



**Bruno Viegas da Silva**

Licenciado em Engenharia Geológica

## **Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientadora: Maria da Graça Azevedo Brito, Prof.<sup>a</sup> Auxiliar, FCT/UNL  
Co-orientador: Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira,  
Mestre Engenharia Civil, DGRM

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas  
Arguente: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva  
Vogal: Prof. Doutora Maria da Graça Azevedo Brito



**Bruno Viegas da Silva**

Licenciado em Engenharia Geológica

**Estabilidade de taludes de aterros não  
controlados de resíduos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientador: Prof.<sup>a</sup> Doutora Maria da Graça Azevedo Brito, FCT/UNL

Co-orientador: Mestre Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira,  
DGRM

**Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa**

**Novembro de 2014**

## **Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos**

**Copyright@** Bruno Viegas da Silva, 2014

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

**Esta dissertação foi escrita sem recorrer ao novo acordo ortográfico**

## Agradecimentos

O término desta dissertação é o cumprimento de um desafio pessoal e o culminar de uma jornada académica, em que o foco, perseverança e a dedicação por longas horas foram uma constante, no entanto, só foi possível alcançar tal feito graças ao apoio e acompanhamento de diversas pessoas, a quem não posso deixar de expressar os meus mais sinceros agradecimentos:

- ✓ À Professora Graça Brito, pela orientação, amizade, confiança, crítica e motivação necessária para o desenvolvimento desta dissertação e revisão crítica deste trabalho;
- ✓ Ao Engenheiro Alexandre Santos Ferreira, pela orientação e revisão crítica deste trabalho;
- ✓ Ao Professor Pedro Lamas pela amizade e fornecimento de documentação adequada para este trabalho;
- ✓ À Professora Ana Paula Silva pelo incentivo e amizade ao longo de todo o percurso académico;
- ✓ À TRATOLIXO, EIM, SA na pessoa do Dr. João Dias Coelho e respectiva equipa técnica, nomeadamente a Eng<sup>a</sup> Teresa Hilário, o Eng.º João Frederico e a Eng<sup>a</sup> Susana Dias pela colaboração nos trabalhos de campo e análise crítica dos resultados e pela disponibilização da informação indispensável à realização desta dissertação;
- ✓ Aos meus PAIS por todo o amor, apoio, esforço e empenho para que este objectivo fosse concretizado. Esta também é uma vitória vossa. Obrigado!;
- ✓ Ao meu irmão por mesmo nos momentos mais difíceis me conseguir roubar sempre uma gargalhada e assim aliviar o *stress*;
- ✓ À Tânia por ser omnipresente, pelo amor, companheirismo, cumplicidade e o apoio incondicional nesta longa jornada;
- ✓ À Laura a minha eterna companheira de estudo, pela paciência, auxílio e incentivo ao longo de todo o percurso académico e em especial nesta fase final;
- ✓ Ao Brissos, pela companhia, criatividade, apoio, revisão do trabalho e constante preocupação;
- ✓ Aos meus amigos, Ricardo, Sanches, Venâncio, Gaio, Gonçalo G., Rita, Gonçalo M., Daniela, André e Henrique que, de uma forma mais ou menos séria, contribuíram para que este trabalho fosse possível, quer pelos desabafos, quer pelas gargalhadas.

A todos, o meu mais sincero e honesto agradecimento, por me permitirem fazer parte das vossas vidas.



## Resumo

A presente dissertação tem como objetivos avaliar a aplicabilidade dos métodos de equilíbrio limite para análises de estabilidade de taludes em solos no estudo de estabilidade de taludes em aterros de resíduos não controlados (lixeiros).

A metodologia adoptada desenvolveu-se em quatro etapas: (i) numa primeira etapa são definidos os parâmetros físicos e mecânicos de resíduos para efectuar a análise de estabilidade; (ii) a segunda etapa consiste na realização de trabalhos de campo para obtenção dos parâmetros definidos na etapa precedente, tratamento e interpretação dos dados; (iii) na terceira etapa são aplicados os métodos de estabilidade de taludes e realizada uma análise de sensibilidade dos factores de segurança; (iv) na quarta e última etapa são apresentadas medidas de mitigação e controlo do risco geotécnico para as situações em que os critérios de segurança não sejam cumpridos.

A metodologia foi aplicada a um aterro de resíduos não controlado localizado no ecoparque de Trajouce (Tratolixo) que à data deste estudo apresentava indícios de instabilidade na crista do talude nascente da infraestrutura.

O estudo iniciou-se com uma revisão bibliográfica acerca dos LEM, utilizados universalmente para a análise de estabilidade de taludes em solos, com o objectivo de determinar qual o método que mais se adequaria para realizar a análise de estabilidade. Foi, ainda, efectuada uma recolha bibliográfica para as propriedades físico-mecânicas dos solos e resíduos sólidos urbanos. A determinação das propriedades físico-mecânicas dos resíduos foi efectuada com recurso à Mecânica dos Solos, uma vez que os solos são o material geotécnico cujas propriedades mais se assemelham às dos resíduos.

A análise de estabilidade do talude nascente foi realizada com recurso a três perfis topográficos, para os quais foram realizadas análises determinísticas, probabilísticas e de sensibilidade. As duas últimas análises assumem particular importância não só devido ao desconhecimento dos materiais presentes na lixeira, como também devido à heterogeneidade e anisotropia das propriedades dos resíduos.

Por fim, propõem-se algumas medidas que contribuem para um aumento da estabilidade do talude nascente da infra-estrutura.

Palavras-chave: Resíduos, Estabilidade de taludes, Aterros de resíduos, Factor de segurança, Equilíbrio limite



## Abstract

The aim of this thesis is to assess the applicability of limit equilibrium methods for slope stability in soils to the study of slope stability in non-controlled landfills (dumps).

The adopted methodology has four stages: (i) in first stage are defined the physical and mechanical properties of waste materials needed to perform the stability analysis; (ii) the second stage consists in field works in order to obtain the properties defined in the precedent stage; (iii) in third stage was applied slope stability methods and was made a sensibility analysis of the safety factors results of the slope stability analysis; (iv) in stage four are presented control measures and minimization of the situation in which the safety criteria are not met.

The methodology was applied to a dump located in Trajouce Eco-park (Tratolixo) which presented evidence of instability in the crest of the East slope of the infrastructure.

The study had begun with a bibliographic review concerning limit equilibrium methods used all over the world to the evaluation of slope stability on soils to determine which method is more adequate to perform the slope stability analysis. It was also performed a bibliographic review about physical and mechanical properties of soils and waste materials. The determination of physical and mechanical properties of waste is made using soil mechanics once that are the geotechnical material that properties more resemble to the waste.

The slope stability analysis of the eastern slope was performed using three topographic profiles to which was made deterministic, probabilistic, and sensitivity analysis. The two last analysis have a particular relevance not only about the uncertainty of the materials in the dump but due too to heterogeneity and anisotropy of waste properties.

Finally it is proposed monitoring and mitigation measures that contribute to the increase of stability of eastern slope of infrastructure.

Key-words: Waste, Slope stability, Waste landfill, Safety factor, Limit equilibrium



# Índice

Agradecimentos .....	III
Resumo.....	V
Abstract.....	VII
Índice .....	IX
Índice de figuras.....	XIII
Índice de tabelas .....	XV
Abreviaturas, siglas e símbolos .....	XVII
1. Introdução .....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objectivos e metodologia .....	6
1.3. Organização da tese .....	11
2. Aterros de resíduos .....	13
2.1. Tipologia e propriedades físicas dos resíduos.....	13
2.1.1. Classificação de resíduos .....	13
2.1.2. Peso volúmico.....	14
2.1.3. Teor em água.....	15
2.2. Aterros convencionais <i>versus</i> aterros de resíduos .....	16
2.2.1. Aterros convencionais .....	17
2.2.2. Aterros de resíduos .....	18
2.2.3. Controlo e monitorização – Método observacional .....	22
2.2.3.1. Limites de comportamento .....	24
2.2.3.2. Modelo geomecânico da fundação da lixeira.....	25
2.2.3.3. Dimensionamento .....	25
2.2.3.4. Plano de Observação.....	26
2.2.3.5. Critérios de alerta.....	26
2.2.3.6. Alterações ao projecto, planos de acções de contingência e de emergência.....	28
2.2.3.7. O método observacional aplicado a aterros de resíduos .....	28
2.2.3.8. Observação.....	29
2.3. Comportamento mecânico de resíduos .....	31
2.3.1. Compactação.....	31
2.3.1.1. Compactação do solo .....	31
2.3.1.2. Compactação de resíduos .....	33
2.3.2. Compressibilidade.....	33
2.3.2.1. Compressibilidade do solo .....	34
2.3.2.2. Compressibilidade dos resíduos .....	36

2.3.3.	Permeabilidade .....	39
2.3.3.1.	Permeabilidade do solo.....	39
2.3.3.2.	Permeabilidade dos resíduos .....	41
2.3.4.	Resistência ao corte.....	43
2.3.4.1.	Resistência ao corte do solo .....	43
2.3.4.2.	Resistência ao corte dos resíduos .....	44
3.	Métodos de análise de estabilidade de taludes em solos .....	47
3.1.	Teoria do equilíbrio limite .....	48
3.2.	Métodos das fatias .....	50
3.2.1.	Método de Fellenius .....	53
3.2.2.	Métodos de Bishop .....	54
3.2.2.1.	Método de Bishop simplificado.....	54
3.2.2.2.	Método de Bishop generalizado .....	55
3.2.3.	Métodos de Janbu.....	55
3.2.3.1.	Método de Janbu simplificado .....	55
3.2.3.2.	Método de Janbu generalizado .....	56
3.2.4.	Método de Morgenstern – Price .....	57
3.2.5.	Método geral de equilíbrio limite.....	60
3.2.6.	Outros métodos das fatias .....	62
3.3.	Importância das forças inter-fatias.....	64
3.4.	Análise probabilística de resultados .....	69
3.5.	Análise de sensibilidade .....	70
4.	Caso de estudo - Aterro não controlado de resíduos.....	73
4.1.	Enquadramento do caso de estudo.....	73
4.1.1.	Enquadramento geológico e geomorfológico .....	76
4.1.2.	Hidrogeologia .....	78
4.1.3.	Enquadramento morfoestrutural .....	78
4.2.	Metodologia aplicada ao caso de estudo.....	78
4.2.1.	Etapa 1 – Condicionantes e selecção dos parâmetros de resistência .....	80
4.2.2.	Etapa 2 – Trabalhos de campo e interpretação dos dados de base .....	81
4.2.2.1.	Avaliação do estado de saturação dos resíduos .....	81
4.2.2.2.	Sondagens.....	83
4.2.2.2.1.	Síntese das sondagens.....	83
4.2.2.2.2.	Características dos resíduos .....	83
4.2.2.2.3.	Parâmetros físico-mecânicos dos resíduos .....	87
4.2.2.3.	Modelo conceptual .....	88
4.2.3.	Etapa 3 – Análise de estabilidade .....	90

4.2.3.1.	Perfis topográficos .....	92
4.2.3.2.	Análise de estabilidade estática do perfil topográfico PT1 .....	93
4.2.3.2.1.	Análise determinística - Situação hipotética .....	93
4.2.3.2.2.	Análise determinística - Situação real.....	93
4.2.3.2.3.	Análise probabilística .....	94
4.2.3.3.	Análise de estabilidade estática do perfil topográfico PT2.....	96
4.2.3.3.1.	Análise determinística - Situação hipotética .....	96
4.2.3.3.2.	Análise determinística - Situação real.....	96
4.2.3.3.3.	Análise probabilística .....	97
4.2.3.4.	Análise de estabilidade estática do perfil topográfico PT3.....	98
4.2.3.4.1.	Análise determinística – Situação hipotética.....	98
4.2.3.4.2.	Análise determinística – Situação real.....	99
4.2.3.4.3.	Análise probabilística .....	100
4.2.3.5.	Análise de sensibilidade.....	101
4.2.3.5.1.	Perfil topográfico PT1.....	102
4.2.3.5.2.	Perfil topográfico PT2.....	103
4.2.3.5.3.	Perfil topográfico PT3.....	105
4.2.4.	Etapa 4 – Definição de medidas de estabilidade .....	106
4.2.4.1.	Síntese e análise de resultados .....	106
4.2.4.2.	Considerações finais e medidas de mitigação.....	106
5.	Conclusão .....	111
	Referências bibliográficas .....	115



## Índice de figuras

Figura 1 1 – População mundial, 1950-2100, de acordo com diferentes projecções e variantes .....	1
Figura 1 2 - Quantidade de resíduos depositados em função do destino final .....	2
Figura 1 3 –Destino final dado aos resíduos sólidos urbanos na OCDE e em África.....	3
Figura 1 4 – Distribuição dos aterros não controlados de resíduos em zonas de elevada vulnerabilidade (à esquerda) ou zonas protegidas (à direita) .....	4
Figura 1 5 - Destino final dos resíduos sólidos urbanos no ano de 2009 em Portugal .....	5
Figura 1 6 – Metodologia geral para a análise de estabilidade de taludes em aterros não controlados de resíduos .....	10
Figura 2 1 - Pormenor do sistema de impermeabilização da zona basal do aterro sanitário .....	17
Figura 2 2 - Pormenor do sistema de impermeabilização dos taludes basais de um aterro sanitário .	17
Figura 2 3 - Evolução do Método observacional de acordo com a sinalética semafórica .....	24
Figura 2 4 – Relação teor em água- baridade seca para vários tipos de solo .....	32
Figura 2 5 - Curva genérica relacionando o índice de vazios com o logaritmo decimal das tensões aplicadas.....	35
Figura 3 1 - Divisão de um talude em fatias.....	49
Figura 3 2 Potencial massa instabilizada .....	58
Figura 3 3 Forças actuantes numa fatia de largura infinitesimal, dx.....	59
Figura 3 4 Elemento infinitesimal de solo na interface entre fatias.....	60
Figura 3 5 Tensões efectivas que actuam num dado elemento infinitesimal de solo.....	61
Figura 3 6 Apresentação dos métodos das fatias mais comuns.....	62
Figura 3 7 Determinação do factor de segurança .....	64
Figura 3 8 – efeito de diferentes funções de forças inter-fatias .....	65
Figura 3 9 – Situação em que o equilíbrio de momentos é sensível à força de corte inter-fatias .....	66
Figura 3 10 – Funções típicas de explicação da variação das forças inter-fatias.....	67
Figura 3 11 - Aspecto típico de um gráfico FS vs $\lambda$ para superfícies de deslizamento circulares (à esquerda) Superfície de rotura circular simples.....	68
Figura 3 12 - Aspecto típico de um gráfico FS vs $\lambda$ para superfícies de deslizamento planares (à esquerda). Superfície de deslizamento planar (à direita) .....	69
Figura 3 13 - Aspecto típico de um gráfico FS vs $\lambda$ para superfícies de deslizamento compósitas (à esquerda). Superfície de deslizamento compósita (à direita) .....	69
Figura 3 14 – Relação entre índice de fiabilidade e a probabilidade de rotura, para um factor de segurança normalizado .....	71
Figura 3 15 - Talude ilustrativo para uma análise de sensibilidade .....	72
Figura 3 16 Ilustração de um gráfico de sensibilidade .....	73
Figura 4 1 – Ecoparque da TratoLixo em Trajouce.....	74
Figura 4 2 – Cartografia dos elementos de instabilidade na lixeira .....	75
Figura 4 3 – Pormenor do sistema de fendas de dissecação no topo da lixeira (em cima); e a fenda longitudinal na crista do talude nascente (em baixo) .....	76

Figura 4 4 – Geologia da área de estudo à escala 1:50 000, extrato da carta geológica 34-C.....	78
Figura 4 5 – Metodologia de avaliação da estabilidade do talude nascente da lixeira .....	81
Figura 4 6 – Localização dos pontos de medição dos níveis de lixiviado.....	83
Figura 4 7 – Aspecto dos materiais recolhidos nas sondagens S1 (14,75 a 17,75 m profundidade) (à esquerda) e na S2 (12,65 a 15,75 m profundidade) (à direita) .....	85
Figura 4 8 – Distribuição percentual dos resíduos presentes na sondagem S1.....	85
Figura 4 9 – Distribuição percentual dos resíduos presentes na sondagem S2.....	86
Figura 4 10 – Vista 3D dos materiais constituintes das sondagens S1 e S2.....	88
Figura 4 11 - Cotas da base da infra-estrutura definidas com base nas sondagens S1 e S2 .....	90
Figura 4 12 – Modelo conceptual da infra-estrutura .....	90
Figura 4 13 – Perfis topográficos seleccionados .....	93
Figura 4 14 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 1 sem nível piezométrico...	94
Figura 4 15 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 1 com nível piezométrico obtido por interpolação .....	95
Figura 4 16 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário hipotético do perfil 1 .....	96
Figura 4 17 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário real do perfil 1 .....	96
Figura 4 18 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 2 sem nível piezométrico...	97
Figura 4 19 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 2 com nível piezométrico obtido por interpolação .....	98
Figura 4 20 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança da situação hipotética do perfil 2 .....	99
Figura 4 21 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança da situação real do perfil 2 .....	99
Figura 4 22 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 3 sem nível piezométrico.	100
Figura 4 23 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 3 com nível piezométrico obtido por interpolação .....	101
Figura 4 24 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário hipotético do perfil 3 .....	102
Figura 4 25 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário real do perfil 3 .....	102
Figura 4 26 - Análise de sensibilidade às propriedades dos resíduos e nível piezométrico do perfil 1 .....	103
Figura 4 27 - Análise de sensibilidade às propriedades dos resíduos e nível piezométrico do perfil 2 .....	105
Figura 4 28 - Análise de sensibilidade às propriedades dos resíduos e nível piezométrico do perfil 3 .....	106
Figura 4 29 – Localização dos piezómetros, inclinómetros e drenos propostos	110

## Índice de tabelas

Tabela 2 1 - Pesos volúmicos de RSU .....	29
Tabela 2 2 – Valores de teor em água de RSU publicados .....	30
Tabela 2 3 – Dados de permeabilidade publicados .....	41
Tabela 2 4 – Compilação de valores de coesão e ângulo de atrito publicados.....	45
Tabela 3 1 – Equações que podem ser escritas para um problema de análise de estabilidade de taludes com recurso ao método das fatias.....	52
Tabela 3 2 - Incógnitas associadas ao método das fatias .....	53
Tabela 3 3 – Equações estáticas que são cumpridas por cada método .....	53
Tabela 3 4 - Forças inter-fatias consideradas por cada método e a relação entre as forças inter-fatias normal e de corte.....	53
Tabela 4 1 - Acções prioritárias de monitorização/mitigação propostas para a lixeira .....	76
Tabela 4 2 – Dados da campanha de avaliação do estado de saturação da lixeira.....	83
Tabela 4 3 – Resumo das sondagens realizadas .....	84
Tabela 4 4 – Reclassificação da tipologia dos resíduos das sondagens S1 e S2.....	87
Tabela 4 5 – Intervalos de variação para o ângulo de atrito e coesão .....	88
Tabela 4 6 – Cálculo do peso volúmico médio para os resíduos.....	89
Tabela 4 7 – Intervalos de variação dos parâmetros geotécnicos seleccionados para análise de estabilidade .....	93
Tabela 4 8 – Níveis de lixiviado utilizados para a interpolação da linha piezométrica PT1 .....	94
Tabela 4 9 – Volume e massa da potencial instável do perfil 1 .....	95
Tabela 4 10 – Resultados da análise probabilística para ambos os cenários do perfil 1 .....	95
Tabela 4 11 - Níveis de lixiviado utilizados para a interpolação da linha piezométrica PT2 .....	97
Tabela 4 12 - Volume e massa potencialmente instável do perfil PT2 .....	98
Tabela 4 13 - Resultados da análise probabilística para ambos os cenários do perfil 2.....	98
Tabela 4 14 - Níveis de lixiviado utilizados para a interpolação da linha piezométrica PT3 .....	100
Tabela 4 15 - Volume e massa potencialmente instável do perfil 3.....	101
Tabela 4 16 - Resultados da análise probabilística para ambos os cenários do perfil 3.....	101
Tabela 4 17 – Intervalo de valores dos parâmetros da análise de sensibilidade para o perfil 1 .....	103
Tabela 4 18 - Intervalo de valores dos parâmetros da análise de sensibilidade para o perfil 2.....	104
Tabela 4 19 – Resultado das análises probabilísticas em função do tipo de função inter-fatias .....	105
Tabela 4 20 - Intervalo de valores dos parâmetros da análise de sensibilidade para o perfil 3 .....	106
Tabela 4 21 – Resumo dos coeficientes de segurança obtidos .....	107



## Abreviaturas, siglas e símbolos

### Siglas e acrónimos

a.C.	<i>Antes de Cristo</i>
et al.	<i>et alia</i> (e outros);
FEM	<i>Finite Elements Methods</i> (Métodos de Elementos Finitos)
FS	Factor de Segurança
FS <sub>f</sub>	Factor de Segurança obtido pelo equilíbrio de forças
FS <sub>m</sub>	Factor de Segurança obtido pelo equilíbrio de momentos
FFCT	Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL
LEM	<i>Limit Equilibrium Methods</i> (Métodos de Equilíbrio Limite)
ONU	Organização das Nações Unidas
OCDE	Organização para a Cooperação Económica e Desenvolvimento
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
USACE	<i>United States Army Corp of Engineers</i> (Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos)

### Alfabeto grego

$\alpha$	Inclinação da superfície de rotura ao meio da fatia (°)
$\beta$	Inclinação da superfície topográfica do talude (°)
$\varphi$	Ângulo de atrito (°)
$\gamma$	Peso volúmico [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_d$	Peso volúmico seco [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_h$	Peso volúmico húmido [kN/m <sup>3</sup> ]
$\lambda$	Factor adimensional de escala utilizado no método de Morgenstern-Price
$\theta$	Ângulo que a resultante das forças inter-fatias faz com a base da fatia
$\sigma'$	Tensão efectiva [kPa]
$\tau_f$	Resistência ao corte mobilizável [kPa]
$\tau_{mob}$	Resistência o corte mobilizada [kPa]

### Alfabeto latino

c'	Coesão efectiva [kPa]
----	-----------------------

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

$C_c$	Índice de compressibilidade
$C_e$	Índice de recompressibilidade
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
$E$	Força de corte inter-fatias [kN]
$f(x)$	Função representativa das forças inter-fatias
$h$	Altura da fatia [m];
$\Delta H_t$	Assentamento total [m]
$\Delta h_i$	Assentamento devido à compressão mecânica inicial [m]
$\Delta h_c$	Assentamento devido à fluência ou ravinamento [m]
$\Delta h_d$	Assentamento devido à decomposição [m]
$i$	Gradiente hidráulico
$k$	Permeabilidade [cm/s]
$k_c$	Coefficiente sísmico do método de Sarma
$l$	Comprimento da base de cada fatia [m]
$N'$	Reacção normal efectiva na base de cada fatia [kN]
$u$	Pressão intersticial [kPa]
$v$	Velocidade de escoamento [cm/s]
$W$	Peso de cada fatia [kN]
$w$	Teor em água [%]
$X$	Força normal inter-fatias [kN]

*Prediction is very difficult, especially if it's about the future.*  
Niels Bohr

# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento

Os resíduos são um subproduto da civilização. Quer seja nas cidades densamente povoadas quer nas povoações distantes, qualquer que seja a sua localização, são produzidos resíduos. Restos de alimentos, resíduos eletrónicos, pilhas e baterias, papel, garrafas de plástico, vestuário, mobiliário velho: todos acabam por ser eliminados. Alguns acabam por ser reutilizados ou reciclados, outros são queimados para produzir energia ou enviados para aterros. Não há uma forma única de gestão dos resíduos que funcione em toda a parte. A forma como são geridos os resíduos necessita de ter em conta as condições locais. Afinal de contas, a questão dos resíduos começa por ser local.

O desenvolvimento do conhecimento científico tem vindo a permitir aos seres humanos uma vida mais longa, com maior conforto e mais regalias. Se há menos de 100 anos a população se cifrava em cerca de 2,5 mil milhões de habitantes, actualmente no planeta habitam mais de 7,2 mil milhões. De acordo com a ONU é previsto que a população mundial aumente para 8,1 mil milhões em 2015 e que este número continue a crescer até atingir, em 2050, os 9,6 mil milhões e em 2100 chegue a 10,9 mil milhões de seres humanos (Nações Unidas, 2013). Na Figura 1-1 pode ser observada a evolução da população mundial entre o ano de 1950 e o presente, bem como as projecções até 2100.

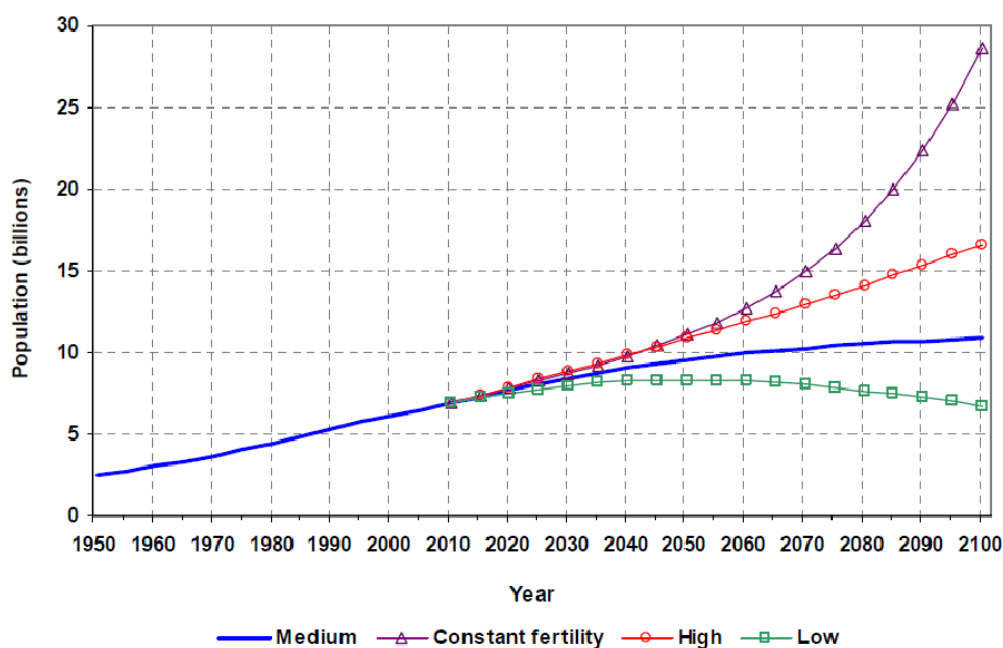


Figura 1-1 – População mundial, 1950-2100, de acordo com diferentes projecções e variantes (Nações Unidas, 2013)

Nos países em desenvolvimento, nos quais é previsto o maior aumento de população, é necessário desenvolver estratégias de gestão de resíduos sólidos urbanos, de modo a que o crescimento populacional nas cidades emergentes não seja acompanhado pelo aumento de problemas de saúde ambiental nem desastres ambientais. Os resíduos são um problema ambiental, social e económico grave. O crescente consumo e o desenvolvimento da economia continuam a gerar grandes quantidades de resíduos, cuja redução e prevenção exigem esforços redobrados.

