e a tensão tangencial ou de corte num plano de rotura pode ser expressa da seguinte forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (4.3)$$

A envolvente de rotura definida pela Equação, é uma linha curva. Para a maioria dos problemas da mecânica dos solos, é suficiente aproximar a tensão tangencial no plano de rotura para uma função linear da tensão normal (Coulomb, 1776). Esta função linear pode ser escrita da seguinte forma:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (4.4)$$

Onde:

- c = coesão;
- ϕ = ângulo do atrito interno;
- σ = tensão normal do plano de rotura;
- τ_f = resistência ao corte

A esta equação costuma-se dar o nome de critério de rotura de Mohr-Coulomb. Num solo saturado, a tensão normal total num ponto é igual à soma da tensão efetiva (σ') e da poropressão (u), segundo a equação:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4.5)$$

A tensão efetiva σ' é suportada pelas partículas constituintes do solo. O critério de rotura de Mohr-Coulomb, expresso em termos de tensão efetiva, será então:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.6)$$

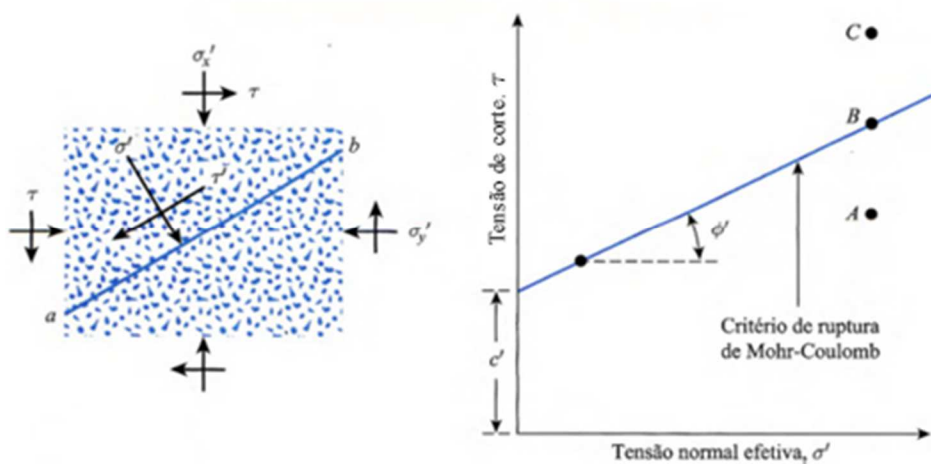


Fig. 32 – Critério de Rotura de Mohr-Coulomb, adaptado de Das (2011).

4.5. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS

A teoria dos estados críticos é um importante conceito na mecânica dos solos moderna, que foi desenvolvida por Roscoe, Schofield e Wroth (1958) e apresentada em Schofield e Wroth (1968) para solos saturados.

O estado crítico é considerado como o estado final que o solo atinge quando continua a deformar-se sob tensão e volume constantes, independentemente do estado inicial (tensão e/ou compactidade) ou da sua condição de carregamento.

Casagrande (1936), ao avaliar o comportamento de areias soltas e compactas, por meio de ensaios de corte direto em condição drenada, descobriu que as areias soltas ao sofrerem corte apresentavam comportamento contrátil e as areias densas apresentavam um comportamento dilatante, conforme é demonstrado na Fig.33.

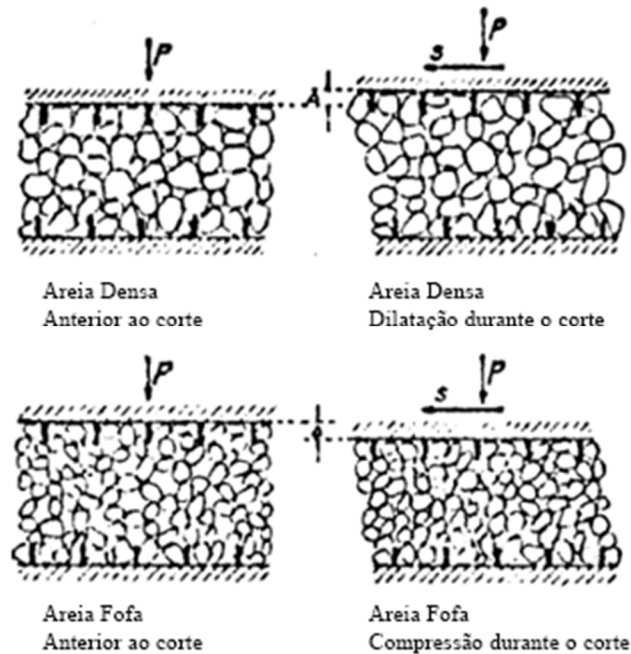


Fig. 33 – Efeitos de cisalhamento no volume dos solos, adaptado de Casagrande (1936).

Para grandes deformações (superiores a 10%), Casagrande (1975) observou que os materiais apresentavam o mesmo índice de vazios, o qual ele denominou índice de vazios crítico (ec). Para explicar o conceito de índice de vazios crítico o autor utilizou resultados obtidos em ensaios de corte direto em condição drenada com tensão normal de 100kPa para três condições de compactidade: i) areia solta, ii) areia compacta e iii) amostra com índice de vazios crítico, conforme observado na Fig.31.

Na Fig. 32, podemos observar três gráficos (a, b, c). No gráfico c, as linhas L_c , D_c , e M_c representam as curvas de compactação das amostras determinadas em ensaios de consolidação edométrico e os pontos x, y e z representam as condições de início do corte direto. Nesse aspecto, pelo gráfico b, tem-se que a curva L' fornece a resposta contrátil da areia solta quando submetida ao corte, bem como a curva D' representa a resposta dilatante para a areia densa e a linha horizontal M' representa o índice de vazios crítico que ambas as amostras alcançariam caso o corte continuasse ou se os ensaios iniciassem para essa condição de índice de vazios. Adicionalmente, o conjunto de pontos que caracterizam os índices de vazios críticos para cada nível de tensão confinante foi definido como linha E (da expressão em inglês *E Line*). Lógica semelhante é avaliada para o gráfico c, na qual observa-se que ambas as amostras (solta e densa), quando submetidas ao aumento de tensão de corte, alcançam a mesma resistência última.

Para responder o que aconteceria, caso uma areia saturada, na condição de solta fosse submetida ao corte sob volume constante (condição não drenada), Casagrande (1975) considerou a condição de consolidação da amostra e tensão confinante representada pelo ponto “p” do gráfico c.

Dessa forma, adotando a restrição de volume, a tendência da amostra a se contrair durante o corte não drenado, levaria ao aumento da poropressão, reduzindo a tensão efetiva até alcançar a linha de estados críticos no ponto “q”.

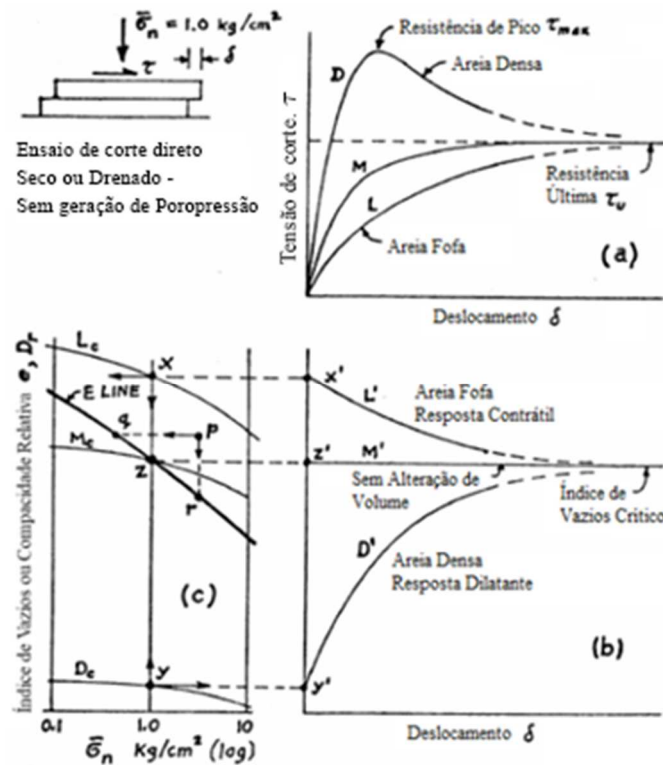


Fig. 34 – Comportamento dos ensaios de corte direto em areias sob condição drenada, adaptado de Casagrande (1975).

Taylor (1948) observou que o índice de vazios crítico é afetado pela tensão média efetiva, tornando-se menor com o aumento das tensões aplicadas à massa de solo. O autor procurou avaliar o comportamento do solo durante a fase de plastificação, condição não considerada inicialmente nas considerações de Terzaghi, e observou que a relação entre o índice de vazios final e o logaritmo da tensão aplicada pode ser dada como uma linha reta paralela e ligeiramente inferior à Linha de Consolidação Normal (LCN), classificada como a condição última ou estática do material Fig.35. Tal observação permitiu concluir que a relação entre o índice de vazios crítico e a tensão média efetiva ou volumétrica p' aplicada define a Linha de Estados Críticos (LEC), ou *Critical State Line* (CSL, da sigla em Inglês).

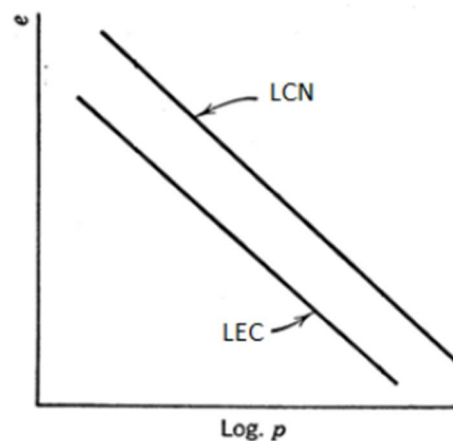


Fig. 35 – Diagrama ilustrativo LCN e LEC, adaptado de Taylor (1948).

Na década de 1960, Gonzalo Castro (Castro, 1969) realizou um conjunto de ensaios Triaxiais com controle de tensão a fim de reproduzir as condições de carregamento de campo avaliadas por Casagrande (1936). Esses ensaios em areias soltas resultaram em ruturas por liquefação, levando ao final dos testes à condição definida como estado permanente de deformação.

Poulos (1981) formalizou a definição de estado permanente de deformação como o estado em que a massa está deformando-se continuamente sob volume constante, tensão efetiva normal constante, tensão de corte constante e velocidade constante. Definindo a relação entre o índice de vazios crítico e a tensão média efetiva como a Linha de Estado Permanente.

A fim de examinar as possíveis diferenças entre a LEC e a Linha de estado permanente, Been et al. (1991) concluíram que, para fins práticos, ambas as condições podem ser assumidas como equivalentes.

Com o objetivo de quantificar de forma matemática a correlação entre o índice de vazios crítico e a tensão média efetiva e determinar a LEC, pode-se tomar a relação semilogarítmica para todos os solos segundo a Equação 4.7.

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \quad (4.7)$$

Em que:

- e_c é o índice de vazios crítico;
- Γ é o ponto de interseção da LEC, com o eixo das ordenadas para $p'=1\text{kPa}$;
- λ é a inclinação da LEC;
- p'_c é a tensão média efetiva no estado crítico.

Pela equação tem-se que o índice de vazios crítico existente num volume unitário de partículas em plastificação irá diminuir com o aumento do logaritmo da tensão média efetiva aplicada.

Complementarmente à avaliação do índice de vazios em relação à tensão média efetiva para definição da LEC, deve-se determinar também esta condição através da razão de tensões no espaço formado pela tensão de corte (τ) e tensão normal efetiva (σ'), Fig.36, determinando o ângulo de atrito efetivo no estado crítico ou a a volume constante (ϕ'_c), ou através de ensaios Triaxiais, no espaço formado pela tensão desviadora (q) e tensão média efetiva p' , conforme indicado na Fig.37, determinando a parâmetro M .

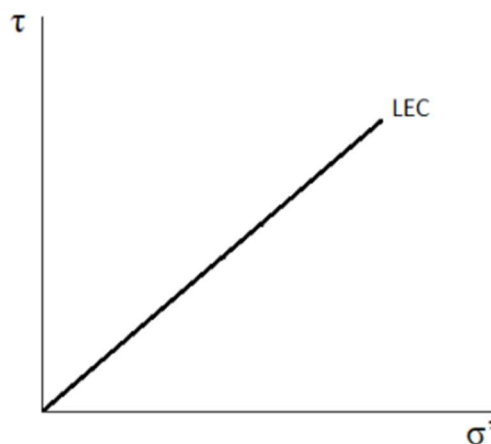


Fig. 36 – Projeção da linha de estados críticos no plano τ - σ' .

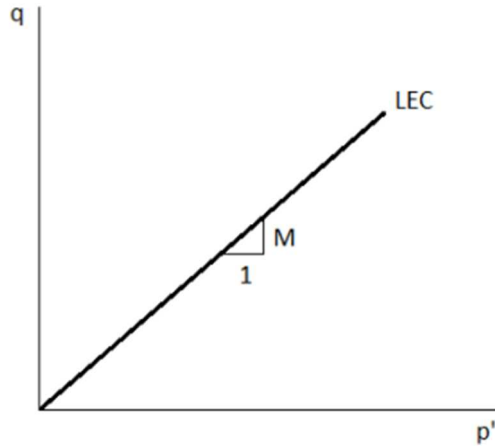


Fig. 37 – Projeção da linha de estados críticos no plano q-p'.

O parâmetro M representa a inclinação da linha de estados críticos no plano q-p', representado matematicamente para condições de ensaios de compressão Triaxial segundo a Equação 4.8.

$$q = M * p' \quad (4.8)$$

Para ensaios de compressão Triaxial pode-se determinar M por meio da correlação com o ângulo de atrito efetivo no estado crítico (ϕ'_c) determinado no plano τ - σ' Fig.37, fazendo:

$$M = \frac{6 \text{sen} \phi'_c}{3 - \text{sen} \phi'_c} \quad (4.9)$$

No caso de ensaios Triaxiais em extensão a equação assume a forma de:

$$M = \frac{6 \text{sen} \phi'_c}{3 + \text{sen} \phi'_c} \quad (4.10)$$

Segundo Jefferies e Been (2016) podem ser encontrados na literatura três meios para determinação do módulo M em compressão, a saber: i) ensaios Triaxiais de compressão drenados em amostras de densidade variável; ii) ensaios Triaxiais de compressão na condição drenada ou não drenada em amostras de areias soltas e iii) ensaio de cisalhamento DSS (*direct simple shear*), sendo os métodos indicados em i) e ii) os mais usuais.

Ainda segundo Jefferies e Been (2016), para amostras do estado solto, o ensaio não drenado deve ser sempre o ponto inicial de partida na tentativa de se obter a LEC, visto a sua praticidade comercial. No entanto, no ensaio drenado a amostra move-se para o estado crítico a uma taxa mais lenta quando comparado à condição não drenada, o que torna mais clara a visualização do estado crítico, além da vantagem em determinar o índice de vazios e a tensão média no estado crítico com maior precisão.

Tomando as abordagens apresentadas, tem-se que a LEC corresponde a uma relação única entre τ , σ' , e , sendo definida no espaço q, p' e através das Equações.

A Fig.38, fornece a representação tridimensional da LEC, de modo que a projeção dos pontos A, B, e C contidos na Linha de Estados Críticos é feita a partir da indicação dos pontos A₁, B₁ e C₁ no plano q-p' e dos pontos A₂, B₂ e C₂ no plano e-p', o qual também compreende a indicação da LCN.

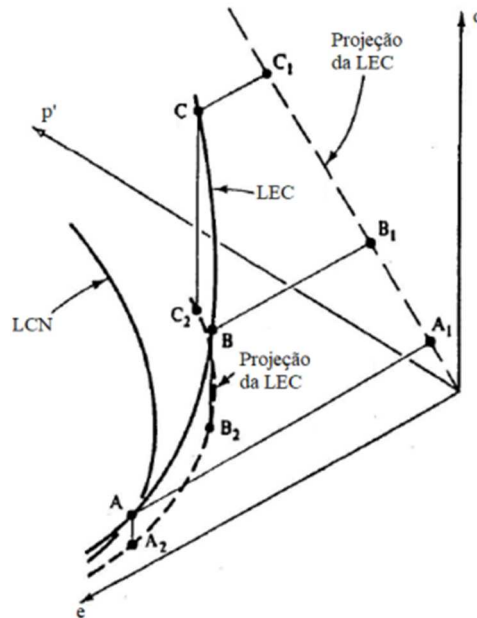


Fig. 38 – LEC no espaço, q, p', e, adaptado de Atkinson e Bransby (1978).

O conhecimento da posição da LEC, bem como do estado que o material se encontra permite a definição da sua resposta mecânica durante o corte. Nesse aspeto, Schofield e Worth (1968) definem duas regiões distintas, as quais indicam padrões de comportamento do solo sob o corte, consoante a posição de estado inicial em relação à LEC:

- Lado húmido: estado no qual o material se encontra mais solto do que na condição de estado crítico e diminui o volume durante o corte drenado ou exibem aumento de poropressão sob corte não drenado. Esse estado caracteriza os materiais contráteis, normalmente compactados (NC, da sigla em inglês para *Normally Consolidated*) e ligeiramente sobreconsolidado (OC, da sigla em inglês para *Overconsolidated*);
- Lado seco: estado no qual o material se encontra mais denso que no estado crítico e aumento de volume quando submetido ao cisalhamento drenado, bem como exibe diminuição de poropressão para a condição de corte não drenado. Esse estado caracteriza os materiais dilatantes, fortemente sobreconsolidados (OC).

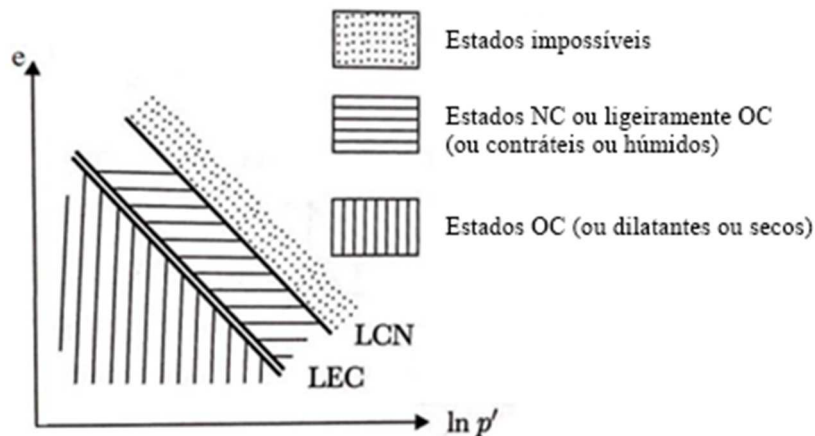


Fig. 39 – Localização das regiões de comportamento contráctil, dilatante e estados impossíveis, adaptado de Maranhã das Neves (2016).

Os estados impossíveis descrevem a região acima de LCN, a qual não pode ser alcançada pelos materiais quando submetidos a carregamento ou descarregamento.

4.6. ANÁLISE DE TENSÕES-DEFORMAÇÕES

Com o desenvolvimento do método dos elementos finitos e o método das diferenças finitas, ambos métodos numéricos, foi possível analisar e prever o comportamento de estruturas complexas de solos, assim como, o comportamento da interação solo/estrutura. Este tipo de análise depende em larga medida da representação, das relações entre as tensões e as deformações para os diversos materiais envolvidos na estrutura geotécnica.

Nos cálculos numéricos, as relações entre tensões e deformações num determinado material, são representadas por um modelo denominado constitutivo, caracterizado por expressões matemáticas que relacionam as cargas aplicadas numa massa de solo e a deformação consequente da mesma.

Os modelos constitutivos abarcam os critérios de rotura dos materiais e agregam os parâmetros que determinam as deformações dos elementos.

Estas relações, tensão-deformação, representam até certo ponto, propriedades dos solos tais como resistência e rigidez.

Em relação à resistência, temos a célebre teoria de Coulomb (1776) que relacionou a tensão de cisalhamento máxima, τ , a um termo coesivo, c , e a um termo relacionado com o atrito, $\sigma \tan \phi$, onde este último termo depende da tensão normal aplicada σ .

Considerando o solo, como um material contínuo, a equação de Coulomb foi usada e generalizada no critério de Mohr-Coulomb para descrever a falha do material de fricção para estados tridimensionais de tensão.

Em relação à rigidez de um material contínuo, temos a Lei de Hooke como aproximação de primeira ordem, envolvendo o comportamento elástico linear isotrópico. A combinação da Lei de Hooke e do critério de Mohr-Coulomb, formulada para uma estrutura de plasticidade, é conhecida como modelo de Mohr-Coulomb (Smith e Griffith, 1982). Este modelo pode ser arbitrado como um modelo de primeira ordem para o comportamento do solo em geral.

Na segunda metade do século XX, vários investigadores conseguiram formular a elasticidade não linear, a plasticidade endurecedora, a teoria do estado crítico (Schofield & Wroth, 1968) e a hipoplasticidade (Kolymbas, 1985).

Os solos, assim como outros materiais, são suscetíveis à contração, expansão, compressão, tração e corte/cisalhamento conforme se pode ver na Fig. 40.

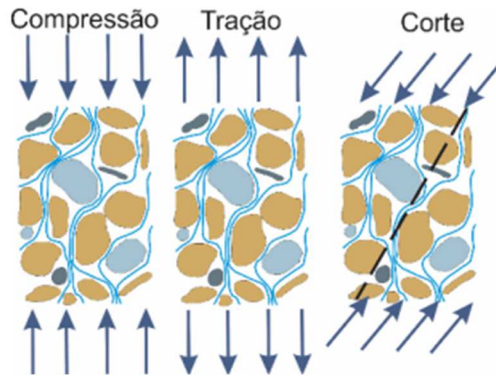


Fig. 40 – Esforços de resistência dos solos, adaptado de Leão (2018).

Os solos são materiais complexos constituídos por um esqueleto sólido de grãos em contacto uns com os outros e por espaços vazios, preenchidos por gás (ar) e/ou água ou outro fluido. O esqueleto do solo transmite forças normais e de cisalhamento nos contactos dos grãos e a estrutura do solo comporta-se de um modo muito complexo que depende de um grande número de fatores, sendo o índice de vazios e a pressão de confinamento os mais importantes.

O solo é assim um material que apresenta um comportamento altamente não linear e muitas vezes anisotrópico e dependente do tempo quando sujeito a tensões e mudanças de tensão.

Em seguida passam-se a descrever alguns aspetos característicos do comportamento do solo, com o objetivo de avaliar até que ponto os modelos constitutivos do solo são capazes de os descrever.

O primeiro aspeto, aborda a influência da água no comportamento do solo. As tensões totais no solo podem ser divididas em tensões efetivas, σ' , e as pressões nos poros, u .

O comportamento mecânico do solo é dominado pelas tensões efetivas. Assim, para obter as tensões efetivas, é essencial conhecer a distribuição da pressão nos poros, além do estado de tensão total no solo. Como primeira estimativa, as pressões dos poros podem ser determinadas a partir do nível freático como pressão hidrostática da água. Uma distribuição de poropressão não hidrostática faz com que ocorra o fluxo de água subterrânea. Se o solo for bastante impermeável e saturado, a distribuição da pressão dos poros é influenciada pelo carregamento rápido, resultando em pressões dos poros excessivas (comportamento não drenado).

Uma mudança na distribuição da pressão dos poros sem uma mudança nas condições de cargas externas, por exemplo, uma mudança nas condições hidráulicas ou a decadência do excesso de poropressão no tempo (consolidação), causa uma mudança complementar nas tensões efetivas, que também resultará em deformações.

O segundo aspeto é o facto de que a rigidez do solo não é uma constante, mas depende de vários fatores, como o nível de tensão, o caminho da tensão, o nível de deformação, o tempo (duração), a densidade, a água/permeabilidade, a sobreconsolidação, a direção dependente e a rigidez.

O terceiro aspeto refere-se à deformação irreversível como resultado do carregamento, ou seja, o facto de que uma parte das deformações não desaparecerá após a remoção da carga.

O quarto aspeto diz respeito à resistência do solo. A resistência do solo é geralmente expressa em variações de resistência ao cisalhamento. Como o solo é um material friccional, a resistência ao cisalhamento depende do nível de tensão efetiva de confinamento. Além disso, existem várias outras influências na resistência ao cisalhamento do solo, tais como velocidade de carregamento, tempo (duração), densidade, comportamento não drenado, sobreconsolidação e resistência ao corte dependente da direção (anisotropia de resistência).

O quinto aspeto relaciona-se com a dependência temporal do comportamento do solo. Foi indicado anteriormente que a rigidez e a resistência do solo são influenciadas pelo tempo. Mesmo quando as condições de carga permanecem inalteradas, o tempo pode desempenhar um papel importante no comportamento mecânico do solo.

Finalmente, existem alguns outros aspetos que são típicos do solo ou de tipos específicos do solo, conforme indicado a seguir, tais como a compactação e a dilatância e a memória de tensões de pré-consolidação.

Segundo Duncan et al. (1980), os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão-deformação de um determinado material. Alguns exemplos desses comportamentos são apresentados na Fig.39. É de referir que na Fig. 41-e, a qual representa um material com fase elástica inicial, após a qual são observados três comportamentos distintos, sendo que: i) na curva um, o material é perfeitamente plástico, ii) na curva dois, o material apresenta um endurecimento ao sofrer deformações e iii) na curva três, o material apresenta um amolecimento ao sofrer deformações.

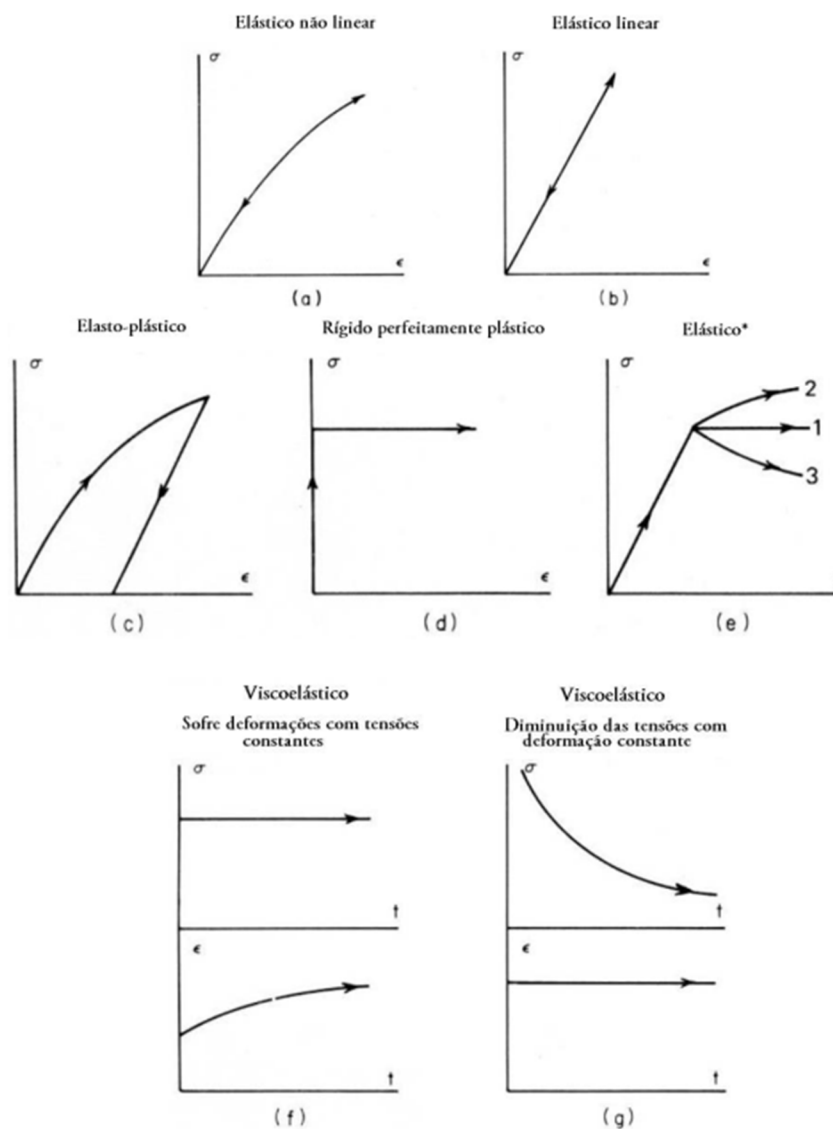


Fig. 41 – Comportamento dos solos, adaptado de Duncan et al. (2015).

A escolha do modelo constitutivo a utilizar é influenciada por várias características, pois quanto mais complexo o modelo, mais parâmetros dos solos são necessários determinar. Essa escolha varia de acordo com o material, o seu grau de deformação, com o comportamento do material, com a informação disponível e por último em função do nível de detalhe que se pretende. Em seguida apresentam-se na Tabela 7, alguns dos métodos constitutivos mais utilizados.

Tabela 7 – Modelos Constitutivos mais utilizados.