A taxa mundial de produção de resíduos sólidos urbanos *per capita*, há sensivelmente 10 anos, era de cerca de 0,64 kg por dia (680 milhões de toneladas por ano). Actualmente é estimado que, em média, cada humano produza 1,2 kg por dia, o que corresponde a 1300 mil milhões de toneladas por ano. É expectável que num futuro próximo a produção anual aumente para 2200 mil milhões de toneladas (Hoorweg & Bhada-Tata, 2012). Enquanto no passado se procurava eliminar os resíduos, actualmente estes são cada vez mais considerados um recurso, o que se traduz na sua reciclagem e recuperação, em detrimento da tradicional eliminação.

O destino final que é dado aos resíduos sólidos urbanos é fortemente condicionado pelo desenvolvimento do país e da região económica em que se insere. A Figura 1-2 permite elucidar os principais fins dados aos resíduos, a nível global.

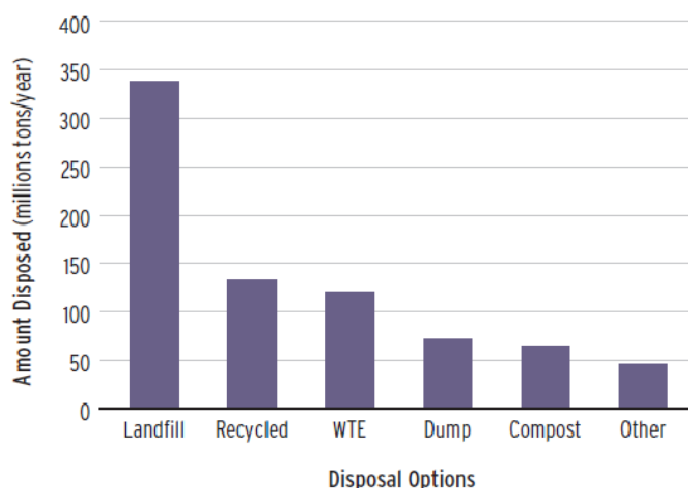


Figura 1-2 - Quantidade de resíduos depositados em função do destino final (Hoorweg & Bhada-Tata, 2012)

O destino final de sensivelmente 45% dos resíduos são os aterros sanitários. A quantidade de resíduos que são reciclados (17%) e usados como fonte de energia (16%) é semelhante entre si. A percentagem de resíduos depositados em aterros de resíduos não controlados (lixeira) é ainda considerável, 9%, enquanto apenas cerca de 6% é alvo de valorização orgânica (compostagem).

É possível constatar, através da observação da Figura 1-3 que a maioria dos resíduos no continente africano são maioritariamente depositados em aterros (49%) ou lixeiras (44%). Nos países da OCDE, cerca de 42% dos resíduos são depositados em aterro, 21% são utilizados para produção de energia, 22% reciclados e cerca de 12% alvo de valorização orgânica. De salientar, que não há registo de lixeiras ainda em funcionamento nos países da OCDE.

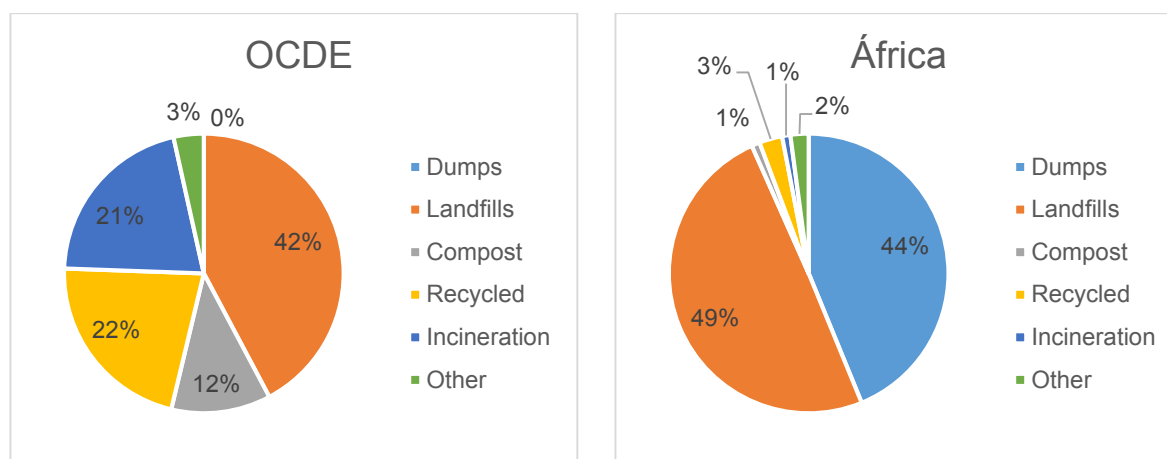


Figura 1-3 –Destino final dado aos resíduos sólidos urbanos na OCDE e em África (Hoornweg & Bhada-Tata, 2012)

Ao longo das duas últimas décadas um pouco por todo o mundo esforços têm sido conduzidos de modo a que o destino final dos resíduos, deixasse de ser os aterros não controlados de resíduos, para passarem a ser depositados em condições controladas.

Em Portugal, até meados da década de 90, a recolha conjunta e deposição não controlada em lixeira era prática frequente. As designadas lixeiras, por se materializarem em locais não vedados e sem vigilância, eram destino final de resíduos de todas as índoles, incluindo resíduos hospitalares e perigosos. Assim, aqueles definem-se como locais nos quais há a deposição, não controlada, de resíduos sólidos, caracterizada pela simples descarga numa depressão (comummente antigas pedreiras, areiros), sem que existam quaisquer medidas de protecção ao meio ambiente ou à saúde pública. Os resíduos depositados acarretam problemas à saúde pública, tais como proliferação de vectores de doenças (moscas, mosquitos, baratas, ratos), geração de biogás que, espontaneamente ou não, podem originar incêndios e, as piores consequências, contaminação do solo das águas subterrâneas e superficiais através da escorrência de lixiviados, comprometendo assim a vida nestes meios. As contaminações do solo e das águas associado aos riscos constantes para a saúde pública foram preponderantes nos trabalhos desenvolvidos para mudar a forma como era dado um destino final aos resíduos.

O Plano Estratégico para os Resíduos Urbanos (PERSU), aprovado nos finais de 1997 em Portugal, contemplou o levantamento das ocorrências de lixeiras, do qual resultaram 341 locais municipais onde eram depositados resíduos de forma não controlada. A eliminação total das lixeiras foi considerada como um dos eixos prioritários de intervenção no PERSU uma vez que 73% dos resíduos gerados tinham esse fim. O cariz de deposição não controlado de resíduos conduz a uma falta de informação generalizada sobre estes antigos locais de deposição, quer seja informação referente à tipologia e quantidade de resíduos, quer à forma basal da depressão na qual os resíduos eram despejados (Ferrão & Pinheiro, 2011).

Actualmente e desde 2002, todas as lixeiras municipais se encontram encerradas tendo sido intervencionadas, maioritariamente, com cariz ambiental, em detrimento de preocupação de índole geotécnica, sendo a deposição de resíduos realizada apenas em aterros sanitários projectados e

geridos de acordo com as normas europeias. Este tipo de infra-estruturas localiza-se, frequentemente, em zonas de elevada vulnerabilidade (vales de linhas de água, antigos areeiros ou pedreiras) ou zonas protegidas (vide Figura 1-4).

A deposição de resíduos de forma controlada constituiu então, à partida, um desafio em termos de localização para a implementação dos aterros, quer pelas preocupações ambientais, quer pela falta de espaços disponíveis, ou economicamente viáveis, obrigando assim a consistirem uma obra mais eficaz e controlada. Esta necessidade, num curto espaço de tempo, incentivou o início do estudo do comportamento dos resíduos sólidos quando depositados em aterro. No entanto, o seu comportamento evolutivo, a sua heterogeneidade e o seu carácter multidisciplinar, conduzem a que o nível de conhecimento sobre o seu comportamento e respectivos aterros seja ainda muito incipiente.

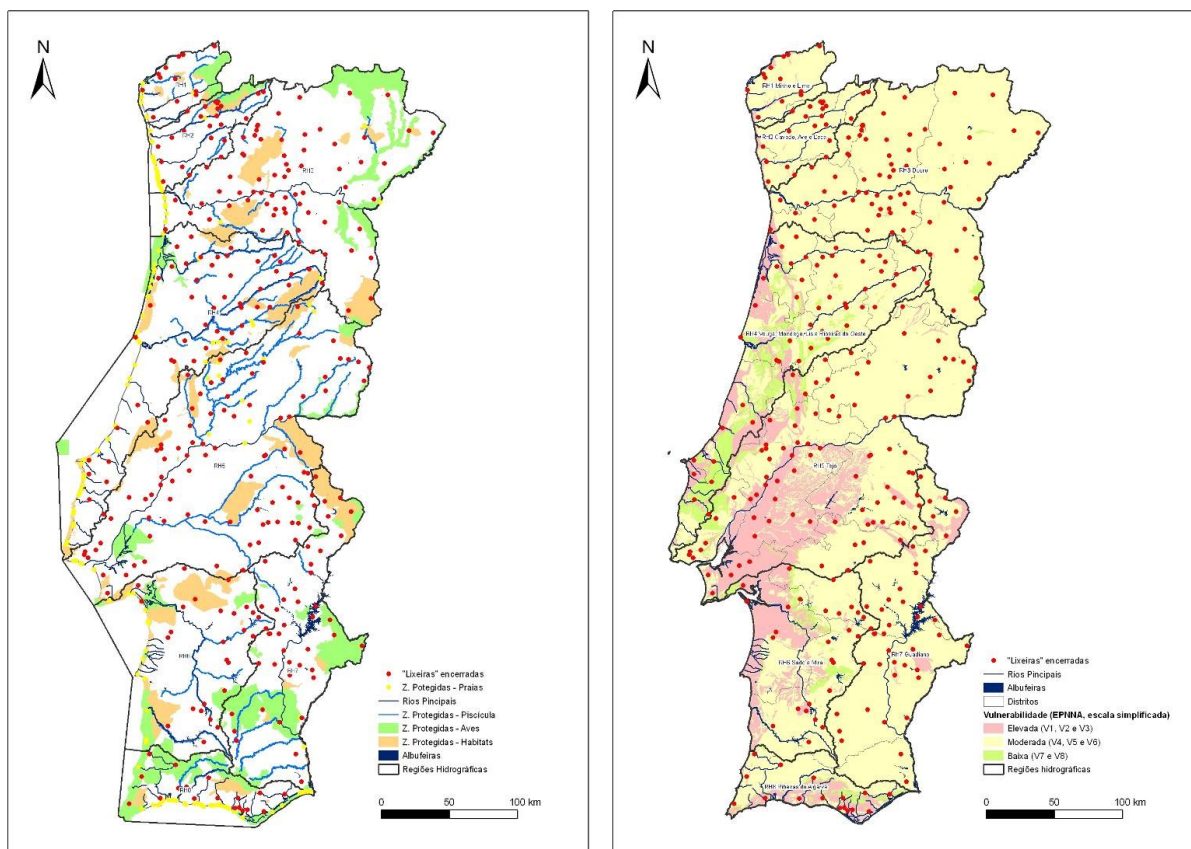


Figura 1-4 – Distribuição dos aterros não controlados de resíduos em zonas de elevada vulnerabilidade (à esquerda) ou zonas protegidas (à direita)

Em Portugal, no ano de 2009, a produção total de resíduos sólidos urbanos foi de 5,2 milhões de toneladas. Desta produção, pode constatar-se na Figura 1-5, que cerca de 62% dos resíduos têm como destino final os aterros, 18% são utilizados para produção de energia, 8% são alvo de valorização orgânica e, por fim, 12% são reciclados (Ferrão & Pinheiro, 2011).

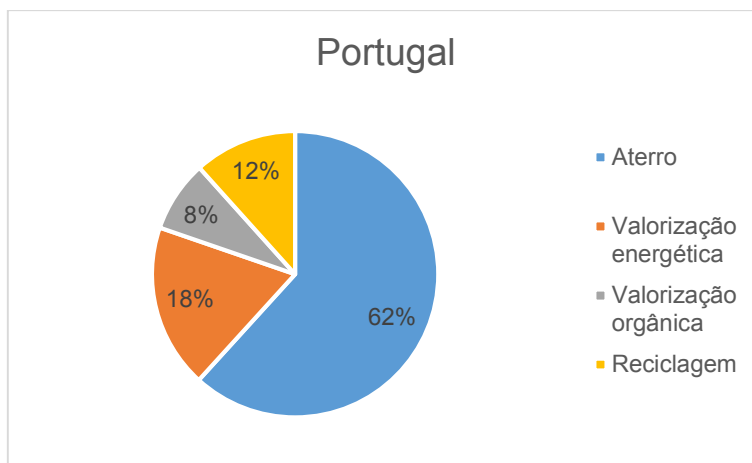


Figura 1-5 - Destino final dos resíduos sólidos urbanos no ano de 2009 em Portugal (adaptado de Ferrão & Pinheiro, 2011)

Uma vez que mais de metade dos resíduos sólidos urbanos são conduzidos a aterro, torna-se clara a importância que este tipo de infra-estrutura geotécnica. Garantir a estabilidade de um aterro de resíduos, durante a sua exploração e encerramento é a maior preocupação do ponto de vista geotécnico. A sua estabilidade depende de vários parâmetros tais como: composição dos resíduos, grau de compactação, condições atmosféricas, geometria do depósito, estabilidade da fundação e pressões intersticiais, tanto no interior do aterro como na sua fundação.

A maioria dos problemas geotécnicos nos aterros de resíduos, ou lixeiras, dizem respeito à fundação nomeadamente fraca capacidade resistente dos materiais, assentamentos diferenciais no corpo do aterro e instabilidade dos taludes.

A estabilidade de taludes tem um papel fundamental na operacionalidade e economia deste tipo de infra-estruturas, uma vez que um dimensionamento inadequado ou uma mudança na geometria, por mínima que seja, podem tornar um talude instável e conduzir a uma rotura. Assim, os principais objectivos da análise de estabilidade de taludes são:

- Avaliar a estabilidade, a curto e a longo prazo;
- Estudar o efeito de solicitações sísmicas em taludes e aterros.
- Avaliar a possibilidade de instabilização;
- Identificar e projectar medidas preventivas e de mitigação quando necessárias;

Na avaliação da estabilidade de um talude em aterros de solos compactados, nomeadamente aterros de auto-estradas ou de barragens, as propriedades geotécnicas dos materiais utilizados nestas infra-estruturas são controlados pela curva granulométrica dos materiais de construção, métodos construtivos e o grau de compactação. Na análise de estabilidade de taludes de aterros não é comum existirem as mesmas incertezas e dificuldades, como nos taludes naturais de escavação ou de aterros de resíduos, uma vez que os materiais de construção são pré-seleccionados e processados.

Uma vez que os aterros de resíduos são constituídos por diferentes materiais e dimensões, cuja proveniência é por vezes desconhecida, a caracterização das propriedades físico-mecânicas destes

materiais é difícil e os valores existentes na bibliografia são muito heterogêneos e específicos de cada caso analisado.

## 1.2. Objectivos e metodologia

Com a presente dissertação, desenvolvida para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica – Geotecnia, pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa pretende-se avaliar a aplicabilidade dos métodos de análises de estabilidade de taludes de solos, numa análise de estabilidade de taludes em aterros de resíduos não controlados, considerando a variabilidade dos parâmetros geotécnicos dos resíduos com vista a ultrapassar as dificuldades usualmente existentes na obtenção das propriedades físico-mecânicas de resíduos.

A problemática da caracterização das propriedades físico-mecânicas dos materiais constituintes de aterros de resíduos sólidos, *per si*, é uma questão actual e com margem de progressão, uma vez que não existem modelos universais capazes de traduzir o seu comportamento, e que os factores que influenciam as propriedades geotécnicas dos mesmos não são plenamente compreendidos. No entanto, estudos recentes identificaram uma variedade de factores que podem afectar significativamente as propriedades mecânicas dos RSU. O modo como os resíduos são processados e depositados, as condições climáticas e a idade dos resíduos são factores que têm vindo a ser apontados como preponderantes na influência das propriedades mecânicas dos RSU. No entanto, é de difícil quantificação a magnitude de influência destes parâmetros nas propriedades geotécnicas dos RSU.

Quando se trata de avaliar as propriedades físico-mecânicas em aterros de resíduos não controlados, para além da inexistência de modelos físicos capazes de traduzir o comportamento dos resíduos, existe ainda a questão de identificar os tipos de materiais que compõem aquela infra-estrutura. Subsistem ainda questões relacionadas com a elevada heterogeneidade e variabilidade dos materiais, com a anisotropia das propriedades físico-mecânicas que os caracterizam e a sua variabilidade ao longo do tempo. Aliado a tudo isto, é ainda implícita a questão da definição da morfologia do substrato que, muitas vezes desconhecida, não pode ser convenientemente estudada devido à ausência de informação cartográfica de detalhe do substrato da infra-estrutura.

Diversos estudos têm vindo a ser realizados tendo em vista a avaliação da estabilidade de taludes em aterros de resíduos controlados e não controlados. Seguidamente descrevem-se três estudos em que se salientam os constrangimentos com que se depararam, métodos de análises utilizados e resultados obtidos.

Gharabaghi *et al.*, em 2007, publicou um estudo em que comparara a estabilidade de taludes em duas infra-estruturas de contenção de resíduos diferentes, no Brasil. O objectivo do trabalho foi o de discutir o uso de análises de estabilidade de taludes genéricas realizadas de forma expedita, aplicada a taludes que afectassem apenas a massa de resíduos, não tendo em consideração os eventuais problemas de fundação, ou seja, o substrato era considerado como rígido durante as análises.

Nesse estudo (*op. cit.*) foram realizadas análises de estabilidade de taludes em dois locais distintos:

- No aterro de resíduos não controlado, Cruz das Almas, em que os resíduos são lançados aleatoriamente, sem qualquer tipo de compactação, acrescida àquela que é provocada pelo peso próprio dos materiais;
- No aterro de resíduos controlado, Muribeca, em oposição ao de Cruz das Almas, onde os resíduos são depositados em camadas e posteriormente compactados.

Dada a importância do peso volúmico na estabilidade de taludes, a selecção de um valor razoável é importante. Na ausência de dados que permitissem estimar o peso volúmico local, os autores sugerem que se recorra aos trabalhos realizados por Dixon e Jones (2005) e Zekkos *et al.* (2006), para uma selecção apropriada desses valores para os resíduos. Para o aterro de resíduos não controlado de Cruz das Almas foi estimado um peso volúmico de 8,8 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que para o aterro de Muribeca, este parâmetro ascende aos 14,7 kN/m<sup>3</sup>.

As condições de saturação dos resíduos não são conhecidas; como tal, foi utilizado um parâmetro,  $R_u$ , que relaciona entre a pressão intersticial e a tensão de confinamento. Em ambos os aterros este parâmetro tomou valores entre 0 e 0,3.

A aferição dos parâmetros de resistência ao corte é necessária e têm vindo a ser obtidos através da realização de ensaios triaxiais, ensaios de corte directo, ensaios *in situ* e ainda de retroanálises de taludes que sofreram rotura. Na impossibilidade de obtenção directa de parâmetros de resistência ao corte, foram utilizados parâmetros obtidos de duas envolventes de rotura publicados na bibliografia. A envolvente de rotura publicada por Kavanzanjian *et al.*, (1995 *in* Gharabaghi *et al.*, 2007) tem um desenvolvimento bilinear:

- Se  $\sigma' < 30$  kPa então  $c' = 24$  kPa e  $\phi' = 0^\circ$ ;
- Se  $\sigma' > 30$  kPa então  $c' = 0$  kPa e  $\phi' = 33^\circ$ .

Por outro lado a envolvente de rotura publicada por Manassero *et al.* (1996 *in* Gharabaghi *et al.*, 2007) exhibe um desenvolvimento trilinear em que:

- Se  $\sigma' < 26$  kPa então  $c' = 20$  kPa e  $\phi' = 0^\circ$ ;
- Se  $26 < \sigma' < 60$  kPa então  $c' = 0$  kPa e  $\phi' = 38^\circ$ ;
- Se  $\sigma' > 60$  kPa então  $c' = 20$  kPa e  $\phi' = 24^\circ$ .

A análise de estabilidade realizada foi conduzida com recurso ao método de Morgenstern-Price, em que a função de interação das forças inter-fatias seleccionada foi a de semi-seno. Os valores dos parâmetros peso volúmico e pressão intersticial utilizados na análise de estabilidade foram estimados para cada aterro, ao passo que os parâmetros de resistência foram obtidos através das envolventes de rotura acima apresentados.

Os principais estrangimentos sentidos neste estudo foram os seguintes:

- Obtenção de dados completos e fiáveis no aterro de resíduos não controlado, no que diz respeito a espessura de resíduos, pressões intersticiais, materiais e forma da fundação, parâmetros de resistência ao corte dos resíduos;
- O constrangimento inerente à obtenção directa, de parâmetros de resistência ao corte dos resíduos, relacionado com a heterogeneidade dos resíduos depositados, à obtenção de amostras e, sobre estas, realizar ensaios representativos de toda a massa de resíduos e à incompatibilidade de tensões entre os resíduos e os materiais de fundação.

Os autores (*op. cit.*) ressaltam ainda que a selecção apropriada de parâmetros de resistência é um aspecto fundamental na análise de estabilidade de taludes; como tal, preconizam o uso da envolvente bilinear publicado por Kavanzanjian *et al.* (1995 in Gharabaghi *et al.*, 2007), caso não exista qualquer tipo de dados acerca das propriedades resistentes dos materiais. No que diz respeito aos valores de pressão intersticial e peso volúmico, devem ser utilizadas todas as informações disponíveis que permitam a estimação o mais fiável possível destes parâmetros dada a sua importância na magnitude do factor de segurança.

Se por um lado a metodologia acima apresentada baseou-se na abordagem expedita que os métodos de equilíbrio limite permitem, a que seguidamente se apresenta recorre aos fundamentos de análise numérica (diferenças finitas).

As propriedades geotécnicas dos RSU são heterogéneas e variam em função do tempo e, no estudo publicado por Babu *et al.* (2010), é avaliada a estabilidade dos taludes num aterro de RSU em que os taludes têm uma relação 1V : 3H com uma altura máxima de 30 m, com uma banqueteta com largura de 6 m a meio, em que é investigada a influência da variação espacial das propriedades geotécnicas do RSU e o efeito da biodegradação.

Neste estudo, a par da análise em tensão-deformação, com recurso ao *software* FLAC, é realizada uma análise probabilística com recurso ao método de Monte Carlo, para obter informação estatística necessária para avaliar a fiabilidade da análise.

Os parâmetros (peso volúmico, coesão e ângulo de resistência ao corte) para a análise de estabilidade foram obtidos através dos dados publicados na bibliografia, em que para cada um são definidos a média, desvio padrão, coeficiente de variação e distâncias de correlação. A análise de estabilidade foi realizada considerando dois cenários:

1. Cenário 1 – considerada apenas uma camada de RSU com uma espessura de 30 m;
2. Cenário 2 - considera a individualização de 10 camadas com 3 m de espessura cada.

Os resultados deste estudo mostram que os valores de FS obtidos com recurso a propriedades geotécnicas únicas e uniformes em todo o aterro são superiores aos obtidos com recurso a uma variação espacial das propriedades. De salientar ainda que os valores obtidos para o cenário em que o aterro é considerado como sendo composto por 10 camadas, em que são consideradas a variação linear das propriedades geotécnicas em cada camada em função do grau de decomposição e ainda a

variação espacial das propriedades geotécnicas em cada camada, são inferiores ao cenário em que o aterro é considerado como constituído por uma única camada.

O caso de estudo que seguidamente se apresenta, realizado por Trivellato (2014), consistiu na avaliação da estabilidade de três secções de um aterro controlado de resíduos, situado na Província de Pádua, Itália. Foram utilizados dois *softwares* para avaliar a estabilidade, por um lado o SLOPE/W seguindo a filosofia dos métodos de equilíbrio limite e, por outro, o Plaxis em que é seguida uma abordagem que recorre aos elementos finitos.

A impossibilidade de obtenção directa de parâmetros necessários para a análise de estabilidade é apontado como o principal constrangimento. No entanto, o *software* SLOPE/W permite a introdução destes parâmetros em modo de intervalo de variação e, deste modo, ter em consideração a variabilidade dos parâmetros. Aliado a esta possibilidade foi ainda realizada uma análise probabilística com 2000 simulações de Monte Carlo, para obter a função de distribuição dos FS.

Os parâmetros seleccionados para realizar a análise de estudo basearam-se em dados obtidos através da recolha bibliográfica realizada pelo autor, em que a gama de valores seleccionada para realizar as análises de estabilidade foi a seguinte:

- Peso volúmico seco entre 9 e 11 kN/m<sup>3</sup>;
- Peso volúmico saturado entre 10 e 15 kN/m<sup>3</sup>;
- Coesão entre 0 e 20 kPa;
- Ângulo de atrito entre 20 e 30°.

De salientar que o autor não considerou qualquer nível piezométrico nos resíduos nas análises de estabilidade, apesar do aterro dispor de uma impermeabilização basal com geomembrana bentonítica.