Modelo Constitutivo		Recomendação
Modelo Linear elástico		Materiais de alta resistência.
		Maciço rochoso competente.
		Solo pouco deformado (fundações, taludes pequenos).
Modelo Mohr- Coulomb		Solo pouco deformado (fundações, taludes pequenos).
Modelo Hardening-Soil		Taludes de grande altura como barragens, depósitos.
		Pads (considera o efeito do aumento da rigidez com o confinamento).
Modelo Hardening-Soil Small Model		Simula a perda de rigidez, perante um movimento cíclico.
Modelos que consideram o estado crítico	Cam Clay	Descrevem o comportamento de solos argilosos sob diferentes condições de carregamento e drenagem.
	Cam Clay Modificado	
	PM4 Sand	Simulam o comportamento dinâmico das partículas do solo durante carregamentos cíclicos.
	Sani Sand	
	UBC Sand	
	NorSand	Simulam o comportamento de liquefação por fluxo.
	CASM	

A precisão de cada modelo depende do número de parâmetros introduzidos na sua equação constitutiva, devendo-se buscar um equilíbrio entre o número de variáveis e a precisão necessária.

4.6.1. MODELO MOHR-COULOMB

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, que modela o comportamento elástico dentro de um intervalo linear de ação. Incorpora uma combinação da Lei de Hooke, com a forma generalizada do critério de rotura de Mohr-Coulomb.

O modelo agrega parâmetros elásticos e volumétricos e para caracterizar a envolvente de esforços, necessita de cinco parâmetros, nomeadamente os dois parâmetros elásticos da Lei de Hooke (módulo de Young, E e coeficiente de *Poisson*, ν), os dois parâmetros do critério de rotura de Coulomb (ângulo de atrito, ϕ e a coesão, c) e por último o ângulo de dilatância, ψ . O último parâmetro vem do uso de um fluxo não associado, que é usado para modelar uma mudança realista e irreversível no volume devido ao corte.

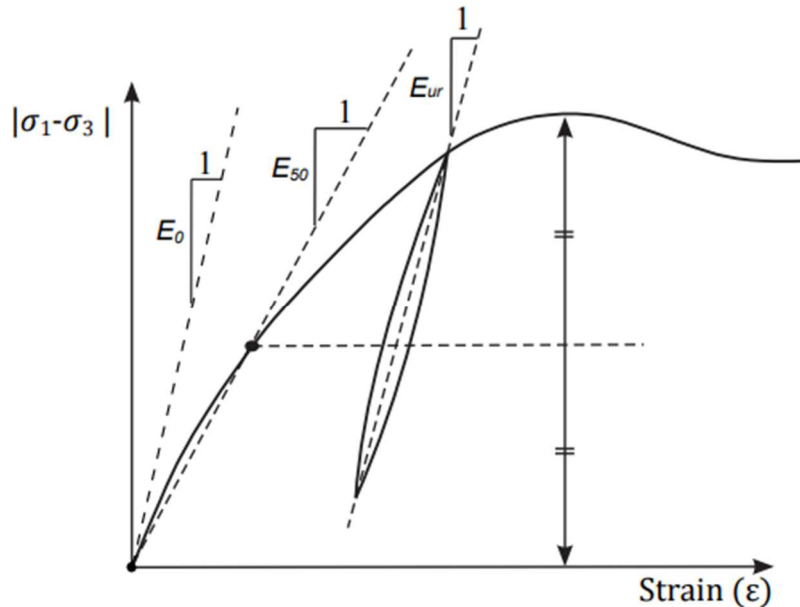


Fig. 42 – Módulos de deformabilidade: E_0 e E_{50} (adaptado do Manual do PLAXIS).

Uma vez que os solos apresentam um carácter não linear, é importante ter em atenção a escolha dos módulos de deformabilidade, a Fig. 42, retirada do Manual do PLAXIS, ilustra os dois módulos a ter em conta: E_0 e E_{50} . No caso do carregamento induzir nos solos um nível de deformação muito baixo, pode ser usado o módulo de deformabilidade inicial (E_0), caso os níveis de deformação induzidos sejam mais elevados, é recomendável utilizar o módulo secante para uma tensão de 50% da tensão de rotura (E_{50}). Este valor é utilizado para deformações intermédias, próximas das deformações em condições de serviço, por isso é considerado o mais adequado para reproduzir a condição *in situ*.

O modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb é frequentemente usado para modelar o comportamento do solo em geral. É de realçar que este é apenas um modelo de primeira instância: o comportamento de rotura é geralmente muito bem capturado (pelo menos para condições drenadas), mas o comportamento de rigidez antes de atingir a resistência ao corte local é mal modelado.

Na verdade, o comportamento da rigidez abaixo do contorno de rotura é assumido como linear elástico de acordo com a Lei de Hooke, dado por um módulo de Young constante e pelo coeficiente de Poisson. Consequentemente, o modelo tem capacidades limitadas para modelar com precisão o comportamento da deformação antes da rotura, especialmente em situações onde o nível de tensão muda significativamente, ou no caso de serem assumidos vários caminhos de tensão diferentes.

Quanto ao seu comportamento de resistência, o modelo de Mohr-Coulomb apresenta melhor desempenho. Algumas pesquisas indicaram, por meio de testes Triaxiais verdadeiros, que as combinações de tensões que causam falhas em amostras reais de solo concordam muito bem com a forma hexagonal do contorno de rotura de Mohr-Coulomb. Portanto, este modelo é adequado para analisar a estabilidade de barragens, taludes e outras estruturas geotécnicas. No entanto, o modelo não inclui o comportamento de amolecimento após o pico de resistência ter sido atingido (Brinkgreve, 2004).

4.6.2. MODELO NORSAND

O NorSand é um modelo constitutivo elasto-plástico com amolecimento/endurecimento, baseado na mecânica dos solos dos estados críticos e que foi desenvolvido durante as décadas de 80 e 90, tomando-se como base a experiência adquirida com a construção de estruturas sobre areias “fofas”. A análise de ocorrência de liquefação estática durante a construção de aterros hidráulicos sobre essas areias, contribuiu decisivamente para o desenvolvimento do modelo proposto inicialmente por Jefferies (1993) e posteriormente por outros trabalhos compilados didaticamente em Jefferies e Been (2016).

A utilização mais famosa deste modelo, foi usada para simular a liquefação estática de sedimentos soltos (por exemplo na Barragem do Fundão, Morgenstern et al. (2016); Barragem Cadia, Morgenstern et al. (2019); e Barragem do Brumadinho, Robertson et al. (2019)).

O modelo NorSand, foi desenvolvido principalmente para modelar o comportamento de areias, soltas e densas, em condições drenadas e não drenadas, baseando-se na relação entre o índice de vazios e o comportamento do solo. Apesar disso, como já abordado por Jefferies e Shuttle (2005), o modelo aplica-se a qualquer tipo de solo no qual as interações entre as partículas são controladas por forças de contacto e deslizamentos, ao invés de ligações. Logo, o modelo NorSand pode também ter um bom desempenho para modelagem de siltes e rejeitados. Do mesmo modo, não há razão para que o NorSand não seja adequado para modelar o comportamento de argilas.

Sendo assim, é fácil de perceber que a principal vantagem do modelo NorSand é a consideração de um parâmetro de estado (ψ), correspondente à diferença entre o índice de vazios atual do solo e o índice de vazios no seu estado crítico, caracterizando o comportamento dilatante ou contrátil do solo.

O modelo NorSand, assim como os demais modelos constitutivos elasto-plásticos, é definido por três componentes principais: superfície de escoamento, lei de fluxo e lei de endurecimento. Tais aspectos são descritos detalhadamente por Jefferies e Been (2015). Nesse trabalho, os autores apresentam também de forma resumida as equações utilizadas pelo modelo, considerando uma direção fixa para a tensão principal, conforme a Tabela 8.

Tabela 8 – Resumo das equações utilizadas pelo modelo constitutivo NorSand, adaptado de Jefferies e Been (2015).

Aspectos do modelo NorSand	Equações
	$\psi_i = \Psi - \lambda \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m}\right), \text{ onde } \Psi = e - e_c$
Parâmetros internos do modelo	$\chi_i = \chi_{tc} / \left(1 - \frac{\chi_{tc} \lambda}{M_{tc}}\right)$ $M_i = M \left(1 - \frac{\chi_i \psi_i }{M_{tc}}\right)$
Estado crítico	$e_c = \Gamma - \lambda \ln(\bar{\sigma}_m) \text{ e } \eta_c = M, \text{ onde}$ $M = M_{tc} - \left(\frac{M_{tc}^2}{3 + M_{tc}}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2} + \frac{\pi}{4}\right)$
Superfície de escoamento e cap interno	$\frac{\eta}{M_i} = 1 - \ln\left(\frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{m,i}}\right),$ $\text{em que } \left(\frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{m,i}}\right)_{max} = \exp\left(-\frac{\chi_i \psi_i}{M_{tc}}\right)$
Lei de endurecimento	$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{m,i}}{\bar{\sigma}_{m,i}} = H \frac{M_i}{M_{tc}} \left(\frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_{m,i}}\right)^2 \left[\exp\left(\frac{-\chi_i \psi_i}{M_{tc}}\right) - \frac{\bar{\sigma}_{m,i}}{\bar{\sigma}_m} \right] \dot{\epsilon}_q^p$
Dilatância	$D^p = M_i - \eta$
Elasticidade	$I_r = \frac{G}{\bar{\sigma}_m} \text{ e } \nu = \text{constante}$

Por se tratar de um modelo bastante abrangente, o NorSand exige a definição de dez parâmetros para contemplar ao longo da faixa de índices de vazios alcançáveis. A Tabela 8, resume as propriedades do solo usadas no modelo, usadas para definir a linha de estados críticos (CSL) de referência, o comportamento elástico e plástico. A Tabela 9, resume também a faixa de valores habitualmente encontrados nas areias (Jefferies e Been, 2015).

Tabela 9 – Parâmetros do solo utilizados pelo modelo constitutivo NorSand e valores típicos das areias, adaptado de Jefferies e Been (2015).

Parâmetro	Intervalo Típico	Observação
CSL		
Γ	0,9-1,4	Valor de volume específico (u) correspondente a $p=1$ kPa, de acordo com a CSL
λ	0,01-0,07	Inclinação da CSL, definida no plano u x $\ln p'$
Plasticidade		
M_{tc}	1,2-1,5	Taxa de atrito crítico (inclinação da CSL no plano q x p'), tendo a compressão Triaxial como condição de referência
N	0,2-0,5	Coefficiente de acoplamento volumétrico para energia inelástica armazenada
H	25-500	Módulo de endurecimento plástico para carregamento, geralmente $f(\psi)$; como uma primeira estimativa para refinamento, use $H= 4/\lambda$
χ_{tc}	2-5	Relaciona dilatância máxima com ψ . Compressão Triaxial como condição de referência.
Elasticidade		
I_r	100-600	Rigidez ao corte adimensional ($G_{m\acute{a}x}/p'$)
ν	0,1-0,3	Coefficiente de Poisson

Conforme apresentado na Tabela 9 e destacado por Jefferies e Been (2015), o comportamento do solo quanto às deformações de corte elásticas, é incorporado ao modelo a partir do módulo de corte elástico, sendo $G_{m\acute{a}x}$ definido pela equação:

$$G_{m\acute{a}x} = G_{ref} \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^n \quad (4.11)$$

Em que G_{ref} é o módulo de corte correspondente à tensão de confinamento p'_{ref} , p' é a tensão de confinamento atual e o expoente n é dependente do tipo de solo. Sendo assim, $n=0$ indica um módulo constante, $n=1$ está associado a argilas e $n=0,5$, geralmente representa o comportamento das areias (Jefferies e Been, 2015).

A aplicação do modelo NorSand nos softwares de engenharia, permite ainda a definição do valor mínimo do módulo de corte elástico a ser adotado nas simulações numéricas. Este limite garante que o valor calculado para o módulo seja superior a um valor conhecido pelo usuário, de modo que os resultados sejam mais representativos.

Cabe destacar que, além dos parâmetros de entrada referentes às características intrínsecas do solo, o modelo requer ainda o conhecimento das condições do solo, como já mencionado na Tabela 9, sendo estes: parâmetro de estado inicial (ψ_0) e condição inicial de consolidação, podendo ser representada pela razão de pré-consolidação (OCR) ou tensão de pré-consolidação (σ_{vm}).

4.7. MODELO FÍSICO COM CENTRIFUGADORA

Segundo Laue (2005), o estudo de modelos reduzidos em centrifugadora geotécnica é aconselhável nos seguintes casos: i) quando não há experiência sobre os mecanismos dominantes; ii) quando se tem uma ideia do comportamento do sistema, mas o comportamento do sistema como um todo ainda não foi analisado; iii) quando já existem alguns estudos ou medições de campo realizadas, mas os parâmetros que influenciam o comportamento devem ser investigados em detalhe; iv) quando estão disponíveis estudos mas é necessária informação adicional; v) quando o sistema se encontra com determinadas condições fronteira diferentes das estudadas; vi) como uma ferramenta, para fornecer ao engenheiro informação física para verificar métodos de cálculo e análises numéricas e vii) para verificação de métodos de cálculo existentes através da reprodução de informação para um modelo físico de teste equivalente.

Como exemplo prático do uso do modelo físico com centrifugadora, faz-se referência ao projeto SAFETY – GEOLAB, da FEUP, que propôs a realização de quatro testes centrífugos no laboratório da DELTARES, em Delft na Holanda, com o objetivo de analisar a estabilidade das instalações de armazenamento de rejeitos (TSF's) quando o nível freático subia na instalação de armazenamento devido a chuvas fortes e/ou outros fatores, como o mau funcionamento do sistema de drenagem.

Esta abordagem alternativa, foi explorada com o intuito de compreender os fenómenos relativos à deposição de rejeitados filtrados em pilhas e que tem sido motivo de acidentes catastróficos.

A resistência destas pilhas depende do tipo de material, grau de saturação e compactação, bem como, das condições de drenagem, tensões efetivas devido ao carregamento e/ou geração de excesso de poropressão exigindo uma análise tensão-deformação eficaz e modelos constitutivos apropriados. Neste projeto foram propostos modelos simples de taludes com rejeitados de ferro do Brasil caracterizados no laboratório geotécnico da FEUP, com testes avançados.

A primeira experiência reportou um modelo homogêneo com material solto onde foi estabelecido um fluxo de água num estado estacionário. O objetivo era o de aumentar o gradiente hidráulico para desencadear a falha. Uma segunda experiência focou-se num aterro zonado onde a parte interior estava solta enquanto o restante corpo estava mais compacto.

Pretendeu-se avaliar se a zona estruturada externa podia sustentar a falha não drenada da zona interna. As experiências foram repetidas utilizando fluidos com viscosidade diferente com o objetivo de avaliar o efeito na taxa de geração de poropressão, devido ao alto condicionamento da aceleração centrífuga e porque existiam algumas dúvidas sobre a melhor forma de dimensionar a falha por liquefação estática.

Os testes foram reproduzidos com análises numéricas avançadas para calibrar os parâmetros constitutivos do modelo. Os protocolos paramétricos ideais foram usados para simular outras geometrias de aterro ou soluções do solo. Os resultados obtidos serão posteriormente publicados em revistas relevantes com o objetivo de otimizar os procedimentos de análise de estabilidade em materiais tão sensíveis.

Resumindo, o objetivo deste estudo experimental foi o de avaliar se o desencadeamento da liquefação de rejeitados em aterros de armazenamento (pilhas) podia ser modelado com sucesso numa centrifugadora, uma vez que existem poucos precedentes nesta área.

Pretendeu-se compreender se a zona externa não liquidificável era capaz de conter o espalhamento de um mecanismo de liquefação estático começando na zona liquidificável interna, Fig. 43. No caso de o material apresentar contração, a elevação do nível freático reduzia as tensões efetivas, desencadeando uma rotura não drenada com amolecimento significativo pós-pico.

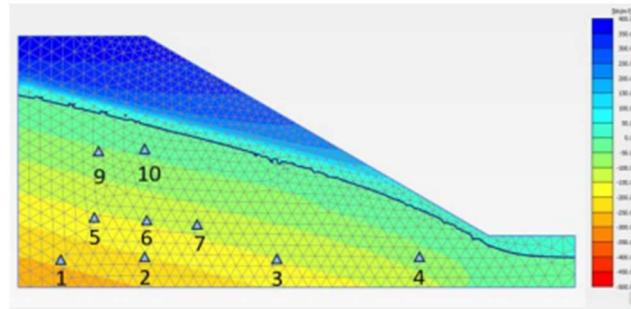


Fig. 43 – Localização de transdutores para medir poropressões, adaptado de Rios et al. (2024).



Fig. 44 – Fotografia do modelo físico instalado na centrífugadora, adaptado de Rios et al. (2024).

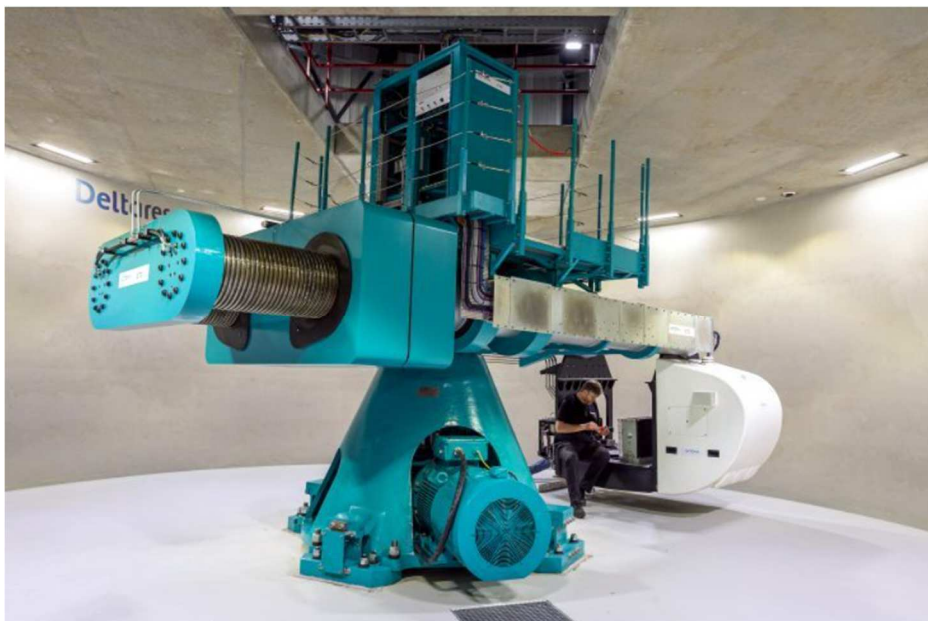


Fig. 45 – Fotografia da centrífugadora da Deltares em Delft (adaptado de <https://www.deltares.nl/>).

4.7.1. LEIS DE ESCALA

Normalmente procura-se que o modelo e o protótipo sejam geometricamente similares de forma, que todas as dimensões lineares do modelo sejam igualmente escaladas, mas por vários motivos, é impossível construir um modelo que se comporte exatamente como um protótipo à escala real em todos os aspetos. Posto isto é fundamental o modelo verificar a semelhança em relação ao protótipo no aspeto do comportamento que se pretende estudar. As regras que governam as leis de semelhança entre modelos e protótipos são bem conhecidas e o método mais simples para estabelecer leis de escala é a análise dimensional. No Tabela 10 são apresentadas algumas relações de escala para modelos em centrífugadora geotécnica.

Tabela 10 – Grandezas utilizadas.

Grandeza	Unidade	Protótipo	nG modelo
Comprimento	m	1	1/n
Força	Kn	1	1/n ²
Massa	kg	1	1/n ³
Tempo (difusão)	s	1	1/n ²
Tensão	kPa	1	1
Deformação	%	1	1
Densidade	Kg/m ³	1	1

n - fator de escala do modelo

4.7.2. CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA

Numa centrífugadora geotécnica, o modelo, dentro de uma caixa de teste, é posto a rodar num plano horizontal em torno de um eixo vertical, tal como é mostrado na Fig.41. No modelo a aceleração centrífuga é:

$$a = n * G = w^2 * r \quad (4.12)$$

Onde o r é o raio e w é a velocidade angular (em radianos por segundo). Para manter um campo de aceleração razoavelmente constante em todo o modelo, o raio r deve ser grande quando comparado com o tamanho do modelo.

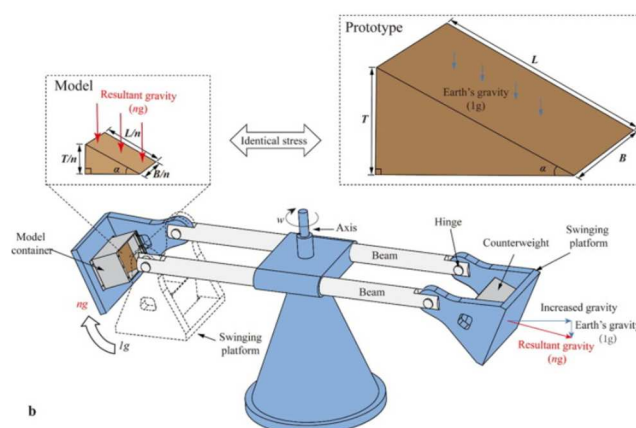


Fig. 46 – Esquema de uma centrífugadora geotécnica, adaptado de Fang (2023).

O motor aciona um veio vertical a uma velocidade constante. O braço tem um contrapeso ajustável para equilibrar o peso do modelo e o modelo é assente numa cesta na outra extremidade. Com a centrífugadora parada, o cesto pende, mas quando o braço da centrífugadora roda, o cesto atinge uma posição quase horizontal.

O propósito do cesto é o de que o peso próprio do modelo atue sempre na direção da base da caixa de teste; se se colocar um recipiente com água contendo água no cesto e se iniciar a centrífugadora, a água permanecerá nivelada no recipiente.

Durante o ensaio a comunicação com o modelo em rotação é feita através de anéis coletores (slip rings). Estes podem transmitir fluidos (água, gás ou óleo) ou energia para a operação de motores e válvulas, e transmitem também sinais de transdutores de forças, pressões e deslocamentos e de circuitos fechados de câmaras dispostas para observar pontos críticos no modelo.

Apesar de algumas limitações na modelagem com a centrífugadora, como tensão não uniforme em modelos de inclinação devido a diferenças de aceleração, efeitos de tamanho de partícula e efeitos de *Coriolis*, essas deficiências podem ser superadas de forma adequada através de preparações detalhadas ou projetos especiais.

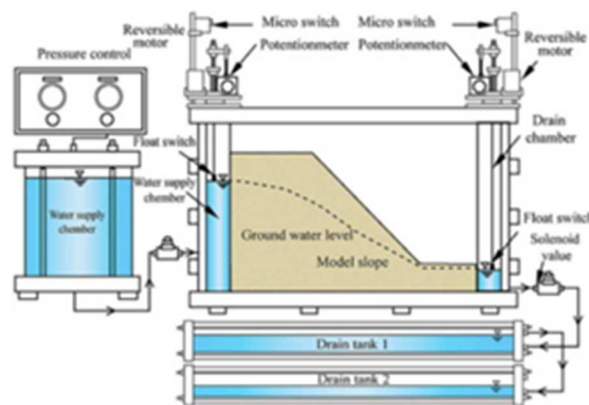


Fig. 47 – Esquema do fornecimento de água num teste de deslizamento de terra, adaptado de Timpong et al. (2007).

4.8. DEFINIÇÃO DE LIQUEFAÇÃO

A liquefação de solos está intimamente associada a uma perda de resistência e ao cisalhamento do solo devido ao aumento da pressão dos poros. A liquefação pode levar a deformações importantes e é, em grande medida um fator de alto risco para edifícios e infraestruturas. Diferentes tipos de carregamento podem desencadear liquefação, como terremotos, cravação de estacas, tráfego ou explosão.

O termo liquefação, que foi originalmente criado por Mogami e Kubo (1953), tem sido historicamente utilizado com uma variedade de fenómenos que envolvem deformações do solo causadas por perturbações monotónicas, transitórias ou repetidas de solos saturados e sem coesão sob condições não drenadas. A geração de excesso de poro pressões sob condições de carga não drenadas é um indicio de todos os fenómenos de liquefação. A tendência para solos secos e sem coesão densificada sob carga estática e cíclica, foi já bem descrita nesta dissertação. Quando solos sem coesão são saturados, no entanto, o carregamento rápido ocorre em condições não drenadas, de modo que a tendência para a densificação faz com que o excesso de pressão nos poros aumente e as tensões efetivas diminuam.

Os fenómenos de liquefação que resultam deste processo podem ser divididos em dois grupos principais: liquefação estática e liquefação cíclica.

Na prática, ocorrem fenômenos de liquefação estática com muito menos frequência do que pela liquefação cíclica, mas os seus efeitos são geralmente muito mais graves.

A liquefação cíclica, por outro lado, pode ocorrer sob uma gama muito mais ampla de condições do solo e do local do que a liquefação estática; os seus efeitos podem variar de insignificantes a altamente prejudiciais.

4.8.1. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

A liquefação estática, ou de fluxo, produz os efeitos mais dramáticos de todos os fenômenos relacionados com a liquefação, podem causar tremendas instabilidades conhecidas como falhas de fluxo.

A liquefação estática pode ocorrer quando a tensão de corte necessária para o equilíbrio de uma massa de solo (a tensão de corte estática), é maior que a resistência ao corte do solo no seu estado liquefeito. Uma vez despoletado o fenômeno, grandes deformações produzidas pela liquefação estática são, na verdade, impulsionadas por tensões de corte estáticas.

As tensões cíclicas podem simplesmente levar o solo a um estado instável no qual a sua resistência cai o suficiente para permitir que as tensões estáticas produzam a ruptura por fluxo. Falhas de liquefação por fluxo, são caracterizadas pela natureza repentina da sua origem, pela velocidade com que se desenvolvem e a grande distância pela qual os materiais liquefeitos frequentemente se movem.



Fig. 48 – Liquefação estática na Barragem do Brumadinho (adaptado de www.terra.com.br).

4.8.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

A Liquefação cíclica é outro fenômeno que pode também produzir deformações permanentes inaceitavelmente grandes, durante tremores de terra. Em contraste com a liquefação estática, a provocada por mobilidade cíclica ocorre quando a tensão de corte estática é menor que a resistência ao corte do solo liquefeito. As deformações produzidas por falhas provocadas pelos fenômenos de mobilidade cíclica desenvolvem-se gradualmente durante os tremores de terra.

Em contraste com a liquefação estática, as deformações provocadas pela mobilidade cíclica são impulsionadas por tensões de corte cíclicas e estáticas. Estas deformações, denominadas por espalhamento lateral, podem ocorrer em terrenos muito suavemente inclinados ou em terrenos virtualmente planos, adjacentes a corpos de água Fig.49.

Quando existem estruturas presentes, o espalhamento lateral pode causar danos. Um caso especial de liquefação cíclica é a liquefação nivelada.

Como não existem tensões de corte horizontais estáticas, que poderiam causar deformações laterais, a liquefação ao nível do solo pode produzir um grande movimento caótico conhecido como oscilação do solo durante o tremor de terra, produzindo um ligeiro movimento lateral permanente do solo.

Falhas por liquefação ao nível do solo são causadas pelo fluxo ascendente da água, que ocorre quando o excesso de poro pressões induzidas sismicamente se dissipam. Dependendo do tempo necessário para atingir o equilíbrio hidráulico, a falha na liquefação do solo nivelado pode ocorrer bem depois de cessar o tremor de terra. O recalque vertical excessivo e a consequente inundação de terras baixas e o desenvolvimento de ferveras de areia, são características da liquefação em terreno plano.



Fig. 49 – Liquefação por mobilidade cíclica, após terramoto no Japão, na região de Kobe (adaptado de <https://education.nationalgeographic.org>).

4.8.3. METODOLOGIA PARA DETECÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Há uma crescente convicção da vantagem em encarar o fenómeno de liquefação de solos como passível de ser considerado como um comportamento elasto-plástico que é modelável a partir de conceitos baseados em estados críticos enquanto se reconhece que pode ocorrer num largo espectro de materiais e condições (Viana da Fonseca, 2013). A escolha do modelo constitutivo para avaliar o comportamento pré e pós pico e o início da liquefação tem um forte impacto no aspeto crítico da análise. Desde o trabalho pioneiro realizado por Casagrande (1936), avanços nos estudos experimentais, identificaram o início da liquefação da areia limpa sob trajetórias monotónicas e triaxiais cíclicas (Castro, 1969), o que foi posteriormente confirmado por diversos autores. Mais recentemente, Bedin et al. (2012) investigou a dinâmica intrínseca da resposta monotónica não drenada de rejeitados de ouro e suas relações com o estado de instabilidade.

Do ponto de vista teórico, os conceitos de trabalho de segunda ordem de controlabilidade e a condição de instabilidade de liquefação para materiais granulares, fornecem estruturas matemáticas para estudar a perda da estabilidade.

A implementação numérica do código de elementos finitos acoplados u-pw destes modelos, permite avaliar o início da rotura de barragens de terra e rejeitados sob diferentes ações ou cargas (tais como, terremotos, chuva intensa e deformações).

Ledesma (2022), apresentou um procedimento que avalia a vulnerabilidade à rotura de uma barragem de rejeitados devido à liquefação por fluxo. O procedimento exigia o desenvolvimento de um modelo numérico com a definição completa das fronteiras de contorno da barragem em estudo, onde os rejeitados deviam ser modelados usando um modelo constitutivo capaz de capturar o início da liquefação e a subsequente perda de resistência para valores de tensão complexos e capacidade para mudar de carregamento drenado para não drenado ou carregamento de deformação por fluxo totalmente acoplado sem alterar os parâmetros do material.

O procedimento é resumido da seguinte forma:

- Calibrar o modelo constitutivo através de testes de laboratório e de campo para as condições de carregamento drenado e não drenado, com ênfase nos parâmetros necessários para reproduzir o início da liquefação.
- Construir um modelo com os limites da barragem bem definidos, utilizando uma estrutura numérica apropriada, tendo em conta a construção faseada drenada ou totalmente acoplada até à configuração de interesse.
- Aplicar um conjunto de ações selecionada, podendo ser por exemplo, uma carga superficial, um deslocamento imposto na ponta e uma subida transitória do nível freático da água.
- Relatar o valor de cada ação necessário para incluir o rompimento da barragem devido à liquefação por fluxo se possível; estes valores podem ser interpretados como estimativas de engenharia da vulnerabilidade de liquefação da barragem.

À medida que a barragem é elevada, as tensões em várias zonas do terreno inclinado evoluem de maneira parcialmente drenada, para a taxa adequada de elevação e condições de drenagem e, podem ou não, ultrapassar a chamada “linha de instabilidade” conforme ilustrado na Fig.50, na superfície de tensões entre o ponto A e B. O ponto B está num estado de equilíbrio, mas de natureza instável: perturbações relativamente pequenas podem desencadear uma perda repentina de força, se ocorrerem rápido o suficiente para induzir um comportamento não drenado, levando a um fluxo rápido descontrolado do ponto B para o ponto C. Para que esta condição resulte numa falha por liquefação do fluxo de toda a barragem, a perda localizada de resistência deve ser capaz de se propagar e criar instabilidade e a ação deve produzir perturbação suficiente para que este processo seja iniciado.

As três ações selecionadas e ilustradas na Fig.50., são ações externas plausíveis que levam a um aumento na relação q/p , mas que seguem caminhos diferentes. Portanto, podem ser utilizadas para avaliar a estabilidade da barragem em estudo. Cada ação é aplicada numericamente como uma ação dependente do tempo, que cresce a uma taxa lenta num cálculo de tipo dinâmico.

À medida que o cálculo avança além do início da liquefação por fluxo, esse procedimento numérico permite o desenvolvimento completo de um mecanismo de rotura onde o equilíbrio estático não pode ser alcançado.

O procedimento também ajuda a interpretar os resultados. Conforme já mencionado, a vulnerabilidade à liquefação de uma barragem é uma propriedade do sistema de barragens de rejeitados.

O procedimento proposto preocupa-se em identificar cenários de rotura vulneráveis, em vez de identificar cenários de rotura prováveis. Portanto, as ações utilizadas neste procedimento não pretendem ser relevantes ou realistas para uma determinada barragem, mas devem ser entendidas como excursões numéricas em torno de uma configuração estável para verificar a estabilidade de tal equilíbrio.

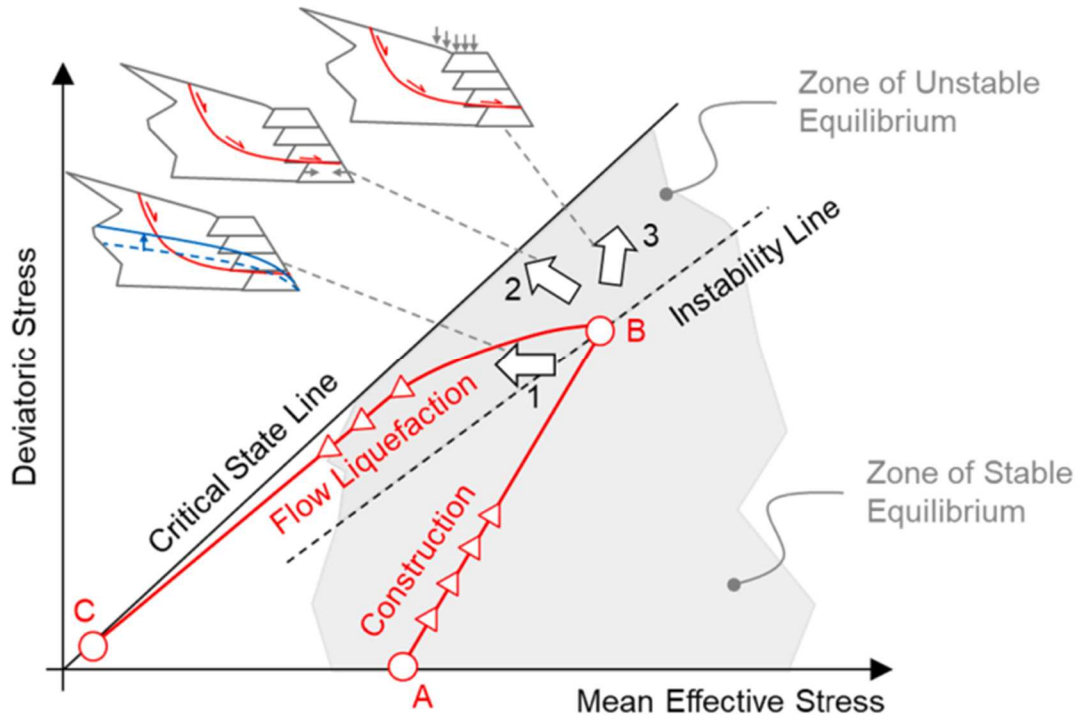


Fig. 50 – Superfície de tensão conceptual para um elemento de rejeitado potencialmente liquefeito, adaptado de Ledesma (2022).

5

METODOLOGIA E DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como já foi abordado, as causas que espoletam a rotura das instalações de armazenamento de rejeitados são inúmeras e podem ser resumidas a defeitos da estrutura, problemas de fundação, eventos climáticos incomuns, eventos sísmicos, galgamento, subsidência, entre outros.

Nas últimas décadas, modelos numéricos têm sido cada vez mais utilizados para prever o comportamento dessas estruturas. Estes métodos têm a vantagem de serem capazes de determinar também as deformações que a estrutura irá sofrer, ao contrário dos métodos mais clássicos de equilíbrio limite.

Além disso, esses métodos aliados a modelos constitutivos capazes de realizar análises em termos de tensões efetivas, podem determinar o aumento da poropressão e a consequente possibilidade de liquefação do solo. Por outro lado, muitas vezes necessitam de muitos parâmetros do solo, que muitas vezes são difíceis de determinar e podem exigir um alto custo computacional.

Os rejeitados podem ser descritos como materiais não coesivos, uniformemente graduados e com comportamentos de contração. Estes materiais se estiverem saturados e submetidos a tensões rápidas (que podem ser estáticas: infiltrações, elevação rápida da barragem, etc., ou dinâmicas: eventos sísmicos, máquinas vibratórias, etc.) não são capazes de permitir instantaneamente o fluxo de água contido nos poros. Isto leva, durante um determinado tempo, a um aumento das pressões intersticiais e à consequente redução ou eliminação total das tensões efetivas. Para estudar corretamente estes fenómenos é necessário recorrer a modelos constitutivos não lineares específicos e utilizar análises acopladas em termos de tensões efetivas.

Como principais softwares para este tipo de análise, temos o software FLAC que recorre à teoria das diferenças finitas, e os softwares PLAXIS, Sigma/W e Quake/W, que modelam segundo a teoria do método dos elementos finitos. Para a modelação de solos liquidificáveis, costumam-se usar os modelos CASM e NorSand, modelos já fortemente estudados e testados em inúmeras análises. Já para solos não liquidificáveis usa-se, regra geral, o modelo de Mohr-Coulomb.

5.2. PLAXIS 2D®

O software PLAXIS 2D®, atualmente propriedade da empresa americana Bentley Systems, surgiu no final da década de oitenta na Holanda e remonta à necessidade crescente na Engenharia Geotécnica, por ferramentas computacionais avançadas que pudessem lidar com problemas complexos de interação solo-estrutura e análise geotécnica.

O desenvolvimento do software, começou como um projeto de pesquisa na Universidade de Delft, na Holanda sob a liderança do Professor Arnold Verruijt. A sua equipa de trabalho, almejava criar um software capaz de realizar análises numéricas avançadas utilizando o método dos elementos finitos para resolver os problemas geotécnicos que assolavam o seu país.

Atualmente o PLAXIS apresenta as seguintes vantagens:

- Modelação avançada de solos. O PLAXIS permite a modelação detalhada de diferentes tipos de solos, levando em consideração propriedades geotécnicas complexas, como coesão, ângulo de atrito, compressibilidade e outros parâmetros;
- Interação Solo-Estrutura. O software facilita a modelação e análise da interação entre o solo e as estruturas, incluindo estacas, muros de contenção, sapatas, túneis e entre outros.
- Análise Dinâmica. O PLAXIS, suporta análises dinâmicas, permitindo a avaliação do comportamento sísmico de estruturas geotécnicas e a resposta a outros tipos de carregamentos dinâmicos.
- Análise de Elementos Finitos. O uso de métodos de elementos finitos no PLAXIS, permite a realização de análises precisas e detalhadas de tensões e deformações em solos e estruturas.
- Análise de Fluxo de Água. O software inclui ferramentas para modelar e analisar o fluxo de água através do solo, considerando a interação solo-água em problemas geotécnicos.
- Simulações avançadas. O programa oferece recursos para simulações avançadas como análise de consolidação, considerando o processo de dissipação de excesso de pressão na água.

Atualmente o software PLAXIS está integrado na atividade letiva do curso de Mestrado em Engenharia Civil, no ramo de Estruturas/Geotecnia da FEUP, sendo disponibilizadas licenças do software para a aprendizagem dos alunos. Como tal o conhecimento adquirido por alunos e discentes do curso, já permite algum know-how na sua utilização.

O presente caso de estudo foi elaborado com recurso a este software e nos subcapítulos seguintes será feita a descrição da metodologia de trabalho utilizada.

5.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE ESTUDO

No presente capítulo serão descritas as características geométricas das instalações de armazenamento de rejeitados a estudar, assim como, será apresentada uma caracterização geotécnica do material constituinte da mesma e que será alvo de estudo por parte do software PLAXIS, com o objetivo de realizar uma análise simultânea com deformações e pressões da água dependentes do tempo e das condições hidráulicas de fronteira. As análises efetuadas irão basear-se nos modelos constitutivos de Mohr-Coulomb e do NorSand, recorrendo a análises de tensão-deformação acopladas.

O perfil adotado para análise das tensões-deformações do aterro de empilhamento de rejeitados, foi previamente determinado num projeto conjunto entre a FEUP, a CIMNE-UPC de Barcelona, e as empresas VALE e TPF, denominado por SAFETY, com o intuito de analisar a estabilidade de instalações de armazenamento de rejeitados. Sendo assim, passam-se a descrever os valores assumidos para esta análise diferenciada. Para este estudo foi decidido analisar duas pilhas de aterro de rejeitados, com o mesmo perfil, mas com escalas diferentes, com o objetivo de avaliar qual a influência da carga de água, com diferentes alturas no tempo que demorava a atingir a estabilidade do fluxo de água. Num primeiro caso temos uma secção com 35m de altura e 80m (Fig. 51) de base e num segundo caso, temos 70m de altura e 160m de base (Fig. 52). De referir que a inclinação assumida para o talude foi também ela determinada no projeto conjunto em que participou a FEUP e seguindo a relação apresentada na equação 5.1, foi considerado para $\phi' = 30^\circ$, sendo que este valor tem de ser superior ao ângulo da linha de instabilidade e inferior ao ângulo de atrito crítico, que no estudo realizado tinha dado um valor de $33,4^\circ$.

$$\phi'_{LI} < \phi' < \phi'_{CV} \quad (5.1)$$

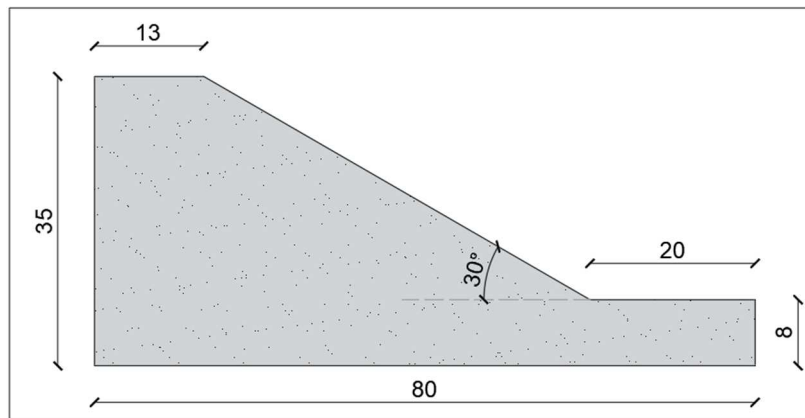


Fig. 51 – Geometria 1 do aterro de empilhamento de rejeitados em análise.

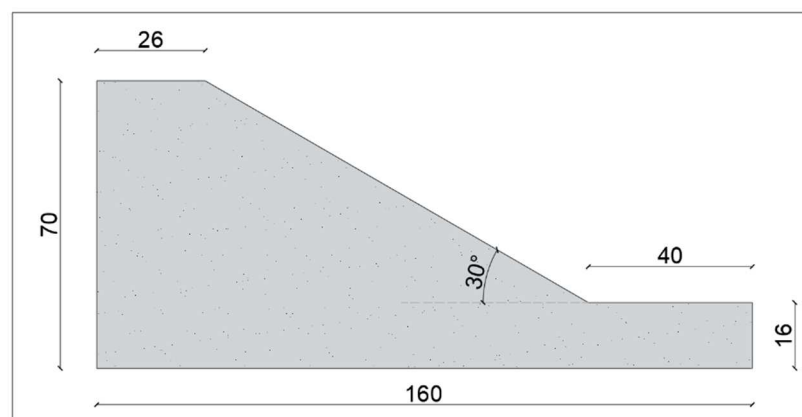


Fig. 52 – Geometria 2 do aterro de empilhamento de rejeitados em análise.

5.4. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS REJEITADOS

Os rejeitados que foram analisados para este trabalho, são originários de uma mina de Ferro, localizada no estado de Minas Gerais no Brasil e foram alvo de um estudo geotécnico aprofundado no LabGeo da FEUP, com a realização de diversos ensaios com o objetivo de caracterizar física e mecanicamente o material em causa.

Foram realizados vários ensaios entre eles o ensaio de compressão em câmara Triaxial consolidado e o ensaio por *bender elements*, com o objetivo final de conseguir determinar os parâmetros essenciais para a análise do modelo de Mohr-Coulomb e o modelo de NorSand.

De referir que após a determinação dos parâmetros constituintes do modelo NorSand, foi posteriormente realizada a comparação dos resultados das diferentes ferramentas numéricas, com base em parâmetros calibrados a partir dos ensaios de laboratório, com amostras representativas e estados diferenciados.

Em seguida é feita a descrição dos passos a tomar para chegar à determinação dos parâmetros essenciais para a utilização do modelo de Mohr-Coulomb e é também apresentada uma tabela com os parâmetros essenciais para a utilização do modelo NorSand.

5.4.1. ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL

O índice de vazios inicial foi obtido no LabGeo através do modelo apresentado na Fig.53, no qual se cravaram três tubos amostradores que possibilitaram determinar que o índice de vazios do material estudado era de 0,8 em condições saturadas. O modelo construído por *Moist Tamping* ou compactação ligeira à escala 1/100, em condições húmidas, é uma técnica muito eficiente para determinar elevados índices de vazios (Rocha, 2010).

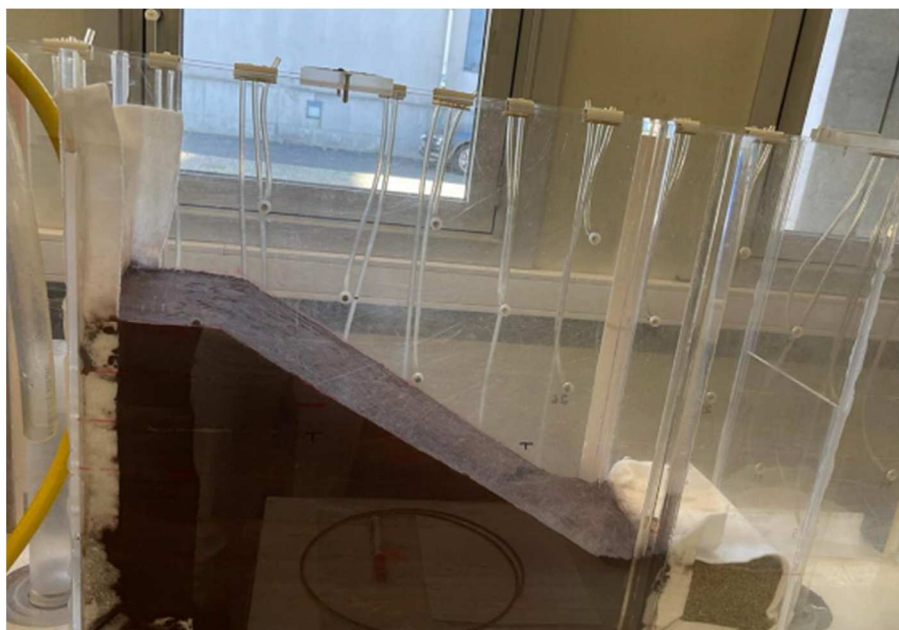


Fig. 53 – Modelo Físico do LabGeo, adaptado de Santana (2022).

5.4.2. PESO VOLÚMICO

A partir do índice de vazios previamente determinado e tendo em conta o grau de saturação, utilizando a equação 5.2, é possível determinar o valor do teor em água (w) para posteriormente calcular o valor do peso volúmico saturado. Segundo os dados do LabGeo, a densidade das partículas sólidas (G_s) do material utilizado, assume um valor de $2,97\text{g/cm}^3$.

$$G_w = S_r e \quad (5.2)$$

O valor do teor em água calculado aproxima-se dos 27%. Utilizando a equação seguinte é possível determinar o valor do peso volúmico saturado (γ) obtendo-se um valor de 20kN/m^3 .

$$\gamma = \gamma_s \frac{1+w}{1+e} \quad (5.3)$$

Da mesma forma, recorrendo à equação seguinte, é possível desta vez, determinar o peso volúmico seco (γ_d), obtendo-se um valor de $16,2\text{ kN/m}^3$.

$$\gamma_d = \gamma_s \frac{1}{1+e} \quad (5.4)$$

A modelação numérica determina que o peso volúmico da camada de solo, sob o nível freático está totalmente seco. No entanto, sabemos que na realidade essa situação não se traduz, pois, o solo está ligeiramente saturado por capilaridade e assim sendo não era correto assumir o valor calculado, previamente de $16,2\text{ kN/m}^3$ e como tal, adotou-se um valor ligeiramente superior de peso volúmico seco de 18kN/m^3 .

5.4.3. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

O modelo constitutivo admite um módulo de deformabilidade único para toda a estrutura, no entanto, convém garantir que os elementos do modelo numérico que estão sujeitos a uma maior tensão efetiva, apresentem rigidez suficiente. Logo, decidiu-se optar por determinar o módulo de deformabilidade a partir de um ensaio com uma tensão efetiva média inicial de 200 kPa , ao invés de uma tensão de 100 kPa .

Conforme já foi abordado, como valor para o módulo de deformabilidade aconselha-se a utilização do valor de E_{50} , ou seja, o módulo secante para uma tensão de 50% da tensão de rotura, uma vez que, a deformação induzida é mais elevada.

Para isso, recorreu-se a um Ensaio Triaxial de compressão drenado denso, com uma tensão média efetiva de 200kPa , simulando-se o gráfico característico do ensaio no plano $\varepsilon_a - q$.

O valor de pico associado à tensão de desvio correspondeu a 809 kPa . Desenhou-se posteriormente uma linha de tendência que abrange os pontos $(0;0)$ e $(0,0092;404,7)$, ou seja 50% do valor de pico.

Avaliando o declive da reta, retirou-se então o valor de E_{50} que neste caso era de 44MPa, como apresentado na Fig. 54.

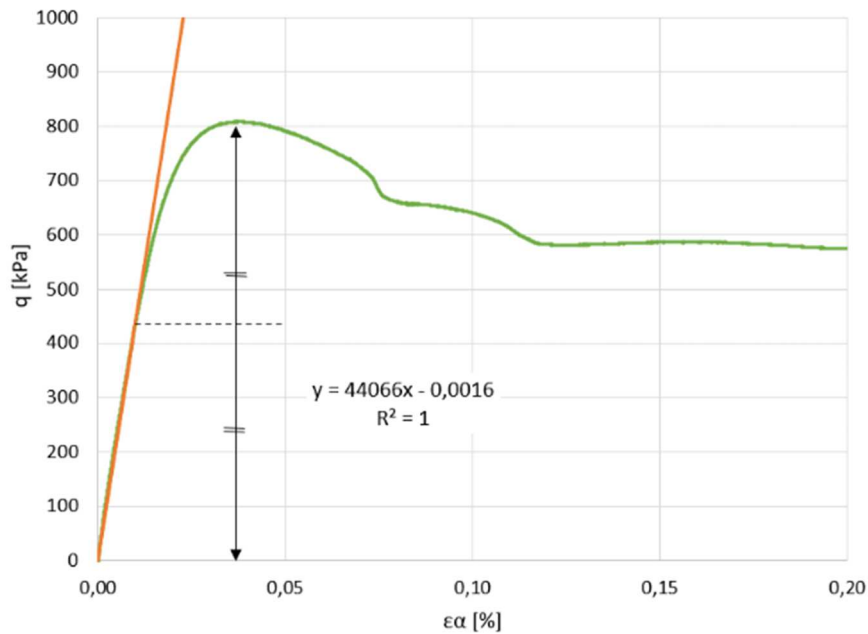


Fig. 54 – Determinação do E_{50} , adaptado de Santana (2022).

5.4.4. ÂNGULO DE ATRITO

O ângulo de atrito foi determinado com recurso à inclinação da LEC e definido anteriormente, onde ϕ_{cv} tinha como correspondência um valor de 33,4°.

5.4.5. COEFICIENTE DE POISSON

Os solos resultantes do processo de tratamento de rejeitados, têm como coeficiente de *Poisson* valores que rondam os 0,3 e os 0,35. Para este estudo decidiu-se assumir o valor mais conservador desse intervalo, ficando então nos 0,3.

5.4.6. ÂNGULO DE DILATÂNCIA

Os solos argilosos costumam apresentar valores de dilatância muito próximos de zero e para as areias, esse valor é função da densidade do material e do ângulo de atrito. Regra geral, o valor da dilatância para os solos é muito mais baixo do que o seu valor de ângulo de atrito. Para areias quartzíticas o valor da dilatância, é calculado, subtraindo 30° ao seu ângulo de atrito, resultando uma vez mais em valores muito baixos. Sendo assim, para esta análise, arbitrou-se para a dilatância um valor de 0°.

5.4.7. PARÂMETROS DETERMINADOS PARA O MODELO NORSAND

A Tabela 11 que a seguir é apresentada, reflete os parâmetros essenciais para a utilização do Modelo NorSand e que foram retirados do estudo realizado pelo LabGeo.

Tabela 11 – Parâmetros de cálculo do modelo NorSand, adaptado de Santana (2022).

Propriedades	Parâmetros
Propriedades dos Estados Críticos	$M_{tc} = 1,35$
	$N_{tc} = 0,58$
	$\chi_{tc} = 6,2$
	$a = 0,867$
	$b = 0,049$
	$c = 0,451$
Módulo Plástico	$H_0 = 95$
	$H_\psi = 620$
Módulo Elástico	$G = 53 \text{ mPa}$
	$nG = 0,5947$
	$\nu = 0,3$

5.5. ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA EM TENSÃO DEFORMAÇÃO NO SOFTWARE PLAXIS

Com o objetivo de proceder à análise da estrutura de rejeitados já citada, recorreu-se ao software PLAXIS 2D®, Versão 2023 para realizar uma análise de tensão-deformação.

Para dar início à análise de qualquer modelo no software PLAXIS, o utilizador precisa em primeiro lugar de definir o modelo de elementos finitos a adotar, selecionando na janela das propriedades do projeto, na aba do modelo, as opções de estado plano de tensão (*Plane Strain*) ou axissimétrico (*Axisymmetric*), ver Fig.55.

Um modelo em estado plano de tensão é usado para geometrias com secção transversal, mais ou menos uniforme e o estado de tensão correspondente a perfis de carregamento ao longo de um certo comprimento perpendicular à secção transversal (direção Z). Supõe-se que neste caso, deslocamentos e deformações na direção Z, sejam nulas. No entanto as tensões normais na direção Z são consideradas na sua plenitude.

Já um modelo axissimétrico é usado para estruturas circulares com uma secção radial mais ou menos uniforme e perfis de carregamento em torno do eixo central, onde a deformação e o estado de tensão são considerados idênticos em qualquer direção radial. Observa-se que num modelo axissimétrico, a coordenada x representa o raio e a coordenada y, corresponde ao eixo de simetria. Coordenadas no eixo xx negativas, não podem ser consideradas.

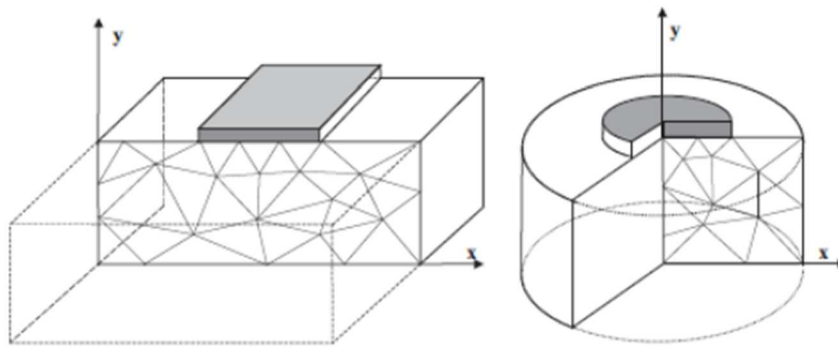


Fig. 55 – Exemplo de um modelo em estado plano de tensão (à esquerda) e um modelo axissimétrico (à direita), adaptado do Manual do PLAXIS.

No estudo apresentado, a opção seleccionada foi a de Estado Plano de Tensão (*Plane Strain*), uma vez que o modelo apresenta uma geometria com secção transversal uniforme e o estado de tensão aplicado é perpendicular ao da secção transversal (z).

Após a selecção do modelo de elementos finitos, o utilizador precisa de seleccionar na janela de nome *Elements*, a opção de elementos triangulares de seis ou a opção de quinze nós para a modelação das camadas de solo e outros volumes incorporados, conforme representado na Fig.56.

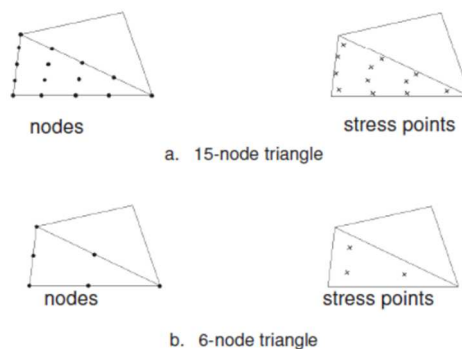


Fig. 56 – Posição dos nós nos elementos triangulares e pontos de tensão, adaptado do Manual do PLAXIS.

Os elementos triangulares de quinze nós, são o elemento padrão. Esta opção fornece uma interpolação de quarta ordem e a integração numérica, envolvendo doze pontos de *Gauss* (pontos de tensão). A utilização de elementos triangulares de quinze nós, é recomendada para problemas que envolvem a rotura de solos, uma vez que é mais preciso. No entanto, o tempo de cálculo torna-se mais exaustivo, necessitando de mais recursos computacionais.

Em seguida o utilizador precisa de identificar o contorno do modelo geométrico. A configuração inicial dos parâmetros x_{min} , $x_{máx}$, y_{min} e $y_{máx}$ definem os limites externos do modelo geométrico.

A visão inicial da área de desenho é tal que as dimensões do modelo são totalmente visíveis dentro da área do desenho. Os parâmetros mencionados são inseridos na aba *Model* da janela de propriedades, tendo para este caso de estudo, sido escolhidos os valores apresentados na Fig. 57.