Em primeiro lugar foi conduzida a análise de estabilidade realizada com recurso ao método de Morgenstern-Price (SLOPE/W) e, em seguida, para as situações mais desfavoráveis obtidas, i.e., menor FS e maior probabilidade de rotura, foi realizada uma análise de estabilidade com recurso aos elementos finitos, no Plaxis.

A utilização do SLOPE/W tem como principal vantagem a investigação de diversas superfícies de rotura, a realização de análises de sensibilidade, determinação de probabilidades de rotura e índices de fiabilidade das análises. O Plaxis foi utilizado para estimar a estabilidade com o objectivo de confirmar as conjugações de parâmetros e as zonas mais críticas determinadas pelo SLOPE/W.

Das análises realizadas foram identificadas duas situações críticas com factores de segurança inferiores a 1,3, em que uma situação se encontrava em equilíbrio limite, e identificadas as propriedades que têm uma influência positiva (coesão e ângulo de atrito) e negativa (peso volúmico) no FS. De modo a melhorar a estabilidade destes taludes é apontado como possível solução a plantação de vegetação, a criação de banquetas, ou o aumento da dimensão das existentes, bem como a investigação das propriedades geotécnicas dos materiais com recurso ao ensaio de CPT.

Com o presente trabalho pretende-se avaliar a aplicabilidade dos métodos de análises de estabilidade de taludes de solos, numa análise de estabilidade de taludes em aterros de resíduos não controlados, considerando a variabilidade dos parâmetros geotécnicos dos resíduos com vista a ultrapassar as dificuldades usualmente existentes na obtenção das propriedades físico-mecânicas de resíduos. Esta metodologia, apresentada na Figura 1-6, é composta por quatro etapas que seguidamente se descrevem.

A etapa 1 corresponde à definição dos parâmetros indispensáveis para realizar uma análise de estabilidade. Na impossibilidade de obtenção dos parâmetros com recurso a ensaios ou medições de campo, representativos das propriedades dos resíduos, serão analisados e adoptados valores da bibliografia.

A segunda etapa consiste na realização de trabalhos de campo com vista à obtenção dos parâmetros físico-mecânicos dos resíduos. Esta etapa termina com a concepção do modelo da situação a estudar.

A etapa 3 corresponde à aplicação do modelo de análise de estabilidade de taludes, para a qual é indispensável, *a priori*, a selecção do método teórico de análise e os perfis considerados críticos. Na análise de estabilidade são realizadas análises probabilísticas e de sensibilidade.

A quarta etapa contempla, caso não sejam cumpridos os critérios de segurança, a definição de medidas de mitigação e controlo do risco geotécnico, e medidas de monitorização caso os critérios de segurança sejam cumpridos.

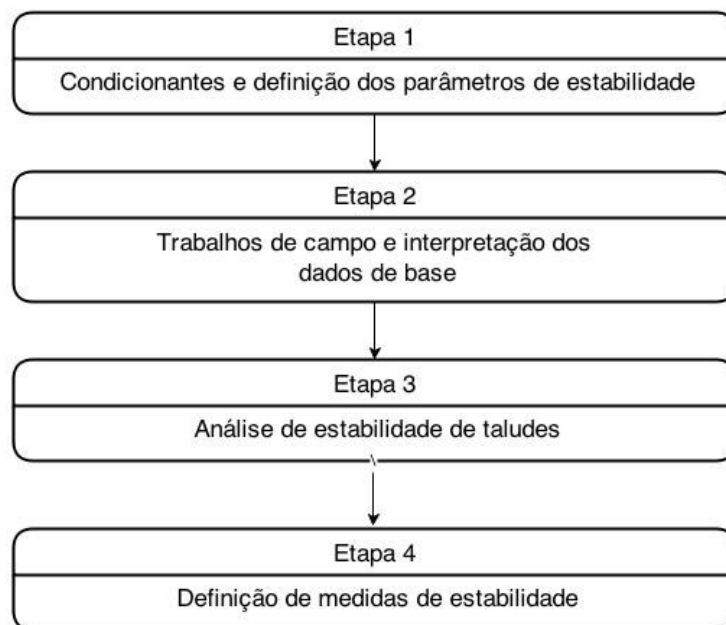


Figura 1-6 – Metodologia geral para a análise de estabilidade de taludes em aterros não controlados de resíduos

O desenvolvimento do presente trabalho permitiu a submissão de uma apresentação para o XVIII Encontro Nacional do Colégio de Engenharia Geológica e de Minas, a realizar nos dias 5 a 8 de Dezembro de 2014.

### 1.3. Organização da tese

A presente dissertação é constituída por cinco capítulos, estruturados da seguinte maneira:

- No Capítulo 1 é exposta uma breve introdução da problemática abordada na presente dissertação, incluindo os objectivos e a metodologia seguida para o seu cumprimento;
- No Capítulo 2 sobre Aterros de resíduos são abordadas as principais diferenças entre os aterros convencionais e os aterros de resíduos, bem como a tipologia e propriedades físicas de resíduos (classificação, peso volúmico e teor em água) e por fim o comportamento mecânico dos mesmos (compactação, compressibilidade, permeabilidade e resistência ao corte);
- O Capítulo 3, de cariz bibliográfico acerca dos métodos de análise e estabilidade de taludes, consiste na exposição dos fundamentos da teoria do equilíbrio limite e dos métodos das fatias, essencial para a compreensão e selecção do método a utilizar na análise. É ainda discutida a importância das forças inter-fatias e o papel que as análises probabilística e de sensibilidade têm na fiabilidade dos resultados obtidos.
- No Capítulo 4, é feito um enquadramento do caso de estudo, explicitada a metodologia aplicada e os trabalhos desenvolvidos em cada etapa metodológica. As etapas metodológicas dizem respeito às condicionantes e selecção dos parâmetros de resistência, trabalhos de campo e interpretação dos dados de base, análise de estabilidade e definição de medidas de estabilidade.
- No Capítulo 5, são realizadas considerações finais sobre o presente trabalho e recomendações para futuros desenvolvimentos no âmbito da temática,



## 2. Aterros de resíduos

Os aterros de resíduos, tal como explicitado no capítulo prévio, são actualmente o local preferencial de destino final para os resíduos sólidos urbanos produzidos em Portugal. No entanto, existem também distribuídas por todo o país lixeiras cujas características são uma incógnita, quer no que diz respeito às propriedades geotécnicas dos materiais que as constituem, quer às dos materiais subjacentes à lixeira. Apesar destas infra-estruturas se encontrarem encerradas necessitam de monitorização não só ambiental, mas também geotécnica.

Os aterros de resíduos, como obra de engenharia civil, são semelhantes aos aterros convencionais. No entanto, existe uma diferença bem marcada referente aos materiais que constituem a infra-estrutura. Se, por um lado, nos aterros convencionais as propriedades dos materiais e os mecanismos que controlam o seu comportamento são uma área bem desenvolvida, e em que existe uma experiência significativa de aplicação do conhecimento, por outro, nos aterros de resíduos o conhecimento acerca das propriedades geotécnicas dos materiais é reduzido e de difícil quantificação.

Deste modo, são discutidas a tipologia e propriedades físicas dos RSU, é exposto o que são aterros convencionais e aterros de resíduos e como o seu modo de construção. São, ainda, referidas as grandezas e métodos para efectuar o controlo e monitorização deste tipo de obras geotécnicas, e é dado particular destaque à aplicação do método observacional. Por fim, são enunciados de forma breve os princípios de mecânica dos solos que controlam a compactação, compressibilidade, permeabilidade e resistência ao corte sendo apresentada uma breve revisão da literatura no que concerne a estes mesmos mecanismos, mas aplicados a RSU.

### 2.1. Tipologia e propriedades físicas dos resíduos

A caracterização das propriedades dos resíduos segue uma linha condutora proporcionada pela mecânica dos solos clássica, uma vez que o tipo de material, cujo comportamento e características geotécnicas mais se assemelha aos resíduos são os solos. A classificação de resíduos, determinação do peso volúmico e teor em água são os tópicos desta secção.

#### 2.1.1. Classificação de resíduos

Os resíduos são um material trifásico, à semelhança dos solos, em que são constituídos por uma fase sólida, uma líquida e ainda uma gasosa. A fase sólida pode ser seccionada em três grupos de materiais, de acordo com o seu comportamento: inertes, deformáveis e putrescíveis ou biodegradáveis. Por outro lado, a fase líquida é constituída pela água de escorrência e de biodecomposição que se infiltra nos resíduos originando os lixiviados. Por fim, a fase gasosa consiste nos gases provenientes dos processos de biodecomposição das materiais putrescíveis que constituem os resíduos (Gomes, 2008).

A classificação dos resíduos pode ser feita em função da sua origem, das suas características ou dos seus constituintes. Do ponto de vista da classificação tendo por base o critério de origem, os materiais podem ser classificados, de acordo com o Decreto-Lei nº 178/2006 de 5 de Setembro, que estabelece o regime jurídico da sua gestão, em: urbanos, industriais, hospitalares, agrícolas e específicos. A

Portaria nº209/2004 de 3 de Março, transpõe para a legislação nacional a Lista Europeia de Resíduos, na qual são classificados os resíduos em perigosos, não perigosos e inertes. A classificação em função dos materiais que os constituem, é baseada na divisão dos vários tipos expressando cada grupo em peso percentual.

### 2.1.2. Peso volúmico

O conceito de peso volúmico,  $\gamma$ , de resíduos é análogo ao dos solos, no entanto existem algumas diferenças que são necessárias considerar. Se para os solos é possível admitir que são um meio trifásico (fase sólida, líquida e gasosa) e que a fase sólida e líquida podem ser consideradas incompressíveis, para os resíduos o mesmo já não é possível. Embora os resíduos sejam um meio trifásico, a fração sólida dos resíduos é muito compressível e a sua composição e características evoluem rapidamente com o tempo. E ainda de referir que os tipos de vazios considerados nos solos são apenas os interpartículas (sendo irrelevantes os intrapartículas), nos resíduos o mesmo já não pode ser efectuado, uma vez que a sua fase sólida pode ter vazios (latas, monos, tubos, etc.) e, portanto, não podem ser desprezados (Yu & Batlle, 2011).

O peso volúmico aparente dos RSU é muito variável e função das condições de deposição, grau de compactação, teor em água, solos de cobertura e, claro, da sua composição inicial. De referir, que este é um parâmetro evolutivo, uma vez que tende a variar em função da profundidade no aterro, assentamentos, fase de decomposição e evolução do teor em água.

Por norma, verifica-se um aumento dos valores do peso volúmico em profundidade como consequência do aumento do teor em água, dos assentamentos e efeito do peso dos materiais sobrejacentes. No entanto, devido aos processos de biodecomposição que conduzem à produção de biogás e de lixiviados, há uma tendência para uma redução do respectivo peso.

Como se não bastassem o carácter evolutivo e as inúmeras condicionantes que influenciam o peso volúmico, acresce ainda a sua difícil determinação, muito devido à grande variabilidade e dimensão dos seus componentes, pelo que a sua determinação é, frequentemente, determinado *in situ*, com recurso a um ou mais dos seguintes métodos (Gomes, 2008):

- valor global médio – a partir da tonelagem total de resíduos e do volume do aterro;
- destrutivos – valas poços ou sondagens;
- não destrutivos – métodos geofísicos superficiais (por exemplo microgravimetria);
- ensaios *in situ* – diagrfias gama-gama, penetro-densímetro, gamadensímetro;
- a partir do registo das tensões no interior do corpo do aterro e da altura de resíduos.

Os valores de peso volúmico publicados são heterógenos, podendo variar entre 2 kN/m<sup>3</sup>, para resíduos pouco ou nada compactados, até 18 kN/m<sup>3</sup>, para resíduos bem compactados, com recurso à Tabela 2-1 pode constatar-se isso mesmo. E conclui-se ainda que o peso volúmico é fortemente condicionado pelo grau de compactação dos resíduos, idade e profundidade a que se encontram.

Tabela 2-1 - Pesos volúmicos de RSU (adaptado de Gomes, 2008)

Fonte	Condições de colocação dos resíduos	Peso volúmico ( $\gamma$ ) kN/m <sup>3</sup>
<b>Sowers (1968)</b>	Dependente do grau de compactação	4,8 – 9,6
<b>NAVFAC (1983)</b>	Aterro sanitário - resíduos não triturados; pouco compactados	3,2
	Bem compactados	6,4
	Muito bem compactados	9,6
	Triturados	8,8
<b>NSWMA (1985)</b>	RSU - Num aterro sanitário	7,1 – 7,7
	Após degradação e assentamentos	10,1 – 11,2
<b>Landva &amp; Clack (1986)</b>	Aterro sanitário (ensaio em poço)	9,1 – 13,5
<b>EMCON Associates (1989)</b>	Aterro sanitário	7,4
<b>Watts &amp; Charles (1990)</b>	Em função do grau de compactação	5,9 - 8
<b>Landva &amp; Clack (1990)</b>	Aterro sanitário (ensaio em poço)	6,8 – 16,2
<b>Sánchez - Alciturri et al (1993)</b>	Antes de compactados	2,0
	Após compactação	8,0 – 10,0
<b>Van Impe (1993 e 1994)</b>	Resíduos de papel frescos	5,0
	Resíduos de papel triturados e compactados	8,0
	Fardos de resíduos de papel	8,0
	RSU bem compactados	10,0
<b>Fasset et al (1994)</b>	Pouco compactados	3,0 – 9,0
	Moderadamente compactados	5,0 – 8,0
	Bem compactados	9,0 – 10,5
<b>Withiam et al (1995)</b>	Aterro sanitário (ensaio em poço)	11,0 – 13,0
<b>Goteland et al (1995)</b>	Valor médio obtido (poços com altura entre 2 e 3 m)	18,5
	Gamadensímetro	17,4
<b>Matasovic &amp; Kavananzjian (1998)</b>	RSU antigos, profundidade entre 2 e 45 m	12,0 – 21,0
<b>Knochenmus et al (1998)</b>	Pouco compactados	3,0
	Bem compactados	14,0
	Valor médio proposto	9,0 – 12,0
<b>Thomas et al (1999)</b>	RSU com 1 a 3 meses de idade (poços com 2 m <sup>3</sup> )	7,8 – 16,1
<b>Carvalho (1999)</b>	RSU antigos, profundidade entre 7 e 22 m	13,2 – 17,3
<b>Marques (2001)</b>	Aterro experimental (ensaio em poço)	4,0 – 14,0
<b>Olivier (2003)</b>	Aterro sanitário (instrumentação: registo de tensões normais e assentamentos)	10,0 – 18,0
<b>Zekkos (2005)</b>	Pouco compactados	5,0
	Moderadamente compactados e com médio teor de solos	10,0
	Bem compactados e com alto teor de solos	15,5

### 2.1.3. Teor em água

A definição geotécnica de teor em água,  $w$ , é o quociente entre a massa de água e a massa das partículas sólidas sendo aplicável a solos ou aos resíduos. O teor em água dos resíduos varia em função da idade, da estação do ano, do local de origem, da pluviosidade e da quantidade de matéria orgânica. Tal como nos solos, o teor em água tem uma influência significativa no comportamento

mecânico dos resíduos, sendo neste caso ainda mais complexa a sua contribuição, já que também condiciona e é condicionado pelos processos de biodecomposição.

Os valores publicados para este parâmetro, mais uma vez são do mais variado possível, sendo complicado estabelecer algum tipo de padronização do comportamento. A Tabela 2-2 permite ter consciência da gama de variação, ampla, dos valores de teor em água, em diferentes localizações do globo.

Tabela 2-2 – Valores de teor em água de RSU publicados (adaptado de Gomes, 2008)

Fonte	Local	Teor em água (w) (%)	Observações
Sowers (1973)	EUA	10 a 50	-
Cartier & Baldit (1983)	França	20 a 35	Constante em profundidade
Siegel <i>et al</i> (1990)	EUA	10 a 45	Profundidade entre 0 e 37 m
Gifford <i>et al</i> (1990)	EUA	14 a 68	Profundidade entre 0 e 7,5m
Blight <i>et al</i> (1992)	África do Sul	10 a 45	Profundidade entre 2,5 e 21m; período chuvoso
		10 a 105	Período excepcionalmente chuvoso
Tchobanoglous <i>et al</i> (1993)	EUA	15 a 40	Consoante a composição, época do ano e condições climáticas
Sánchez-Alciturri <i>et al</i> (1993)	Espanha	48	Valor médio
		30	À superfície
Gabr & Valero (1995)	EUA	130	Zonas profundas
		60	Menos de 15 m de profundidade
Coumoulos <i>et al</i> (1995)	Grécia	40	A 30 m de profundidade
		13 a 57	Profundidade entre 2,1 e 22,4 m
Stulgis <i>et al</i> (1995)	EUA	50	Profundidade menor que 10m
		60 a 85	Profundidade superior a 10m
Pereira (2000)	Espanha	13 a 70	Profundidade entre 2,5 e 21m
Marques (2001)	Brasil	146	Valor médio

Pode ser constatado que o teor em água varia entre 10 e 146% dependendo do estudo, da origem dos resíduos, profundidade da amostragem, pluviosidade e da localização geográfica.

## 2.2. Aterros convencionais *versus* aterros de resíduos

Na presente secção pretende-se dar a compreender quais as diferenças e semelhanças, entre os aterros cujos materiais de construção são solos, e os aterros que são constituídos por RSU. É também pertinente a apresentação de grandezas a monitorizar e o tipo de equipamentos que permitam implementar um plano de instrumentação. São ainda apresentados os fundamentos do método observacional.

### 2.2.1. Aterros convencionais

As construções, em que o solo é a matéria-prima, acompanham a história da civilização humana, quer seja para fins habitacionais, religiosos ou de engenharia (estradas, canais, barragens). O procedimento de tentativa-erro originou progressos no uso do solo como material de construção e o seu conhecimento, inicialmente, foi passando de geração em geração (verbalmente) até que passou a ser registado (escrito). Um dos registos mais antigos (escrito cerca de 3000 anos a.C.) aparece no livro de *Dschou-Li*, no qual estão materializados os procedimentos da Dinastia *Dschou*. Contém, entre outras coisas, instruções para a construção de estradas e pontes (Holtz, 1990).

Os aterros são obras geotécnicas que têm um vasto campo de aplicação e constituem parte integrante de barragens, diques, estradas, aeroportos, portos. Podem também ser utilizados para a fundação de estruturas e para aterros de estabilização. O volume de aterros tem crescido exponencialmente nos últimos anos, principalmente devido ao seu uso em barragens e vias de comunicação. Este tipo de obras tem vindo a aumentar não só em número, mas em dimensão também, sobretudo devido aos esforços para resolver o problema da escassez de energia e água.

Antigamente era hábito apenas compactar aterros cuja finalidade era reter ou desviar água (barragem ou dique), no entanto até aos anos 20, em que não eram exigidas estradas com superfície rígida e, a maioria dos aterros eram realizados sequência construtiva ou controlo de qualidade, os materiais eram despejados de qualquer forma e era permitido que o aterro assentasse sob o peso próprio, ou pelas cargas impostas pelos veículos. Não levou muito tempo para que fosse perceptível que as estradas asfaltadas sobre aterros não compactados, tinham um tempo de vida curto uma vez que, ou o pavimento fissurava ou sofria deslocamentos verticais excessivos. Tendo em vista evitar tais incómodos foram desenvolvidos métodos de compactação de solo que, para além de melhorarem as condições do terreno, fossem ainda eficientes e económicos (Terzaghi *et al.*, 1996).

Os aterros são construídos com recurso a solos naturais explorados, no caso de barragens, em áreas de empréstimo, ou no caso de obras geotécnicas lineares, os materiais que constituem o aterro são resultantes das escavações em linha, caso destas resultem materiais em quantidade e qualidade suficiente para suprir as necessidades.

Os problemas do ponto de vista do projecto de aterros, incluem a capacidade resistente da fundação, estabilidade de taludes e os assentamentos diferidos no tempo. Estas questões de projecto são, comumente, controlados pelas propriedades geotécnicas dos materiais geológicos sob o aterro, uma vez que as propriedades geotécnicas dos materiais que constituem o aterro são geralmente controladas. Consequentemente, a prospecção geotécnica para aterros é, geralmente, focada na caracterização do material de fundação e na sua resposta ao carregamento aplicado quando aquele estiver construído. Se é prevista uma resposta inadmissível, há que seleccionar uma, ou várias soluções, de melhoramento de terrenos, de modo a melhorar o comportamento do material de fundação, antes que a construção do aterro seja iniciada.

As campanhas de prospecção têm importância no comportamento futuro do aterro, uma vez que uma inadequada admissão de parâmetros geotécnicos para os materiais ou terrenos de fundação podem

acarretar problemas na fase de construção durante a fase de exploração. Problemas relativos à estabilidade de taludes ou roturas de fundação, por insuficiência de suporte podem ocorrer durante a construção, causando atrasos e consequentemente um aumento do custo. Os assentamentos sob o aterro, após a construção, podem conduzir a fracas condições de circulação na situação de uma rodovia ou até mesmo, no caso de ferrovias, inviabilizar a circulação de comboios.

As propriedades geotécnicas dos solos utilizados nos aterros, tais como a resistência ao corte e compressibilidade, são influenciadas pelo grau de compactação a que foram sujeitos. A quantidade de compactação que é necessário aplicar ao solo é função do comportamento mecânico desejado para o aterro durante a fase de exploração. A especificação para a compactação precisa de indicar qual o tipo de equipamento a utilizar, a sua massa, velocidade de passagem e ainda a frequência de vibração do equipamento, espessura da camada a compactar e o número de passagens por camada.

Os aterros são contruídos através da compactação, camada a camada, de espessura reduzida de 300 a 600mm de solo. As partículas que constituem o solo ajustam-se, como consequência da redução do volume de vazios, sendo esta redução de volume imposta pelo equipamento de compactação. A compactação do solo consiste na redução do volume de vazios, em que o ar é expelido, sem que haja uma variação significativa no teor em água. Assim, o grau de saturação do solo aumenta. No entanto, nem todo o ar consegue ser expelido do solo através da compactação mecânica, o que implica que a saturação do solo não é total.

O método de compactação usado depende do tipo de solo, incluindo o grau de saturação e o teor em água no momento da compactação, a quantidade total de material a compactar, a espessura da camada e a velocidade de compactação, bem como, a orientação da compactação (Bell, 2007).

### 2.2.2. Aterros de resíduos

De acordo com o Decreto-Lei nº 183/2009, de 10 de Agosto, um aterro de resíduos é definido como “uma instalação de eliminação para a deposição controlada de resíduos acima ou abaixo da superfície natural, na qual os resíduos são depositados ordenadamente e cobertos com solo ou material similar, existe um controlo sistemático dos lixiviados e dos gases produzidos e há monitorização do impacte ambiental durante a operação e após o seu encerramento”.

De um modo geral, um aterro sanitário, para que possa ser classificado como tal, deverá obedecer às seguintes regras básicas (Martinho e Gonçalves, 2000 *in* Santos, 2008; Levy e Cabeças, 2006 *apud* Santos, 2008):

- possuir instalações de apoio apropriadas;
- boa organização diária na deposição dos resíduos;
- compactação dos resíduos através de equipamento mecânico;
- existência de material adequado para a cobertura diária dos resíduos e para a selagem final;

- leito impermeabilizado;
- sistema de drenagem de águas lixiviantes;
- sistema de drenagem de biogás;
- selagem controlada;
- boa integração biofísica e paisagística.

Para dar resposta às exigências de total segurança ambiental, um aterro tem de contemplar, desde a fase de arranque e ao longo da sua evolução, um conjunto de órgãos e sistemas de protecção e tratamento. Deste modo, e considerando os aterros sanitários de um modo geral, este terá que contemplar os seguintes elementos (Levy e Cabeças, 2006 *apud* Santos, 2008):

- um sistema periférico de valetas, para desvio de águas pluviais para fora da área de intervenção e das frentes de trabalho;
- um sistema de impermeabilização em todo o solo de fundação (Figura 2-1) e taludes basais (Figura 2-2) com tela de PEAD (polietileno de alta densidade) protegida inferior e superiormente com geotêxtil não tecido;
- uma camada drenante sobre o sistema de impermeabilização, com um mínimo de 0,5 m de espessura;
- um sistema de drenagem de fundo com valas (principais e secundárias), que possuindo colectores (perfurados a meia-cana e/ou de secção cheia) possam de forma estratégica captar e drenar todas as escorrências líquidas para um poço de captação e derivação;
- um sistema de recepção que permita concentrar e acumular todos os efluentes residuais líquidos (águas lixiviantes) drenados;
- um sistema de tratamento dos efluentes residuais líquidos captados, que permita a saída destes para o meio receptor natural em condições admissíveis;
- um sistema de drenagem de biogás em tubagem de PEAD ranhurada a 360°, que associada à introdução de "estrelas" (tubagem em PEAD colocada transversalmente à tubagem vertical do dreno, por cada estrato de 3,0 m de altura), permita a saída franca para o exterior destes efluentes gasosos; neste sistema, após a selagem do aterro sanitário, introduzem-se no topo destes as designadas "cabeças de drenos" de onde emerge uma tubagem em PVC que permite conduzir todo o biogás captado para uma unidade de queima do biogás ou para um sistema de aproveitamento de energia.