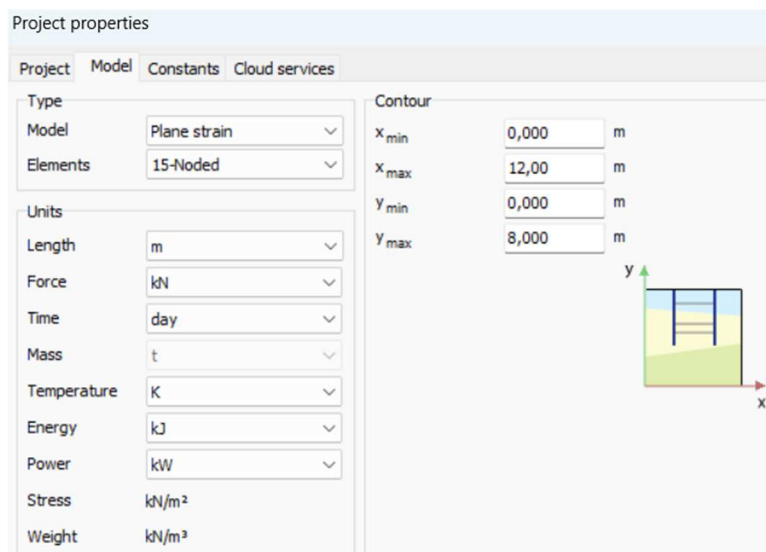


Fig. 57 – Janela das propriedades do projeto com os valores assumidos para o modelo em estudo.

5.5.1. LAYOUT DO MENU INICIAL DO PROGRAMA

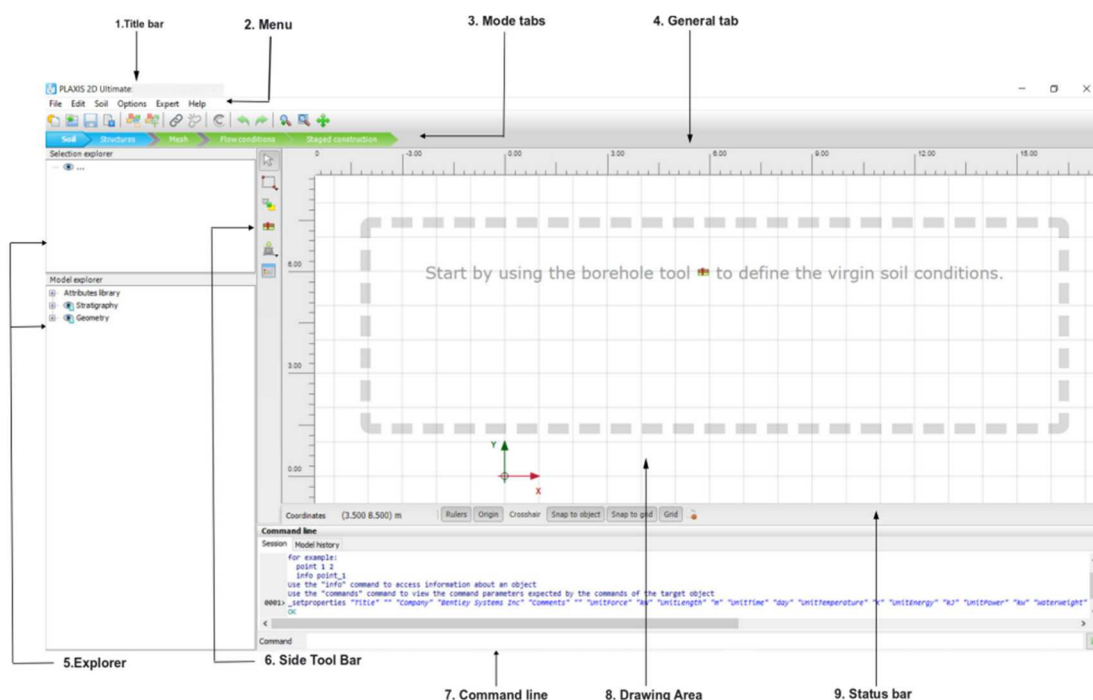


Fig. 58 – Layout do Menu Inicial do Plaxis, adaptado do Manual do Plaxis.

O layout inicial é caracterizado por apresentar cinco separadores principais, no item ilustrado na Fig. 58, de nome *Mode tabs*, que são de preenchimento obrigatório e que se descreve cada um deles a seguir.

Estes separadores possibilitam: i) caracterizar o solo em estudo; ii) o tipo de estrutura presente para análise; iii) o tipo de malha de elementos finitos a estudar; iv) as condições de fluxo presentes no modelo e v) o faseamento construtivo do modelo. Passa-se a descrever em seguida com mais pormenor estas cinco etapas:

- *Soil*: separador onde é introduzida a estratigrafia dos solos em estudo, geometria do modelo para análise, assim como, os parâmetros geotécnicos dos solos em apreço;
- *Structures*: separador onde são introduzidos os elementos estruturais presentes no modelo, como por exemplo: ancoragens, pregagens, estacas, sapatas, etc.
- *Mesh*: separador onde é selecionada a tipologia da malha a utilizar para a discretização e modelação do modelo em elementos finitos;
- *Flow Condition*: separador onde são introduzidas as características do fluxo de água presente no modelo, desde a alturas de água e assim como tipos de fluxo;
- *Staged Construction*: separador onde é introduzido o faseamento construtivo, isto é, onde se sequencia as várias fases construtivas do modelo.

O processo de modelação é então constituído por estas cinco abas que se podem enquadrar em dois grandes grupos. Os separadores *Soil* e *Structures* pertencendo ao grupo da Geometria (separadores a azul) e os separadores *Mesh*, *Flow Condition* e *Staged Construction* ao grupo do Cálculo (separadores a verde).

5.5.2. MODO GEOMÉTRICO

A configuração geométrica do projeto é definida nos separadores representados a azul. Todas as alterações de geometria (como criação, modificação ou remoção de entidades) só são possíveis no modo geométrico. Características, como estruturas (placas, vigas), interfaces ou cargas, podem ser atribuídas a entidades geométricas apenas no modo Estruturas.

No separador *Soil*, como já foi abordado, é introduzida toda a informação relativa à estratigrafia do modelo, assim como, os parâmetros geotécnicos dos solos presentes.

Para a definição da estratigrafia, recorrem-se a *Boreholes* que são uma espécie de furos de sondagem, que se colocam na área de desenho e que apresentam informações sobre a posição das camadas de solo e do nível freático. Se forem definidos vários *Boreholes*, o *Plaxis* interpola automaticamente entre os furos e deriva a posição das camadas de solo a partir das informações dos *Boreholes*. Para o modelo em estudo foram determinados dois *Boreholes* com as seguintes propriedades apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12 – Definição da Geometria do modelo em estudo, Plaxis.

Borehole	Coordenada (x)	Head	Top	Bottom
1	13	0	35	0
2	60	0	8	0

O modelo do aterro de empilhamento de rejeitados que será alvo de análise, está representado na Fig. 59, onde se podem observar duas linhas verticais, que no caso representam os *Boreholes* já citados.

No modelo em estudo optou-se por estipular que o nível freático estaria na cota zero, uma vez que as condições do fluxo de água seriam definidas posteriormente na aba do PLAXIS de nome *Flow Conditions*.

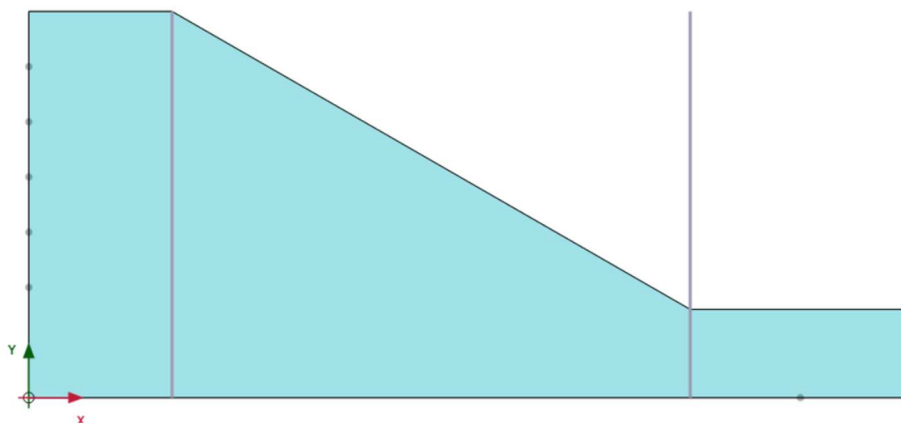


Fig. 59 – Representação da geometria do aterro de rejeitados no PLAXIS com dois *Boreholes*.

Após a definição da geometria do modelo, é necessário caracterizar o solo a utilizar na modelação numérica. Como já foi referido, serão simulados aterros de empilhamento de rejeitados através dos modelos Mohr-Coulomb e NorSand. Conforme o modelo utilizado, os parâmetros exigidos pelo software PLAXIS, para o solo, contemplam características diferentes.

Para a introdução dos parâmetros geotécnicos do solo, o PLAXIS, apresenta uma janela com seis abas onde os parâmetros do solo estão descritos. Na aba *General*, é definido o modelo do solo, a condição da modelação: drenada ou não drenada, os pesos volúmicos (seco e saturado) e o índice de vazios. De destacar que para a modelação não drenada, o PLAXIS contempla três tipologias distintas: *Undrained A*, *Undrained B* e *Undrained C*. Para a hipótese *Undrained A*, temos a possibilidade de modelar o comportamento não drenado, usando parâmetros efetivos para a rigidez e a força.

Para a hipótese *Undrained B*, podemos modelar o comportamento não drenado, usando parâmetros efetivos para a rigidez e parâmetros de resistência não drenados. Já para a hipótese *Undrained C*, temos a vantagem de simular o comportamento não drenado usando uma análise de tensão total com parâmetros não drenados.

Na análise efetuada para o nosso modelo, optou-se por seleccionar a hipótese drenada.

A próxima aba a preencher é a *Mechanical*, onde são definidos os parâmetros de rigidez, nomeadamente o módulo de deformabilidade e o coeficiente de *Poisson*, os parâmetros de resistência, a coesão e o ângulo de atrito e o modo como é calculado o excesso de pressão neutra.

Na aba seguinte, a *Groundwater*, é possível seleccionar uma classificação para o solo em função da granulometria e determinar as condições de permeabilidade do solo.

As abas *Thermal* e *Interface* que se seguem, não foram preenchidas, uma vez que não se aplicam a este caso de estudo. Por último, a aba *Initial* é onde se colocam os valores relativos aos coeficientes de impulso iniciais.

General	Mechanical	Groundwater	Thermal	Interfaces	Initial
Property	Unit	Value			
Stiffness					
E'_{ref}	kN/m ²	44,00E3			
ν (nu)		0,3000			
Alternatives					
G_{ref}	kN/m ²	16,92E3			
E_{oed}	kN/m ²	59,23E3			
Depth-dependency					
E'_{inc}	kN/m ² /m	0,000			
γ_{ref}	m	0,000			
Wave velocities					
V_s	m/s	96,04			
V_p	m/s	179,7			
Strength					
Shear					
c'_{ref}	kN/m ²	2,000			
ϕ' (phi)	°	33,40			
ψ (psi)	°	0,000			
Depth-dependency					
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,000			
γ_{ref}	m	0,000			
Tension					
Tension cut-off		☒			
Tensile strength	kN/m ²	0,000			
Excess pore pressure calcula					
Determination		v-undrained definition			
v_u definition method		Direct			
$v_{u, equivalent}$ (nu)		0,4950			
Skempton B		0,9783			

General	Mechanical	Groundwater	Thermal	Interfaces	Initial
Property	Unit	Value			
User-defined model					
DLL file		norsand64.dll			
Model in DLL		NorSand-CSL(b)			
User-defined parameters					
G_{ref}	kN/m ²	53,00E3			
P_{ref}	kN/m ²	100,0			
n_G		0,5947			
ν		0,3000			
C_a		0,8670			
C_b		0,04900			
C_c		0,4510			
M_{tc}		1,350			
N		0,5800			
λ_{tc}		6,200			
H_0		95,00			
H_ψ		620,0			
R		1,100			
S		0,000			
ψ_o		0,1010			
Excess pore pressure calcula					
Determination		v-undrained definition			
$v_{u, equivalent}$ (nu)		0,4950			

Fig. 60 – Aba *Mechanical* para os modelos *Mohr-Coulomb* (esquerda) e Modelo *NorSand* (direita), com os valores utilizados na análise, adaptado de Santana (2022).

Como já foi referido, no separador *Structures* são definidas as entidades geométricas, assim como, os elementos estruturais e a aplicação de forças no projeto. Assim sendo, estruturas (placas), interfaces e aplicação de cargas, apenas podem ser aplicadas neste modo.

No caso de estudo apresentado, este modo apenas serviu para acrescentar pontos de apoio, que serviriam para estipular posteriormente os níveis freáticos a aplicar ao modelo, Fig.61.

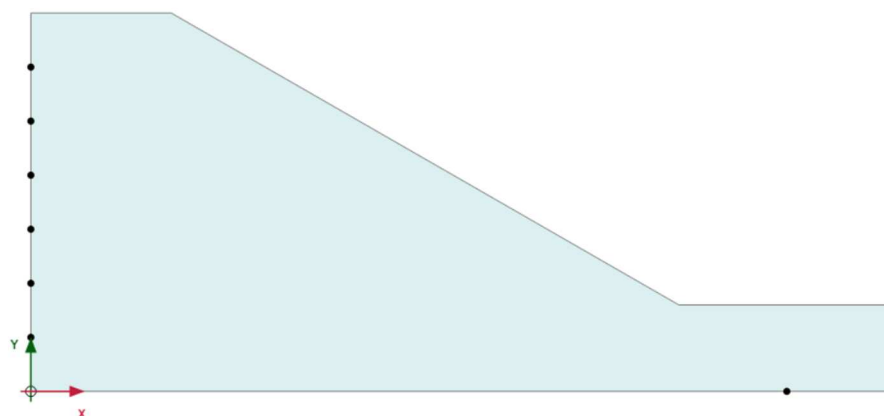


Fig. 61 – Marcação dos pontos no eixo do yy a 5, 10, 15, 20, 25 e 30m e no eixo dos xx a 70m.

5.5.3. MODO DE CÁLCULO

O processo de cálculo é definido nos separadores de cor verde que se encontram no layout geral do programa. No modo de cálculo, não podem ser criadas novas entidades e não podem ser atribuídos novos recursos às entidades geométricas já existentes. Apenas as propriedades dos recursos previamente definidas (dados dos materiais e valores de carga), podem ser modificadas.

Como primeiro separador, temos a aba de nome *Mesh* onde o utilizador tem de seleccionar o grau de distribuição dos elementos finitos para discretizar o modelo geométrico. A configuração do modelo não pode ser modificada neste modo. A malha tem de ser regenerada sempre que a geometria for modificada. As opções disponíveis para discretizar o modelo, variam desde malha muito fina, a fina, média, grossa e a muito grossa, Fig. 62.

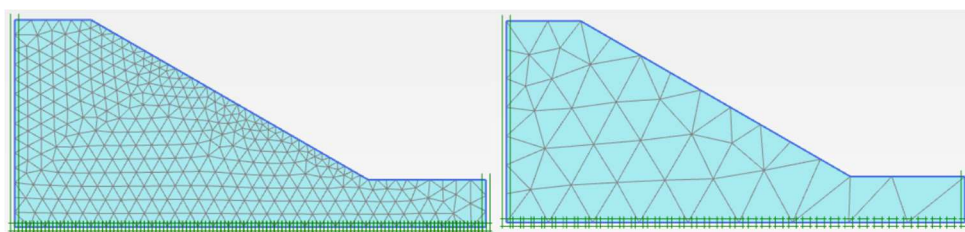


Fig. 62 – Exemplo de uma malha muito fina e uma malha muito grossa, no software PLAXIS.

Uma malha muito fina, traduz-se numa divisão da região de análise em elementos finitos muito pequenos, oferecendo maior detalhe na representação da geometria e na variação das propriedades do solo ou da estrutura. Fornece geralmente resultados mais precisos, especialmente em áreas onde existam mudanças bruscas nas condições do solo ou onde ocorram concentrações de tensão.

Já uma malha muito grossa, reflete-se em elementos de maior dimensão e utiliza-se quando não é requerido grande detalhe nos resultados esperados. É mais eficiente computacionalmente, pois permite simulações mais rápidas, mas à custa de uma representação menos detalhada.

A escolha de uma malha muito fina pode causar problemas de convergência em soluções exatas, pode aumentar o tempo de processamento, pois requer mais cálculos e recursos computacionais e pode aumentar a sensibilidade a erros de modelagem, como a definição incorreta de propriedades do solo ou condições de contorno.

De referir que em locais do modelo onde sejam esperadas grandes concentrações de tensão ou deformações, é recomendável uma malha de elementos finitos mais precisa (mais fina), sendo possível refinar a qualidade da malha em locais específicos, enquanto outras partes da geometria podem não exigir tanto pormenor.

No trabalho desenvolvido, optou-se inicialmente por adotar uma malha muito fina para a análise, mas depressa se concluiu que as análises não estavam a convergir em muitas das fases criadas e o tempo que as análises demoravam eram demasiado custosas. Concluiu-se então que o melhor seria adotar uma malha média e nos casos em que não existisse convergência nos resultados, optava-se por uma malha grossa.

O separador que se segue na fase de cálculo, o *Flow Conditions*, é utilizado para definir as condições de fluxo da água para o modelo geotécnico, como por exemplo as alturas do nível freático. Desempenha um papel importante na análise de problemas relacionados com o fluxo de água no solo, como a análise de estabilidade de taludes, a análise de assentamentos devidos à consolidação e a análise de interações solo-estrutura.

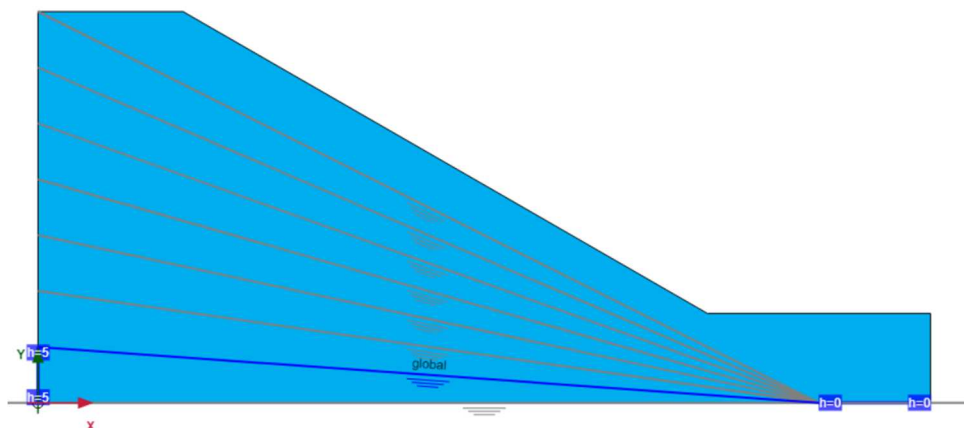


Fig. 63 – Esquema das alturas do nível de água adotadas no estudo do PLAXIS.

Através do separador *Flow Conditions*, é possível definir as seguintes condições de fluxo de água:

- Condições de Contorno: as condições de contorno especificam como o fluxo de água é controlado nas fronteiras do modelo, sendo possível definir condições de contorno abertas (fluxo livre), condições de contorno fechadas (sem fluxo) ou condições de contorno com fluxo prescrito;
- Propriedades hidráulicas: sendo possível definir as propriedades hidráulicas do solo, como permeabilidade e a condutividade hidráulica. Estas propriedades influenciam a taxa de fluxo de água através do solo.
- Fontes e drenos: é possível adicionar fontes e drenos de água ao modelo para simular a entrada ou a remoção de água em determinadas áreas.

- Análise de Fluxo: por último é possível realizar análises de fluxo de água no solo, como a análise de fluxo estacionário ou a análise de fluxo transitório.

Em primeiro lugar é preciso definir as condições de contorno do modelo geotécnico e para isso, é necessário ir à janela *Model Explorer* e maximizar as opções de escolha no menu *Model Conditions* e seleccionar *Deformations*. Os limites de fixação estão ilustrados na Fig. 64.

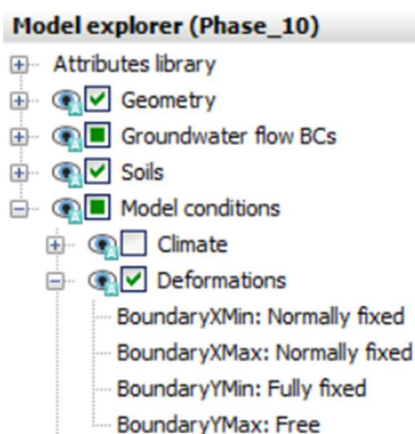


Fig. 64 – Escolha das condições de contorno para o modelo, PLAXIS.

A base do nosso modelo geotécnico, não permite deslocamentos, daí a escolha de *Fully Fixed*. As laterais do modelo estão fixadas apenas na direção normal de acordo com as condições de fronteira do modelo físico realizado.

Em seguida é fundamental definir as condições de fluxo para o contorno do nosso modelo. Estas condições são definidas na janela *Model Explorer*, maximizando a opção *Groundwater flow BCs*, conforme Fig. 65.

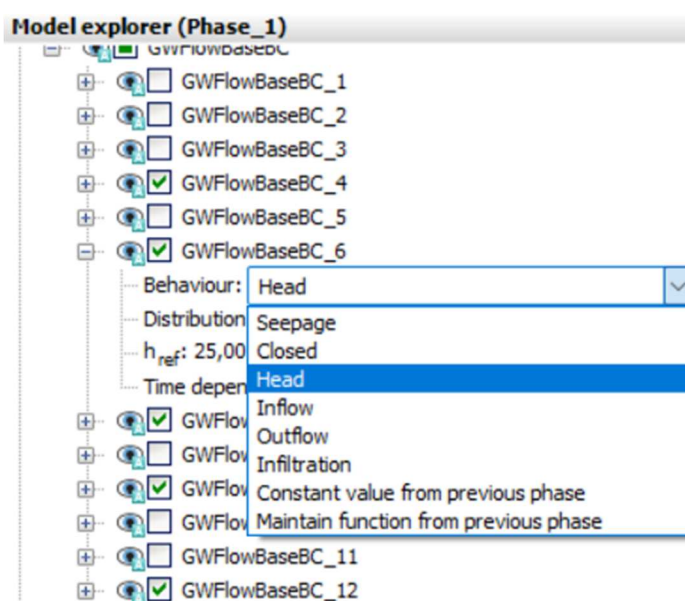


Fig. 65 – Definição das Condições de Fluxo no modelo.

As condições de fluxo no contorno do modelo podem ser convenientemente especificadas pelas opções, *Seepage*, *Closed*, *Head*, *Inflow*, *Outflow*, *Infiltration*, *Constant value from previous phase* e por último *Maintain function from previous phase*.

No trabalho desenvolvido foram estipuladas apenas duas condições de fluxo, sendo elas a opção *Seepage* e a opção *Head*. A variante *Seepage* permite que a água flua livremente através das fronteiras do modelo. Já a opção *Head* aplicada a fronteiras exteriores é refletida como uma pressão de água nesse limite, esta pressão é equivalente a cargas de tração que em conjunto com o peso do solo e a pressão da água nos poros são tratadas na análise da deformação. É possível definir *Head* como uniforme ou transitória, neste trabalho, foi apenas aplicada uma altura uniforme ao longo do limite.

5.5.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Por último, o separador *Staged Construction*, é uma ferramenta essencial para simular a construção de estruturas geotécnicas de forma realista e obter resultados confiáveis. Nesta opção é permitido dividir o processo de construção em fases distintas, sendo cada uma delas, representada por uma malha de elementos finitos. Esta situação permite que o comportamento do solo e da estrutura seja analisado em cada etapa da construção, levando em consideração as mudanças nas condições de carregamento e de contorno.

As fases definidas num projeto são representadas no menu explorador de fases (*Phases Explorer*). O *Phases Explorer* está acessível no separador *Staged Construction* conforme ilustrado na Fig. 66. De referir que para qualquer novo projeto, a fase inicial é adicionada automaticamente, não podendo ser excluída.

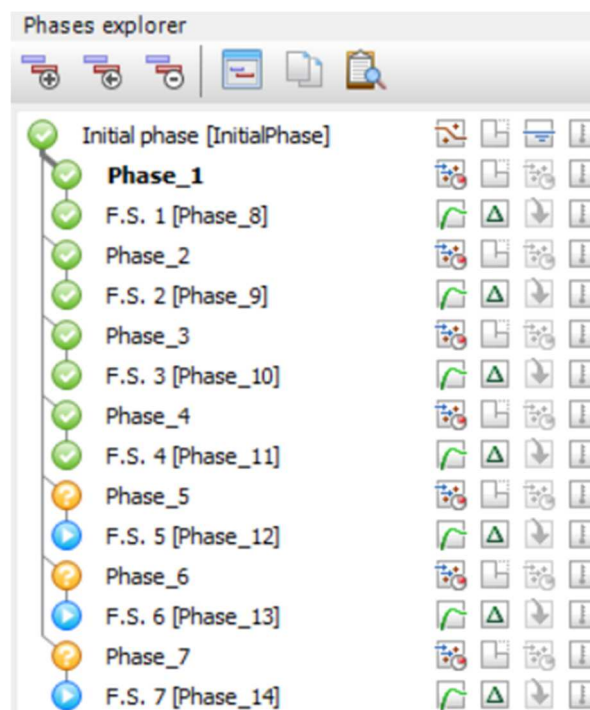


Fig. 66 – Representação das fases no modelo geotécnico no PLAXIS.

Muitos problemas de análise em engenharia geotécnica requerem a especificação de um conjunto de tensões iniciais. Essas tensões iniciais num modelo geotécnico são influenciadas pelo peso do material e pela história da sua formação. Esse estado de tensão é geralmente caracterizado por uma tensão efetiva vertical inicial ($\sigma'_{v,0}$). A tensão efetiva horizontal inicial ($\sigma'_{h,0}$), está relacionada com a tensão efetiva vertical inicial pelo coeficiente de impulso K_0 .

$$\sigma'_{h,0} = K_0 * \sigma'_{v,0} \quad (5.5)$$

No PLAXIS 2D®, as tensões iniciais podem ser geradas recorrendo ao *K₀ procedure*, ao *Gravity Loading*, ao *Field Stress* e por último à hipótese *Flow Only*. Estas opções estão disponíveis no menu referente ao menu *Calculation Type* apenas para a fase inicial. É recomendado gerar e validar os resultados das tensões iniciais antes de definir e executar as outras fases de cálculo.

- *K₀ Procedure*, é um método de cálculo especial disponível no software para definir as tensões iniciais para o modelo geotécnico, levando em consideração o histórico de carregamento do solo. Os parâmetros exigidos para o cálculo das tensões iniciais são definidos na aba *Initial* referente à caracterização do solo, já previamente abordada.
- *Gravity Loading*, é um tipo de cálculo plástico, no qual as tensões iniciais são geradas com base no peso volúmico do solo. Se o carregamento por gravidade for adotado, então as tensões iniciais são configuradas aplicando o peso próprio do solo na primeira fase de cálculo. Esta situação é conseguida definindo o parâmetro $\Sigma Mweight=1$. Neste caso, ao usar o modelo de *Mohr- Coulomb*, a razão entre a tensão efetiva horizontal sobre a tensão efetiva vertical, K_0 , depende fortemente dos valores assumido para o coeficiente de *Poisson*. É importante definir valores para o coeficiente de *Poisson* que resultem em valores realistas para o K_0 .
- *Field Stress*, permite estabelecer um estado de tensão inicial homogêneo no modelo, levando em consideração uma rotação de tensões principais. Isto pode ser relevante para aplicações em solos profundos ou camadas rochosas onde a formação dessas camadas historicamente, causou uma rotação das tensões principais.
- *Flow Only*, permite cálculos puros de fluxo de água subterrânea sob condições saturadas e não saturadas. De salientar que a seleção desta opção, altera também as fases subsequentes. Para este tipo de situações, o tipo de cálculo para as poropressões será definido automaticamente para as fases seguintes como *Steady State Groundwater Flow*.

Após a seleção do método de cálculo para as tensões iniciais da primeira fase, é necessário selecionar então o tipo de cálculo para as poropressões. Neste âmbito, existem duas opções de escolha:

- *Phreatic*: Opção que assume que o nível freático é conhecido e uniforme em todo o modelo. As poropressões são calculadas assumindo que o solo está saturado ou parcialmente saturado, dependendo da profundidade do nível freático;
- *Steady State Groundwater Flow*: Opção que calcula o fluxo de água subterrânea no modelo até que um estado estacionário seja alcançado. As poropressões são então calculadas com base no campo de fluxo de água subterrânea.

A escolha entre estas duas opções depende exclusivamente do problema geotécnico que está em discussão. A opção *Phreatic* é geralmente adequada para problemas em que o nível freático é conhecido e não muda significativamente com o tempo.

Já a opção *Steady State Groundwater Flow*, é geralmente empregue em problemas em que o nível freático pode mudar com o tempo ou nos casos em que o fluxo subterrâneo é importante para o comportamento do solo.

No caso de estudo que se abordou, a escolha inicial para o cálculo das tensões iniciais recaiu na opção *Gravity Loading* onde as tensões iniciais são geradas com base no peso volúmico do solo. Como o solo já havia sido caracterizado geotecnicamente, a presença do valor do coeficiente de *Poisson* permitiu enveredar por esse caminho mais realista.

Já para a forma como se calculavam as poropressões do modelo geotécnico, a escolha recaiu na opção *Phreatic* pois os níveis freáticos foram caracterizados e identificados na modelação da pilha de rejeitados.

Quando se passa para a escolha da tipologia de análise de deformações para as restantes fases, as opções, são relativamente diferentes. O menu de seleção para as fases seguintes, permite a escolha entre *Plastic*, *Consolidation*, *Safety*, *Dynamic*, *Fully Coupled Flow Deformation* e por último *Dynamic with consolidation*.

- A opção *Plastic*, permite realizar uma análise elasto-plástica na qual não é necessário levar em consideração a mudança da pressão dos poros com o tempo.
- A opção *Consolidation*, geralmente é realizada quando é necessário analisar o desenvolvimento do excesso de poropressões num solo tipo argila saturado em função do tempo.
- A opção *Fully Coupled Flow Deformation* é realizada quando é necessário analisar o desenvolvimento simultâneo de deformações e poropressões em solos saturados e parcialmente saturados como resultado de mudanças dependentes do tempo nas condições de contorno hidráulicas. Uma análise em *Fully Coupled Flow Deformation*, leva em consideração o comportamento do solo não saturado e a sucção na zona não saturada acima do nível freático. Este é o tipo de análise mais avançado e realista que considera uma permeabilidade e grau de saturação reduzidos na zona não saturada. Por este motivo a opção Ignorar Sucção não está disponível na referida análise.
- A opção *Safety*, permite calcular fatores globais de segurança. Nesta abordagem, os parâmetros de resistência ao corte $\tan \phi$ e coesão do solo, bem como, resistência à tração, são sucessivamente reduzidos até que ocorra a rotura da estrutura.
- A opção *Dynamic*, deve ser selecionada quando for necessário considerar ondas de tensão e vibrações nos solos. As cargas dinâmicas podem ser de vários tipos, como cargas induzidas por máquinas, cargas de impacto, cargas explosivas ou cargas sísmicas.
- Por último a opção *Dynamic with Consolidation*, deve ser selecionada quando a geração dinâmica e posterior dissipação do excesso de poropressões for considerada.

No estudo desenvolvido foram realizados dois tipos de análise, análises com fluxo acoplado (*Fully coupled flow-deformation*) e ainda análises para extrair o fator de segurança (*Safety*).

O cálculo com o fluxo acoplado aplicado a todas as fases posteriores criadas, considera as deformações plásticas, as deformações por consolidação, as deformações dinâmicas e o fluxo subterrâneo e segundo o Manual do PLAXIS, é a metodologia de análise mais realista e avançada.

Na análise realizada pelo modelo Mohr-Coulomb foram acrescentadas ainda fases paralelas às criadas previamente, com o intuito de calcular o fator de segurança global em todas as fases através da análise de deformação *Safety*. O modelo NorSand não permite calcular o fator de segurança segundo esta abordagem.

6

RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

6.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

O objetivo da análise realizada ao modelo geométrico apresentado, tem em vista o estudo dos efeitos da subida da altura do nível aquífero num aterro de empilhamento de rejeitados. Numa análise de tensões-deformações em condições drenadas através do modelo Mohr-Coulomb, em que se simularam alturas de água no modelo geométrico, de 5m, de 10m, de 15m, de 20m, de 25m, de 30m e de 35m para coeficientes de permeabilidade do solo que variavam entre valores de $k=10^{-5}$, $k=10^{-6}$, $k=10^{-7}$ e por último de $k=10^{-8}$, valores de permeabilidade que estão dentro da gama espectral esperada para este tipo de solos (siltes e argilas).

Para cada altura do nível freático e para cada valor de coeficiente de permeabilidade, fez-se variar o tempo em segundos do fluxo de água que atravessava o modelo analisado com o objetivo de avaliar quando é que o fluxo tendia a estabilizar sempre com o pressuposto de a pilha de rejeitados, manter a sua estrutura física intacta.

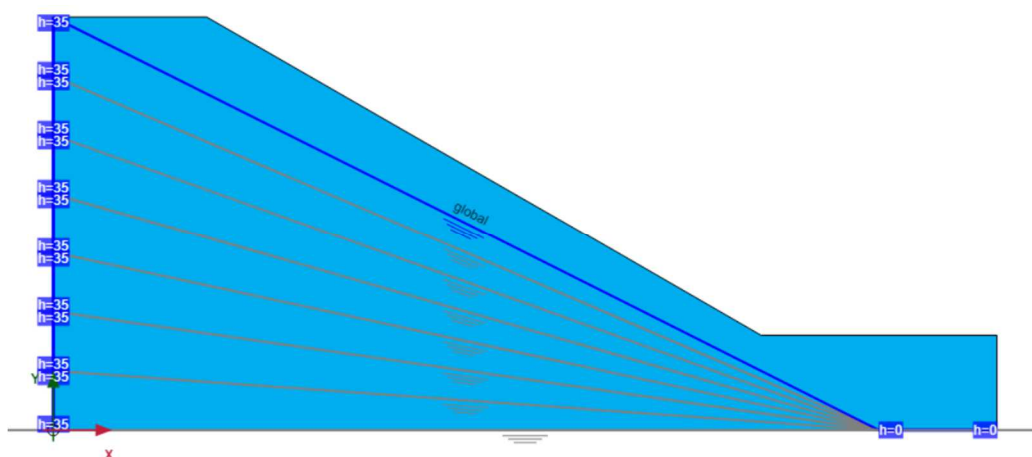


Fig. 67 – Modelo do aterro de empilhamento com o nível de água a 35m de altura.

6.2. DETERMINAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA

Em primeiro lugar, optou-se por realizar uma análise de deformação no PLAXIS recorrendo à opção *Safety*, com o intuito de extrair o fator de segurança associado a cada uma das alturas de água, Fig.67.

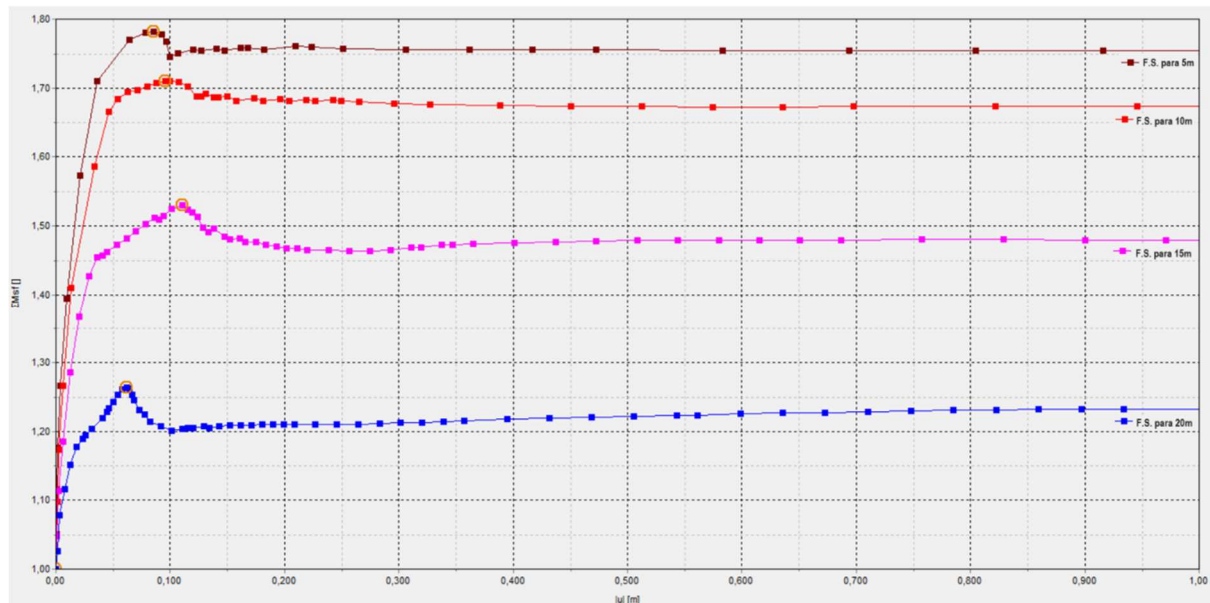


Fig. 68 – Gráfico ilustrativo dos coeficientes de segurança relativos às alturas de água para o modelo de 35m e permeabilidade $k=10^{-6}$ (m/s).

O gráfico demonstra que para as alturas do nível freático possíveis, apenas temos quatro situações com fatores de segurança positivos, isto é, apenas para quatro alturas de água é que temos estabilidade para o nosso aterro de empilhamento de rejeitados.

A linha verde do gráfico corresponde ao fator de segurança para uma altura de água de 5m, a linha vermelha corresponde a uma altura de água de 10m, a linha lilás corresponde a uma altura de água de 15m e a linha azul representa uma altura de água de 20m. Pelo gráfico depreende-se que à medida que a altura de água no nosso modelo vai aumentando, o fator de segurança vai diminuindo. Como se percebe, a presença de água vai promovendo a instabilidade do nosso aterro de empilhamento. Esta representação determina que para níveis freáticos acima de 20m temos instabilidade no corpo do aterro.

Como para o aterro de empilhamento temos estabilidade aos 20m e para os 25m já temos instabilidade associada, decidiu-se proceder a uma análise do fator de segurança mais pormenorizada para determinarmos a que cota do nível freático é que o aterro começava a instabilizar. Para isso recorreu-se uma vez mais a uma análise de deformação via PLAXIS, através da opção *Safety*, mas desta vez analisando alturas de água entre os 20m e os 25m, de 0,5m em 0,5m. Sendo assim, analisou-se para as alturas de 20m, 20,5m, 21m, 21,5m, 22m, 22,5m, 23m, 23,5m, 24m, 24,5m e novamente 25m. Da Fig.64 que se segue é possível descortinar que apenas temos sete níveis freáticos de água que possibilitam a estabilidade sendo que a altura de água mais elevada que garante essa estabilidade é a de 23m a que corresponde a linha verde do gráfico.

Analisando esse gráfico é possível verificar que para os níveis freáticos de 20m e de 20,5m temos uma estabilização do fator de segurança mais uniforme do que nos outros casos, pois regista-se que para os outros valores temos quedas acentuadas nesses fatores de segurança, o que denota alguma instabilidade no aterro de empilhamento.

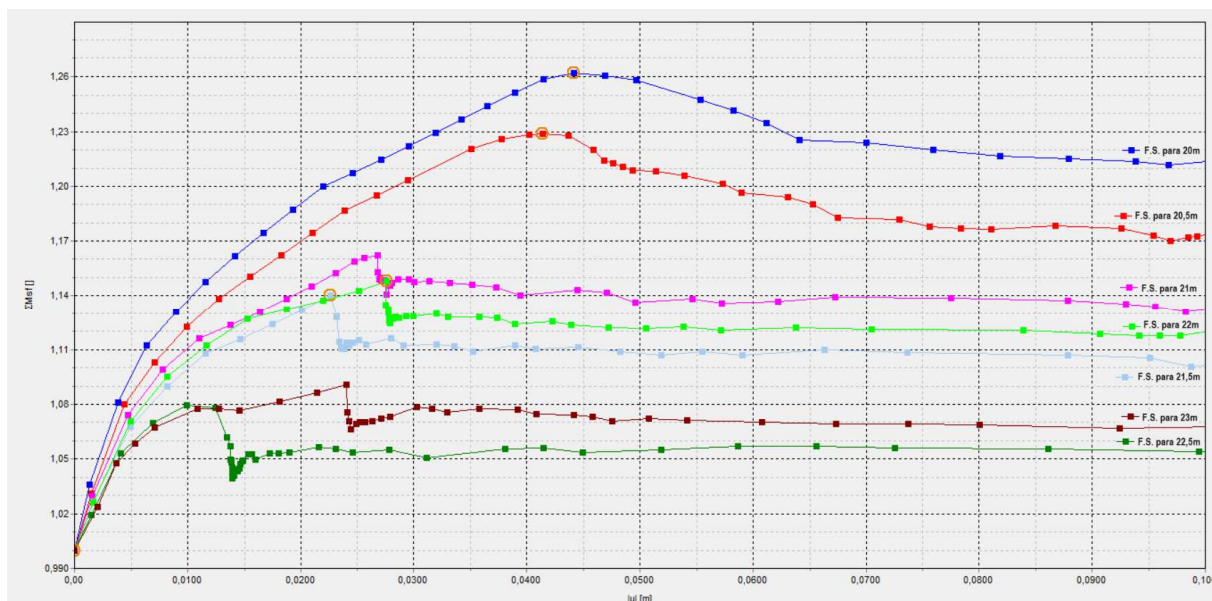


Fig. 69 – Gráfico dos coeficientes de segurança para alturas de água entre 20 e 25m, para o modelo de 35m para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Após a determinação dos Fatores de Segurança para cada uma das alturas, decidiu-se realizar uma análise de deformações através da opção *Fully Coupled Flow Deformation*, para avaliar o desenvolvimento simultâneo de deformações e poropressões no aterro de empilhamento, fazendo variar o tempo para cada uma das fases e detetar para que espaço temporal se dá o rompimento das estruturas.

Com este tipo de análise pretende-se avaliar a estabilidade da estrutura para as várias alturas de água e comprovar de certa forma o porquê da existência de apenas quatro valores de fatores de segurança positivos.

De referir que apesar do estudo ter sido realizado para as várias permeabilidades citadas, apenas serão apresentados os resultados gráficos para a permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s.

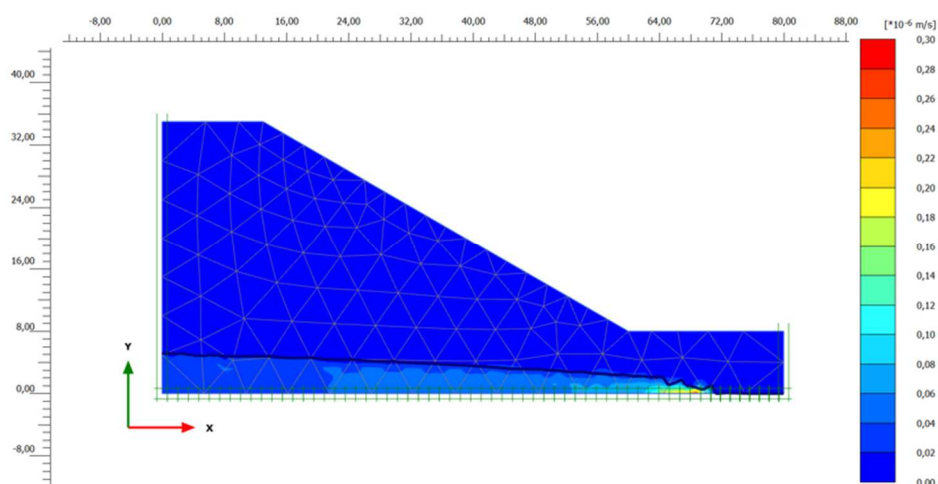


Fig. 70 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 5m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

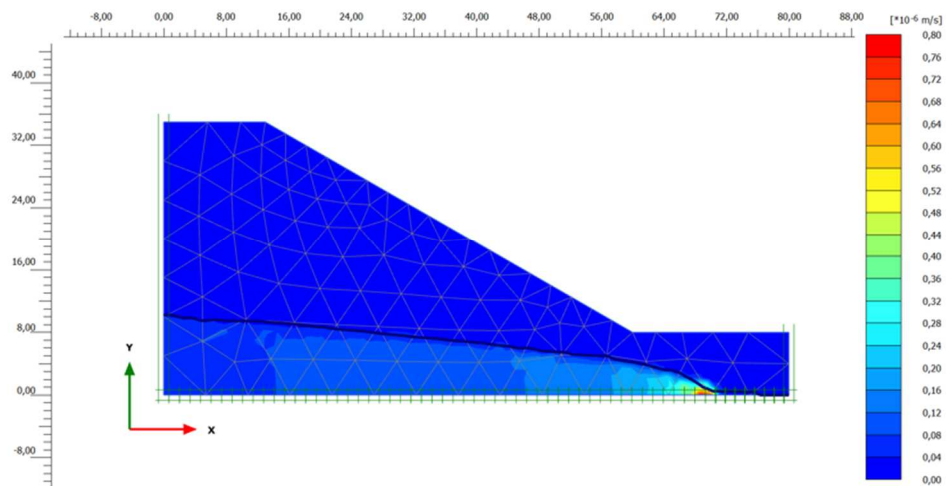


Fig. 71 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 10m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

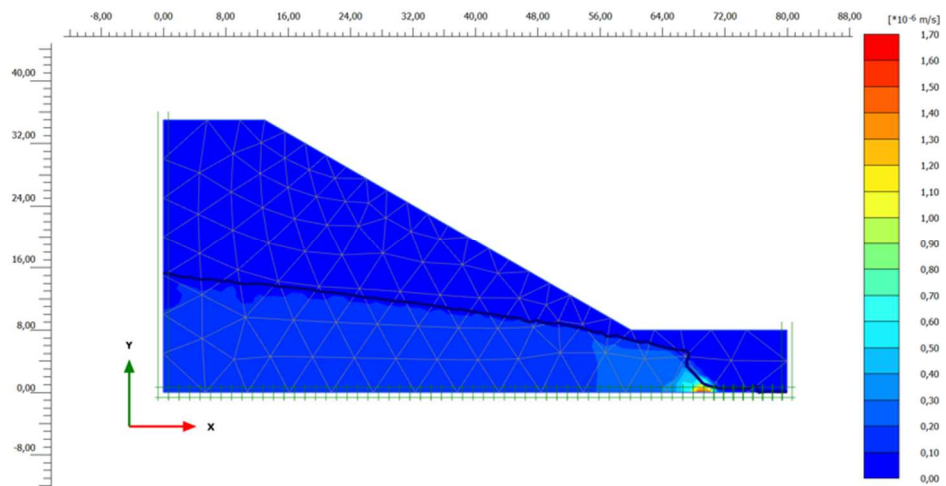


Fig. 72 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 15m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

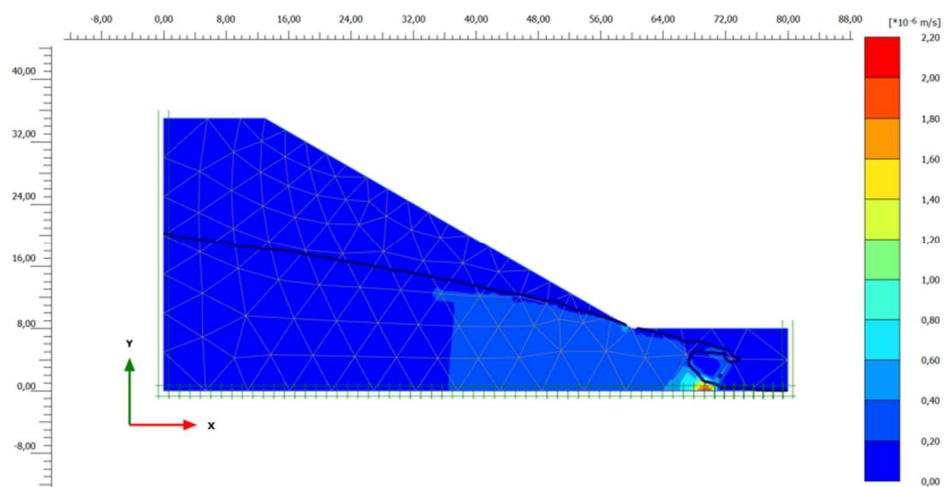


Fig. 73 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 20m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

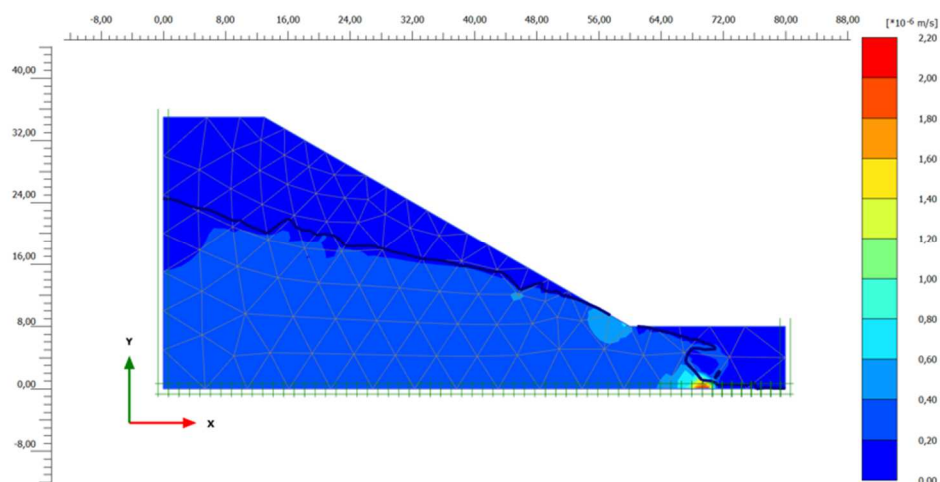


Fig. 74 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 25m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

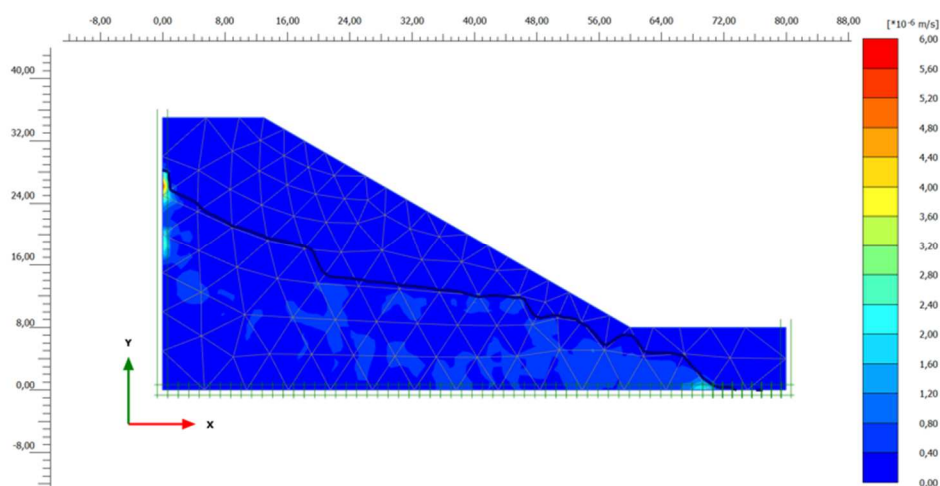


Fig. 75 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 30m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

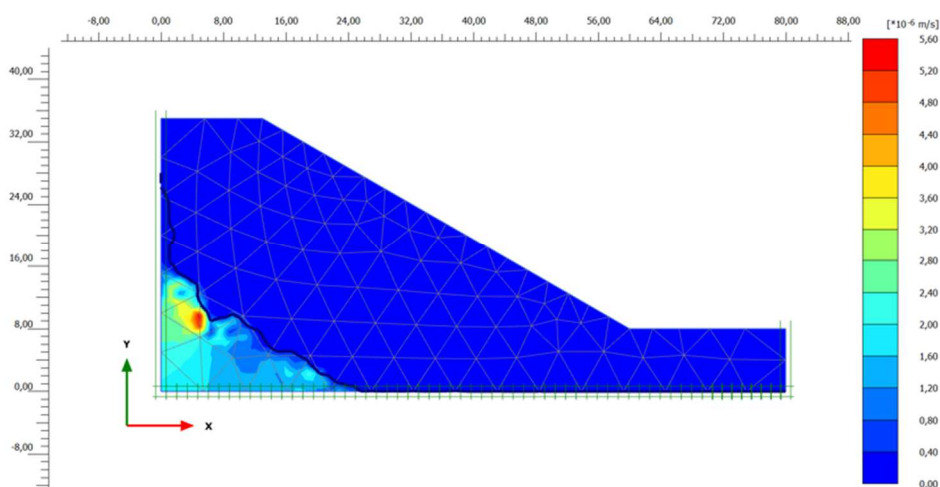


Fig. 76 – Fluxo de água para um nível de aquífero a 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s, para o modelo de 35m.

Numa análise puramente visual, denota-se que para os níveis de água a 5m, 10m, 15m e 20m, temos uma estabilização do fluxo de água. Já para os níveis de aquífero a 25m, 30m e 35m essa situação já não se verifica, sendo que para 35m o fluxo de água nem consegue manter semelhanças com o seu perfil.

Após análise das extensões incrementais de desvio, Fig.77, e pontos de rotura, Fig. 78, é possível verificar que para a secção com nível de água a 25m, ocorre uma cunha desestabilizadora junto ao pé do talude e ocorrem diversos pontos de rotura ao longo da superfície do talude. De referir que estes pontos não são em rigor pontos de rotura do tipo Mohr-Coulomb pois encontram-se em zonas não saturadas com sucções altas.

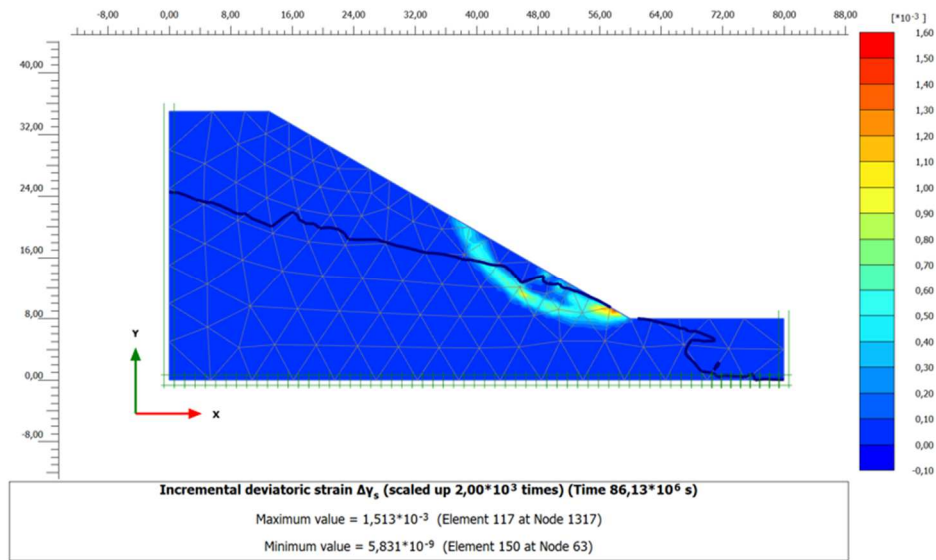


Fig. 77 – Extensões incrementais de desvio com nível aquífero a 25m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

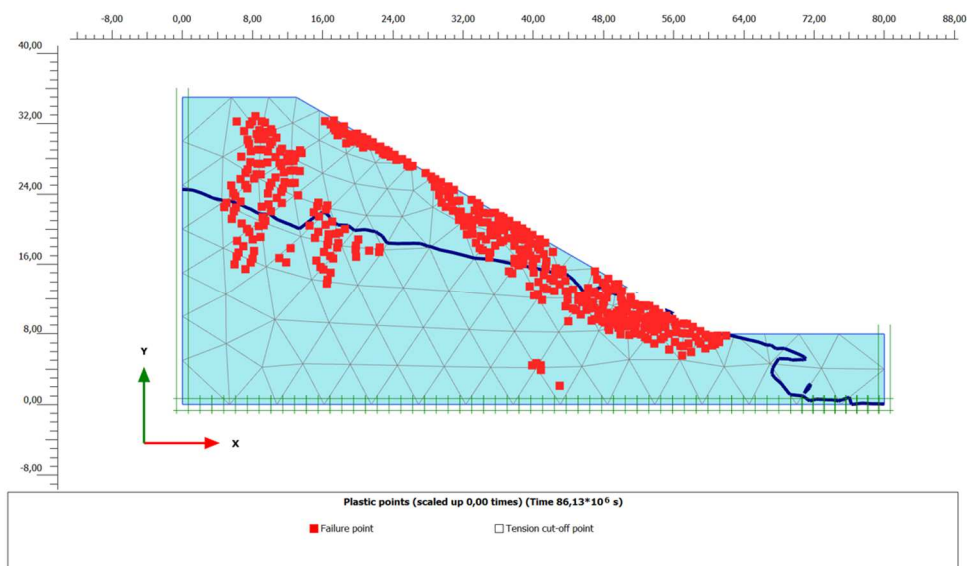


Fig. 78 – Pontos de Rotura com nível aquífero a 25m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Analisando a secção que se segue com o nível de água a 30m, Fig. 79, verifica-se uma cunha desestabilizadora de grande dimensão percorrendo quase todo o corpo do aterro. Pela representação dos pontos de rotura, Fig. 80, verifica-se também uma dispersão dos pontos de rotura, indiciando claramente, que o aterro de empilhamento não se equilibra com a quantidade de água presente. Uma vez mais, os pontos situados acima do nível de água não podem ser considerados pontos de rotura, pois encontram-se em zonas não saturadas com valores elevados de sucção.