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

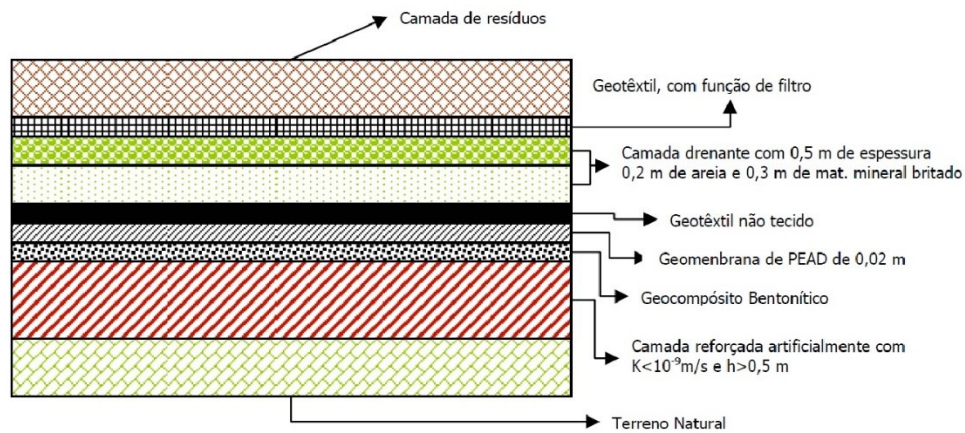


Figura 2-1 - Pormenor do sistema de impermeabilização da zona basal do aterro sanitário (Santos, 2008)

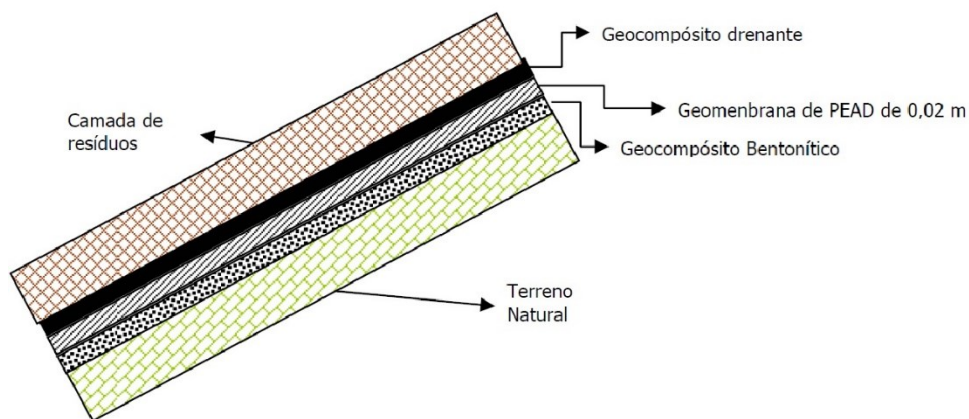


Figura 2-2 - Pormenor do sistema de impermeabilização dos taludes basais de um aterro sanitário (Santos, 2008)

No que respeita aos lixiviados, os sistemas de impermeabilização e drenagem são fundamentais. De acordo com o Decreto-Lei nº 152/2002, de 23 de Maio, o sistema de impermeabilização basal de um aterro sanitário, deverá ser constituído por uma barreira passiva e uma barreira activa, no sentido ascendente.

A barreira passiva é composta por barreira geológica de 0,5 m de espessura, constituída por solo natural ou aterro compactado, e com uma permeabilidade de  $k = 10^{-9}$  m/s. A barreira activa deverá ser composta por:

- Geocompósito bentonítico, agulhado, composto por uma camada de bentonite com uma massa por unidade de área mínima de 5500 g/m<sup>2</sup> e uma permeabilidade de  $k = 10^{-11}$  m/s;
- Geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) com uma espessura mínima obrigatória de 2 mm;
- Geotêxtil não-tecido, o qual deve ser prolongado pelo talude até assegurar uma sobreposição mínima de 0,5 m e que desempenha as funções de protecção mecânica da geomembrana;

- Camada drenante de 0,5 m de espessura, sendo 0,2 m ocupado por areia (granulometria fina a média), junto ao geotêxtil e 0,3 m por material britado e  $k = 10^{-4}$  m/s;
- Geotêxtil não-tecido com funções de separação.

O sistema de captação e drenagem de lixiviados permite evitar a acumulação de lixiviados no fundo do aterro e, conseqüente, a pressão sobre a camada impermeabilizante, encaminhando-os para o sistema de tratamento.

Os lixiviados são compostos pelos líquidos produzidos pelo contacto de água com os resíduos em decomposição, sendo que a quantidade de lixiviados é função da quantidade de água exterior que entra no aterro.

Estas águas podem ser responsáveis pela poluição dos aquíferos e do solo, pelo que devem ser tomadas medidas que minimizem a sua produção e soluções que impeçam a sua infiltração e percolação através do solo da fundação e taludes, bem como proceder a uma adequada contenção, captação, e drenagem para posterior tratamento. Deve ser assegurado um rápido escoamento destas águas, de forma a impedir a sua acumulação prolongada no volume de resíduos, diminuindo as pressões hidrostáticas e, conseqüentemente, aumentar a estabilidade geotécnica da infra-estrutura e ainda diminuir o risco de infiltração na base do aterro e conseqüente contaminação das águas subterrâneas (Santos, 2008).

Os principais perfis tipo utilizados na concepção de aterros de resíduos podem ser classificados como: i) enterrado; ii) semi-enterrado ou não enterrado; e iii) a meia encosta.

O perfil de aterro enterrado é ideal para áreas onde existe material de cobertura suficiente no local, decorrente da escavação, e onde a superfície freática está longe da superfície topográfica. Tipicamente, os resíduos sólidos urbanos são colocados em células ou valas escavadas. O solo escavado no local é utilizado como material para recobrimento diário e final. As células e as valas são impermeabilizadas, inferiormente, por geomembrana, argila ou uma combinação de ambas. As células, tipicamente têm uma geometria quadrada, com aproximadamente 300 m de lado, com taludes 1V:2H a 1V:3H de inclinação. As valas variam de 50 a 300 m de comprimento, 1 a 3 m de profundidade e 4 a 15 m de largura.

A solução de aterro semi-enterrado ou não enterrado é utilizado em situações em que o terreno não é susceptível de ser escavado. Por exemplo, locais onde a superfície freática se encontre próxima da superfície. Nestas situações os materiais para cobrimento diário e final terão que ser transportados de outro local, o mais adjacente possível, tendo em vista minimizar os custos de transporte.

A tipologia de aterro a meia encosta é utilizado em antigas pedreiras, areiros ou ravinas. O modo como os resíduos são depositados no aterro é função da geometria, das características do material de cobertura disponível, da hidrogeologia, da geologia do local, do tipo de instalações de tratamento de lixiviado e biogás a implementar no local e das estradas de acesso ao local. Tipicamente a deposição tem início junto ao talude mais inclinado, de modo a prevenir a acumulação de águas pluviais. Nestes

locais, se a geologia e a topografia da base assim o permitirem, os resíduos podem ser acomodados com recurso à técnica das células (Tchobanoglous & Kreith, 2002).

### 2.2.3. Controlo e monitorização – Método observacional

Os aterros são considerados por Peck (1969) uma obra geotécnica com um longo historial na aplicação do método observacional. Quando se projecta uma estrutura geotécnica, há que lidar com incertezas, o comportamento complexo do terreno, a interação solo-estrutura bem como uma variabilidade das propriedades geotécnicas dos materiais.

Nas situações em que a obra geotécnica é, um aterro rodoviário, verificam-se as incertezas supracitadas; no entanto, quando nos referimos a aterros de resíduos acrescenta-se o desconhecimento do comportamento dos materiais e, em situações em que está em causa um aterro de resíduos não controlados, adicionam-se ainda as incertezas respeitantes aos materiais presentes, anisotropia e heterogeneidade das propriedades geotécnicas dos materiais, profundidade e forma do substrato e nível piezométrico. Torna-se assim adequado aplicar os princípios do método observacional a aterros de deposição de resíduos para o controlo e monitorização geotécnica destas infra-estruturas.

Mesmo com recurso a um detalhado programa de prospecção, ensaios laboratoriais e *in situ*, e uso de técnicas apropriadas de design de uma estrutura geotécnica, os riscos e as incertezas associadas podem ser reduzidos, mas nunca eliminados. No entanto, devido à incerteza das propriedades geotécnicas dos materiais (anisotropia e heterogeneidade), nos aterros de resíduos não controlados, a relação custo-benefício da realização de um extensivo programa de prospecção é diminuta.

A aplicação do Método observacional a uma obra geotécnica permite ao Projectista a possibilidade de proceder a alterações antes do início da execução do projecto, pela modalidade *ab initio*; durante, através das modalidades *best way out*, ou modificações progressivas, e ainda após a sua conclusão. O dimensionamento é efectuado com base em limites de comportamento para os quais se considera que a estrutura dimensionada não sofrerá danos (Cabral, 2013).

A modalidade *ab initio* é caracterizada pela decisão de aplicar o Método Observacional antes do início do dimensionamento inicial do projecto, assumindo-se que, o conhecimento sobre as condições geotécnicas aumentará durante a execução do projecto, o que permitirá certamente um melhor dimensionamento do ponto de vista da segurança, economia e tempo (*op. cit.*).

A solução de *best way out* é aplicada em situações em que o projecto já teve início, mas no qual ocorreu um evento inesperado que inviabilize a sua conclusão. Assim, a concepção de um plano de monitorização poderá ser a única alternativa para que o projecto seja concluído, garantindo os critérios de segurança (Peck, 1969).

A alternativa do método observacional por modificações progressivas foi proposta por Powderham (1994). Esta metodologia sugere que o dimensionamento não seja executado com base nas condições mais prováveis de ocorrência, mas sim, de acordo com a situação mais conservadora dentro das condições mais prováveis. Constituir um projecto baseado numa hipótese de dimensionamento moderadamente conservativo permite garantir uma maior segurança no dimensionamento inicial

diminuindo, assim, a probabilidade de implementação de medidas de mitigação face a situações inesperadas. Por outro lado, o dimensionamento continua a ser menos dispendioso do que se for baseado na hipótese mais conservadora adoptada pelo método tradicional. Esta hipótese torna a aplicação do Método observacional menos arriscada, através do seu faseamento, com introdução de modificações progressivas (Powderham, 1994).

O Método observacional constitui, assim, um processo contínuo de projecto, de controlo de construção, de observação e de revisão capaz de permitir a incorporação de alterações previamente definidas (de projecto e/ou sequencia ou do método construtivo) e de atingir uma maior economia global sem comprometimento da segurança. Como principais vantagens da sua aplicação apontam-se as seguintes (CIRIA, 1999):

- O estabelecimento de uma maior ligação entre entidades envolvidas (Dono de Obra, Projectista, Empreiteiro, Equipa de observação e Autoridades responsáveis pela segurança);
- Uma maior motivação da equipa;
- Um melhor controlo das incertezas associadas ao projecto;
- Um maior controlo e gestão da construção com possível reflexo nos aspectos económicos associados à execução da obra (prazos e custos);
- Um maior controlo da segurança durante a fase de construção;
- A obtenção de dados de observação para investigação e para a execução de obras semelhantes.

A aplicação do método observacional é indicado para obras onde ocorram grandes incertezas do terreno, da solução construtiva proposta ou das condições ambientais adjacentes, para as quais um projecto rígido pode conduzir a soluções inseguras ou desnecessariamente dispendiosas. A sua adopção será contra-indicada sempre que a observação se revele difícil ou pouco fiável.

Adicionalmente, é mais eficiente em cenários de degradação gradual, para os quais se dispõe de tempo suficiente, após a sua detecção, para introduzir e concluir em segurança as alterações previamente estabelecidas, ou os planos de acções de contingência ou de emergência.

O método observacional revela-se extremamente útil na identificação de perigos potenciais e na contenção do risco, uma vez que tal exige a compreensão completa da sequência construtiva e dos diversos mecanismos de rotura potencial.

De acordo com o método observacional, para que a segurança de uma dada obra seja assegurada é, necessário que, antes do seu início, o Projectista cumpra os seguintes requisitos (Peck, 1969):

- Estabelecimento de um *modelo geomecânico e estrutural global* (não necessariamente detalhado), com a configuração, a estratigrafia e as propriedades dos terrenos.
- Avaliação das *condições mais prováveis*, bem como do *campo de variação dos parâmetros* de comportamento.

- Realização de um *dimensionamento* com base nas hipóteses de comportamento antecipadas sob as *condições de maior probabilidade* de ocorrência ou sob as *condições mais desfavoráveis*.
- Demonstração, com uma probabilidade aceitável, de que o *comportamento esperado* está dentro dos limites aceitáveis (*critérios de robustez*).
- Elaboração de um *Plano de observação*, capaz de revelar o comportamento real da estrutura e de permitir detectar comportamentos anómalos num estado de desenvolvimento inicial e num espaço de tempo suficientemente pequeno.
- Cálculo dos valores das grandezas a observar sob as condições mais desfavoráveis compatíveis com os dados disponíveis relativos às condições do maciço (*estimativa de desempenho*), com vista ao estabelecimento dos *critérios de alerta* e à concepção de alterações de projecto e de medidas de contingência e/ou de emergência.
- Especificação das *alterações do projecto* e elaboração dos *planos de acções de contingência e de emergência*, a serem adoptados logo após a detecção de um comportamento estrutural para além dos limites aceitáveis ou de desvios significativos dos resultados da observação relativamente aos valores estimados com base nas hipóteses de projecto.

O Projecto deverá, assim, incluir os cálculos justificativos, cobrindo todos os cenários prováveis, especificações e desenhos (Projecto Base), os métodos e o planeamento da construção, o cronograma de trabalhos, as opções das alterações planeadas, as afectações de materiais, de equipamento e de mão-de-obra, o Plano de observação, os critérios de alerta, os planos de acções de contingência e de emergência.

#### 2.2.3.1. Limites de comportamento

Os limites de comportamento são estabelecidos em função do local onde se insere a obra geotécnica em causa. Define-se previamente a área que potencialmente poderá ser afectada pela construção da obra e identificam-se todas as estruturas sensíveis (à superfície ou enterradas) nela localizadas-

Geralmente, com base em casos de obras em condições geotécnicas semelhantes, para cada tipo de estrutura são avaliados os *limites de deformação* correspondentes à ocorrência de *estados limites de utilização ou serviço (ELS)* e de *estados limites últimos (ELU)*. Entende-se por estado limite um estado a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe são atribuídas (Decreto-Lei nº235/83). Os estados limites que deverão ser investigados de acordo com o Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010) são:

- Perda de estabilidade global do local;
- Rotura no talude ou no coroamento do aterro;
- Deformações do aterro que levem à perda de aptidão para a utilização, por exemplo por assentamentos excessivos ou fissuras;
- Assentamentos ou deslocamentos de fluência que causem danos ou perdas de aptidão para a utilização em estruturas ou redes de serviços vizinhas;
- Fluência de taludes durante períodos de congelação e degelo;

- Alterações das condições ambientais tais como poluição das águas superficiais ou subterrâneas, ruído ou vibrações.

A partir destes limites e por aplicação de coeficientes parciais adequados são determinados os limites de comportamento aceitáveis.

#### 2.2.3.2. Modelo geomecânico da fundação da lixeira

Para o desenvolvimento do Projecto é essencial proceder à realização de uma prospecção geotécnica adequada, capaz de estabelecer as situações de projecto susceptíveis de serem encontradas, os respectivos cenários de cálculo prováveis e os correspondentes parâmetros a considerar. As incertezas relativas ao terreno variam de local para local, dependem da complexidade da solução proposta e das estruturas adjacentes e são classificadas como (CIRIA, 1999)

- i. Incertezas geológicas ou hidrogeológicas;
- ii. Incertezas dos parâmetros geotécnicos;
- iii. Incertezas relativas ao tratamento do terreno.

As incertezas geológicas e hidrogeológicas são devidas à variabilidade dos terrenos entre furos de sondagem, podendo incluir condições complexas, como falhas, zonas alteradas variáveis e profundas, estratos fortemente heterogéneos, locais contaminados, formações cársicas, cavidades, condutas e elementos de construção enterrados. São consideradas através de um modelo conceptual desenvolvido na fase de Projecto.

Com base neste modelo, são identificados os cenários de risco susceptíveis de ocorrerem durante a construção e projectadas diferentes soluções para o campo de variação das condições geológicas esperadas e dos perigos geológicos potenciais. No decurso dos trabalhos de construção, determinam-se as condições reais do terreno e seleccionam-se as soluções apropriadas para os diferentes locais.

#### 2.2.3.3. Dimensionamento

A verificação da segurança e o dimensionamento na fase de projecto basear-se-ão nas situações com maior probabilidade de ocorrência ou mais desfavoráveis. O método observacional deve utilizar as condições mais prováveis (*MP*) ou moderadamente conservativas para a avaliação das acções e das propriedades dos materiais na verificação dos *estados limites de utilização (ELS)* e as condições mais desfavoráveis na verificação dos *estados limites últimos (ELU)*.

As deformações associadas aos estados limites fornecem dados úteis para estimar os valores relativamente aos critérios de alerta e para definir os planos de emergência. Os coeficientes parciais a adoptar dependem do valor do parâmetro geotécnico considerado (característico ou de cálculo), da aproximação do projecto e do risco associado à rotura da estrutura, o qual está associado à categoria geotécnica da obra.

#### 2.2.3.4. Plano de Observação

Em regra, a recolha de dados de observação tem em vista variados objectivos:

- O ajustamento de métodos e de processo construtivos;
- A determinação das características dos materiais
- A avaliação da resposta da estrutura e do terreno adjacente às acções construtivas;
- A calibração dos modelos das acções, dos modelos estruturais ou dos modelos conjuntos;
- E avaliação da segurança da obra.

Em particular, a actividade de observação relativa à aplicação do método observacional deverá ser proactiva, capaz de permitir a recolha de dados actualizados, fiáveis e facilmente interpretáveis, de modo a possibilitar a tomada com sucesso de medidas de contingência e/ou de emergência.

Impõe-se, deste modo, uma selecção de equipamentos com tempo de resposta suficientemente rápidos e de procedimentos de análise de resultados suficientemente expeditos em relação à possível evolução do sistema.

Os seus resultados devem ser criticamente analisados, por agentes devidamente qualificados, e prontamente transmitidos aos intervenientes em obra, para atempadamente podem ser iniciados qualquer um dos procedimentos que se afigurem adequados e que devem estar previamente planeados.

Geralmente são instalados dois sistemas de observação, designados por *primário* e *secundário*. O primário é mais simples, destina-se à observação de rotina, sendo controlado e interpretado pelo operários e os seus resultados verificados relativamente aos critérios de alerta. O secundário fornece informações adicionais ao Projectista para a aferição dos parâmetros dos terrenos e complementar o primário, podendo ter um “tempo de resposta” mais amplo (Caldeira & Muralha, 2004).

O plano de observação deve ainda ter em consideração a sequência construtiva, incluir o registo do progresso da construção e das condições do maciço, de modo a permitir a adequada interpretação dos seus resultados.

#### 2.2.3.5. Critérios de alerta

Os critérios de alerta são os limites de um ou de vários resultados da observação que, se excedidos, desencadearão medidas pré-determinadas de modo a evitarem a ocorrência de danos. Estas medidas poderão compreender alterações de projecto, acções de contingência ou acções de emergência.

Os limites de alerta devem ser definidos sem ambiguidade, podendo ser estabelecidos em termos de valores absolutos das grandezas observadas, de taxas de variação ou de tendências de variação (de que são exemplo os túneis, para os quais se torna difícil estimar valores associados a estádios de escavação intermédios). Deverão, igualmente, ser seleccionados criteriosamente, de modo a

possibilitarem a discriminação dos eventos e a terem em conta a ocorrência de falsos alarmes e de alarmes falhados.

Os critérios de alerta devem ser definidos a partir do tempo que demora a implementar um ciclo e recuperação (tempo de actuação), o qual inclui o tempo de detecção, o tempo de interpretação e análise dos dados de observação, o tempo de tomada de decisão e o tempo de implementação da alteração, da acção de contingência ou da acção de emergência

O tempo disponível depende do tempo de deterioração. A sua detecção num estágio de desenvolvimento inicial é crucial para dar tempo suficiente para que a reabilitação se processe. Reduz igualmente o nível de risco que pode atingir (ver *Figura 2-3*).

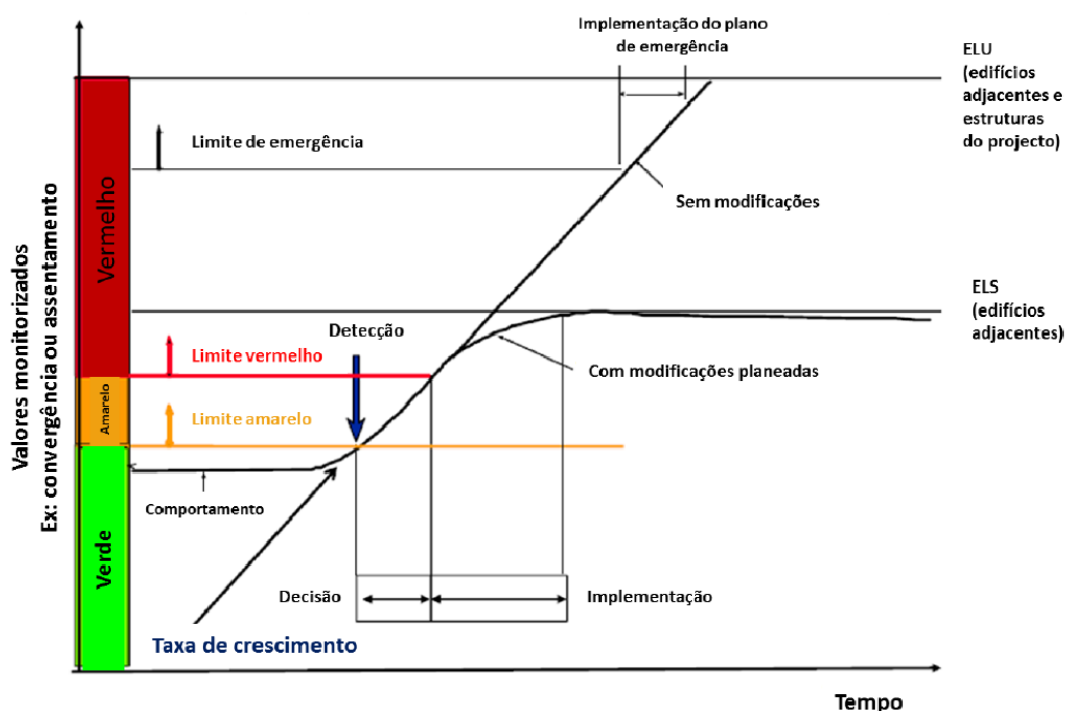


Figura 2-3 - Evolução do Método observacional de acordo com a sinalética semafórica (adaptado de CIRIA, 1999)

A taxa de desenvolvimento de uma deterioração depende das condições do maciço, da presença de água no terreno, da existência de sobrecargas temporárias e da sequência do programa de construção. Em analogia com os sinais de regulação do trânsito, os critérios de alerta estão, por norma, associados às cores verde, amarelo e vermelho (Figura 2-3).

Se os valores observados são inferiores ao nível de alerta amarelo, estão localizados na zona verde, a qual significa que a construção tem um comportamento adequado e de acordo com o previsto.

O nível de alerta amarelo é estabelecido com base nas estimativas mais prováveis e na duração do período de tomada de decisão. Quando este limite é excedido entra-se na zona amarela, onde é recomendável aumentar as frequências da observação dos sistemas de observação primário e secundário, observar atentamente a qualidade da execução e analisar criteriosamente a respectiva

evolução, com vista à tomada de decisões acerca da implementação de alterações de projecto ou de acções de contingência.

A zona amarela é limitada superiormente pelo nível de alerta vermelho. Quando este limite é ultrapassado atinge-se a zona vermelha, na qual se torna imprescindível a aplicação dos procedimentos planeados de alteração de projecto ou de acções de contingência para assegurar a não excedência do estado limite relevante (geralmente de utilização). O valor do nível de alerta vermelho depende da evolução esperada para o cenário de rotura associado e do tempo necessário para a intervenção prevista no projecto.

Complementarmente, deve ser estabelecido para nível de alerta de emergência um valor próximo da ocorrência de um estado limite último na estrutura projectadas ou nas estruturas com ela confinantes. A diferença entre estes dois valores (nível de alerta de emergência e valor da grandeza correspondente a um ELU) é ditada pela evolução estimada, bem como pelo tempo necessário para a implementação do Plano de Emergência. No entanto, considera-se que quando é necessário adoptar este plano se está para além do campo de aplicação do método observacional.

Muitas vezes, devido a insuficiência de dados e/ou à falta de modelos de cálculo adequados, a selecção dos limites de alerta é efectuada com base na experiencia comparável e na opinião de peritos. Para tal, analisam-se os dados de observação de obras semelhantes, tanto as executadas com sucesso como as menos bem sucedidas, e utilizam-se métodos de classificação com o objectivo de encontrar indicadores eficiente ou uma combinação de indicadores capazes de permitir a distinção entre comportamento *seguro* e comportamento *perigoso*.

Dadas as incertezas associadas ao seu estabelecimento na fase de projecto os limites de alerta não devem ser considerados como estáticos e imutáveis, devendo ser actualizados com base nos dados de observação recolhidos durante a construção.

#### 2.2.3.6. Alterações ao projecto, planos de acções de contingência e de emergência

As alterações ao projecto devem ser definidas previamente aos trabalhos de construção, em função das condições, do terreno, previsíveis. Podem incluir planos de contingência, se forem encontradas situações muito adversas, e planos de optimização de recursos, para atingir benefícios identificados, quando as condições excedem positivamente as expectativas. São exemplo de alterações planeadas do projecto métodos de tratamento do terreno. A revisão do projecto deve-se alicerçar em informações relativas ao progresso da construção, às condições geológicas e hidrogeológicas encontradas e aos resultados do sistema de observação.

#### 2.2.3.7. O método observacional aplicado a aterros de resíduos

Quando é dado início ao projecto e planeamento de um novo aterro de resíduos existem distintos assuntos a ter em consideração, sendo eles os seguintes: incertezas; limites de comportamento; estabilidade global do aterro; interações estruturais durante e após encerramento.

As incertezas inerentes ao projecto de um aterro de resíduos estão relacionadas com a capacidade resistente da fundação (resistência, deformabilidade e a permeabilidade), dos resíduos depositados, que controlam a taxa de consolidação, bem como a resistência dos resíduos que controlam a altura e inclinação do aterro em construção. A estabilidade dos taludes dos aterros de resíduos, a par da capacidade resistente da fundação, é um dos problemas geotécnicos mais comuns nos aterros de resíduos após o encerramento do aterro. Deve portanto, ser contemplado no projecto, as grandezas a observar, o tipo de instrumentação e periodicidade das leituras, de modo a prevenir eventuais roturas nos taludes.

#### 2.2.3.8. Observação

A inspecção visual tem como principal objectivo a detecção de alterações significativas ou anomalias na superfície ou no comportamento estrutural do aterro de resíduos ou lixeira. Deve ser dada importância a este tipo de observação, dado que, no caso de barragens de aterro, sensivelmente, 70% das situações de emergência podem ser identificadas visualmente. Deste modo, as inspecções visuais permitem a detecção e monitorização da evolução temporal de eventuais anomalias detectadas anteriormente. No caso específico de aterros de resíduos ou lixeiras, as anomalias podem materializar-se como abertura de fendas no topo da infra-estrutura, bem como, junto às cristas dos taludes, assentamentos diferenciais, ressurgências de lixiviados, sistemas de drenagem danificados, presença de vegetação arbórea de grande porte ou escorregamentos maior ou menor dimensão (Tavares, 2011).