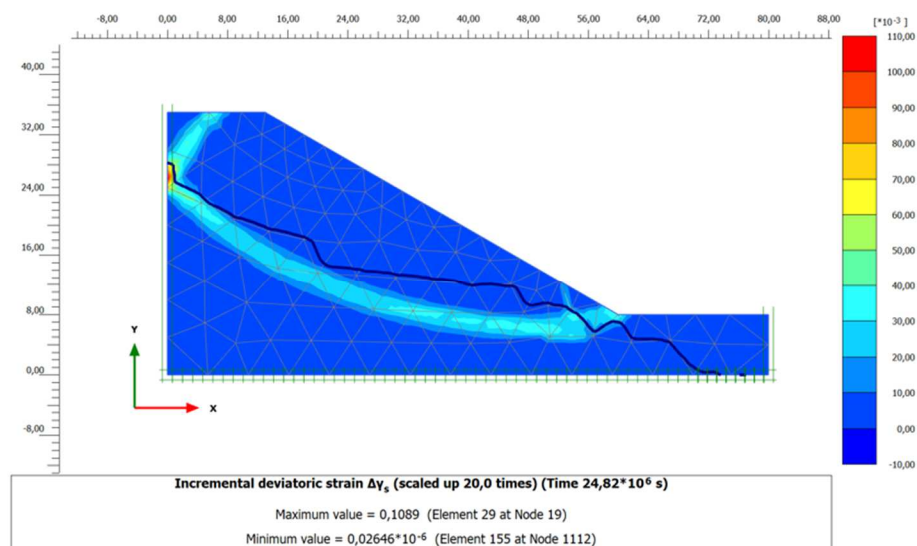


Fig. 79 – Extensões incrementais de desvio com nível aquífero a 30m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

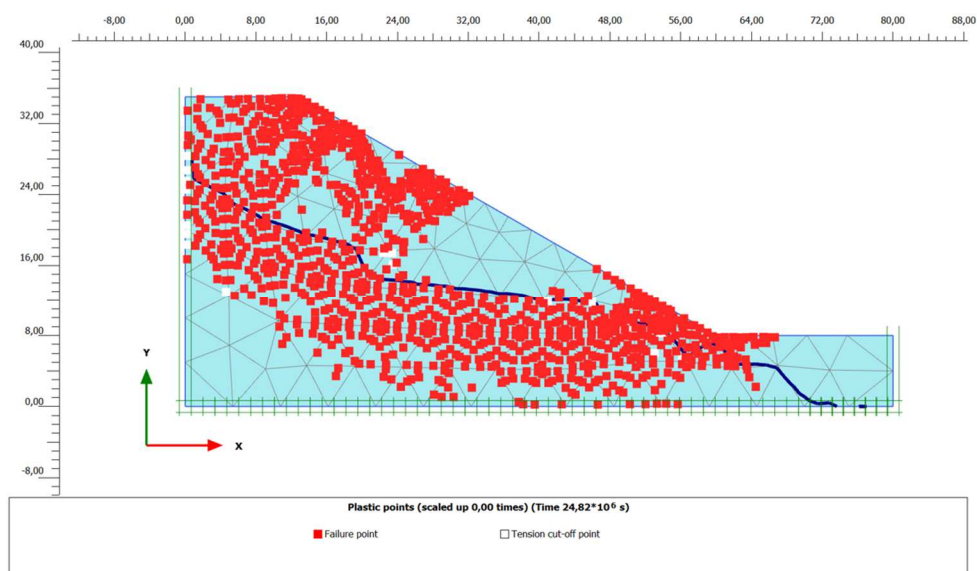


Fig. 80 – Pontos de Rotura com nível aquífero a 30m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Por último, no perfil que apresenta o nível aquífero a 35m, também aqui, pelas extensões incrementais de desvio, Fig. 81, é possível visualizar uma superfície de instabilidade no topo do talude e pela representação dos pontos de rotura, Fig. 82, uma vez mais a instabilidade do aterro se dá na crista do talude. Pelo facto de existir uma queda abrupta no nível de água da pilha de rejeitados no lado esquerdo da Fig.82, depreende-se que o aterro de empilhamento já se instabilizou.

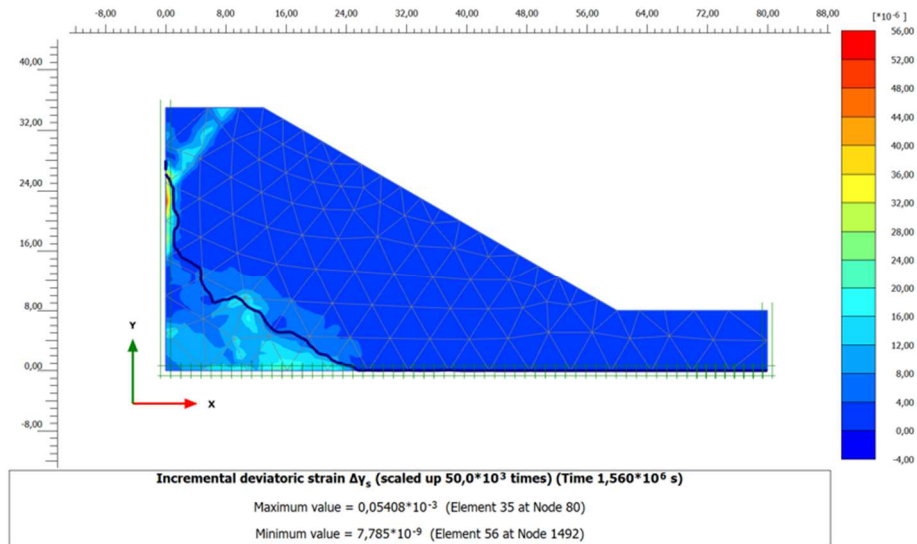


Fig. 81 – Extensões incrementais de desvio com nível de água a 35m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

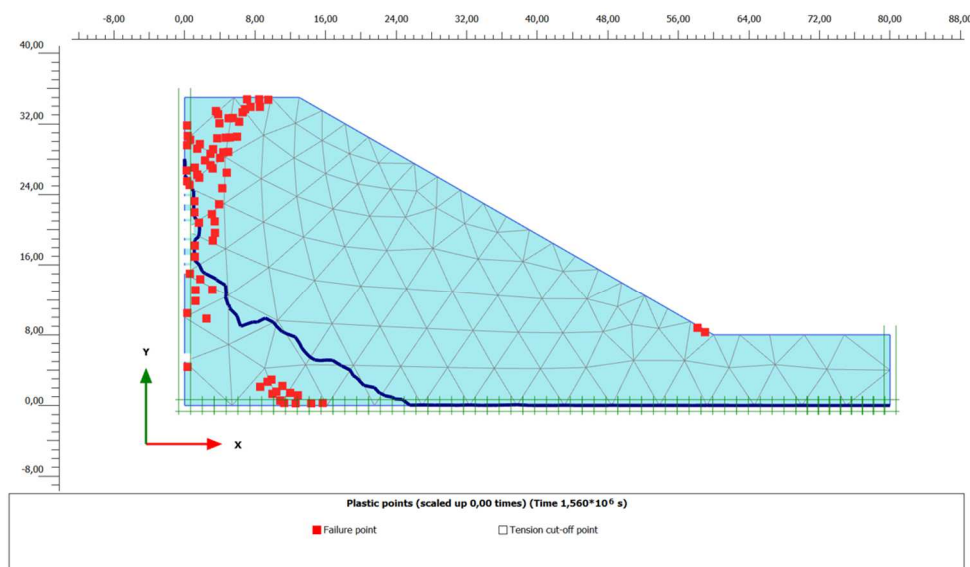


Fig. 82 – Pontos de Rotura com nível aquífero a 35m para o modelo de 35m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Com a confirmação de que para as alturas correspondentes do nível de água a 25m, 30m e a 35m temos instabilidade da pilha de rejeitados, como tal, não se justifica uma análise do fluxo de água para essas cotas. Sendo assim, procedeu-se então a uma análise das alturas dos níveis aquíferos para 5m, 10m, 15m, e 20m e para permeabilidades do solo correspondentes a $k=10^{-5}$, $k=10^{-6}$, $k=10^{-7}$ e para $k=10^{-8}$ m/s.

Em seguida apresentam-se os gráficos correspondentes à estabilização do fluxo de água (m/s) para cada altura em função do tempo (anos), para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ m/s.

6.2. ESTABILIZAÇÃO DOS FLUXOS DE ÁGUA

Para a determinação dos tempos de estabilização do fluxo, simularam-se perfis da secção do aterro de empilhamento no PLAXIS 2D®, com alturas de água diferentes e estipulando uma sequência de fases construtivas que apenas variavam nos intervalos de tempo assumidos. Desta forma cada fase tinha um período de tempo diferente em segundos, aumentando este à medida que as fases iam avançando. Realizou-se então uma análise de tensão deformação no PLAXIS 2D® e no menu das tensões recolheram-se os valores máximos de fluxo em metros por segundo (eixo dos yy) obtidos para cada fase/tempo (eixo dos xx). Para a demonstração dos resultados, apesar de no menu de escolha do PLAXIS 2D®, o tempo ter sido introduzido em segundos, optou-se por apresentar os gráficos, com o período temporal no eixo dos xx em anos, para uma melhor compreensão.

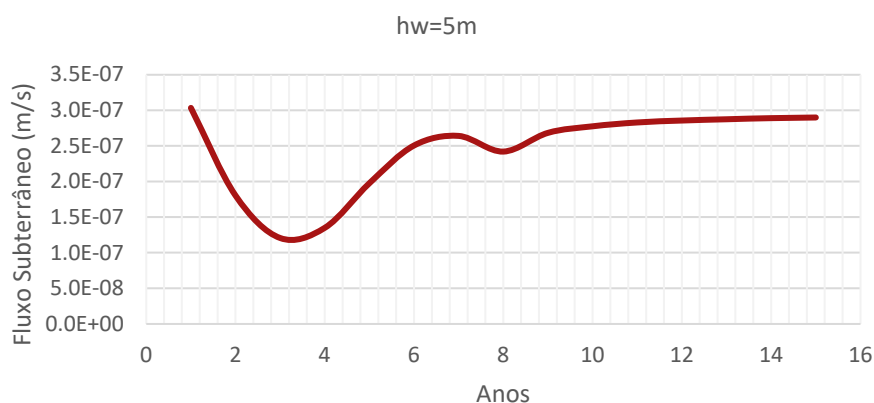


Fig. 83 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 5m e para uma permeabilidade $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.

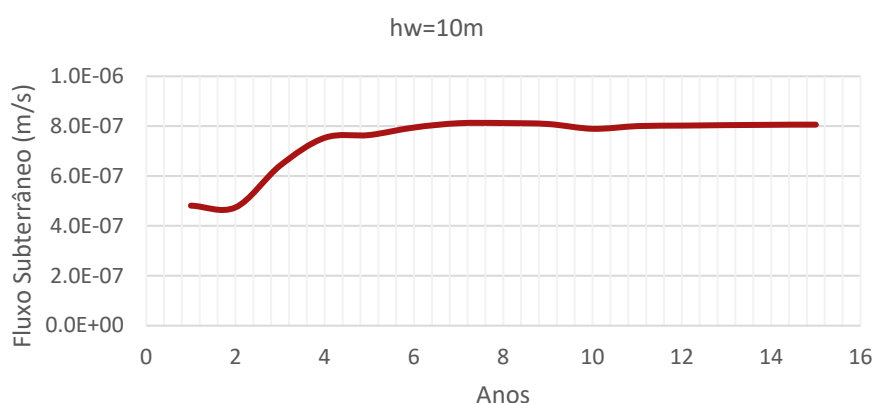


Fig. 84 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 10m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.

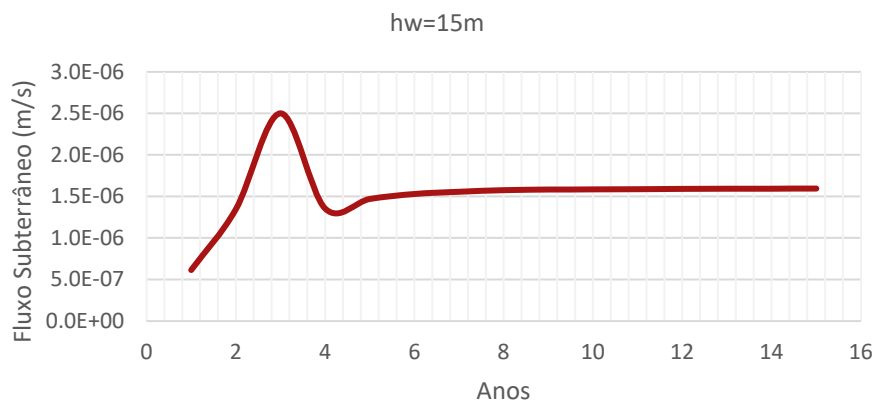


Fig. 85 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 15m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.

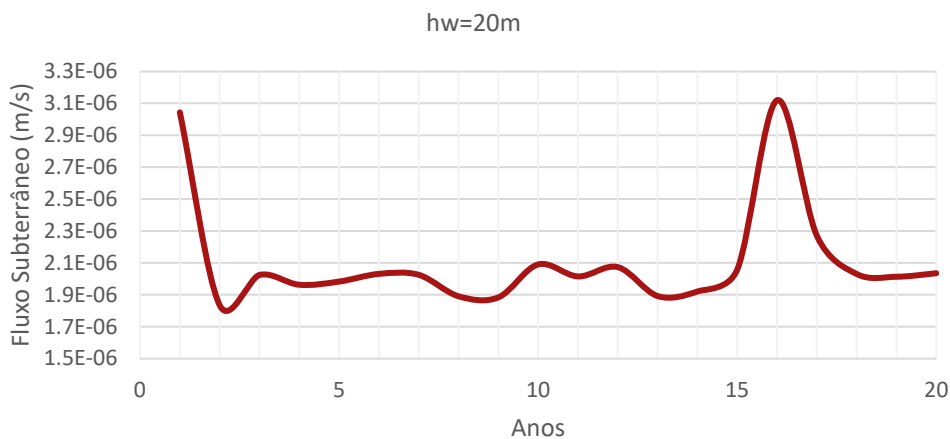


Fig. 86 – Estabilização do Fluxo de água em m/s ao longo dos anos, para um nível aquífero de 20m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s) para o modelo de 35m.

De igual modo, realizou-se o mesmo procedimento para os coeficientes de permeabilidade de $k=10^{-5}$, $k=10^{-7}$ e $k=10^{-8}$ m/s. Para além desta análise realizou-se uma outra em que se aumentou a escala do modelo geométrico em duas vezes. Como já tinha sido referido, esta segunda pilha de aterro apresentava 70m de altura e 160m de base. A escolha desta situação, prendia-se com o objetivo de averiguar a evolução do tempo de estabilização do fluxo face a este incremento dimensional.

Em seguida apresentam-se os tempos de estabilização para o fluxo de água que foram adotados com a análise realizada pelo software PLAXIS 2D® e a evolução dos mesmos face às alturas de água assumidas e os coeficientes de permeabilidade adotados. De referir que para as alturas de água dos modelos, começou-se a adotar a razão que existia entre a altura de água (hw) e a altura total do modelo (H). Sendo assim, passou-se a ter em consideração as seguintes razões de alturas, 0,143 (5m de água a dividir por 35m de altura do modelo), 0,286 (10m de água a dividir por 35m de altura do modelo), 0,429 (15m de água a dividir por 35m de altura do modelo) e por último 0,571 (20m de água a dividir por 35m de altura do modelo). No que concerne ao modelo de 70m de altura, os valores das razões adotadas serão as mesmas, pois como se duplicou as dimensões do modelo pequeno, também decidiu-se duplicar as alturas de água estudadas.

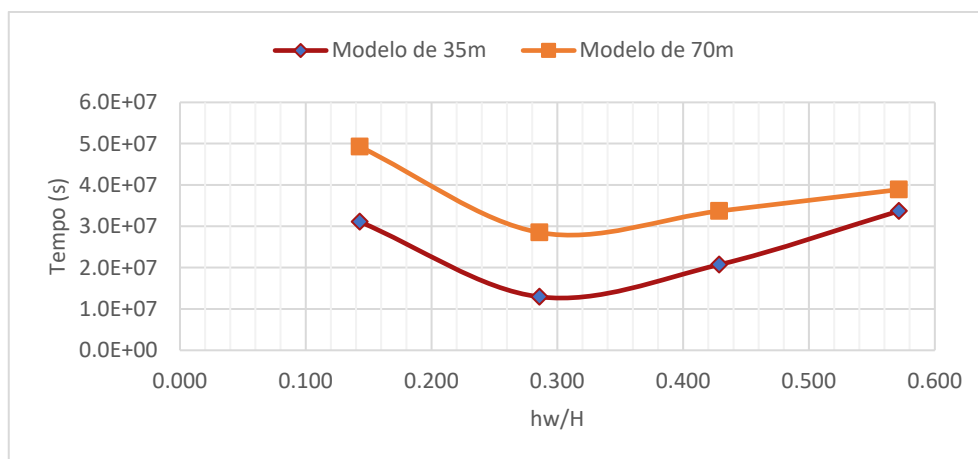


Fig. 87 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $k=10^{-5}$, para as quatro razões de altura de água.

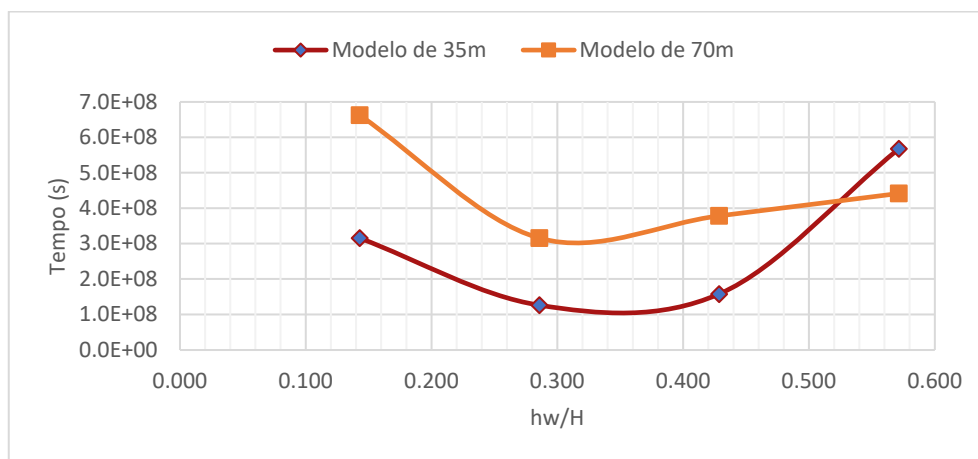


Fig. 88 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $k=10^{-6}$, para as quatro razões de altura de água.

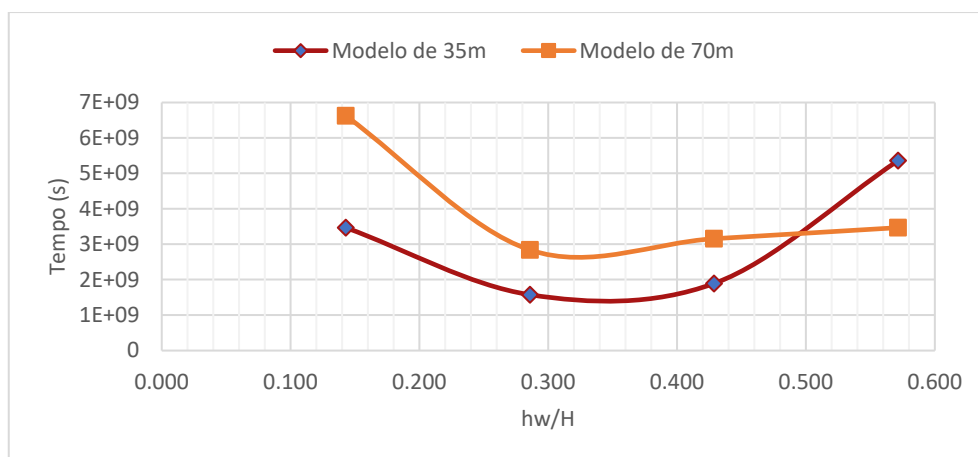


Fig. 89 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $k=10^{-7}$, para as quatro razões de altura de água.

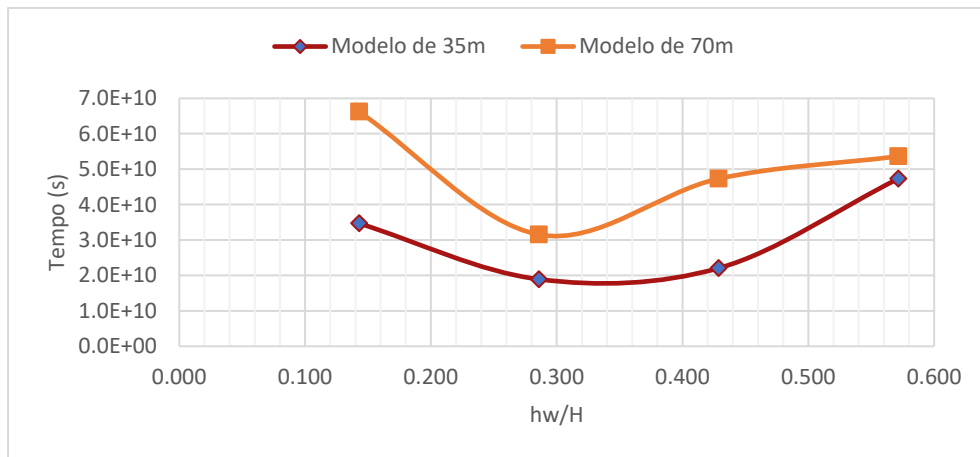


Fig. 90 – Estabilização dos fluxos de água em segundos para $K=10^{-8}$, para as quatro razões de altura de água.

Após a representação dos gráficos relativos à estabilização do fluxo para os dois modelos e para as várias permeabilidades denotam-se muitas semelhanças entre eles. Uma vez que as duas pilhas de aterro analisadas apresentam estabilidade estrutural para os níveis freáticos utilizados, a estabilização do fluxo apenas depende da permeabilidade dos terrenos e da sua porosidade. Nas Fig. 91 e 92, são apresentados dois gráficos com a variação do tempo de estabilização do fluxo em segundos (eixo dos yy) e razões de altura de água (eixo dos xx) para cada permeabilidade e pelo, o que se observa existe uma correspondência muito similar para cada uma das curvas, havendo apenas ligeiras diferenças para a curvatura da permeabilidade $k=10^{-5}$ m/s.

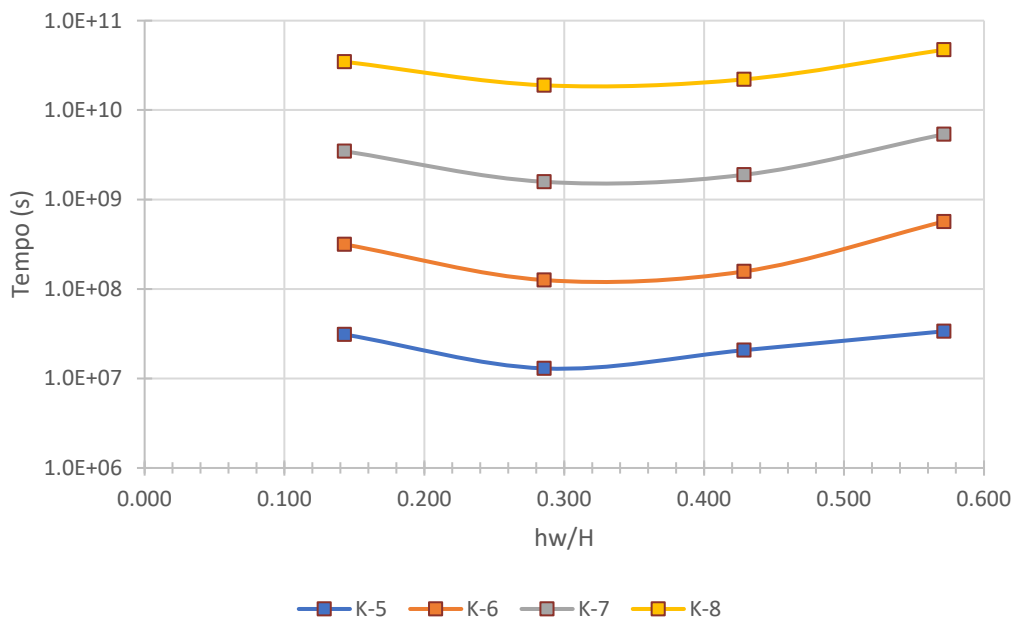


Fig. 91 – Comparativo entre a estabilização do fluxo para o modelo geométrico de 35m.

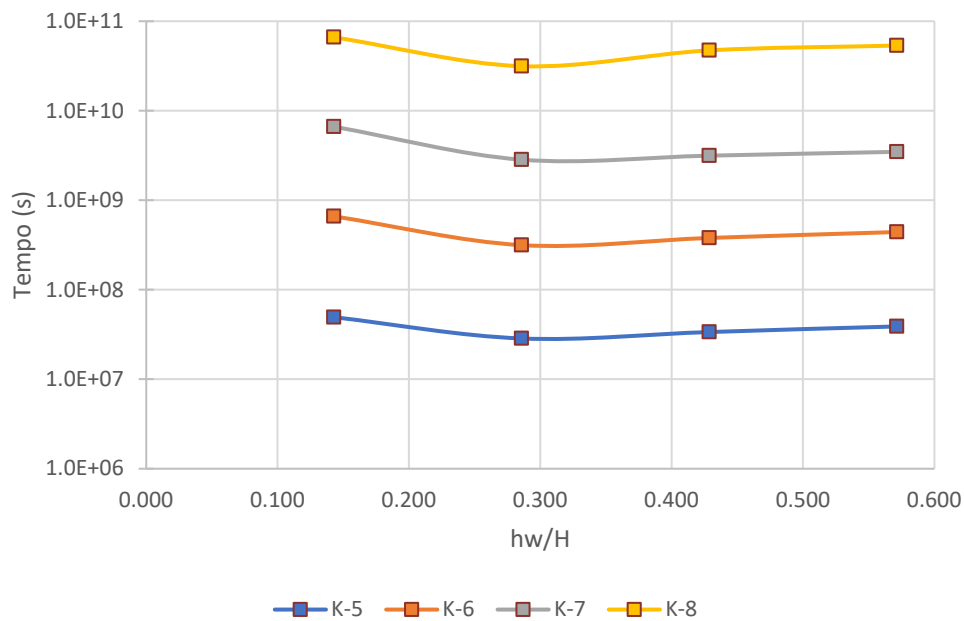


Fig. 92 – Comparativo entre a estabilização do fluxo para o modelo geométrico de 70m.

6.3. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS NO FLUXO

Após a determinação dos tempos de estabilização para cada permeabilidade utilizada e para cada uma das razões de altura de água (hw/H) assumidas, decidiu-se estimar uma lei que correlacionasse os vários fatores em apreço, pois pelas análises já realizadas anteriormente verificavam-se demasiadas semelhanças.

Para esse fim recorreu-se à linguagem de programação com código *Python* para estabelecer então esse relacionamento entre as variáveis, tempo de estabilização, razão de altura de água e permeabilidade.

Em primeiro lugar, através do código apresentado a seguir, representou-se a relação existente entre as razões de altura de água (hw/H) e a permeabilidade (k) com os seus valores de expoente.

```
import matplotlib.pyplot as plt

# Valores de x e y
x_values = [0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429,
0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571]
y_values = [-5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6,
-7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8]

# Criar o gráfico de dispersão
plt.scatter(x_values, y_values, color='#a81414', marker='o')
# Adicionar rótulos e título
plt.xlabel('Valores de hw/H')
plt.ylabel('Valores de k (m/s)')
plt.title('Gráfico de Dispersão')

# Mostrar o gráfico
plt.show()
```

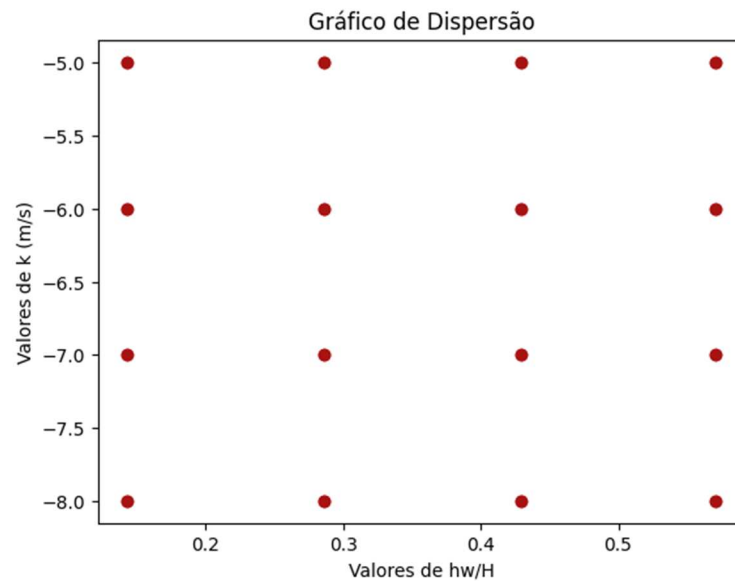


Fig. 93 – Gráfico de dispersão que relaciona a razão entre as alturas de água e as permeabilidades.