No caso específico das lixeiras, comumente, este é o único modo de obtenção de informação acerca do comportamento geotécnico da infra-estrutura. Quando praticada de modo sistemático, a inspecção visual identificar áreas de intervenção, controlo da eficácia da de medidas correctivas aplicadas ou a prescrição de estudos de detalhe.

A inspecção visual apesar de ser algo que não implique a realização de ensaios, não significa que dispense preparação prévia ou que possa ser menosprezado. Como tal, carecem de preparação prévia, nomeadamente, a elaboração de fichas-tipo de inspecção visual de rotina específica para tipo de estrutura geotécnica. As fichas-tipo tomam um papel preponderante na inspecção visual por facilitarem *in situ* a observação dos diferentes aspectos a ter em consideração. Nas inspecções visuais, para além da verificação da conformidade dos demais aspectos a observar, é fundamental a análise da evolução temporal dos diversos aspectos previamente inspecionados, como tal, é indispensável a consulta dos registos das inspecções anteriores.

A observação pode ainda ser realizada com recurso a instrumentação geotécnica que, toma um papel fundamental no que diz respeito ao controlo e monitorização das obras de engenharia civil, uma vez que fornece informações que auxiliam os engenheiros em todas as fases de um projecto. Serão expostas as grandezas que há necessidade de quantificar e o tipo de equipamentos a instalar. De salientar que as grandezas a monitorizar e os equipamentos são comuns para ambos os tipos de aterro

Os aterros construídos com recurso a solos são obras geotécnicas nas quais há um controlo estreito dos materiais e propriedades admissíveis para os materiais de construção, rigor no controlo da compactação de cada camada de aterro e uma pequena margem de folga para desvios dos valores determinados como adequadas para a infra-estrutura. A construção de um aterro com solos é um processo faseado, em que a geometria final da obra é conseguida através da construção de camadas de solo compactado onde, em cada camada, se procede à aferição do teor em água e baridade seca respectiva com que foi compactada. A camada deverá ser rejeitada se o teor em água estiver mais de 2% abaixo do teor óptimo em água, ou, mais de 1% acima e, a baridade seca deverá ser pelo menos 90% do valor máximo determinado pelo ensaio de Proctor modificado, em função da posição da camada e dos materiais que a constituem (Das, 2010).

Os aterros de resíduos são obras nas quais os materiais que os constituem, pouco ou nenhum controlo têm, do ponto de vista geotécnico, nem mesmo os solos de cobertura diária. A única exigência para os solos de cobertura diária é que não estejam contaminados.

Na situação em que o aterro serve um propósito de uma infra-estrutura viária, é pertinente proceder-se à monitorização de três grandezas: pressões intersticiais, deformações laterais e deformações verticais (Castro, 2008).

A medição das pressões intersticiais serve diversos propósitos: i) permite determinar a velocidade a que o aterro pode ser construído com segurança; ii) constitui uma informação vital para a avaliação da estabilidade de taludes e o projecto e execução de estruturas de suporte; iii) e é importante para a monitorização dos sistemas de drenagem. Os valores das pressões intersticiais pode ser monitorizada com recurso a piezómetros hidráulicos, eléctricos e pneumáticos.

As deformações laterais têm significado na avaliação global do aterro e dos seus taludes em particular, determinam a necessidade e urgência de aplicação de medidas correctivas e verificam o desempenho e segurança dos aterros. O inclinómetro é um equipamento mais apropriado para a medição de deformações laterais em aterros, apesar de existirem outros equipamentos.

A medição das deformações verticais contribui para a verificação de que, se a taxa de consolidação do solo é a prevista, a verificação do desempenho da fundação e tal como as deformações laterais permite determinar a necessidade e urgência de aplicação de mitigação. De entre os equipamentos disponíveis para a medição de deformações verticais destacam-se os inclinómetros horizontais, células de assentamento e uma rede de marcas superficiais (Indicator, 2004).

No caso dos aterros de resíduos, do ponto de vista geotécnico não há nada a acrescentar ao que foi acima exposto referente ao controlo e monitorização. No entanto, há que salientar a importância da instrumentação neste tipo de obras geotécnicas, uma vez os RSU são materiais muito deformáveis, em que as condições de rotura só são atingidas para grandes níveis de deformação e, portanto, a monitorização da deformação é dos aspectos mais críticos para o adequado funcionamento dos aterros de resíduos. Acrescenta-se ao desconhecimento das propriedades geotécnicas dos RSU o facto deste tipo de materiais ter um comportamento evolutivo, em que as suas propriedades e composição variam ao longo do tempo, como função da degradação e composição (Gomes, 2008).

Aspectos adicionais a monitorizar nos aterros de resíduos são especificados no Decreto-Lei nº 152/2002, de 23 de Maio e no Decreto-Lei nº183/2009 de 10 de Agosto.

## 2.3. Comportamento mecânico de resíduos

É realizada nesta secção uma apresentação dos mecanismos que controlam a compactação, compressibilidade, permeabilidade e resistência ao corte para os solos, ao passo que após a exposição de cada mecanismo para os solos é feita a ponte para os resíduos.

### 2.3.1. Compactação

Compactação é a designação dada ao processo de densificação do material por aplicação de energia mecânica, que pode ser aplicada por impacto, vibração ou acções estáticas, que consiste na redução do volume da amostra inicial por reajuste das partículas constituintes do meio e expelção do ar presente nos vazios.

#### 2.3.1.1. Compactação do solo

A compactação é um método de melhoramento de terrenos que é utilizada para aumentar a densidade, resistência ao corte, reduzir os assentamentos e controlar a permeabilidade dos solos. Em primeiro lugar, é discutido o ensaio de compactação

O ensaio de compactação de Proctor foi desenvolvido em 1933 para determinar as características dos solos compactados. Esse ensaio é realizado sobre vários provetes de uma mesma amostra com variação do teor em água para formar as curvas de compactação, que representam a relação entre o peso volúmico seco e o teor em água. O peso volúmico seco é calculado com recurso à equação (2.1).

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + w} \quad (2.1)$$

Onde:

$\gamma_d$  é o peso volúmico seco (kN/m<sup>3</sup>);  
 $\gamma_h$  é peso volúmico húmido (kN/m<sup>3</sup>)  
 $w$  é o teor em água (%).

Os resultados dos ensaios de compactação são geralmente apresentado sob a forma de um gráfico em que em abcissas é disposto o teor em água ( $w$ ) e em ordenadas o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ), ou a baridade seca (ver Figura 2-4). Para a construção do gráfico, é repetido o ensaio de compactação variando o teor em água da amostra. A curva de compactação é geralmente suave e em forma semi-sinusoidal. Com base nesta curva, é possível calcular a variação do peso volúmico em função do teor em água.

A região das curvas com declive positivo resulta da diminuição do atrito entre as partículas do solo enquanto é adicionada água para atingir o teor em água óptimo. A porção da curva com declive negativo consiste na substituição de partículas sólidas devido à adição de água, durante a compactação.

O valor do teor em água a que é realizada a compactação tem implicações na resistência e permeabilidade dos solos. Se os solos forem compactados do lado seco, o comportamento é semelhante ao de materiais britados, com mais resistência mobilizada a pequenas tensões e um ponto de rotura bem definido. Os solos compactados do lado seco têm uma permeabilidade superior, mais propensão a expandir e menor capacidade para colapsar. Os solos compactados do lado húmido tem um comportamento similar aos materiais plásticos, com o desenvolvimento de resistência gradual com o incremento de carregamento e um ponto de rotura menos explícito. Estes solos têm ainda menor permeabilidade, menor capacidade de expandir e maior capacidade de colapsar como resultado do aumento da organização da estrutura das partículas (Kurucuk *et al.*, n.d.).

Os solos finos têm uma curva de compactação diferente dos solos granulares como consequência dos mecanismos que controlam a estrutura dos solos. A variação do teor em água tende a ter um menor efeito no peso volúmico seco nos solos granulares do que nos solos finos. A diminuição do rácio entre volume e superfície específica nos solos granulares resulta geralmente em poros maiores, com maior conectividade entre eles e um controlo gravitacional. Como consequência, a água mover-se-á mais livremente através dos solos granulares e a curva de compactação tende a ser mais achatada com um pico menos pronunciado (Holtz & Kovacs, 1981).

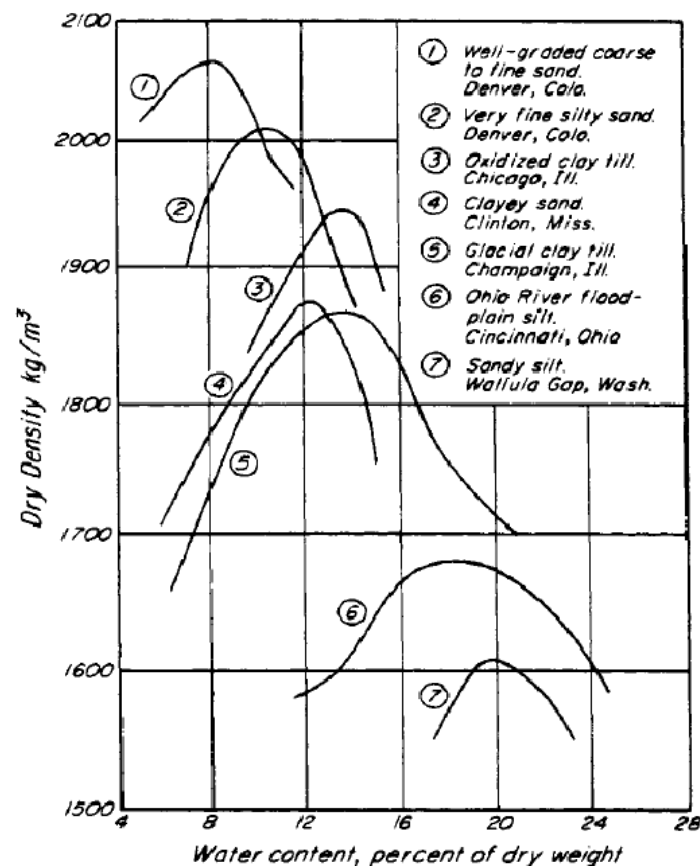


Figura 2-4 – Relação teor em água- baridade seca para vários tipos de solo (Terzaghi *et al.*, 1996)

### 2.3.1.2. Compactação de resíduos

Existe uma quantidade significativa de variabilidade nas propriedades dos resíduos sólidos urbanos. Para aumentar a densidade dos resíduos aquando da sua deposição nos aterros, este é compactado. Distintos estudos têm documentado os resultados de ensaios de compactação, *in situ* e laboratoriais, de resíduos sólidos urbanos. Os mecanismos específicos para a compactação de resíduos são seguidamente discutidos. Após essa discussão, resultados de anteriores estudos são aqui expostos.

As curvas de compactação de resíduos são geralmente achatadas, com um pico menos pronunciado do que os solos comuns. A variação do peso volúmico seco é menos sensível às variações do teor em água e, o teor óptimo em água é significativamente superior, do que para a maioria dos solos, oscilando entre 31 e 70 % (Wong, 2009).

Foram realizados ensaios de compactação (de acordo com a norma ASTM D-698 in Gabr e Valero, 1995) por Gabr e Valero (1995) em amostras recolhidas através de sondagens de materiais depositados com 15 e 30 anos numa antiga lixeira. Devido à perturbação durante a sondagem a trado e consequente modelação da amostra, o peso específico *in situ* não foi possível determinar. O ensaio de compactação foi conduzido de modo a estimar a gama de valores possíveis para o peso volúmico seco, para os resíduos. O peso volúmico máximo obtido foi de 9,3 kN/m<sup>3</sup>, em que o teor em água era de 31%. A saturação da amostra verificou-se para um teor em água de 70% e um peso volúmico de 8 kN/m<sup>3</sup>. Para os 31% de teor em água foi estimado, através da curva de 0% de vazios, um valor máximo de peso volúmico seco de 12 kN/m<sup>3</sup>.

Hettiarachchi (2005) realizou ensaios de compactação em amostras fabricadas em laboratório com dimensão máxima de 12,5 mm e determinou um peso volúmico máximo seco de 5,15 kNm<sup>3</sup> com um teor em água de 62%. As amostras foram fabricadas com o objectivo de simular a composição média dos RSU nos EUA.

Reddy *et al.* (2008) realizou ensaios em amostras colhidas em campo. As amostras sobre as quais foram feitos ensaios tinham dimensão máxima de partículas de 40 mm. O peso volúmico máximo obtido foi de 4,12 kNm<sup>3</sup> para um teor óptimo em água de 70%, com recurso à norma ASTM D-698. Os resultados dos ensaios realizados por Reddy *et al.* (*op. cit.*) foram comparados com os obtidos por Hettiarachchi (2005). As diferenças entre o peso volúmico seco máximo e os teores em água óptimos foram atribuídas às diferentes dimensões máximas e distribuição das dimensões das partículas que constituíam os resíduos.

### 2.3.2. Compressibilidade

O assentamento em solos dá-se como reacção à tensão aplicada pelo peso próprio, ou ao carregamento aplicado. O assentamento em solos é uma temática bem desenvolvida e compreendida. Nesta secção são primeiramente discutidos os mecanismos de assentamento em solos de modo a

estabelecer uma metodologia para a investigação dos mecanismos de compressibilidade dos resíduos. Por fim, tecem-se algumas considerações sobre assentamento em resíduos.

#### 2.3.2.1. Compressibilidade do solo

A aplicação de tensões em solos é, comumente, resultado da construção de uma obra de engenharia civil e, nos casos de aterros uma vez que a área da fundação é suficientemente grande é considerada a uma dimensão. Nesta secção são discutidos os mecanismos de assentamento em solos. Seguidamente, a relação entre tensões aplicadas a solos e suas deformações consequentes, são discutidas.

A quantificação da compressão em solos, como resposta a um carregamento aplicado, é complicada pelas respostas não lineares e não conservativas dos solos. A resposta não linear dos solos pode ser descrita como uma variação da deformação apesar da tensão aplicada não sofrer alteração. A natureza não conservativa dos solos é descrita como a “memória” do solo, semelhante à deformação plástica observada em outros materiais (Holtz & Kovacs, 1981).

A quantidade total de compressão que um solo sofre é resultado do somatório de três mecanismos: compressão elástica, consolidação e consolidação secundária ou fluência. A compressão elástica ocorre aquando da aplicação de um carregamento ao solo, resultando na compressão dos vazios na matriz do solo e um rearranjo das partículas do solo numa estrutura mais compacta. A compressão elástica é função do índice de vazios inicial, tensão aplicação e histórico de tensões do solo. Quando um carregamento é aplicado a solos geralmente considera-se que a resposta será elástica. No entanto, a quantidade de assentamento elástico não é totalmente elástico mas é, frequentemente, aproximado com a teoria da elasticidade. O assentamento elástico ocorre, na verdade, quando a condição de carregamento é não drenado, antes da dissipação das pressões intersticiais provocadas pelo carregamento (Terzaghi *et al.*, 1996).

A consolidação dá-se quando a água que está presente nos poros é expelida ao longo do tempo, se o carregamento se mantiver. O assentamento que conduz à consolidação é geralmente mais pronunciado em solos finos, uma vez que a permeabilidade é menor e a velocidade a que a água é drenada dos poros é, várias ordens de grandeza, menor do que em solos granulares. A consolidação de solos é frequentemente aproximada com recurso à teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi.

A compressão secundária dos solos ocorre quando o excesso das pressões intersticiais já se dissipou e a tensão efectiva constante. A compressão secundária de solos é função do tempo e é particularmente significativa em solos orgânicos (como por exemplo turfas) e solos argilosos (Holtz & Kovacs, 1981). Apesar do assentamento possuir diferentes fases, o comportamento de tensão-deformação do solo, é ainda afectado pelo teor em água aquando da compactação.

Seed e Chan (1959 *apud* Guo & Yue-xin, 2009) realizaram um ensaio triaxial não consolidado não drenado em duas amostras de argila siltosa, uma compactada do lado seco e outra do húmico. Concluíram que a amostra compactada do lado seco teve uma inclinação da curva de tensão-

deformação superior à outra amostra. Seed e Chan (*op. cit.*) atribuíram as diferenças de resultados à estrutura do solo provocada pelos diferentes teores em água aquando da compactação.

O comportamento de tensão-deformação do solo durante compressão confinada pode ser descrita como um processo faseado em três partes. Para o solo, o troço inicial da curva de tensão-deformação é praticamente constante (estádio 1) como é evidenciado pela concavidade voltada para cima no gráfico (ver Figura 2-5), como resultado de um rearranjo das partículas de solo e os vazios são preenchidos. Com a continuação da aplicação do carregamento as partículas começam a ceder ou esmagar, destruir as angulosidades e as arestas dos grãos, resultando num comportamento que é traduzido pela concavidade, da curva de tensão-deformação, voltada para baixo (estádio 2). As partículas do solo continuam a ceder, com o acréscimo de tensões, de tal modo que, as novas partículas formadas são forçadas a relocaliza-se nos vazios existentes, resultando assim numa estrutura mais compacta, mais consolidada e é traduzido por mais uma alteração da concavidade da curva de tensão-deformação (estádio 3).

As características de compressão mecânica de um solo são comumente dispostas num gráfico índice de vazios vs logaritmo da tensão aplicada. A curva tem, tipicamente, um comportamento bilinear. O ponto de inflexão da curva é geralmente assumido como representando o estado de tensão mais elevado que o solo ou material esteve sujeito, o que é designado por tensão de pré-consolidação (Terzaghi et al., 1996). O índice de recompressibilidade ou índice de expansão,  $C_r$ , representa a inclinação da linha tangente à curva de compressão localizada à esquerda da tensão de pré-consolidação (tensões inferiores à de pré-consolidação). O índice de compressibilidade,  $C_c$ , é a tangente, à curva de compressão, para tensões superiores à tensão de pré-consolidação. Um gráfico ilustrando a curva genérica relacionando o índice de vazios com o logaritmo decimal das tensões aplicadas é apresentado na Figura 2-5.

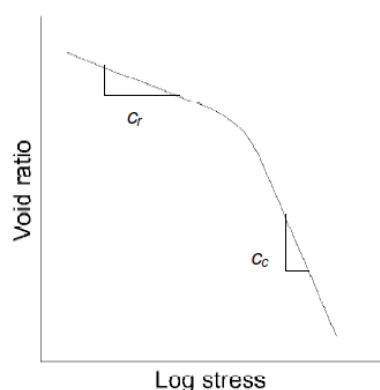


Figura 2-5 - Curva genérica relacionando o índice de vazios com o logaritmo decimal das tensões aplicadas (Wong, 2009)

O índice de compressibilidade pode ser utilizado para prever a variação do índice de vazios, e portanto, alterações na tensão ou assentamento, para solos normalmente consolidados baseado na alteração

das tensões aplicadas. De modo a ter em consideração o índice de vazios inicial,  $e_0$ , é comum calcular a taxa de compressibilidade com recurso à equação (2.2)

$$C_{ce} = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (2.2)$$

Onde:

$C_{ce}$ , taxa de compressibilidade  
 $C_c$ , é o índice de compressibilidade  
 $e_0$ , é o índice de vazios inicial

Solos com elevados valores de índice de compressibilidade exibirão um assentamento superior, quando sujeitos a um carregamento, do que solos com valores de índice de compressibilidade menores. Os valores do índice de compressibilidade podem variar entre 0,15 - argilas a 15 - turfa (Holtz & Kovacs, 1981). As turfas exibem assentamentos significativos, em que a consolidação secundária tem um papel preponderante. As turfas têm geralmente uma composição muito heterogénea, elevada compressibilidade e assentamentos significativos. As turfas são semelhantes aos resíduos, no que diz respeito à variabilidade espacial das propriedades e elevados valores de assentamento derivados da consolidação secundária.

#### 2.3.2.2. Compressibilidade dos resíduos

A quantificação das características de compressibilidade em resíduos sólidos urbanos é mais complexa, do que a mesma avaliação em solos, consequência da heterogeneidade e a interacção de uma grande variedade de partículas, cuja dimensão não é uniforme. Deve ser prestada atenção especial aos RSU porque estes devem ser considerados como uma mistura de componentes, umas semelhantes a solos e outras sem qualquer semelhança a solos. Diversos mecanismos de assentamento de resíduos sólidos urbanos são previsíveis recorrendo a teorias da mecânica dos solos clássica, enquanto outros são específicos para resíduos. O assentamento de resíduos é comumente subdividido em diferentes fases, e a uma é atribuído um mecanismo. Aqui, os diferentes mecanismos de consolidação de resíduos são discutidos, bem como questões específicas. E, por fim, uma breve discussão sobre a modelação do assentamento dos resíduos sólidos urbanos é realizada.

A modelação dos assentamentos em resíduos sólidos urbanos tem vindo a ser efetuada como se de solos se tratasse. O assentamento de RSU tem vindo a ser considerado como consequência de diversos mecanismos e aquando do seu cálculo especificamente, são considerados quatro mecanismos: compressão mecânica, ravinamento ou fluência, decomposição e assentamento derivado das alterações físico-químicas dos RSU (Liu *et al.*, 2006).

Aquele autor secciona o assentamento total dos RSU em 5 partes que incluem: compressão mecânica instantânea, secundária ou contínua, fluência, decomposição primária, deformação residual e composição orgânica contínua. A interação entre os mecanismos, previamente apresentados, pode resultar num aumento ou redução dos efeitos de outros mecanismos.

De modo a quantificar o assentamento total dos resíduos,  $\Delta H$ , com recurso às teorias de mecânica dos solos, é necessário fazer o somatório de três componentes parciais de assentamento,  $\Delta h$ : compressão mecânica inicial, fluência ou ravinamento e decomposição (equação (2.3))

$$\Delta H_t = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_d \quad (2.3)$$

Onde:

$\Delta H_t$ , assentamento total (m);

$\Delta h_i$ , compressão mecânica inicial (m)

$\Delta h_c$ , fluência ou ravinamento (m);

$\Delta h_d$ , decomposição.

O primeiro estágio de assentamento dos RSU consiste na compressão mecânica dos resíduos. A compressão mecânica é a única parcela do assentamento total que é função da tensão e tem início assim que a carga é aplicada. Os mecanismos que contribuem para a compressão mecânica incluem a compressão dos vazios preenchidos por ar, compressão de materiais soltos, reorientação das partículas, expansão lateral e deslizamento entre partículas. Pressupõe-se que a quantidade de assentamento que pode ser imputada à compressão mecânica de RSU diminuirá com o tempo, no entanto, é difícil de diferenciar os efeitos dos diferentes mecanismos de assentamento (Dixon & Jones, 2005).

O acréscimo de carga nos RSU pode ser consequente da deposição de mais resíduos, cobertura diária com solos, construção de edifícios ou infra-estruturas construídas no topo do aterro. É de extrema importância a quantificação do assentamento dos resíduos para poder dimensionar edifícios e outras estruturas que são construídas no topo ou na envolvente do aterro, bem como prever a capacidade de suporte do aterro.

O segundo mecanismo de assentamento dos resíduos consiste no assentamento provocado por ravinamento ou fluência, ou originado pelo movimento de partículas finas pelos vazios entre as partículas de maior dimensão (Sowers, 1973 *apud* Ouvry & Page, 2005). Os vazios podem ser resultado da deposição ou orientação inicial ou pode ser desenvolvida através de processos físico-químicos ou biológicos no cerne da massa de resíduos. Os ravinamentos podem ser originados por assentamentos diferenciais.

Actualmente, os procedimentos de deposição de resíduos em aterro, contemplam a remoção de materiais de grandes dimensões e ociosos e, como resultado disso, os efeitos de ravinamentos são considerados menos importantes no projecto de aterros e nas operações que neles ocorrem, do que os efeitos originados pela fluência. No entanto, os fenómenos de ravinamento não são de menosprezar no que diz respeito aos aterros de resíduos não controlados, uma vez que não houve, ou há, qualquer tipo de controlo nos resíduos depositados.

Os restantes mecanismos de assentamento estão unicamente dependentes do tempo. Embora os mecanismos tenham sido incluídos para uma completa compreensão dos mecanismos de assentamento, nem sempre estes mecanismos de assentamento são quantificados pelos planos de prospecção. Para o assentamento dos resíduos através das alterações físico-químicas contribuem a corrosão, oxidação e combustão. Este mecanismo é semelhante à decomposição na medida em que

afecta e, é afectado, por outros mecanismos de assentamento. A título de exemplo, o aumento da produção de lixiviados pode levar a uma condição semelhante à acima descrita para a interacção entre mecanismos de assentamento.

A decomposição ou biodegradação inclui fermentação e deterioração e tem um papel importante na quantidade de assentamento dos resíduos a longo prazo, sendo que o assentamento total da massa de resíduos é estimada em 18 a 24%. O assentamento gerado pela deposição é geralmente dividido em dois estágios, decomposição aeróbica e anaeróbica (Tchobanoglous & Kreith, 2002).

A decomposição dos resíduos ocorrerá, numa primeira fase, num estágio aeróbico. À medida que as reacções biológicas vão ocorrendo, o oxigénio disponível esgotar-se-á e os organismos pela decomposição anaeróbica começarão a dominar o restante assentamento devido à decomposição dos resíduos. Há uma quantidade significativa de conversão de matéria sólida em gás e líquido em ambas as fases de decomposição. A conversão dos sólidos altera o índice de vazios e pode originar fenómenos de ravinamento ou fluência. É complicado quantificar muitos dos parâmetros necessários para prever eficazmente os mecanismos biológicos responsáveis pela decomposição dos resíduos (Pauzi *et al.*, 2010).

Outros factores ambientais podem afectar a magnitude e a velocidade de assentamento dos resíduos. Por exemplo, a temperatura pode ter um papel preponderante. Reddy *et al.* (2009) descobriram que a compressibilidade dos resíduos é sensivelmente duplicada, para resíduos sintéticos aquecidos dos 20º para 35ºC em ensaios laboratoriais. O aumento da compressão está atribuído ao “amolecimento” do contacto entre as partículas dos resíduos bem como uma mudança na viscosidade do material. Ao contrário das partículas dos solos, que geralmente são consideradas incompressíveis, a maioria das componentes sólidas dos RSU é compressível e, assim sendo, há um aumento da massa volúmica e da densidade das partículas com o aumento das tensões aplicadas (Hudson *et. Al.*, 2004). A densidade das partículas é definida como o rácio entre o peso volúmico das partículas sólidas e o peso volúmico da água, um aumento numa das componentes da densidade das partículas resulta num incremento proporcional no peso volúmico seco.

Hudson *et al.* (*op. cit.*) quantificou o incremento na densidade das partículas em amostras colhidas no campo e constatou que a variação na densidade das partículas aumentou de 0,876 para 1,303 como consequência de um aumento da tensão confinante de 34 kPa para 463 kPa. Do aumento de tensão resultou ainda o aumento do peso volúmico seco,  $\gamma_d$ , de 3,8 kN/m<sup>3</sup> para 7,0 kN/m<sup>3</sup>.

A mitigação dos assentamentos excessivos em aterros de resíduos, pode ser conseguida através do controlo dos factores ambientais de modo a retardar a decomposição e, assim, reduzir a componente de assentamento resultante da decomposição. Esta visão contrasta com a tendência actual dos bioreactores onde distintas técnicas são empregues para acelerar a decomposição e o assentamento. Isto tem sido o resultado de uma alteração fundamental na abordagem ao assentamento em aterros de resíduos. Mesmo quando o conhecimento satisfatório, sobre os mecanismos de assentamento de resíduos, é atingido, surgem dificuldades acrescidas devido à variabilidade das propriedades dos resíduos ao longo do tempo, de região para região e até de um local para outro do mesmo aterro (Dixon

& Jones, 2005). A heterogeneidade das propriedades dos componentes da massa de resíduos incrementa a complexidade quando se tenta monitorizar e modelar o assentamento de resíduos. A quantificação do assentamento tem vindo a ser baseada na monitorização dos assentamentos actuais dos resíduos, seguido de modelação de um assentamento futuro.

Os modelos comportamentais para RSU que têm vindo a ser desenvolvidos e apresentados para prever os assentamentos, tem tido por base ensaios de amostras colhidas *in situ*, enquanto outros foram baseadas em monitorização. Embora o esforço seja notável, é um facto irrefutável, que as combinações possíveis de características de resíduos são infindáveis, como tal é desconhecido o uso de modelos apresentados em outros locais e composição dos resíduos, sob a incerteza se os resultados obtidos serão satisfatórios. Como tal, os modelos tendem a ser específicos para cada composição/localização e a extrapolação das tendências de assentamento previstas pelos modelos tende a ser difícil.

Actualmente têm sido conduzidos diversos estudos geotécnicos quer em amostras de campos quer em amostras produzidas em laboratório. As perturbações, representatividade e a heterogeneidade das amostras tende a limitar a aplicabilidade dos dados derivados dos ensaios realizados. As amostras moldadas em laboratório têm sido simples, e como tal, as limitações inerentes à heterogeneidade e dimensão das partículas, impõe restrições nos dados obtidos dos ensaios realizados. Resultados referentes ao comportamento dos resíduos sólidos urbanos, em função das condições de deposição incluindo o teor em água e o peso volúmico seco, não têm sido comuns. A extrapolação de resultados obtidos através de ensaios *in situ* e em laboratório obtidos em misturas específicas de resíduos, é complexa para outros locais.

Obter uma melhor compreensão da influência das condições de deposição nos parâmetros que controlam o assentamento de resíduos será fundamental no auxílio da calibração dos modelos.

### 2.3.3. Permeabilidade

A permeabilidade,  $k$ , traduz-se pela facilidade com que um líquido se move através dos poros de um dado material. A permeabilidade relaciona a velocidade de um fluido, através de um meio poroso, com o gradiente hidráulico. Serão expostos e comparados mecanismos que controlam o fluxo de um líquido através dos solos, bem como através dos resíduos sólidos urbanos. Por fim, questões específicas acerca a permeabilidade dos resíduos são referidas.

#### 2.3.3.1. Permeabilidade do solo

A lei de Darcy é baseada nas premissas que o fluxo é laminar, permanente e que o meio, através do qual se processa o escoamento, se encontra totalmente saturado. Esta lei determina a velocidade de um líquido através de um solo, como função do produto de um gradiente hidráulico pela permeabilidade do solo (equação (2.4)).

$$v = ki \quad (2.4)$$

Em que:

$v$ , velocidade (cm/s);

$k$ , permeabilidade (cm/s);  
 $i$ , gradiente hidráulico (adimensional).

Se o fluxo atingir o estado crítico, o fluxo torna-se turbulento e a lei de Darcy deixa de ser válida, no entanto, teoricamente, enquanto as premissas acima enumeradas se mantiverem, a velocidade do fluido aumentará linearmente com o aumento do gradiente hidráulico. A multiplicação de ambos os lados da equação pela área da secção perpendicular ao escoamento conduz a que o escoamento seja descrito pelo caudal como um produto da permeabilidade, gradiente e área.

Apesar de Mitchell & Soga (2005) referirem que, enquanto as variáveis do sistema se mantiverem constantes, a lei de Darcy é válida, distintos estudos têm vindo a ser realizados comprovando que a lei de Darcy não é válida quando o solo está sob condições específicas. Os factores que podem influenciar a correlação não linear do escoamento com o gradiente hidráulico são: zonas localizadas de consolidação ou fluência e a migração de partículas finas que podem constituir barreiras ao escoamento. A fluência de partículas poderá ter um efeito significativo na permeabilidade do solo através da alteração do arranjo geométrico do solo. Com os fenómenos de fluência, os caminhos de fluxo podem ser fechados e a turbulência do escoamento aumentará. A permeabilidade de misturas de solo que exibam fluência das argilas apresentam um decréscimo de 80%.

A permeabilidade dos solos com componente argilosa decresce com o aumento do teor em água. A anisotropia é outro factor que afecta a permeabilidade dos solos. O fluxo anisotrópico pode resultar duma orientação de partículas lamelares ou de estratificação de depósitos. A permeabilidade de um solo é função do grau de saturação, dimensão das partículas, textura, índice de vazios, composição, geometria dos poros e características do fluido (Holtz & Kovacs, 1981).

Têm sido encontradas dificuldades significativas durante tentativas para separar os efeitos dos diferentes factores que influenciam a permeabilidade do solo. Tal como os mecanismos responsáveis pela compressibilidade/assentamento dos resíduos, os mecanismos que controlam a permeabilidade estão intimamente interligados e, como tal, há uma grande dificuldade em individualizar a contribuição de cada mecanismo, apesar de se saber que, quer a textura quer o índice de vazios têm enorme influência na permeabilidade do solo.

As turfas podem ser consideradas como um material intermédio entre solo e resíduos. Ambos os materiais (turfas e resíduos) têm elevada heterogeneidade, índices de vazios elevados, elevada variação da dimensão e forma das partículas e teores em água relativamente elevados, quando comparado com os solos inorgânicos convencionais. A estrutura ímpar das turfas resulta numa permeabilidade que varia entre valores típicos de areias até aos determinados para argilas. Mesri e Ajlouni (2007 *in* Kazemian *et al.*, 2011) apresentaram condutividades hidráulicas para turfas que variam desde  $1 \times 10^{-10}$  cm/s até  $1 \times 10^{-2}$  cm/s, que decrescem com a redução do índice de vazios e com o aumento da tensão confinante. Existe uma grande variabilidade na permeabilidade nos solos e turfas, bem como nos RSU (Kazemian *et al.*, 2011).

2.3.3.2. *Permeabilidade dos resíduos*

A permeabilidade da massa de resíduos é mais difícil de determinar com precisão do que para a massa de solo. A heterogeneidade dos resíduos introduz variáveis que não são consideradas na determinação da permeabilidade dos solos. Determinados componentes dos RSU podem comportar-se como solos granulares, enquanto outros podem ter um comportamento similar às argilas, isto no que diz respeito à permeabilidade.

A maioria dos modelos aos quais se recorrem para estimar a permeabilidade dos solos assumem que o meio se encontra completamente saturado, o que raramente se verifica nos aterros de resíduos. A lei de Darcy, que é comumente utilizada, assume que o escoamento é laminar através da massa de solo, enquanto que numa massa de resíduos a heterogeneidade dos vazios pode conduzir a que a água/lixiviado passe a ter um escoamento em regime turbulento, o que leva a um aumento, não linear, da velocidade do fluido com o gradiente hidráulico (Capelo & Castro, 2007).

A variabilidade das condições e ensaios realizados a estes materiais permitiu a publicação de um intervalo de valores amplo para a permeabilidade, sendo apresentado na Tabela 2-3 exemplos da sua variabilidade.

Tabela 2-3 – Dados de permeabilidade publicados (adaptado de Wong, 2009)

Ensaio	Fonte	Permeabilidade (cm/s)	Direcção
Laboratório	Fungaroli e Steiner (1979)	$10 \times 10^{-4}$ a $10 \times 10^{-2}$	Vertical
	Korfiatis <i>et al.</i> (1984)	$8 \times 10^{-3}$ a $1,3 \times 10^{-2}$	Vertical
	Noble e Arnold (1991)	$8,4 \times 10^{-5}$ a $6,6 \times 10^{-4}$	Vertical
	Bleiker <i>et al.</i> , (1993)	$1 \times 10^{-8}$ a $3 \times 10^{-7}$	Vertical
	Chen e Chynoweth (1995)	$4,7 \times 10^{-5}$ a $9,6 \times 10^{-2}$	Vertical
	Landva <i>et al.</i> (1998)	$2,6 \times 10^{-6}$ a $2 \times 10^{-3}$	Vertical
		$4 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-3}$	Horizontal
	Powrie e Beaven (1999)	$3,7 \times 10^{-6}$ a $5 \times 10^{-2}$	Vertical
Jang <i>et al.</i> (2002)	$2,91 \times 10^{-4}$ a $2,95 \times 10^{-3}$	Vertical	
<i>In situ</i>	Ettala (1987)	$5,9 \times 10^{-3}$ a 0,25	Vertical
	Oweis <i>et al.</i> (1990)	$1,0 \times 10^{-3}$ a $2,5 \times 10^{-3}$	Vertical
	Shank (1993)	$6,7 \times 10^{-5}$ a $9,8 \times 10^{-4}$	Vertical
	Townsend <i>et al.</i> (1995)	$3 \times 10^{-6}$ a $4 \times 10^{-6}$	Vertical
	Landva <i>et al.</i> (1998)	$10 \times 10^{-3}$ a $3,9 \times 10^{-2}$	Vertical
	Wysicki <i>et al.</i> (2003)	$12 \times 10^{-5}$ a $6,3 \times 10^{-4}$	Vertical

Diversos investigadores têm defendido que a permeabilidade, em resíduos, varia como função da profundidade a que se encontram ou, da tensão efectiva semelhante à tendência observada nas turfas. O peso volúmico pode estar relacionado com a tensão efectiva através da profundidade a que se encontram os resíduos e, à medida que a tensão aumenta, como consequência da profundidade, a

variação no índice de vazios e a compressão dos resíduos pode levar a um incremento do peso volúmico.

Um estudo realizado por Landva e Clark (1990 *in* Wong, 2009) foi conduzido para medir a permeabilidade dos resíduos em função do peso volúmico. Os resultados dos ensaios realizados mostram uma variação da permeabilidade entre  $1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$  e  $4 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$  em resíduos obtidos de vários aterros de resíduos Canadianos com o peso volúmico húmido a variar entre 10 kN/m<sup>3</sup> e 14.5 kN/m<sup>3</sup>. Diversos estudos têm vindo a demonstrar uma tendência da diminuição da permeabilidade com o aumento da profundidade e com o aumento do peso volúmico.

A presença de um diversificado leque de materiais, que constituem os aterros de resíduos, e as distintas condutividades hidráulicas, constituem uma complicação, quando se pretende determinar a permeabilidade, à semelhança das propriedades anteriormente referidas.

A disposição horizontal e os processos de compactação utilizados nos aterros de resíduos, criam uma estrutura na qual os materiais que compõem os resíduos tendem a orientar-se horizontalmente, criando descontinuidades e barreiras impermeáveis ao escoamento vertical de fluido. Componentes com formas achatadas, tais como os plásticos, podem alterar significativamente o caminho do escoamento predominante, bem como o uso de solos de cobertura diários, com diferentes condutividades hidráulicas e espessuras introduz mais heterogeneidade ao regime de escoamento no interior dos aterros de resíduos.

Os efeitos de deposição, orientação horizontal dos resíduos e o uso de solos de cobertura diária causam, frequentemente, um comportamento anisotrópico no que diz respeito à permeabilidade, com uma maior permeabilidade segundo a direcção horizontal do que na vertical (Dixon & Jones, 2005). Todos estes factores podem ser causadores de variabilidades na medição da permeabilidade nos solos presentes nos resíduos.

A medição da permeabilidade em resíduos é complicada devido à natureza singular dos materiais. Olivier e Grouc (2007) constataram que a permeabilidade instantânea seria mais elucidativa do que os valores obtidos pela média dos dados obtidos ao longo de todo o ensaio. Um factor que suporta o que constataram, pode ser baseado na ideia de que a permeabilidade dos resíduos continuará a variar com o tempo à medida que os materiais alvo do ensaio mudam.

Durmusoglu *et al.* (2006) determinou que a permeabilidade dos resíduos não é particularmente sensível ao gradiente hidráulico aplicado. Como tal, é provável que a composição e as condições de deposição dos resíduos sejam parcialmente responsáveis pela ampla variação nas condutividades hidráulicas medidas. Não foram identificados programas experimentais que procurassem quantificar o efeito da variação do teor em água e o peso volúmico na permeabilidade. Tal como para a compressibilidade, os ensaios laboratoriais, tendo em vista determinar a permeabilidade, são realizados sob amostras produzidas em laboratório, o que pode ser representativo, ou não, dos resíduos *in situ*. A análise e compreensão da mecânica geral dos resíduos podem ser mais ilustrativas do que valores que podem estar vinculados a misturas específicas de resíduos e a condições específicas de ensaios.

### 2.3.4. Resistência ao corte

Nesta secção será apresentada uma revisão simples da resistência ao corte de solos e quais os factores que influenciam o desenvolvimento de resistência ao corte em RSU. Os mecanismos específicos associados à resistência ao corte em resíduos são documentados.

#### 2.3.4.1. Resistência ao corte do solo

A resistência dos solos é quantificada através dos parâmetros de resistência ao corte. Os solos geralmente não têm resistência que não resulte da resistência das partículas que o constituem. A sua resistência ao corte é a resistência à deformação por corte da massa de solo e é descrita pelo ângulo de atrito e pela coesão. A resistência ao corte nos solos resulta de um imbricamento, interferência e resistência ao movimento das partículas (Terzaghi *et al.*, 1996).

O ângulo de atrito interno,  $\varphi$ , é uma função da composição mineralógica, forma, índice de vazios e conteúdo em matéria orgânica do solo, e é medido em graus. A contribuição do ângulo de atrito para a resistência ao corte de um solo é função da tensão vertical efectiva num dado ponto da massa de solo. Uma maior tensão de confinamento, num elemento de solo, resulta numa maior componente friccional da resistência ao corte (Lambe & Whitman, 1969).

A coesão é a atração interpartículas ou a tendência de um solo aderir a si mesmo. A coesão é independente da tensão efectiva no solo, e é função das forças de atração moleculares (Holtz & Kovacs, 1981). A resistência ao corte é tipicamente descrita pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb (equação (2.5))

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (2.5)$$

Onde:

$\tau$ , é a resistência ao corte (kPa);

$c$ , é a coesão (kPa);

$\sigma$ , é a tensão vertical (kPa)

$\varphi$ , é o ângulo de atrito (°)

O envolvente de resistência ao corte é representado num gráfico de tensão normal versus tensão de corte. Os solos granulares geralmente têm reduzida, ou nula, coesão e um elevado ângulo de atrito interno, enquanto os solos finos têm frequentemente um envelope de resistência caracterizado pelo domínio da coesão e ângulos de atrito interno reduzidos. A descrição do comportamento de areias e argilas é seguidamente apresentada.

O aumento do teor em água das argilas conduz a uma variação no mecanismo responsável pela resistência ao corte do solo. Quando um solo argiloso se encontra do lado seco, este tende a comportar-se mais como um solo granular e, exhibe um ângulo de atrito relativamente elevado e baixa coesão sendo que, nestas condições, as estruturas floculadas da argila (torrões) controlam a resistência ao corte do solo. Conforme o teor em água do solo argiloso tende para o teor óptimo em água, o ângulo de atrito interno diminui e a coesão atinge o valor máximo para o valor do teor óptimo em água. Esta resposta deve-se à destruição das estruturas floculadas, que diminui a resistência atrítica e aumenta o teor em água, o que lubrifica o movimento entre as partículas de argila (Das, 2010).

A resistência ao corte das areias não é sensível à variação do teor em água como nas argilas. Em vez disso a resistência ao corte das areias é principalmente dependente da densidade, índice de vazios e formas das partículas. Quanto melhor graduado for o solo arenoso, maior a tendência para o ângulo de atrito interno aumentar. Os materiais mal graduados têm menores ângulos de atrito do que materiais bem graduado, se todos os outros factores foram mantido constantes. A componente friccional de resistência ao corte também é mobilizada em turfas, e têm sido apresentados valores elevados de angulo de atrito. Valores entre 50 ° e 60° não são raros em turfas fibrosas submetidas a ensaios triaxiais (Kazemian, *et al.* 2011). No entanto, são necessárias grandes deformações para mobilizar a resistência atrítica máxima em turfas, na ordem de 5 a 10 vezes mais do que as deformações necessárias para mobilizar ângulos de atrito em argilas moles.

### 2.3.4.2. Resistência ao corte dos resíduos

Tal como qualquer outra característica inerente aos RSU, também no que concerne os parâmetros de resistência ao corte, distintos factores incluindo os efeitos de escala e a heterogeneidade dos resíduos tornam a determinação dos parâmetros desafiante. Numerosos estudos têm vindo a ser realizados para avaliar a resistência ao corte dos RSU em laboratório. À semelhança das outras propriedades geotécnicas dos RSU, a resistência ao corte é específica para cada local e composição dos RSU e, portanto, têm um amplo espectro de variação. É sugerido por distintos autores que a resistência ao corte é função da idade, composição, dimensão e peso volúmico dos RSU, bem como dos procedimentos de preparação, método e condições de ensaio. É hábito os estudos publicados revelarem que a resistência ao corte dos resíduos é baseada principalmente no atrito e a componente da coesão ser pequena (Stark *et al.*, 2009). Estão compilados na Tabela 2-4, parâmetros de resistência ao corte obtidos por diversos autores. Existe uma grande variabilidade na resistência ao corte de RSU, baseada nas diferentes condições de ensaio.

Os valores de ângulo de atrito apresentados, oscilam entre 16 ° e 59°, sendo que a média se cifra perto de 30°. Os valores de coesão obtidos variam de 0 a 64 kPa com um valor médio de 14kPa.

Numerosos valores de resistência ao corte de RSU têm sido obtidos através de ensaios *in situ*, ensaios laboratoriais ou retroanálises de rotura de taludes. Os valores de resistência ao corte obtidos através de ensaios realizados sobre amostras remoldadas mostra uma grande amplitude de resultados proporcionados devido a uma elevada variedade de composições dos RSU. O uso de solos de cobertura nos actuais aterros de resíduos acrescenta heterogeneidade e anisotropia às propriedades resistentes das amostras de resíduos. A compactação horizontal de resíduos tende a orientar partículas fibrosas e de grande dimensão no plano horizontal (Bray, *et al.*,2009), afectando a interligação dos componentes responsáveis pela resistência ao corte mobilizada para grandes deformações.

É vantajoso o recurso a ensaios laboratoriais para eliminar alguma variabilidade incontrolável que pode influenciar os dados obtidos de ensaios *in situ*. Infelizmente, problemas surgem com o recurso de ensaio laboratoriais, uma vez que há necessidade do uso de amostras perturbadas, remoldadas e representativas de RSU, e que ainda assim sejam reproduzidas as condições de campo de modo a que possam ser significativos (Wong, 2009).

Nos dados laboratoriais e de ensaios *in situ* apresentados previamente na Tabela 2-4 foram apresentados ângulos de atrito interno superiores a 30°; no entanto, aparentemente, há relutância em utilizar esses valores uma vez que são requeridas grandes deformações para que sejam mobilizados tais ângulos de atrito. Bray, *et al.* (2009) reportaram que são necessárias elevadas deformações (mais de 20%) para que seja mobilizada a resistência ao corte para que seja possível determinar a resistência ao corte de RSU em ensaios triaxiais. Os mesmos autores defendem que o uso do ensaio de corte directo é apropriado para a determinação da resistência ao corte dos RSU.

Tabela 2-4 – Compilação de valores de coesão e ângulo de atrito publicados (adaptado de Wong, 2009)

Fonte	Ano	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Método/ensaio	Comentários
Landva e Clark	1986	19	42	Corte directo	RSU antigos
		16	38		RSU antigos
		16	33		RSU antigos (um ano mais velho que os anteriores)
		23	24		RSU recentes triturados
		10	33,6		resíduos de madeira
Siegel <i>et al.</i>	1990	0	39 a 53	Triaxial	5 composições diferentes de RSU (16 a 39% de deformação)
Howland e Landva	1992	17	33	Corte directo	RSU com 10 a 15 anos de idade; 25% deformação
Cowland <i>et al.</i>	1993	10	25	Corte directo	-
Del Greco e Oggeri	1993	15,7	21	Corte directo	fardos de baixa densidade
		23,5	22		fardo de alta densidade
Golder e Associates	1993	0	41	Corte directo	-
Jessberger	1994	7	38	Não definido	-
		10	15	Retoanálise	-
		10	17	Retoanálise	-
		0	30	Estimado	observações de campo
		0	40	Estimado	
		7	42	Corte directo	RSU com 9 meses
		28	26,5	Valores sugeridos	RSU recentes
Fassett <i>et al.</i>	1994	10	23	Valores sugeridos	-
Kolsh	1995	15	15	Valores sugeridos	-
		18	22	Retoanálise	-
Gabt e Valero	1995	16,8	34	Triaxial	amostras remoldadas de sondagens
		0 a 27,5	20,5	Corte directo	
Benson <i>et al.</i>	1996	20	35	Valores sugeridos	-
		24	42	Corte directo	-
Kavazanjian	2001	16 a 30	33 a 59	Corte simples	RSU degradado
Reddy <i>et al.</i>	2008	31 a 64	26 a 30	Corte directo	RSU recentes
		38	16	Triaxial	

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

Apesar de existirem inúmeros estudos que visam a quantificação da resistência ao corte dos resíduos, a localização, o tipo de resíduos, o tipo de amostragem e o tipo de ensaios utilizados conduzem, geralmente, a uma impossibilidade de comparação. Portanto, é necessário uma investigação sistemática para avaliar a resistência ao corte dos RSU (Wong, 2009).

### 3. Métodos de análise de estabilidade de taludes em solos

A análise de estabilidade de taludes em obras de terra é o tipo de análise numérica mais antiga em engenharia geotécnica. Isto porque, em parte, a estabilidade é um assunto importante num projecto – será que a estrutura se mantém estável ou colapsa? A estabilidade de taludes é comum em quase todos os tipos de obras geotécnicas: estabilidade de albufeiras e do corpo das barragens de aterro, ou enrocamento; estabilidade de aterros e escavações em infra-estruturas lineares (rodovias e ferrovias); aterros de resíduos; emboquilhamento de túneis, aeroportos e escavações. Estes movimentos podem ser estudados por duas perspectivas distintas: a do geólogo e a do engenheiro geotécnico.

Do ponto de vista geológico, considera-se que os movimentos de terreno são um processo natural e, como tal, estudam-se o ponto de origem, a sua direcção e as características estruturais do maciço afectado da sua superfície de rotura. Contudo, os engenheiros investigam a segurança dos taludes baseando-se nos princípios de mecânica dos solos e no desenvolvimento de métodos matemáticos para uma avaliação plausível da estabilidade de taludes, bem como as medidas de monitorização e correcção necessárias.

Um estudo de estabilidade fiável apenas pode ser obtido através da combinação de ambas as abordagens. A avaliação quantitativa da estabilidade de taludes pelos métodos de mecânica dos solos deve ser baseado no conhecimento da estrutura geológica, composição e orientação dos estratos e a história geomorfológica da superfície topográfica.

Qualquer superfície de terreno inclinado, de origem natural ou antrópica, é considerada como um talude. E uma vez que a superfície do terreno não é horizontal, existe uma componente gravitacional que fará com que o solo tenda a mover-se. Se esta componente horizontal for suficientemente grande, poderá ocorrer a rotura do talude, isto é, a massa de solo individualizada inferiormente por uma superfície de rotura desliza. Para que se instale uma situação em que há movimentos de terrenos, é necessário que as forças actuantes (gravitacionais) ultrapassem a resistência ao corte do solo ao longo de uma dada superfície no interior do terreno.

Numa diversidade de casos, são necessários cálculos com o objectivo de quantificar a segurança de taludes naturais, de escavação e de aterro. Este processo é designado por análise de estabilidade de taludes. Envolve a determinação e comparação da tensão de corte que é mobilizada ao longo da mais provável superfície de rotura com a resistência ao corte do solo. (Huang, 2014)

A problemática dos taludes em geral, e a análise da sua estabilidade em particular, é uma das áreas onde a experiência geológica e geotécnica é mais valorizada. Isto porque os modelos, aos quais se recorre para efectuar as análises de estabilidade, por mais completos e complexos que sejam, quer do ponto de vista físico, quer matemático, não explicam a totalidade da realidade geológica/geotécnica implicada na análise de estabilidade.

Um problema de análise de estabilidade de taludes é estaticamente indeterminado, e existem diferentes métodos de análise disponíveis. As análises de estabilidade de taludes são conduzidas, habitualmente, por dois métodos: por métodos de equilíbrio limite (LEM) e por métodos de elementos finitos (FEM). A principal diferença entre eles é que os métodos de equilíbrio limite são baseados no equilíbrio estático de forças e/ou momentos, enquanto, os métodos de elementos finitos são baseadas nas relações de tensão-deformação dos materiais. Os métodos de equilíbrio limite são, ainda nos dias de hoje, os métodos mais usados, uma vez que são aqueles com que os engenheiros têm mais experiência e familiaridade.