Ao código já apresentado, acrescentaram-se mais algumas linhas, conforme se pode verificar de seguida, com o objetivo de incorporar uma nova variável para análise. No caso, acrescentou-se então os dados referentes aos tempos de estabilização exponenciais em segundos, resultando no gráfico apresentado na Fig.94.

```
import matplotlib.pyplot as plt

from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D

# Valores de x, y, e z

x_values = [0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429,
0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571]

y_values = [-5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6,
-7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8]

z_values = [7.492816243, 7.112605002, 7.316724984, 7.52757835, 7.692388598,
7.455027682, 7.52757835, 7.589726256, 8.498806607, 8.100866598,
8.197776611, 8.754079112, 8.821025902, 8.498806607, 8.577987853,
8.644934643, 9.540199292, 9.197776611, 9.276957857, 9.729255528,
9.821025902, 9.453049116, 9.498806607, 9.540199292, 10.54019929,
10.27695786, 10.34390465, 10.67489787, 10.8210259, 10.49880661,
10.67489787, 10.72925553]

# Criar o gráfico 3D

fig = plt.figure()

ax = fig.add_subplot(111, projection='3d')

# Criar o gráfico de dispersão 3D com cores graduadas de vermelho e
contorno preto
```

```
scatter = ax.scatter(x_values, y_values, z_values, c=z_values, cmap='Reds',
                    marker='o', edgecolors='black')

# Adicionar rótulos e título
ax.set_xlabel('Valores de hW/H')
ax.set_ylabel('Valores de k (m/s)')
ax.set_zlabel('Valores de t (s)')
ax.set_title('Gráfico de Dispersão 3D')

# Adicionar a legenda da barra de cores
cbar = fig.colorbar(scatter, ax=ax, pad=0.1)

# Ajustar a orientação do gráfico
ax.view_init(elev=15, azim=45) # Ajuste os valores de elev e azim conforme
necessário

# Mostrar o gráfico
plt.show()
```

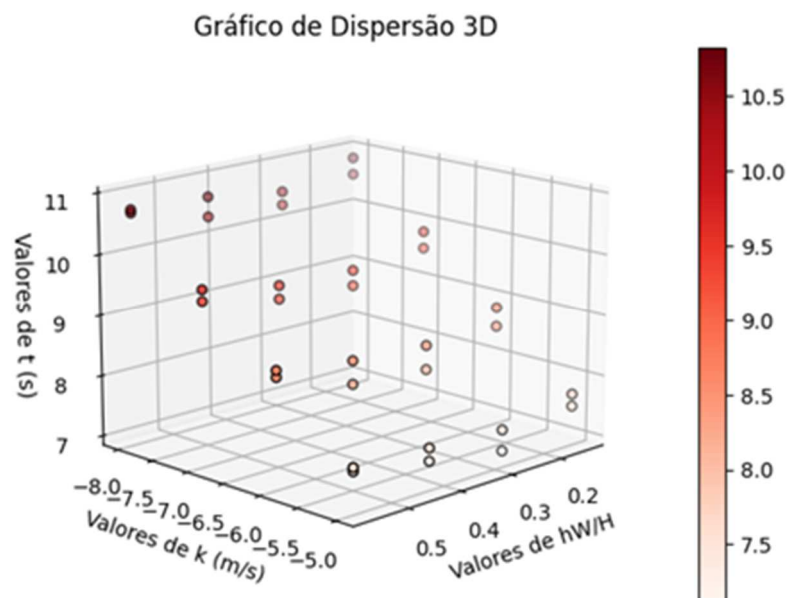


Fig. 94 – Gráfico 3D, com as três variáveis t (s), k (m/s) e hw/H.

Em seguida foram acrescentadas mais algumas linhas de código com o objetivo de definir uma superfície que englobasse todos os pontos anteriormente representados.

```
import matplotlib.pyplot as plt
from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D
import numpy as np
from scipy.interpolate import griddata
```

```
# Valores de x, y, e z

x_values = [0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429,
0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571]

y_values = [-5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6,
-7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8]

z_values = [7.492816243, 7.112605002, 7.316724984, 7.52757835, 7.692388598,
7.455027682, 7.52757835, 7.589726256, 8.498806607, 8.100866598,
8.197776611, 8.754079112, 8.821025902, 8.498806607, 8.577987853,
8.644934643, 9.540199292, 9.197776611, 9.276957857, 9.729255528,
9.821025902, 9.453049116, 9.498806607, 9.540199292, 10.54019929,
10.27695786, 10.34390465, 10.67489787, 10.8210259, 10.49880661,
10.67489787, 10.72925553]

# Converter listas para arrays numpy
x_values = np.array(x_values)
y_values = np.array(y_values)
z_values = np.array(z_values)

# Criar o gráfico 3D
fig = plt.figure(figsize=(8, 6))
ax = fig.add_subplot(111, projection='3d')

# Criar um grid mais denso
x_dense = np.linspace(min(x_values), max(x_values), 100)
y_dense = np.linspace(min(y_values), max(y_values), 100)
X, Y = np.meshgrid(x_dense, y_dense)

# Suavizar os dados usando interpolação
Z = griddata((x_values, y_values), z_values, (X, Y), method='cubic')

# Inverter o eixo y
ax.invert_yaxis()

# Criar o gráfico de superfície
surface = ax.plot_surface(X, Y, Z, cmap='Reds', edgecolor='k',
linewidth=0.2, antialiased=True)

# Adicionar rótulos e título
ax.set_xlabel('Valores de hw/H')
ax.set_ylabel('Valores de k (m/s)')
ax.set_zlabel('Valores de t (s)')
```

```
ax.set_title('Gráfico de Superfície 3D com Permeabilidade Invertida')
# Adicionar a legenda da barra de cores
cbar = fig.colorbar(surface, ax=ax, pad=0.1)
# Ajustar a orientação do gráfico
ax.view_init(elev=22, azim=10) # Ajuste os valores de elev e azim conforme
necessário
# Mostrar o gráfico
plt.show()
```

Gráfico de Superfície 3D com Permeabilidade Invertida

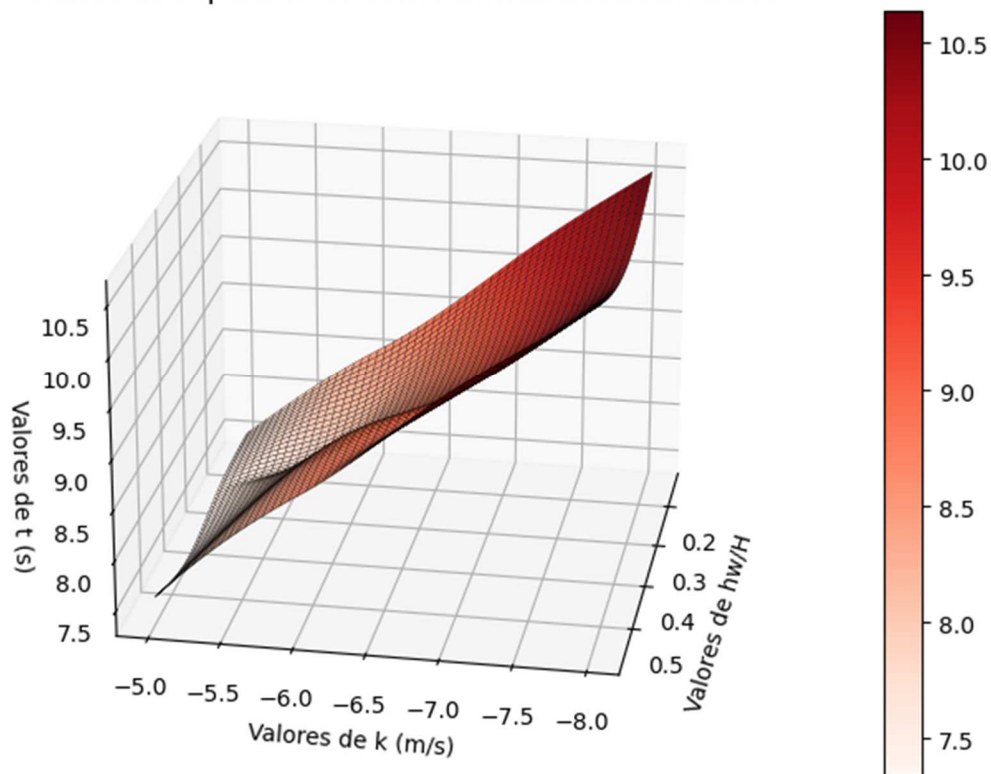


Fig. 95 – Gráfico de Superfície 3D, relacionando as três variáveis, t (s), k (m/s) e hw/H .

Para finalizar, decidiu-se uma vez mais através da linguagem *Python* determinar uma função que pudesse sintetizar a relação existente entre as variáveis, tempo (s), permeabilidade (m/s) e razões de altura de água.

```
import numpy as np
from scipy.optimize import curve_fit

# Dados
x_values = np.array([0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429,
0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429,
0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571])
```

```

y_values = np.array([-5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -6, -6, -6, -6, -6, -
6, -6, -6, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8])
z_values = np.array([7.492816243, 7.112605002, 7.316724984, 7.52757835,
7.692388598, 7.455027682, 7.52757835, 7.589726256, 8.498806607,
8.100866598, 8.197776611, 8.754079112, 8.821025902, 8.498806607,
8.577987853, 8.644934643, 9.540199292, 9.197776611, 9.276957857,
9.729255528, 9.821025902, 9.453049116, 9.498806607, 9.540199292,
10.54019929, 10.27695786, 10.34390465, 10.67489787, 10.8210259,
10.49880661, 10.67489787, 10.72925553])

# Função polinomial de segundo grau
def func(X, a, b, c, d, e, f):
    x, y = X
    return a + b * x + c * y + d * x**2 + e * y**2 + f * x * y

# Ajuste da função aos dados
popt, _ = curve_fit(func, (x_values, y_values), z_values)

# Coeficientes ajustados
a, b, c, d, e, f = pop

print(f'Coeficientes ajustados: a={a}, b={b}, c={c}, d={d}, e={e}, f={f}')

```

Pelos valores das variáveis em questão, o código em *Python* determinou que a função que melhor representaria esta relação, seria uma função polinomial de segundo grau, equação 6.1:

$$t = a + b\left(\frac{hw}{H}\right) + c(k) + d\left(\frac{hw}{H}\right)^2 + e(k)^2 + f\left(\frac{hw}{H}\right)(k) \quad (6.1)$$

Após cálculo realizado pela linguagem de programação *Python*, foi possível determinar para cada coeficiente da Equação 6.1 os seguintes valores:

$a = 3.163948900239992$

$b = -4.8534950191054484$

$c = -0.9771880331467103$

$d = 6.777909617148214$

$e = 0.003838648150763247$

$f = -0.011625259918915547$

Com a determinação dos coeficientes é possível então escrever a equação que relaciona as variáveis, tempo (s), razões de altura de água (hw/H) e a permeabilidade (m/s):

$$t = 3.164 - 4.853\left(\frac{hw}{H}\right) - 0.977(k) + 6.778\left(\frac{hw}{H}\right)^2 + 0.004(k)^2 - 0.012\left(\frac{hw}{H}\right)(k) \quad (6.2)$$

Recorrendo uma vez mais ao *Python*, é possível associar por fim a superfície de ajuste criada com a função que foi determinada e que relaciona as três variáveis apresentadas.

```
import matplotlib.pyplot as plt

from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D

import numpy as np

from scipy.interpolate import griddata

# Valores de x, y, e z

x_values = [0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429,
0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143, 0.286, 0.429, 0.571, 0.143,
0.286, 0.429, 0.571]

y_values = [-5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -5, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6, -6,
-7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -7, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8, -8]

z_values = [7.492816243, 7.112605002, 7.316724984, 7.52757835, 7.692388598,
7.455027682, 7.52757835, 7.589726256, 8.498806607, 8.100866598,
8.197776611, 8.754079112, 8.821025902, 8.498806607, 8.577987853,
8.644934643, 9.540199292, 9.197776611, 9.276957857, 9.729255528,
9.821025902, 9.453049116, 9.498806607, 9.540199292, 10.54019929,
10.27695786, 10.34390465, 10.67489787, 10.8210259, 10.49880661,
10.67489787, 10.72925553]

# Converter listas para arrays numpy

x_values = np.array(x_values)
y_values = np.array(y_values)
z_values = np.array(z_values)

# Criar o gráfico 3D

fig = plt.figure(figsize=(8, 6))

ax = fig.add_subplot(111, projection='3d')

# Criar um grid mais denso

x_dense = np.linspace(min(x_values), max(x_values), 100)
y_dense = np.linspace(min(y_values), max(y_values), 100)

X, Y = np.meshgrid(x_dense, y_dense)

# Suavizar os dados usando interpolação

Z = griddata((x_values, y_values), z_values, (X, Y), method='cubic')

# Inverter o eixo y

ax.invert_yaxis()

# Criar o gráfico de superfície
```

```

surface = ax.plot_surface(X, Y, Z, cmap='Reds', edgecolor='k',
linewidth=0.2, antialiased=True)

# Adicionar bolas laranjas com contorno preto

ax.scatter(x_values, y_values, z_values, c='orange', marker='o',
edgecolors='black', s=50)

# Adicionar rótulos e título

ax.set_xlabel('Valores de hw/H')
ax.set_ylabel('Valores de k (m/s)')
ax.set_zlabel('Valores de t (s)')

ax.set_title('Gráfico de Superfície 3D com Permeabilidade Invertida')

# Adicionar a legenda da barra de cores

cbar = fig.colorbar(surface, ax=ax, pad=0.1)

# Ajustar a orientação do gráfico

ax.view_init(elev=22, azim=10) # Ajuste os valores de elev e azim conforme
necessário

# Mostrar o gráfico

plt.show()

```

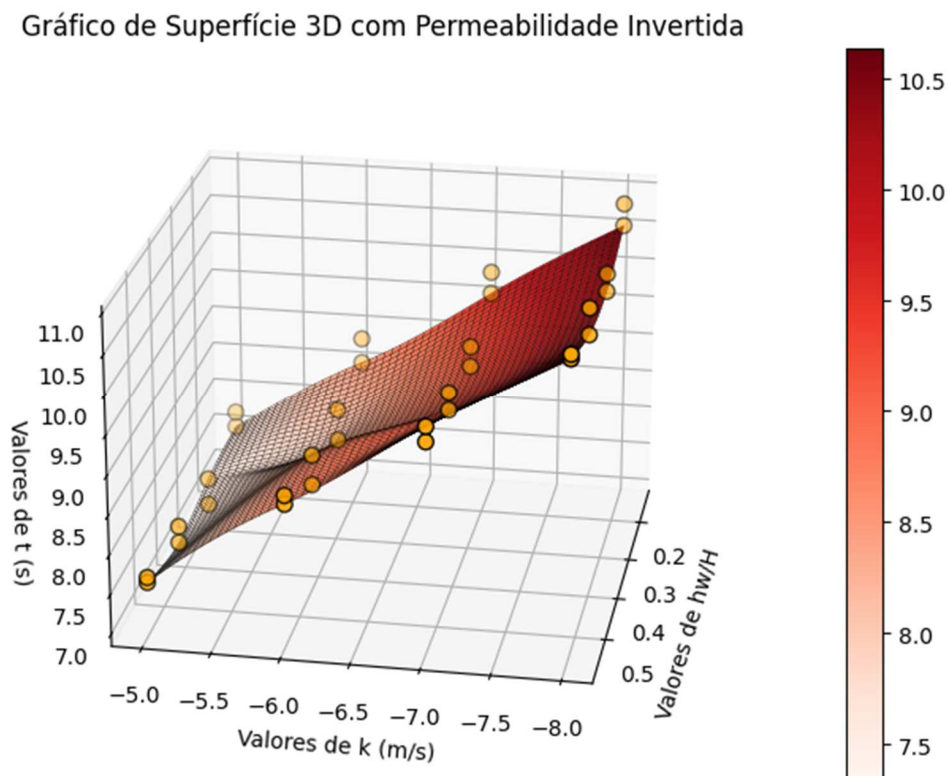


Fig. 96 – Modelação da superfície 3D, com a função calculada.

6.3. MODELAÇÃO COM O MÉTODO NORSAND

Para a modelação recorrendo ao modelo constitutivo NorSand, utilizou-se uma vez mais o software PLAXIS 2D® e determinou-se como já apresentado no modelo Mohr-Coulomb os valores referentes à estabilização do fluxo para os vários níveis freáticos.

Como já foi enunciado, este modelo não permite a determinação dos coeficientes de segurança e ao representar os modelos para as alturas estudadas no modelo Mohr-Coulomb, o modelo NorSand não permitiu determinar os valores para a altura de água de 20m numa malha de elementos finitos média, e por isso, para esta altura de água, executou-se o cálculo com uma malha grossa.

Analisando os gráficos que se seguem, verifica-se uma uniformidade entre os valores de estabilização de fluxo, muito próxima entre os dois modelos. Uma vez que o aterro de empilhamento se encontra estruturalmente estável, uma vez mais, o fluxo da água apenas vai variar em função da permeabilidade.

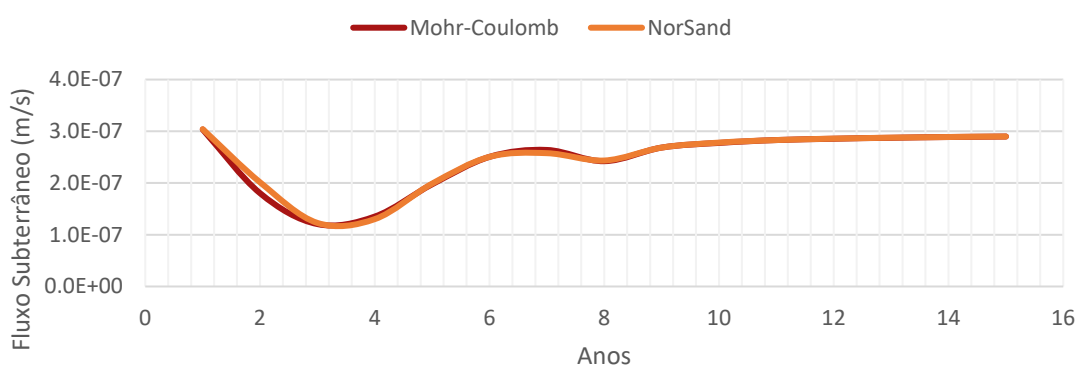


Fig. 97 – Comparação do fluxo de água entre os modelos *Mohr-Coulomb* e *NorSand* para 5m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

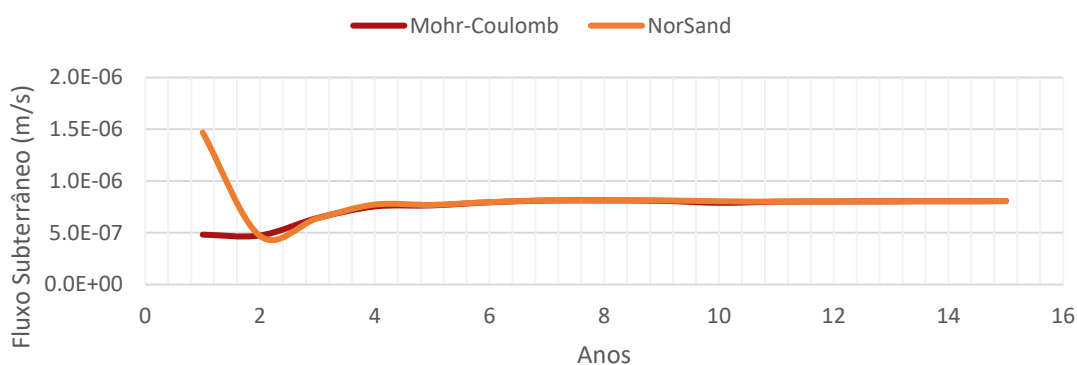


Fig. 98 – Comparação do fluxo de água entre os modelos *Mohr-Coulomb* e *NorSand* para 10m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

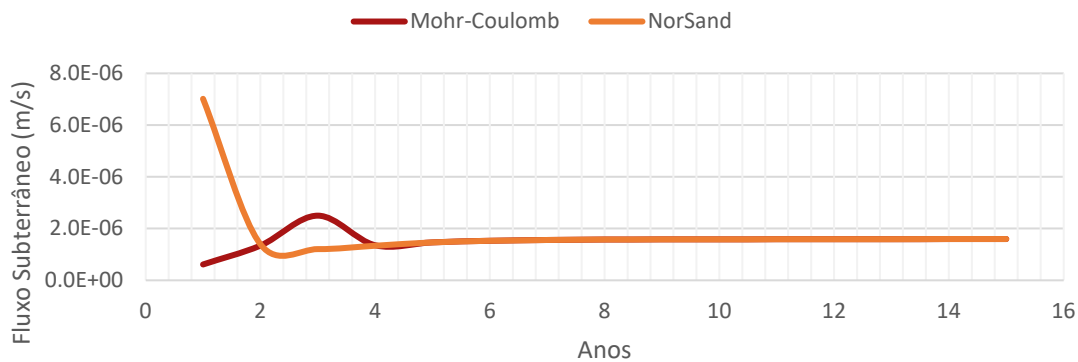


Fig. 99 – Comparação do fluxo de água entre os modelos *Mohr-Coulomb* e *NorSand* para 15m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

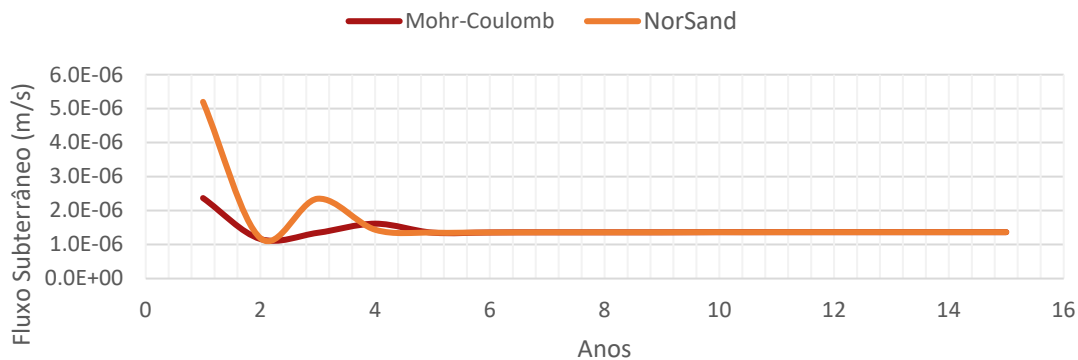


Fig. 100 – Comparação do fluxo de água entre os modelos *Mohr-Coulomb* e *NorSand* para 20m de água, para o modelo de 35m e para uma permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Numa análise final, aplicaram-se os tempos em que ocorria a estabilização do fluxo de água do modelo Mohr-Coulomb, no modelo NorSand e compararam-se uma série de parâmetros entre os dois modelos para averiguar quais as diferenças entre eles. Para além disso representaram-se também para os mesmos tempos de estabilização, as seções no Modelo NorSand com os pontos de falha/rotura e pontos de liquefação. De referir uma vez mais que os pontos de rotura e de liquefação que se encontram acima do nível do aquífero, não podem ser assumidos como tal pois encontram-se numa zona não saturada em que se verificam valores altos de sucção.

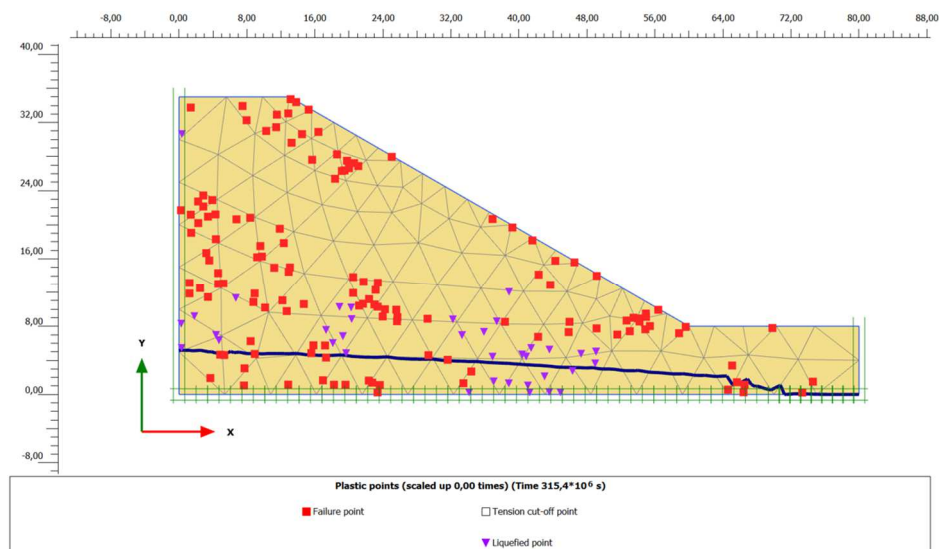


Fig. 101 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo de 35m com nível de aquífero a 5m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Tabela 13 – Parâmetros determinados nos dois modelos constitutivos para um nível de água de 5m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Parâmetros	Mohr-Coulomb	NorSand
Assentamentos totais (m)	2,78E-03	3,23E-04
Extensões de Desvio Incrementais Máximas	3,77E-06	1,76E-07
Tensão de Desvio Máxima (kN/m ²)	320,2	561,1

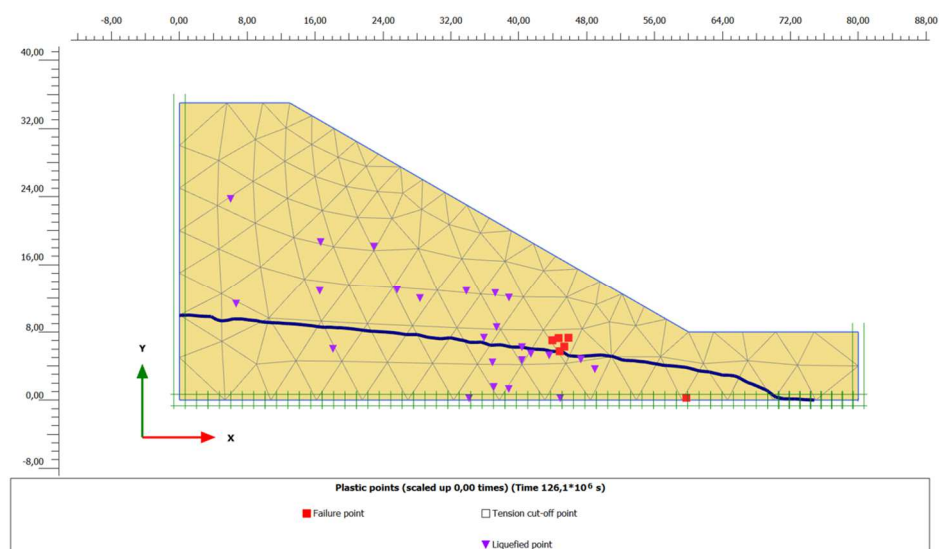


Fig. 102 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo de 35m com nível de aquífero a 10m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Tabela 14 – Parâmetros determinados nos dois modelos constitutivos para um nível de água de 10m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Parâmetros	Mohr-Coulomb	NorSand
Assentamentos totais (m)	8,45E-03	1,16E-03
Extensões de Desvio Incrementais Máximas	4,10E-05	1,80E-05
Tensão de Desvio Máxima (kN/m ²)	300,4	562,8

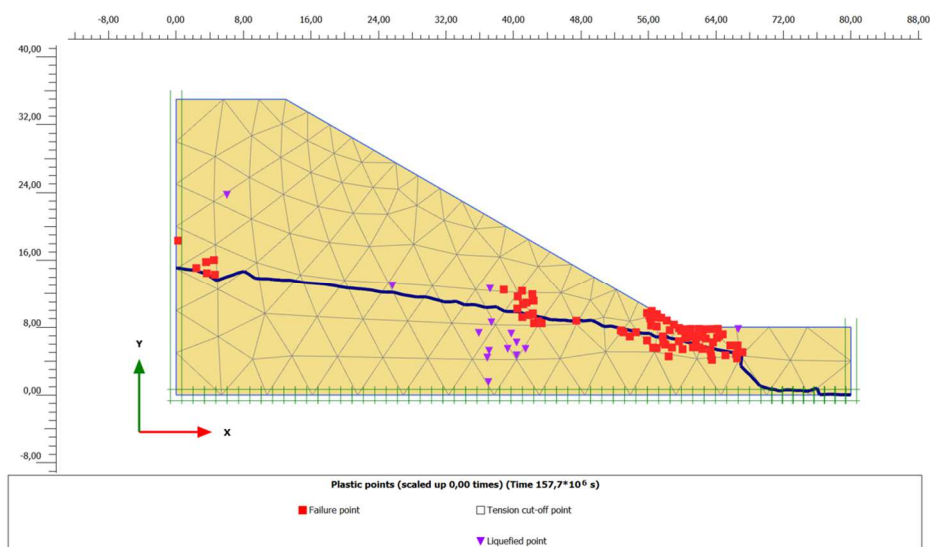


Fig. 103 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo de 35m com nível de aquífero a 15m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Tabela 15 – Parâmetros determinados nos dois modelos para um nível de água de 15m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Parâmetros	Mohr-Coulomb	NorSand
Assentamentos totais (m)	0,01628	2,77E-03
Extensões de Desvio Incrementais Máximas	8,20E-05	1,59E-05
Tensão de Desvio Máxima (kN/m ²)	284,1	549,9

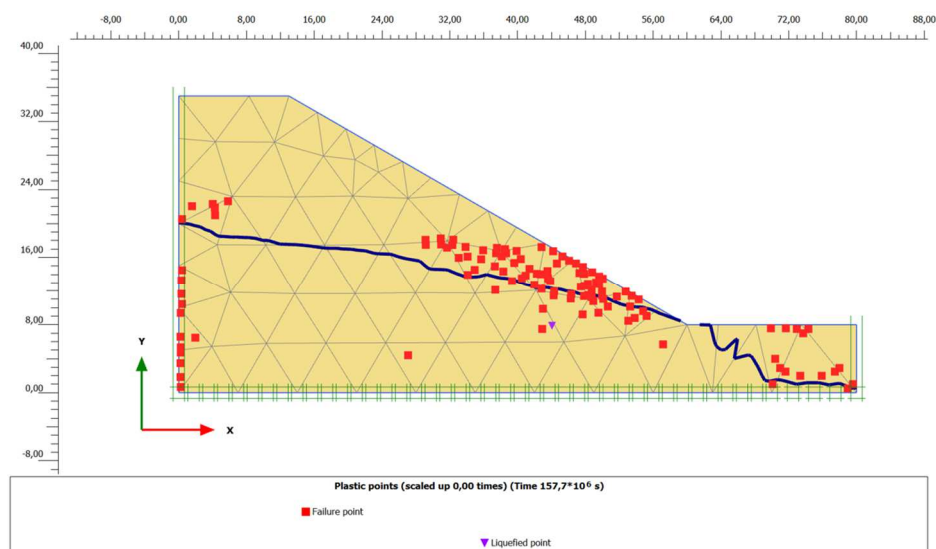


Fig. 104 – Localização dos pontos de rotura e pontos de liquefação no modelo com 35m com nível de aquífero de 20m e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Tabela 16 – Parâmetros determinados nos dois modelos para um nível de água de 20m, secção de 35m de altura e permeabilidade de $k=10^{-6}$ (m/s).