No presente capítulo serão apenas apresentados alguns dos métodos de estabilidade que se baseiam na teoria do equilíbrio limite e no método das fatias. Os métodos de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern e Price e o método geral de equilíbrio limite serão explicitados detalhadamente, enquanto os métodos de Correia Lowe e Karafiath, USACE I e II, Spencer, serão apenas sumariamente introduzidos.

O método de Fellenius é apresentado por ter sido o primeiro método das fatias; os métodos de Bishop, por o factor de segurança ser obtido de modo mais rigoroso e como o anterior, recorrendo ao equilíbrio de momentos; os de Janbu, pelo factor de segurança ser determinado através do equilíbrio de forças. Os métodos de Bishop e Janbu têm particular interesse por serem utilizados nos programas de cálculo como passos intermédios de determinação do factor de segurança por parte do método de Morgenstern e Price. O método geral de equilíbrio limite permite uma comparação entre os diferentes métodos das fatias, daí ser pertinente a sua exposição.

### 3.1. Teoria do equilíbrio limite

A teoria de equilíbrio limite é a filosofia de cálculo base dos métodos de equilíbrio limite. Os estudos de equilíbrio limite têm como finalidade analisar a estabilidade de uma qualquer massa de solo, ou rocha, assumindo uma rotura incipiente ao longo de uma superfície de rotura potencial - plana, circular, poligonal ou mista (Silva, 2011). De um modo geral, é assumida uma superfície de rotura de forma simples, e o material acima desta é considerada como um corpo livre. As forças actuantes e as resistentes acima da superfície de rotura são estimadas de modo a permitirem o equilíbrio de forças ou momentos, ou ambos, da massa potencialmente instável. A solução destas equações permite obter informação quantitativa sobre a estabilidade do talude, o denominado factor de segurança, (FS). Contudo, esta informação é relevante apenas para a superfície de rotura assumida e, como tal, é comum a repetição do cálculo diversas vezes para encontrar a potencial superfície de rotura crítica, isto é, a mais desfavorável. Mesmo quando existe uma descontinuidade bem definida, quer seja uma superfície de enfraquecimento ou uma antiga superfície de rotura, diversas tentativas devem ser feitas, porque a mesma raramente é conhecida *a priori*. O número de repetições que são necessárias realizar quando são identificadas descontinuidades, ou superfícies de enfraquecimento, é bastante reduzido. Após a realização de várias tentativas, é possível localizar a posição da superfície de rotura mais perigosa. Esta superfície é aquela à qual está associado o menor factor de segurança e, teoricamente,

é a superfície de rotura crítica. Na eventualidade de uma rotura de talude acontecer, a actual superfície de rotura pode diferir significativamente, dependendo da precisão com que o problema foi idealizado e nos pressupostos seguidos que foram realizados nos procedimentos analíticos (Chowdhury, 1978).

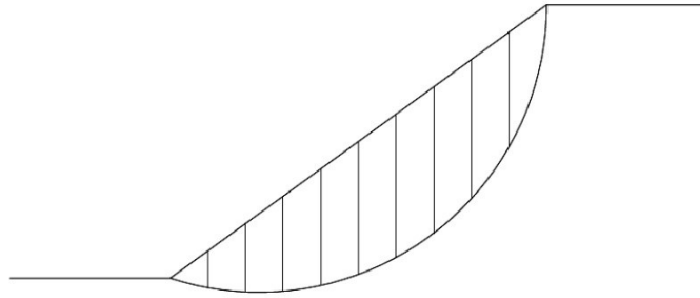


Figura 3-1 - Divisão de um talude em fatias (Ferreira, 2012)

A determinação do factor de segurança pode ser realizada seguindo três abordagens que são enunciadas pelas equações (3.1) a (3.3).

1. Equilíbrio de forças:

$$FS_f = \frac{\sum F_{estabilizadoras}}{\sum F_{instabilizadoras}} \quad (3.1)$$

2. Equilíbrio de momentos:

$$FS_m = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{instabilizadores}} \quad (3.2)$$

3. Equilíbrio limite ao corte:

$$FS = \frac{\int \tau_{mobilizável}}{\int \tau_{mobilizada}} \quad (3.3)$$

As componentes das forças bem como dos momentos resistentes são consideradas positivas se constituem um impedimento ao movimento da massa de solo. Estas duas possibilidades de análise podem conduzir a factores de segurança diferentes, problema que não acontece se for utilizada a equação de equilíbrio limite ao corte, em que o numerador é definido pelo critério de rotura a utilizar. Apesar disso, grande parte dos métodos de equilíbrio limite definem o factor de segurança a partir das equações de equilíbrio de forças e de momentos, como se verá mais adiante.

A avaliação da resistência mobilizável ( $\tau_f$ ) é executada com recurso ao critério de rotura de Mohr-Coulomb (equação 3.4).

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (3.4)$$

Onde:

$c'$  é a coesão efectiva (kPa);

$\sigma'$  a tensão efectiva (kPa);

$\varphi'$  o ângulo de atrito ( $^\circ$ ).

A resistência mobilizada ( $\tau_{mob}$ ) é dada pela equação (3.5):

$$\tau_{mob} = \frac{c' + \sigma' \tan \varphi'}{FS} \quad (3.5)$$

As equações 3.4 e 3.5 são válidas para uma análise em tensões efectivas. O mesmo tipo de análise pode ser realizado em tensões totais se entrarmos na equação (3.4), da resistência mobilizável, com a resistência não drenada. A escolha por uma análise em tensões efectivas ou em tensões totais dependerá sempre daquela que for considerada a mais gravosa em termos de instabilidade (Aryal, 2006).

### 3.2. Métodos das fatias

A análise de estabilidade de estruturas de terra, como já foi referido, é o tipo mais antigo de análise numérica em engenharia geotécnica, e no início do século XX foi introduzido um princípio revolucionador: o princípio da discretização da potencial massa instável em fatias. Foi proposto por Petterson, em 1916, para a análise de estabilidade do porto Stigberg em Gotemburgo, Suécia, onde a superfície de escorregamento foi assumida como sendo circular e a massa instável foi dividida em fatias. O método das fatias é baseado na premissa de dividir o talude em fatias e analisar a estabilidade da massa, instável ou potencialmente instável, tendo em consideração o equilíbrio estático de cada fatia e o equilíbrio global de toda a massa individualizada inferiormente pela superfície de rotura assumida. Deste modo, é possível resolver problemas com geometrias de taludes complexas, diferentes materiais e com influência de cargas externas (Fredlund & Krahn, 1977).

Uma das razões pelas quais o método de equilíbrio limite foi adoptado amplamente tem que ver com a possibilidade de obtenção de resultados através de cálculos manuais. Os conceitos associados ao método das fatias não são complicados de compreender e as técnicas são ainda mais fáceis de implementar em *software*, ao ponto de os métodos mais simples serem possíveis de resolver com recurso a uma folha de cálculo. O método das fatias é utilizado pela maior parte dos programas informáticos, uma vez que consegue analisar geometrias complexas, condições de solo variáveis e a influência externa de cargas. É certo que são necessárias simplificações para obter resultados; no entanto, o conceito de dividir um corpo maior em fatias em termos de análise foi bastante inovador. Ao longo dos anos, foi sendo desenvolvido por diversos autores, que deram a esta ideia o seu cunho pessoal, ao nível do tratamento de informação proveniente de cada fatia dessa divisão (Krahn, 2003).

Durante os anos 30, Fellenius (1936) introduziu o método Sueco ou de Fellenius (*Ordinary method of slices*). Já nos anos 50, Janbu (1954) e Bishop (1955) desenvolveram avanços sobre o método de Fellenius. O aparecimento dos computadores nos anos 60 permitiu realizar de um modo mais expedito os processos iterativos inerentes a estes métodos, conduzindo assim a formulações matemáticas mais rigorosas, como por exemplo as desenvolvidas por Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973).

Todos os métodos das fatias têm 4 características em comum (Abramson *et al.*, 1996):

1. Um factor de segurança baseado nos parâmetros de resistência ao corte;
2. Os parâmetros de resistência são independentes do comportamento tensão-deformação;
3. Algumas, ou todas as equações de equilíbrio, são usadas para determinar o factor de segurança;
4. As forças envolvidas nos métodos de equilíbrio são estaticamente indeterminadas.

Outras duas características comuns, que podem ser adicionadas à lista anterior são:

5. A massa potencialmente instável é considerada como um corpo rígido;
6. A direcção de menor resistência ao deslizamento para problemas tridimensionais não é, regra geral, óbvia, como tal uma direcção crítica é assumida.

Os métodos das fatias calculam um factor de segurança que, por definição, é assumido como constante em todos os pontos da potencial superfície de rotura. Isto é razoável apenas em situação de rotura eminente, quando todas as fatias da massa instabilizada estão no equilíbrio limite; isto é, quando o factor de segurança é igual à unidade em todas as fatias. Na verdade, os factores de segurança locais variarão ao longo da superfície de rotura. Em algumas fatias o factor de segurança poderá ser unitário, noutras pode ser superior (Krahn, 2003).

No caso em que os materiais tenham comportamento frágil, uma pequena pressão hidrostática pode reduzir os factores de segurança locais para valores inferiores à unidade e, progressivamente, despoletar a rotura. Isto acontece, por exemplo, em argilas sobreconsolidadas que exibem resistência ao corte residual sobre condições drenadas e, em areias soltas saturadas, sobre condições não drenadas. Portanto, os métodos não conseguem explicitamente modelar o mecanismo de rotura progressivo.

Os métodos das fatias pressupõem, ainda, que os materiais que constituem o talude têm comportamento rígido-plástico e os parâmetros resistentes são independentes do comportamento de tensão-deformação. Os métodos recorrem a ambos os equilíbrios, rotacional e/ou translacional e, ignoram a compatibilidade de tensões. Como resultado, o número de equações de equilíbrio é menor que o número de incógnitas. Assim, todos os métodos necessitam de assumir pressupostos para que o problema seja estaticamente determinado, fazendo um balanço entre o número de equações de equilíbrio e o número de incógnitas do problema. O problema mais típico destes pressupostos é o das forças inter-fatias.

Uma vez que apenas quatro equações (Tabela 3-1) podem ser escritas para o equilíbrio limite para o sistema, a solução é estaticamente indeterminada.

Tabela 3-1 – Equações que podem ser escritas para um problema de análise de estabilidade de taludes com recurso ao método das fatias (adaptado de Abramson *et al.*, 1996)

Equações		Condição
$n$		Equilíbrio de momentos para cada fatia
$2n$		Equilíbrio de forças em duas direcções para cada fatia
$n$		Relação Mohr-Coulomb entre a tensão de corte e a tensão normal efectivas
<b>Total</b>	<b><math>4n</math></b>	<b>Número total de equações</b>

Num problema de análise de estabilidade de taludes, existem  $(6n-2)$  variáveis que estão listadas na Tabela 3-2. No entanto, a resolução do sistema de equações é possível, reduzindo o número de incógnitas, assumindo algumas simplificações. Uma das simplificações mais comum é que o ponto de aplicação da força normal na base da fatia é o meio da fatia, reduzindo assim o número de incógnitas para  $(5n-2)$ . Então, são necessários adicionalmente  $(n-2)$  pressupostos para tornar o problema passível de ser determinado. São estes pressupostos que distinguem os diferentes métodos de análise (Abramson *et al.*, 1996).

Tabela 3-2 - Incógnitas associadas ao método das fatias (adaptado de Abramson *et al.*, 1996)

Incógnitas	Variável
1	Factor de Segurança
$n$	Força normal na base de cada fatia, $N'$
$n$	Localização da força normal, $N'$
$n$	Força de corte na base de cada fatia, $T$
$n-1$	Força inter-fatias, $Z$
$n-1$	Inclinação da força inter-fatias, $\theta$
$n-1$	Localização da força inter-fatias, (linha de impulso)
<b>Total</b>	<b><math>6n-2</math></b>
	<b>Número total de incógnitas</b>

A Tabela 3-3 contempla os métodos mais comuns de análise e as condições de equilíbrio estático que são satisfeitas na determinação do factor de segurança.

Tabela 3-3 – Equações estáticas que são cumpridas por cada método (adaptado de Abramson *et al.*, 1996)

Método	Equilíbrio de momentos	Equilíbrio de forças	
		X	Y
Fellenius	Sim	Não	Não
Bishop simplificado	Sim	Sim	Não
Janbu simplificado	Não	Sim	Sim
USACE - I	Não	Sim	Sim
USACE - II	Não	Sim	Sim
Lowe – Karafiath	Não	Sim	Sim
Janbu generalizado	Não	Sim	Sim
Morgenstern e Price	Sim	Sim	Sim
Spencer	Sim	Sim	Sim
Sarma	Sim	Sim	Sim

Os diferentes métodos das fatias criados ao longo dos anos são todos muito similares. As diferenças entre métodos residem essencialmente nas equações de forças e momentos que são consideradas e satisfeitas, que forças inter-fatias são incluídas e qual a relação entre as forças inter-fatias normal e de corte. As diferentes assunções de forças inter-fatias e o modo como se relacionam entre si são resumidos na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 - Forças inter-fatias consideradas por cada método e a relação entre as forças inter-fatias normal e de corte (adaptado de Krahn, 2004)

Método	Força normal inter-fatias (E)	Força de corte inter-fatias (X)	Inclinação da resultante de X/E e a Relação X-E
Fellenius	Não	Não	Não considera força inter-fatias
Bishop simplificado	Sim	Não	Horizontal
Janbu simplificado	Sim	Não	Horizontal

Método	Força normal inter-fatias (E)	Força de corte inter-fatias (X)	Inclinação da resultante de X/E e a Relação X-E
USACE – I	Sim	Sim	Inclinação de uma linha desde a crista ao pé do talude
USACE – II	Sim	Sim	Inclinação da superfície do solo no topo da fatia
Lowe – Karafiath	Sim	Sim	Média da inclinação entre a superfície do solo e a base da fatia
Janbu generalizado	Sim	Sim	Aplicada na linha de impulso
Spencer	Sim	Sim	Constante
Morgenstern e Price	Sim	Sim	Variável; função seleccionada pelo utilizador
Sarma – fatias verticais	Sim	Sim	$X = C + E \tan \phi$

O método de Fellenius foi o primeiro a ser desenvolvido. O método ignora todas as forças inter-fatias e satisfaz apenas o equilíbrio de momentos. Ao assumir esta simplificação tornou-se possível calcular o factor de segurança manualmente, o que era importante uma vez que não existiam computadores. Anos mais tarde, Bishop (1955) concebeu um esquema que incluía a força normal inter-fatias, mas ignorava as forças de corte inter-fatias. À semelhança do método de Fellenius, o método de Bishop simplificado satisfaz apenas o equilíbrio de momentos. O interesse e significância deste método é o facto de que, ao incluir a força normal inter-fatias, a equação do factor de segurança torna-se não-linear e é necessário um processo iterativo para determinar o factor de segurança. A diferença entre os métodos de Bishop simplificado e Janbu simplificado é que o método de Janbu simplificado apenas cumpre o equilíbrio de forças horizontais, ao contrário do equilíbrio de momentos. Mais tarde, os computadores tornaram possível a realização de processos iterativos inerentes aos métodos de equilíbrio limite, e isto levou a formulações mais rigorosas matematicamente que incluem todas as forças inter-fatias e satisfazem todas as equações de forças e momentos. Dois desses métodos são o de Morgenstern-Price e o de Spencer (Krahn, 2004).

### 3.2.1. Método de Fellenius

O método de Fellenius é o primeiro método das fatias e o mais simples de todos. A obtenção do factor de segurança é realizada com recurso a uma equação linear, o que torna o cálculo isento de qualquer processo iterativo, ao contrário de todos os outros métodos das fatias, sendo por isso uma excelente forma de demonstrar os princípios básicos dos métodos de equilíbrio limite.

As forças de interação inter-fatias, normais e de corte, são consideradas como paralelas à base da fatia, o que permite, desta forma, não as ter em consideração aquando do cálculo do factor de segurança. No entanto, do ponto de vista físico, esta simplificação não é verídica, dado que, as forças não podem ter a mesma inclinação em todas as fatias, uma vez que quando se muda para a fatia seguinte a inclinação varia (Fredlund & Krahn, 1977). Deste modo, esta simplificação viola a terceira lei de Newton.

O valor da reacção normal efectiva na base de cada fatia ( $N$ ) por ser determinado através do equilíbrio de forças segundo a direcção perpendicular à base, ou através das equações de equilíbrio segundo as direcções horizontal e vertical (ver equação (3.6) (Ferreira, 2012).

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (3.6)$$

Onde,

$u$  = pressão intersticial;

$l$  = comprimento da base de cada fatia;

$\alpha$  = inclinação da superfície de rotura ao meio da fatia.

O factor de segurança,  $FS_m$ , é obtido através do cálculo de momentos em torno do centro de rotação da massa de terreno, instável ou potencialmente instável, delimitada inferiormente pela superfície de rotura e, é dado pela equação (3.7).

$$FS_m = \frac{\sum (c'l + N' \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (3.7)$$

Os valores de factor de segurança obtidos com recurso a este método são, comumente, conservativos. São de tal modo conservativos que para situações de taludes regulares ou taludes com elevadas pressões intersticiais, que os coeficientes de segurança podem ser perto de 60% mais conservativos, do que os obtidos por métodos mais rigorosos. Por este motivo não é um método muito utilizado nos dias de hoje, a não ser como método introdutório à análise de estabilidade de taludes com recurso ao método das fatias (Albatineh, 2006).

### 3.2.2. Métodos de Bishop

O método de Bishop simplificado é muito utilizado na prática, enquanto o método de Bishop generalizado é o primeiro método considerado como rigoroso. Seguidamente são explicitados estes métodos.

#### 3.2.2.1. Método de Bishop simplificado

O Método de Bishop simplificado foi proposto em 1955, por Bishop, e em engenharia geotécnica tem sido aceite como um método das fatias preciso, embora não satisfaça todas as condições de equilíbrio. Este método satisfaz o equilíbrio de forças verticais para cada fatia e o equilíbrio de momentos, em torno do centro de toda a massa de terreno discretizada pela potencial superfície de rotura circular. Neste método, pressupõe-se que a rotura ocorre por rotação, ao longo de uma superfície de deslizamento cilíndrica, não devendo, portanto, ser utilizado para determinação de factores de segurança para superfícies de rotura não circulares. As forças inter-fatias são consideradas horizontais, que é equivalente a assumir que as forças de corte inter-fatias são nulas (Albatineh, 2006).

A força normal, com ponto de aplicação no centro de cada fatia, é obtida através do somatório de forças verticais (Abramson *et al.*, 1996). Em termos de tensões totais a força normal,  $N$ , é dada pela equação (3.8).

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \sum \left( W - \frac{c'l \sin \alpha}{F} - ul \cos \alpha \right) \quad (3.8)$$

Onde,  $m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$

O factor de segurança é obtido através de um procedimento iterativo, devido ao facto da equação que o permite obter ser não linear, uma vez que o factor de segurança está presente em ambos os lados da equação (3.9).

$$FS_m = \frac{\sum(c'l + \frac{W - ub - \frac{c'b \tan \alpha}{FS}}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS}} \times \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (3.9)$$

Este método é de relativa simplicidade de resolução manual e a convergência é relativamente rápida, em regra 3 a 4 iterações (Nash, 1987). Embora o equilíbrio de forças segundo a direcção horizontal não seja satisfeito, os coeficientes de segurança obtidos para superfícies de rotura circular são concordantes com os obtidos por métodos rigorosos tais como o de Morgenstern-Price e o Spencer (Zhu, 2008).

### 3.2.2.2. Método de Bishop generalizado

O método de Bishop generalizado foi proposto por Bishop, também em 1955, e é o primeiro método rigoroso, a ser capaz de analisar superfícies de rotura circulares em solos friccionais e coesivos (Freitas, 2011).

Além de considerar as forças normais inter-fatias, este método considera as forças de corte. A completa consideração das forças inter-fatias é conseguida através da assunção de uma única distribuição da resultante das forças inter-fatias e, deste modo, satisfaz o equilíbrio de forças em cada fatia. As forças inter-fatias, de corte e normal, e o factor de segurança são determinados através de processos iterativos (Abramson *et al.*, 1996).

### 3.2.3. Métodos de Janbu

Os métodos de Janbu simplificado e generalizado são comumente utilizados em análises de estabilidade, como tal, são apresentados sumariamente, e o que os distingue entre si.

#### 3.2.3.1. Método de Janbu simplificado

O método de Janbu simplificado, publicado em 1956, foi um dos primeiros métodos para a análise de rotura compósitas, isto é, não circulares. O pressuposto deste método é que as forças de corte inter-fatias são nulas e, portanto, a expressão que conduz à determinação da força normal na base de cada fatia, é a mesma que obtida por Bishop, e acima apresentada na equação (2.8) (Nash, 1987). Neste método o factor de segurança é obtido pelo equilíbrio de forças horizontais, sendo calculado com recurso à equação (3.10).

$$FS_f = \frac{\sum(c'l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (3.10)$$

Onde,  $\sum \Delta E = E_2 - E_1 =$  zero se não existirem forças horizontais (não existe força inter-fatias normal)

Em termos de forças, originalmente apresentado por Janbu (1954), a equação anterior (3.10) traduzida na equação (3.11):

$$FS_f = \frac{\sum \frac{l(c' + (p - u) \tan \phi')}{n_\alpha}}{\sum pb \tan \alpha} \quad (3.11)$$

Em que:  $n_\alpha = \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F})$

Onde,

$p = \frac{W}{l}$  = tensão total vertical;  
 l = largura da fatia

De modo a ter em consideração as forças de corte inter-fatias, Janbu introduziu um factor de correcção,  $f_0$ , que multiplica pelo factor de segurança resultante do equilíbrio de forças segundo a direcção horizontal,  $F_0$ . Este factor de correcção,  $f_0$ , é uma função da geometria do escorregamento e dos parâmetros de resistência do solo. Este parâmetro foi proposto por Janbu baseado num número de análises de estabilidade de taludes utilizando métodos simples e rigorosos para os mesmos taludes (Albataineh, 2006).

Com esta alteração são gerados valores de factor de segurança superiores e, é o factor de segurança é obtido através da equação (3.12). A este método é dado o nome de Janbu corrigido:

$$F_{Janbu} = f_0 \cdot F_0 \quad (3.12)$$

Os incrementos no factor de segurança variam entre 5 e 12%, e o menor aumento é foi registado para solos puramente atríticos e, verificaram-se aumentos de até 12% em análises realizadas em taludes constituídos por solos argilosos (Abramson *et al.*, 1996).

### 3.2.3.2. Método de Janbu generalizado

Janbu concebeu um método de análise que pode ser aplicado a ambos os tipos de superfície, circular e não circular. Este foi o primeiro método das fatias em que ambos os equilíbrios estáticos, de forças e momentos, eram satisfeitos (Nash, 1987).

Janbu formulou as equações gerais de equilíbrio resolvendo as equações de equilíbrio verticais e paralelas à base de cada fatia. Considerando o equilíbrio global de forças uma expressão para o  $FS_f$  foi obtida. Para tornar o problema estaticamente determinado, é assumida a posição da linha de impulso das forças inter-fatias. Ao calcular os momentos em torno do centro da base de cada fatia de largura infinitesimal, o equilíbrio de momentos global é implicitamente satisfeito, e a as forças de corte inter-fatias podem, assim, ser determinadas. Estas são, então, inseridas na expressão para o factor de segurança e, deste modo, ambos os equilíbrios globais de forças e momentos são satisfeitos. A linha de impulso atravessa o centróide da massa de solo individualizada pela hipotética superfície de rotura compósita (Nash, *op. cit.*).

O valor do factor de segurança é obtido através de iterações em que que o primeiro passo é definir a posição da linha de pressão com o valor de FS obtido inicialmente, calcular um novo FS; em segundo

lugar repete-se iterativamente o processo até ser atingido um FS associado a um determinado erro de convergência admitido no processo de cálculo (Freitas, 2011).

### 3.2.4. Método de Morgenstern – Price

O método de Morgenstern e Price (1965) foi o primeiro método a satisfazer todas as condições de equilíbrio para superfícies de rotura de qualquer forma. A aplicação do método requer um elevado número de iterações, o que conduz a uma impraticabilidade de aplicação manual sendo, assim, indispensável o recurso a computadores para a sua aplicação. O método determina o factor de segurança através da soma de forças tangenciais e normais à base da fatia e ao somatório de momentos em torno do centro da base de cada fatia. As equações foram formuladas para cada fatia de largura infinitesimal. As equações de equilíbrio de forças e de momentos foram combinadas e uma modificação da técnica numérica de Newton-Raphson foi utilizada para obter o factor de segurança, em que ambos os equilíbrios de forças e momentos fossem respeitados. A solução requer uma assunção arbitrária da direcção da resultante das forças de corte e normais inter-fatias (Silva, 2011).

A assunção relativa às forças inter-fatias realizadas e as equações de equilíbrio estático utilizados na formulação de Morgenstern e Price são os mesmos que são usados na formulação do método geral de equilíbrio limite. No entanto, há uma pequena distinção na forma como é aplicada a força na base de cada fatia” (Freudlund *et al.*, 1981).

O método foi desenvolvido tendo por base o talude apresentado na *Figura 3-2*, em que foi conduzido o estudo do equilíbrio da massa assinalada a cinzento, limitada pela superfície do terreno (descrita pela equação  $y = z(x)$ ) e por uma superfície de rotura curva (dada por  $y = y(x)$ ). Duas linhas de impulso são apresentadas na figura, ambas desconhecidas à partida: a linha de impulso relativa às forças efectivas ( $y = y'_t(x)$ ) e a linha de impulso referente às pressões intersticiais ( $y = h(x)$ ).