Parâmetros	Mohr-Coulomb	NorSand
Assentamentos totais (m)	0,02892	8,00E-03
Extensões de Desvio Incrementais Máximas	5,26E-05	3,05E-05
Tensão de Desvio Máxima (kN/m ²)	273,9	414,4

Analisando as secções representadas acima estudadas no modelo NorSand, verifica-se que para um nível de aquífero de 5m ocorrem muitos pontos de falha/rotura no interior do corpo do aterro de empilhamento assim como muitos pontos de liquefação. Estes pontos relatados apenas são considerados quando se situam abaixo da linha do nível do aquífero. A ocorrência de vários pontos de rotura/liquefação abaixo da superfície de água verifica-se pelo facto de este modelo demorar muito tempo a estabilizar, no caso 10 anos.

Já para o modelo com o nível de água a 10m de altura, apuram-se pontos de falha/rotura, concentrados no local com o maior valor de fluxo de água e pontos de liquefação dispersos pelo corpo do aterro, sempre abaixo da superfície de água.

No modelo com o nível de aquífero a 15m de altura, verificam-se muitos pontos de falha/rotura no pé do talude, demonstrando muita instabilidade naquela zona e denota-se alguns pontos de falha/rotura e pontos de liquefação na zona onde ocorrem maiores valores de fluxo de água.

Para o modelo com o nível de aquífero a 20m, temos muitos pontos de falha/rotura ligeiramente acima do pé do talude, provocando muita instabilidade naquela zona e temos também alguns pontos de falha/rotura, na zona da piscina de sedimentação.

Passando agora para a análise dos parâmetros obtidos para os dois modelos, valores representados, nas Tabelas 13, 14, 15 e 16, é possível verificar que o modelo NorSand relativamente a assentamentos e a extensões é mais conservador nos valores apresentados do que o modelo Mohr-Coulomb. Já relativamente às tensões de desvio os valores apresentados são muito superiores face aos apresentados pelo modelo Mohr-Coulomb.

Face ao exposto e como o modelo NorSand, é um modelo mais avançado e mais completo, que requiere mais parâmetros do solo para funcionar corretamente, aconselha-se o uso dos dois métodos em conjunto por forma a obter uma análise mais fidedigna das situações observadas.

7

CONCLUSÕES

7.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este documento procurou sintetizar de um modo ponderado os principais fatores que estão relacionados com a problemática da deposição de rejeitados nas instalações de armazenamento e que na última década provocaram inúmeros acidentes catastróficos a nível mundial.

As causas dos acidentes das TSF foram elencadas e foi feita uma descrição pormenorizada dos mecanismos de rotura que ocorrem com mais frequência estando eles ligados à liquefação estática ou liquefação cíclica.

Fez-se uma descrição abrangente dos vários parâmetros geotécnicos que estão associados ao estudo de rejeitados mineiros e que são essenciais para a aplicação de modelos constitutivos, tais como Mohr-Coulomb e NorSand, para a análise em tensão-deformação acopladas ou não, realizadas com ferramentas numéricas.

Salientou-se a importância da realização de ensaios laboratoriais avançados como o ensaio triaxial nas suas várias vertentes de consolidação e trajetórias universais de tensão-deformação, drenadas e não drenadas para obtenção dos parâmetros constitutivos dos solos.

Abordou-se os contributos que a teoria dos estados críticos trouxe para a mecânica dos solos tradicional, fornecendo uma abordagem mais avançada e compreensiva para a análise do comportamento dos solos face às várias solicitações a que estão sujeitos, em particular, os estados de tensão efetiva instalados antes de qualquer carregamento.

Estudou-se com recurso ao software PLAXIS 2D®, dois modelos geométricos de uma pilha de aterro, em que se aplicou uma análise de deformação acoplada (*Fully Coupled Flow Deformation*), em casos em que os níveis de água crescem consistentemente e em que há um desenvolvimento simultâneo de deformações e poropressões no solo, com vários tempos de estabilização dos degraus de crescimento desses níveis.

Recorrendo ao cálculo dos fatores de segurança por intermédio do PLAXIS 2D®, concluiu-se que apenas quatro alturas normalizadas de água (relação entre a altura de água e a altura máxima do aterro) garantiam a estabilidade (0,143; 0,286; 0,429; e 0,571) sendo que para as restantes três alturas (0,714; 0,857 e 1), ocorriam fenómenos de instabilidade com o aparecimento de superfícies de deslizamento/falha.

Definiram-se os tempos de processamento para a estabilização de fluxos de água permanentes, com vista à avaliação da estabilidade desses fluxos, num processo de aumento gradual e consistente dos níveis de água no interior dos empilhamentos.

Desenvolveu-se uma função temporal, incorporando as variáveis permeabilidade e geometria normalizada dos empilhamentos com o objetivo de fornecer uma ferramenta eficiente para calcular os estados de percolação estabilizada, permitindo o desenvolvimento de cálculos numéricos de um modo mais expedito e consistente.

Apresentou-se assim uma equação derivada desses cálculos extensivos, variando os parâmetros da geometria e da permeabilidade e com a inclusão de coeficientes de correlação que melhor promoviam o ajuste da curva aos tempos de estabilização do fluxo de água obtidos.

Concluiu-se que o modelo Mohr-Coulomb fornecia boas estimativas do comportamento tensão-deformação com base em alguns parâmetros (módulos de deformabilidade, coesão e ângulo de resistência ao corte), permitindo a determinação do F.S. através do Plaxis pela abordagem de redução “ ϕ -c” (o NorSand não permite).

Também se concluiu, que para alturas que proporcionavam a estabilidade da pilha, o principal fator que influenciava o fluxo da água era a permeabilidade, daí os resultados obtidos nos dois modelos para o fluxo subterrâneo terem sido tão parecidos.

Provou-se que o modelo Mohr-Coulomb é mais conservador nos valores referentes às tensões de desvio instaladas. O NorSand como modelo mais complexo, é mais realista nos valores apresentados. O modelo Mohr-Coulomb apresenta deformações apenas elásticas sob estados de tensão hidrostáticas, não possuindo fase de endurecimento plástico, como o faz o modelo NorSand.

Face ao exposto, conclui-se a mais-valia em utilizar os dois modelos em conjunto, em futuras análises tensão-deformação, pois os modelos complementam-se.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho permitiu adquirir conhecimentos na área da análise de tensões-deformações, no software PLAXIS 2D® que recorre a elementos finitos para a modelação das superfícies de estudo e após as conclusões já citadas, levantou também algumas dúvidas entre as quais:

- Evolução das tensões-deformações em pilhas de aterro com outro tipo de perfil geométrico;
- Comportamento da estabilidade da pilha de aterro com aplicação de outras condições fronteira;
- Uso simultâneo do software Slide, para a determinação dos fatores de segurança e comparar com os valores obtidos pelo método de Mohr-Coulomb;
- Modelação da pilha de aterro recorrendo a outros modelos constitutivos, que seguem a teoria dos estados críticos, tais como o modelo CASM;
- Estudo com as mesmas condições iniciais, mas recorrendo a outro software, por exemplo o FLAC, que tem como princípio o uso do método das diferenças finitas;
- Aplicação de cargas estáticas e dinâmicas, para avaliar o comportamento das tensões-deformações no corpo da pilha de aterro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, L.W., Thomas S. L., Sharma, S., Boyce, G. M. (2001). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons, Hoboken. ISBN: 978-0-471-38493-9
- Armstrong, M., Petter, R., Petter, C. (2019). *Why have so many tailings dams failed in recent years?* Resources Policy, Vol. 63, p.101412.
- Atkinson, J. H., Bransby, P.L. (1978). *The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics*. Pág. 375, McGraw-Hill. London.
- Azam, S., Scott, J. D., Jeeravipoolvarn S. (2007). *When does a Slurry Become a Soil?* Waste Geotechnics
- Bacco, A. (2020). *Caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de mineração*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Bedin, J., Schnaid, F., Viana da Fonseca, A., Filho, Costa Filho L. M. (2012). *Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics*. Pág. 263-267, Géotechnique. Vol. 62. n.º 3.
- Been, K. Jefferies, M.G., Hachey, J. (1991). *The critical state of sands*. Pág. 365-381, Géotechnique, Vol. 41, N°3.
- Bentley. (2020). *User Defined Soil Models – NorSand: An elasto-plastic model for soil behaviour with static liquefaction*. PLAXIS
- Bentley. (2022) *Tutorial Manual*. PLAXIS
- Bentley. (2023a). *General Information Manual*. PLAXIS
- Bentley. (2023b). *Reference Manual 2D*. PLAXIS
- Bentley. (2023c). *Scientific Manual 2D*. PLAXIS
- Blight, G. (2009). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. Pág. 652, CRC Press, Londres.
- Brinkgreve, R.B.J. (2004). *Manual de Referencia de Plaxis*. Delft University of Technology & Plaxis b.v., Pág. 72, Países Baixos.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. 3rd ed., John Wiley & Sons, Hoboken.
- Caldeira, L., Espósito, T. (2010). *Contribuições para a gestão de segurança de barragens de rejeitados*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia.
- Carvalho, G. B. (2018). *Incidências de impactos decorrentes de acidentes com barragens de rejeito*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Carvalho, W. D. S. (2017). *Sistema de Disposição Compartilhada de Estéreis e Rejeitos Desaguados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto – MG.
- Casagrande, A. (1936). *The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, pág. 60-64, MA Harvard University, Cambridge.
- Casagrande, A. (1975). *Liquefaction and cyclic deformation of sands – a critical review*. Pág. 80-133, 5th Pan-American Conference, Argentina.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

- Chapuis, R., Légaré, P. (1992). *A Simple Method for Determining the Surface Area of Fine Aggregates and Fillers in Bituminous Mixtures*. ASTM International, pág. 177-186.
- Coqueira, S. (2014). *Metodologia para o controlo geoambiental da bacia de contenção de rejeitados da Sociedade Mineira de Catoca em Angola*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Costa, L.S.P. (2014). *Estudo da consolidação de solos siltosos jovens*. Dissertação de Mestrado, Instituto Politécnico de Viseu.
- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des regles des maximis et minimis à quelques problemes de statique relatifs a la architecture*, Memoires de Mathematique de l'Academie Royal de Science vol. 7, pág. 343–387, Paris.
- Das, B. M. (2007). *Fundamentos de Engenharia geotécnica*. Pág. 562, Tradução da 6ª Ed. norte-americana. Thomson Learning. São Paulo
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Tradução da 7ª Ed. norte-americana. Cengage Learning. 599 pág. São Paulo
- Davies, M. P. (2011). *Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals*. Proceedings Tailings and Mine Waste, 9/Novembro/2011, Vancouver.
- Davies, M.P., Lupo, J., Martin, T., McRoberts, E., Musse, M., Ritchie, D. (2010). dewatered tailings practice – trends and observations. In *Tailings and Mine Waste -2010*. pág. 10, CRC Press.
- Decreto-Lei n.º10/2010. Diário da República, 1.ª série – N.º 24 – 4 de Fevereiro de 2010
- DEPARTMENT OF PRIMARY INDUSTRIES (DPI) (2003). *Management of Tailings Storage Facilities - Environmental Guidelines*. Victoria: Minerals & Petroleum Division.
- Dillon, M., White, R., Power, D. (2004). *Tailings storage at Lisheen Mine, Ireland*. Pág. 123-130 Minerals Engineering, Vol. 17, N.º 2.
- DNPM (2002). *Normas Reguladoras de Mineração – NRM*. Portaria Nº 12 , de 22 de janeiro de 2002 publicada no DOU de 29 de janeiro de 2002, Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, Ministério de Minas e Energia, Brasil.
- Dromer, J.B., Aubertin, M., Kennedy, G., Pedroni, L., Bussiére, B. (2004). *A new testing system to investigate the sedimentation and consolidation of sludge and slurry*. 57th Canadian Geotechnical Conference, Québec.
- Duncan, J. M., Byrne P., Wong, K. S., Mabry, P (1980). *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses*. College of Engineering Office of Research Services University of California Berkeley, California Report No. UCB/GT/80-01
- Duncan, J.M.,Wright, S.G., Brandon, T.L. (2015). *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd ed., JohnWiley & Sons, Nova Iorque.
- Engels, J. (2006). *An expert management system for surface tailings storage* (Doctoral dissertation). University of Leeds.
- EPA (1994). *Technical Report - Design and Evaluation of Tailings Dams*, p. 63, U.S. Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste, Washington.
- Espósito, T. J. (2000). *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico*. Dissertação de doutoramento, Universidade Federal de Brasília.

- Fang, K., Tang, H., Li, C., Su, X., An, P., Sun, S. (2023). *Centrifuge modelling of landslides and landslide hazard mitigation: A review*. Geoscience Frontiers. Vol. 14. N.º 1 P.101493.
- Fellenius, W., (1936). *Calculation of the Stability of Earth Dams*. Trans. Pág. 445-459, 2nd Int. Cong. on Large Dams, Vol 4, Washington.
- Ferreira, C. M. da F. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes: Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Fiúza, A. (2012). *Impacto Ambiental Mineiro*.
- Garbarino, E., Orveillon, G., Saveyn, H. G. M., Barthe, P., Eder, P. (2018). *Best Available Techniques (BAT) Reference Document for the Management of Waste from Extractive Industries*. Sevilha
- Gerscovich, D. M. S., (2016). Estabilidade de taludes. Oficina de Textos. 2ª Edição
- Geppetti, A., Facciorusso, J., Madiari, C. (2022). *Tailings Dams Numerical Models: A Review* Proceedings of the 7th World Congress on Civil, Structural and Environmental Engineering (CSEE'22), 10-12 April, Virtual Conference.
- Head, K. H. (1992). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Vol. 1: Soil Classification and Compaction Tests. Pág. 388, 2nd Edition. Pentech Press, Londres.
- Hu, L., Wu, H., Zhang, L., Zhang, P., Wen, Q. (2017). *Geotechnical Properties of Mine Tailings*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 29. N.º 2.
- Institute for Prospective Technological Studies Sustainability in Industry, Energy and Transport (2004) *Reference Document on Best Available Technics for Management of Tailings and Waste-Rock in Mining Activities*.
- Jefferies, M. G. (1993). *Nor-Sand: A simple critical state model for sand*. Pág. 91-103, Geotechnique, 43 (1).
- Jefferies, M. G., Shuttle, D. A. (2005). *Norsand: features, calibration and use*. Proc. ASCE Geo- - Institute Geo-Frontiers Conference, Austin, Texas , January 24-26, 2005. Geotech. Special Pub. No. 128, Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration, pág. 204-236, J.A. Yamamuro e V.N. Kaliakin (Eds.).
- Jefferies, M., Been, K. (2015). *Soil liquefaction: a critical state approach*. Second edition. CRC Press Taylor & Francis Group. Boca Raton.
- Jefferies, M., Been, K., (2016). *Practical implementation of critical state approach*. In *Soil Liquefaction. A Critical State Approach*, pág. 401-437, Francis Group, U.K. 2ª Edition, 690. Boca Raton, FL.
- Klohn, E. J. (1982). *Tailings dam design*. Seminar on Geotechnical Aspects of Mine Design and Tailings Containment, Edmonton, Canada.
- Kolymbas, D. (1985). *A generalized hypoplastic constitutive law*. Proceed. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 5.
- Kossoff, D., Dubbin, W. E., Alfredsson, M., Edwards, S. J., Macklin, M. G., Hudson-Edwards, K. A. (2014). *Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation*. Pág. 229-245, Applied Geochemistry. Vol. 51.
- Krizek, R. (2004). *Slurries in geotechnical engineering*. The Twelfth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station, Texas University, Texas.

- Lade, P. V. (2016). *Triaxial testing of soils*. Pág. 432, John Wiley & Sons.
- Landriault, D. (1995). *Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining*. In 97th Annual General Meeting of CIM. Rock Mechanics and Strata Control Session. Halifax.
- Laue, J., Springman, S., Nater, P., Grämiger, E., Ducksch, A. (2005). *Creating Seafloor Conditions in Geotechnical Centrifuges*. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 3, 1741-1744, Osaka, Japan.
- Leão, M. F., Paiva, G. V. C. (2018). *Mecânica dos Solos Avançado e Introdução a Obras de Terra*. Editora e Distribuidora Educacional S.A., Londrina PR
- Ledesma, O., Sfriso, A., Manzanal, D. (2022). *Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams*. Computers and Geotechnics. Vol. 144. P.104632.
- Li, A., Been, K., Ritchie, D., Welch, D. (2009). *Stability of Large Thickened, Non-Segregated Tailings Slopes*. Pág. 301-311, R Jewell, AB Fourie, S Barrera & J Wiertz (eds), Paste 2009: Proceedings of the Twelfth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/963_34
- Liu, J. C. (1990). *Determination of soft soil characteristics*. PhD Thesis, University of Colorado.
- Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Pág. 365, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos Estados Críticos, Solos Saturados e Não Saturados*. Pág. 544, Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Marques, F., M., S., F., (2013). *Estabilidade de Vertentes e taludes*. Apontamentos da disciplina Geologia de Engenharia II, do Mestrado em Geologia Aplicada 2012/2013
- Matos Fernandes, M. (2015). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*. Volume 2. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2016). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Volume 1. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2020). *Analysis and Design of Geotechnical Structures*. Taylor & Francis Group, Boca Raton.
- McLeod, H., Murray, L. (2003). *Tailings dam versus a water dam, what is the design difference?* ICOLD Symposium on Major Challenges in Tailings Dams. Klohn Crippen Berger Ltd, Canada.
- Mohr, O. (1900). *Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials*. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 46.1524-1530, 1572-1577.
- Mogami T., Kubo K. (1953). *The behaviour of soil during vibrations*. Pág. 152-155, Proceedings of the third International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, Suíça.
- Moreira, L. (2012). *Análise de deformação de uma barragem de terra instrumentada com o uso de dois modelos constitutivos*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Paraná
- Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., Watts, B. D. (2016). *Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. Fundão Tailings Dam Review Panel
- Morgenstern, N., Jefferies, B., Van Zyl, D., Wates, J. (2019). *Report on NTSF Embankment Failure Cadia Valley Operations*. Ashurst Australia by Independent Technical Review Board.

- Nguyen, M. (2016). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. 2nd edition. Pág. 317, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. Vol. 169. n.º 3. <https://doi.org/10.1680/jgeen.16.00014>. ISSN: 1353-2618
- Nóbrega, B. (2021). *Estados críticos em ensaios triaxiais em compressão e extensão e de corte diretor simples num rejeito de minério de ferro*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Pereira, T. (2013). *Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra*. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, Brasil.
- Piciullo, L., Storrøsten, E. B., Liu, Z., Nadim, F., Lacasse, S. (2022). *A new look at the statistics of tailings dam failures*. Engineering Geology. Vol. 303. P.106657. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795222001429>. ISSN: 0013-7952
- Piteau Associates Engineering Ltd (1991). *Mined Rock and Overburden Piles. Investigation and Design Manual*. Interim Guidelines. ISBN 0-7718-9118-0
- Poulos, S.J. (1981). *The steady state of deformation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, pág.553-562, ASCE, v.107, n GT5.
- Psarropoulos N. P., Tsompanakis, Y., (2008). *Stability of tailings dams under static and seismic loading*. NRC Research Press.
- Qiu, Y., Sego, D. C. (2001). *Laboratory properties of mine tailings*. Pág. 183-190, Can. Geotech. J.
- Raposo, N. P. (2016). *Deposição de rejeitados espessados: caracterização experimental e modelação numérica*. Universidade do Porto. Tese de Doutoramento em Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Reid, D., Dickinson, S., Fanni, R., Fourie, A., Mital, U., (2023). *Discussion of “Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams” by Ledesma, O, Sfriso, A, and Manzanal, D*. Computers and Geotechnics. Vol. 153. P. 105062. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X22003998>. ISSN: 0266-352X
- Ritcey, G M. (1989). *Tailings management*. United States.
- Ritchie, D., Li, A.L., Fisseha, B. (2009). *A new design approach for thickened tailings slopes*. Pág. 53-64, Tailings and Mine Waste '09, 1-4 November 2009, Banff, Alberta, Canada.
- Robertson, A.M. (1987). *The influence of depositional methods on the engineering properties of tailings deposits*. Int. Conf. on Mining and industrial Waste Management, Johannesburg, South Africa, August.
- Robertson, A.M., Wels, C. (1999). *Cover placement on extremely weak, compressible tailings*.
- Robertson, A. MacG. (1987). *Alternative Acid Mine Drainage Abatement Measures*. Proceedings British Columbia Mine Land Reclamation Conference, Campbell River, B.C.
- Robertson, P. K., Melo, L. Williams, D. J. Wilson, G. W. (2019). *Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I*. Commissioned by Vale. Vol. 81. (2019).
- Rocha, J. (2010). *Definição de condições de liquefação em triaxial à luz da teoria dos estados críticos e avaliação de risco por razão de velocidade de ondas sísmicas numa areia dunar*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rodrigues, H. E. R. (2016). *Mina de Neves-Corvo: Deposição de rejeitado espessado Acompanhamento geotécnico e geoquímico*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

- Roscoe, Schofield, Wroth (1958). *On The Yielding of Soil*. Pág. 22-52, Geotechnique, vol. 8.
- Rose, R. L., Mugi, S. R., Saleh, J. H., (2023). *Accident investigation and lessons not learned: AcciMap analysis of successive tailings dam collapses in Brazil*. Reliability Engineering & System Safety. Vol. 236.
- Rios, S., Viana da Fonseca, A., Ribeiro, L., Cengiz, C. van Eekelen, S.J.M. (2024). *Centrifuge model tests to evaluate the stability of embankments in hydrodynamic conditions*. Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024, accepted (ISBN 978-1-032-54816-6)
- Russo, F. (2007). *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. Dissertação de doutoramento, Universidade de Brasília.
- Salfate, E. R. (2011). *Predicting void ratio for surface paste tailings deposited in thin layers*. Master of applied science dissertation, University of British Columbia, Vancouver
- Santana, M. F. L. de C. (2022). *Análises Numéricas Acopladas em Tensão-Deformação em Barragens de Rejeitos Liquidificáveis*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Sarsby, R. W. (2000). *Environmental geotechnics*. Thomas Telford.
- Schofield, Wroth (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Book Co., London
- Silva, A., Saraiva, J. M. (2010). *Estudo de Liquefação Estática e Cíclica de um Siltes com Recurso a Ensaio Triaxiais com Bender Elements*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Smith, I. M, Griffith, D. V. (1982). *Programming the Finite Element Method*. Second Edition. John Wiley & Sons, Chisester, U.K.
- Sveinson, S. (1999). *Characterisation of Tailings for Paste Backfill System Design*. Doctoral dissertation, The University of British Columbia.
- Taylor, Donald W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York. John Wiley & Sons, Inc. London. Chapman & Hall, Limited
- Terzaghi, K., Peck, R. B. (1967). *Settlement of Point Bearing Pile Foundation*. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Pág. 540-555, John Wiley & Sons, 1967, 2nd. ed., Nova Iorque.
- Timpong, S; Itoh, K; Toyosawa, Y. (2007). *Geotechnical centrifuge modelling of slope failure induced by ground water table change*. Pág. 107-112, Landslides and Climate Change. London: Taylor and Francis Group.
- Tremblay, G. (1998). *Subaqueous Tailings Disposal: Results of the MEND program - Case studies on tailings management*. Pág. 32-33, International Council on Metals and the Environment (ICME), United Nations Environment Programme (UNEP).
- Ulrich, B, East D.R. & Gorman J., (2000). *Subaerial tailing deposition - Design, Construction and Operation for Facility Closure and Reclamation*. Pág. 29-38, Proc. Of the Seventh International Conference on Tailings and Mine Waste '00, Fort Collins, January 23-26, Colorado.
- Vasconcelos, B. J. P. (2023). *Aplicação de Modelos Constitutivos Baseados na Mecânica dos Estados Críticos para Análise de Estabilidade de Barragens de Rejeitados*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Viana da Fonseca, A. (2013a). *Liquefação de Solos à Luz da Mecânica Aplicada*. Pág. 3-35, Geotecnia n.º 128- julho/2013.
- Viana da Fonseca, A. (2013b). *Application of in situ testing in tailing dams, emphasis on liquefaction: Case-history*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 – Coutinho & Mayne (eds), 2013, pág. 181-203, Taylor & Francis Group, Londres.
- Viana da Fonseca, A. (2022). *Apontamentos de Apoio às Aulas de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Viana da Fonseca, A. Fonseca, A., Oliveira, S. (2021). *Fatores de Segurança Determinísticos em Avaliação de Estabilidade de Barragens de Rejeitos: Uma Reflexão*. Geotecnia n.º 151 – março/2021 – pág. 53-76, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., Molina-Gómez, F. (2021). *Recommended Procedure to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples*. Pág. 95-127, Geotechnics 2012, 1, 29/julho/2021.
- Vick, S. G. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. Wiley.
- Vick, S. G. (1990). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech, Vancouver.
- Villar, L. F. d. S. (2002). *Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita*. PhD Thesis, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/wiki/46137/manuals---plaxis> 18/10/2023
- <https://www.deltares.nl/en/research-facilities> 12/12/2023
- <https://education.nationalgeographic.org/resource/kobe-earthquake/> 11/01/2024
- <https://epocanegocios.globo.com/Brasil/noticia/2019/01/epoca-negocios-mp-investigava-mina-onde-houve-desastre-desde-2018.html> 11/01/2024
- <https://www1.folha.uol.com.br/mercado/2022/01/vallourec-e-multada-em-r-2886-milhoes-pelo-governo-de-minas-gerais-por-danos-ambientais.shtml> 11/01/2024
- <https://www.icmm.com/en-gb/our-work/innovation-for-sustainability/tailings/about-tailings>. 15/11/2023
- <https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/> 29/11/2023
- <https://multinationales.org/en/news/mount-polley-mine-spill-an-accident-waiting-to-happen> 11/01/2024
- <https://www.terra.com.br/economia/painel-de-especialistas-diz-que-barragem-de-brumadinho-rompeu-por-liquefacao-estatica,c69228c01c8267f10cfac215b7e93a29de0c2bqf.html> 11/01/2024
- <https://vale.com/pt/gistm> 15/11/2023
- <https://www.tailings.info/basics/tailings.htm>. 13/11/2013
- <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. 10/11/2023