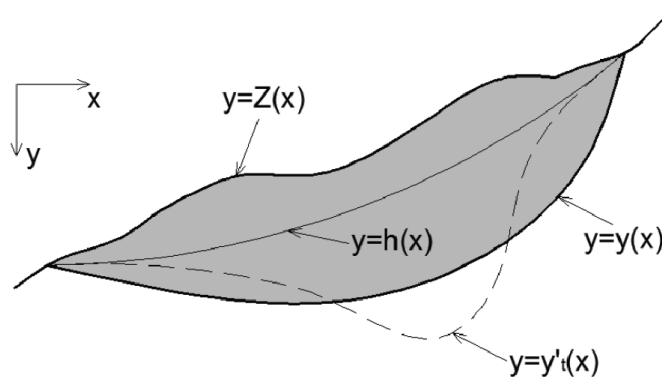


Figura 3-2 Potencial massa instabilizada (Silva, 2011)

Na Figura 3-3 apresentam-se as forças actuantes numa fatia de largura infinitesimal da massa em equilíbrio.

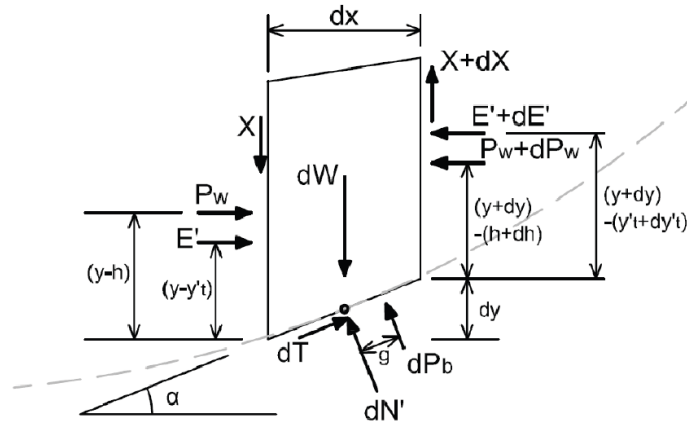


Figura 3-3 Forças actuantes numa fatia de largura infinitesimal, dx (Silva, 2011)

Em que:

$E'$  - força normal efectiva de interacção;

$X$  - força tangencial de interacção;

$dW$  - peso da fatia;

$P_w$  - resultante das pressões neutras que actuam na face lateral da fatia;

$dP_b$  - resultante da pressão neutra na base da fatia;

$dN'$  - força normal efectiva na base da fatia;

$dT$  - força de corte na base da fatia;

$\alpha$  - inclinação da base da fatia.

A formulação do método começa com uma equação de equilíbrio de momentos em torno do ponto médio da base da fatia (equação 3.13), condição suficiente para impedir a rotação da mesma:

$$E' \left[ (y - y'_t) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] + P_w \left[ (y - h) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] - E' + dE' \left[ y + dy - y'_t - dy'_t + \left( \frac{-dy}{2} \right) \right] - X \frac{dx}{2} - (X + dX) \frac{dx}{2} - (P_w + dP_w) \left[ (y + dy) + (h + dh) - \frac{dy}{2} \right] - dP_b \cdot g = 0 \quad (3.13)$$

Esta será a primeira equação diferencial dirigida para a solução do problema. Simplificando e resolvendo-a com  $dx$  a tender para zero, resulta na expressão representada pela equação (3.14).

$$X = \frac{d}{dx} (E' \cdot y'_t) - y \frac{dE'}{dx} + \frac{d}{dx} (P_w \cdot h) - y \frac{dP_w}{dx} \quad (3.14)$$

Através de equações de equilíbrio de forças nas direcções N e T obtêm-se as restantes condições da estática que devem ser satisfeitas no cálculo (equações (3.15) e (3.16)).

$$dN' + dP_b = dW \cos \alpha - dX \cos \alpha - dE' \sin \alpha - dP_w \sin \alpha \quad (3.15)$$

$$dT = dE' \cos \alpha + dP_w \cos \alpha - dX \sin \alpha + dW \sin \alpha \quad (3.16)$$

Por outro lado, o critério de rotura de Mohr-Coulomb permite a consideração de mais uma equação (3.17).

$$dT = \frac{1}{FS} (c' dx \sec \alpha + dN' \tan \phi') \quad (3.17)$$

Onde:

$c'$ , coesão efectiva;

$FS$  o factor de segurança;

$\phi'$  o angulo de atrito efectivo.

Tendo em consideração que as fatias são infinitesimais,  $dT$  pode ser eliminado das duas últimas equações (3.16) e (3.17), e  $dN'$  da equação (3.15). Ao igualarmos as equações (3.16) e (3.17) e eliminarmos o termo  $dN'$  obtemos uma nova equação diferencial (equação 3.18). Para a constituição da nova equação diferencial há que cumprir os seguintes passos:

- Dividir ambos os membros por  $dx \cos \alpha$ ;
- Substituir  $\tan \alpha$  por  $-dy/dx$ ;
- E substituir  $dP_b$  por  $r_u dW \sec \alpha$ , em que  $r_u$  é o termo definido por Bishop e Morgenstern, que relaciona a pressão intersticial com o peso da fatia ( $r_u = dP_b/dW \sec \alpha$ ).

$$\frac{dE'}{dx} \left[ 1 - \frac{\tan \phi'}{FS} \frac{dy}{dx} \right] + \frac{dX}{dx} \left[ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right] = \frac{c'}{FS} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dP_w}{dx} \left[ \frac{\tan \phi'}{FS} \frac{dy}{dx} - 1 \right] + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} - r_u \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{\tan \phi'}{FS} \right\} \quad (3.18)$$

As equações (3.14) e (3.18) constituem as expressões que regem o equilíbrio da potencial massa instabilizadora (Morgenstern & Price, 1965).

Existem três tipos de suposições que podem ser tidas em consideração, tendo em vista remover a hiperestaticidade:

- 1) assumir uma distribuição da força normal ao longo da superfície de rotura;
- 2) adoptar uma posição para linha de impulso;
- 3) e admitir uma relação entre as forças inter-fatias normal ( $E'$ ) e de corte ( $X$ ).

Assim sendo, através da distribuição de forças, num elemento infinitesimal isolado junto da fronteira entre fatias (ver Figura 3-4), foi possível obter uma relação entre  $E'$  e  $X$  (ver Figura 3-5).

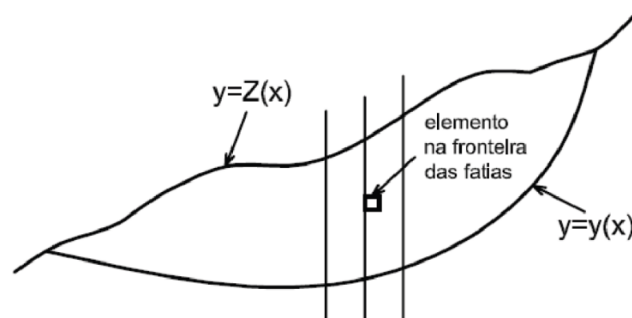


Figura 3-4 Elemento infinitesimal de solo na interface entre fatias (Silva, 2011)

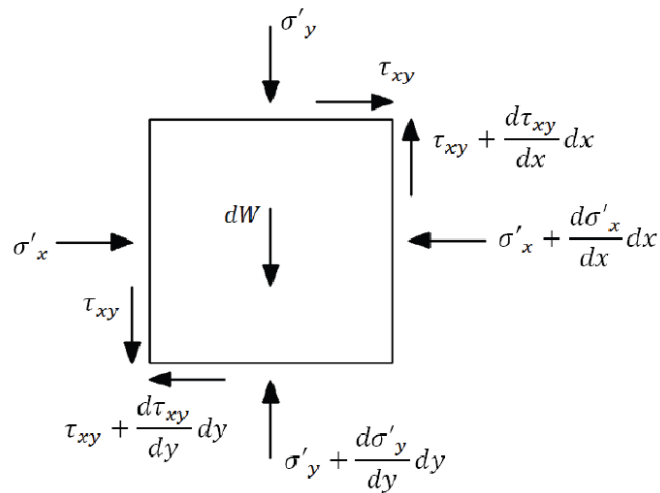


Figura 3-5 Tensões efectivas que actuam num dado elemento infinitesimal de solo (Silva, 2011)

Para uma geometria e superfície de rotura específica as forças inter-fatias podem ser definidas pelas equações (3.19) e (3.20).

$$E' = \int_z^y \sigma'_x(y) dy \quad (3.19)$$

$$X = \int_z^y \tau_{xy}(y) dy \quad (3.20)$$

Assim, os autores obtiveram uma relação entre as forças inter-fatias dada pela equação (3.21).

$$X = \lambda f(x) E' \quad (3.21)$$

De modo a simplificar a equação e a facilitar a determinação de  $\lambda f(x)$  os autores definiram a relação entre as forças inter-fatias em termos de tensões totais.

Assim, especificando uma distribuição razoável para as forças de interação, restam as incógnitas  $\lambda$  e  $FS$  cujos valores poderão ser encontrados com a resolução das equações diferenciais (3.14) e (3.18). A função  $f(x)$  terá que obedecer a alguns critérios, ditados pelo comportamento do solo, para que os resultados do factor de segurança sejam válidos.

Na divisão em fatias, o método assume que a base é linear, bem como as fronteiras entre estratos e destes com o nível freático. A própria função de interação depende linearmente de  $x$ . (Morgenstern & Price, 1965)

### 3.2.5. Método geral de equilíbrio limite

O Método geral de equilíbrio limite foi desenvolvido por Fredlund e Krahn nos anos 70 (Fredlund & Krahn, 1977) e é aplicável a análises cuja superfície de rotura seja não circular. O procedimento deste método geral de equilíbrio limite incorpora todas as suposições e desenvolvimentos conseguidos pelos outros métodos de equilíbrio limite mais recentes. Na verdade, ele é uma extensão dos métodos de Spencer e Morgenstern-Price, onde a inclinação das forças inter-fatias é assumida como  $\tan \theta = \lambda \cdot f(x)$

tendo em vista a determinação das forças inter-fatias. Nesta formulação as forças de interacção são determinadas por uma equação semelhante à de Morgenstern-Price (equação (3.23)) (Krahn, 2003, Abramson *et al.*, 1996):

$$X = E\lambda f(x) \quad (3.23)$$

Em que  $f(x)$  é uma função,  $\lambda$  é uma percentagem da função usada, e E e X as forças normal e tangencial de interacção inter-fatias, respectivamente. O método recorre ao cálculo de dois factores de segurança, um formulado a partir do equilíbrio de momentos ( $F_m$ ) e o outro a partir do equilíbrio de forças ( $F_f$ ) (Silva, 2011).

O método geral de equilíbrio limite tem a vantagem de permitir a comparação de soluções pelos diferentes métodos de equilíbrio limite no mesmo gráfico de coeficientes de segurança ( $FS_f$  e  $FS_m$ ) vs  $\lambda$ , e compreender a influência das funções de inter-fatias - ver Figura 3-6 (Fredlund & Krahn, 1977).

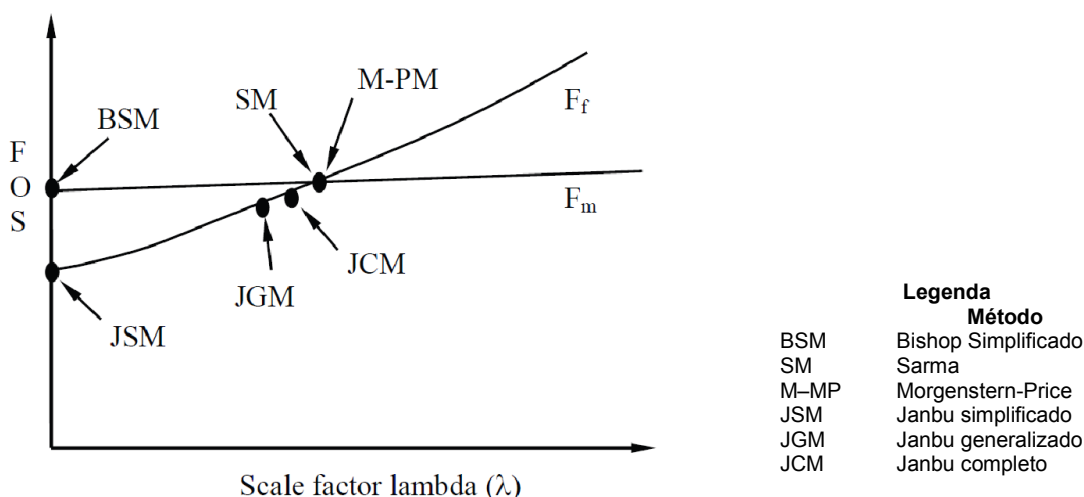


Figura 3-6 Apresentação dos métodos das fatias mais comuns (Fredlund & Krahn, 1977)

É possível afirmar que a curva respeitante aos coeficientes de segurança obtidos através do equilíbrio de momentos é praticamente horizontal, enquanto que, a de equilíbrio de forças é relativamente inclinada. O facto da inclinação da curva decorrente dos coeficientes de segurança obtidos por equilíbrio de momentos ser praticamente nula, significa que os métodos que apenas satisfazem o equilíbrio de momentos sejam relativamente insensíveis à força de corte inter-fatias. Com recurso a estes métodos pode ser obtido um factor de segurança realista, mesmo em situação que a as forças de corte inter-fatias não sejam realistas. Por outro lado, métodos que satisfaçam apenas o equilíbrio de forças são significativamente mais sensíveis às forças inter-fatias.

O método de Bishop simplificado não tem em consideração as forças de corte inter-fatias e apenas o equilíbrio de momentos é satisfeito. Isto equivale a dizer que se as forças de corte inter-fatias são nulas,  $X = 0$ , então  $\lambda = 0$ , e o factor de segurança para o método de Bishop simplificado situa-se na curva dos momentos, sobre o eixo das ordenadas.

Uma consideração similar pode ser efectuada para o método de Janbu simplificado que também ignora as forças de corte inter-fatias, mas apenas satisfaz o equilíbrio de forças. O factor de segurança situa-se, à mesma, no eixo das abcissas onde  $\lambda = 0$  na curva das forças.

Do mesmo modo, a intersecção das curvas, dos coeficientes de segurança obtidos através do equilíbrio de forças e de momentos, corresponde às soluções obtidas pelos métodos de Spencer e Morgenstern-Price, uma vez que ambos os métodos satisfazem o equilíbrio de forças e de momentos.

Os métodos de Janbu corrigido e generalizado estão mais próximos do ponto de intersecção, sobre a curva dos coeficientes de segurança obtidos através do equilíbrio de forças (Fredlund *et al.*, 1981).

### 3.2.6. Outros métodos das fatias

Outros autores focaram as suas convicções na elaboração de outras alternativas dentro dos métodos das fatias. Serão aqui resumidos alguns dos mais conhecidos métodos sendo eles os proposto por: Lowe e Karafiath (1960), Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América (USACE, 1970), Spencer (1970), Sarma (1973) e Correia (1988).

O método proposto por Lowe – Karafiath, em 1960, consiste na formulação de um factor de segurança, em que apenas o equilíbrio de forças é satisfeito na formulação. A inclinação ( $\theta$ ) da resultante das forças inter-fatias é dada pela média da inclinação da superfície topográfica do talude ( $\beta$ ) e a inclinação da base de cada fatia ( $\alpha$ ), isto é,  $\theta = \frac{\beta + \alpha}{2}$  (Aryal, 2006).

O método desenvolvido pelo USACE, em 1970, segue a mesma linha de raciocínio do método proposto por Lowe - Karafiath, sendo que a distinção reside na forma como é considerada a inclinação da resultante das forças inter-fatias. De acordo com este método, o ângulo ( $\theta$ ) que a resultante das forças inter-fatias, faz com a horizontal, pode ser considerado de duas formas distintas (Abramson *et al.*, 1996):

1. pode ser adoptado como paralelo à superfície do talude, portanto,  $\theta = \beta$ , onde  $\beta$  é a inclinação da superfície topográfica do talude;
2. Ou, pode ser igual à média da inclinação do talude entre a crista e a base do talude

O método de Spencer, proposto em 1967, para a análise de estabilidade para superfícies de rotura circular, no entanto, pode ser aplicado a superfícies de rotura não circulares. É um método que cumpre todas as condições de equilíbrio e de fronteira daí ser considerado como um método rigoroso. Os resultados obtidos por este método são bastante satisfatórios e é um método bastante estável em termos de resolução numérica. Neste método é assumido que as forças inter-fatias actuam, a uma inclinação ( $\theta$ ), constante mas desconhecida através do talude, tal que a relação entre as forças inter-fatias é dada por  $\frac{X}{E} = \tan \theta$  (Nash, 1987). Essa resultante é aplicada na base da fatia e no ponto intermédio da mesma. O método prevê o cálculo de coeficientes de segurança para dois ângulos, correspondentes aos dois lados das fatias (Fredlund & Krahn, 1977). Escolhidos vários valores de  $\theta$  calcula-se, para cada um, o valor de  $FS$  que satisfaz as equações de equilíbrio das forças de interação e dos momentos por elas provocados. Os valores de  $FS$  que satisfazem a equação das forças designam-se por  $FS_f$  e os que satisfazem a dos momentos por  $FS_m$ . Traçando as curvas de variação de  $FS_f$  e  $FS_m$  com  $\theta$ , o ponto de intersecção das duas curvas corresponde ao factor de segurança e

inclinação que satisfazem as duas equações, sendo por isso esse, o valor do factor de segurança correspondente ao talude em estudo (Figura 3-7).

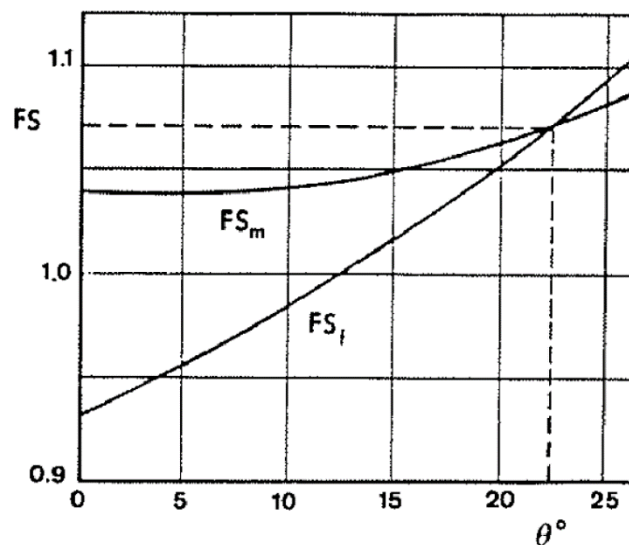


Figura 3-7 Determinação do factor de segurança (Ferreira, 2012)

O método de Sarma (1973) é uma visão diferente de como determinar o factor de segurança para um talude porque recorre a um coeficiente sísmico ( $k_c$ ) como incógnita, e o factor de segurança é assumido. O objectivo do método é determinar a aceleração sísmica horizontal ( $k_c$ ) que é necessária para que determinada massa de terreno, individualizada inferiormente por uma superfície de rotura de qualquer forma, atinja o estado de equilíbrio limite (Sarma, 1973).

O factor de segurança estático é obtido quando o coeficiente sísmico é zero. O método de Sarma faz uso de uma função distribuição de forças inter-fatias (similar ao método de Morgenstern-Price) e o valor do coeficiente sísmico pode ser calculado directamente do factor de segurança assumido. Todas as condições de equilíbrio são satisfeitas. De ressaltar que, a superfície de escorregamento crítica, associada à determinação do factor de segurança estático (quando considerado um coeficiente sísmico nulo) será, frequentemente, diferente das superfícies determinadas com recurso aos métodos convencionais em que o factor de segurança é tido como uma incógnita (Abramson *et al.*, 1996).

Sarma e Bhave descobriram através de diversas análises que existe uma relação linear entre a aceleração crítica e o factor de segurança estático, podendo ser representado pela seguinte equação (Fredlund & Krahn, 1977).

$$F = 1 + 3.33k_c \quad (3.24)$$

O método de Correia, apresentado em 1988 pelo engenheiro Português Rui Correia, é aplicável a superfícies de escorregamento de qualquer forma. Assegura o cumprimento total das condições de equilíbrio estático e permite o cálculo do factor de segurança através de uma única equação não linear. A novidade deste método em relação a outros é a remoção da indeterminação estática, porque se admite que a variação da força tangencial de interacção é definida por uma função de interacção dada pela seguinte equação  $X = X_{m\acute{a}x}f(x)$ , em que,  $X_{m\acute{a}x}$  é um parâmetro de escala a ser calculado durante

a resolução do problema, e  $f(x)$  é uma função de forma, análoga à usada na formulação de Morgenstern e Price.

É extremamente relevante o facto de se usar uma única equação não linear, pois reduz o esforço computacional e os problemas de convergências do processo iterativo. A remoção da indeterminação estática no método de Correia baseia-se em hipóteses relativas à distribuição das forças de interacção. Em vez da relação entre a força normal e tangencial imposta por Morgenstern e Price, o pressuposto centra-se na distribuição da força de interacção (Correia, 1989).

### 3.3. Importância das forças inter-fatias

Grande parte dos métodos das fatias assumem a direcção da resultante das forças inter-fatias, com excepção do método de Janbu generalizado. O método de Bishop simplificado considera que a inclinação das forças inter-fatias é zero; bem como o método de Janbu simplificado. O método de Spencer permite a selecção arbitrária de inclinações para a direcção da resultante das forças inter-fatias. No método de Morgenstern–Price existe a liberdade de seleccionar uma função, dentro das disponíveis, para definir a direcção da resultante das forças inter-fatias (Fredlund, 1984).

Na verdade, as funções de forças inter-fatias podem afectar significativamente o factor de segurança obtido por intermédio do equilíbrio de forças; no entanto a significância é reduzida no factor de segurança obtido por equilíbrio de momentos. É por esta razão que os coeficientes de segurança obtidos pelos métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Método Geral do equilíbrio limite são, diversas vezes, insensíveis à função de forças inter-fatias. Na *Figura 3-8* é ilustrado o efeito de diferentes funções inter-fatias. Uma função de forças inter-fatias constante (método de Spencer) e resultará num factor de segurança semelhante ao obtido por um método de elementos finitos, se a curva de equilíbrio de momentos for praticamente horizontal.

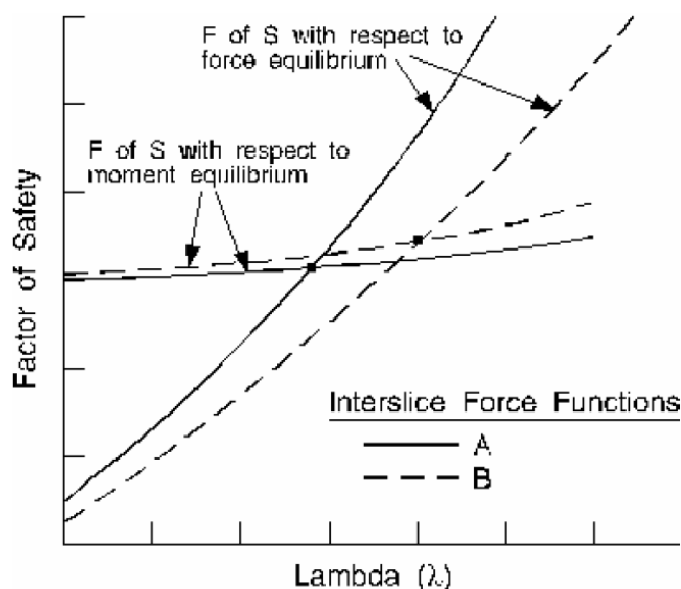


Figura 3-8 – efeito de diferentes funções de forças inter-fatias (Geo-Slope, 2008)

Existem também situações onde o equilíbrio de momentos é sensível às forças de corte inter-fatias. Em tais casos, a curva do equilíbrio de momentos num gráfico, factor de segurança vs  $\lambda$ , terá uma inclinação significativa, tal como ilustrado na Figura 3-9.

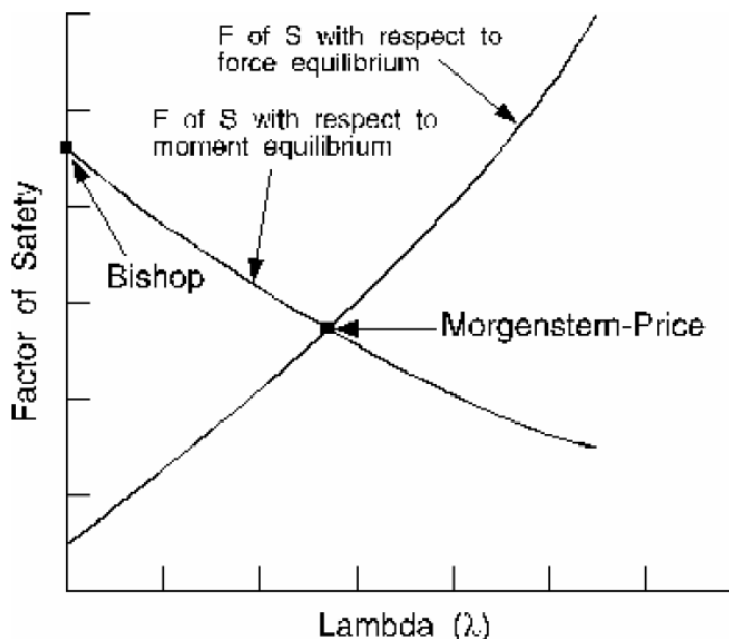


Figura 3-9 – Situação em que o equilíbrio de momentos é sensível à força de corte inter-fatias (Geo-Slope, 2008)

É assumido que a força de corte inter-fatias  $X$  relaciona-se com a força normal inter-fatias  $E$  através da relação  $X = E \cdot \lambda \cdot f(x)$ . Não existe qualquer fundamento teórico para determinar a função  $f(x)$  para um problema genérico, uma vez que o problema de estabilidade de taludes é estaticamente indeterminada por natureza.

Algumas das funções que representam a relação entre as forças normal e de corte inter-fatias mais comuns são (ver Figura 3-10):

- função constante, que considera que a relação entre as forças é constante desde o topo à base da fatia;
- função semi-seno, considera o crescimento sinusoidal da relação entre as forças inter-fatias desde o topo até base de cada fatia;
- função seno truncada, é semelhante à função de semi-seno, no entanto, com alguma mobilização no topo da fatia;
- função trapezoidal, em que são especificados dois ou mais pontos, entre os quais a relação entre as forças inter-fatias é constante;
- e pode ainda ser especificada uma função pelo engenheiro (ver Figura 3-10).

A função constante, e na situação em que a constante seleccionada for igual a 1, estamos perante uma situação equivalente à do método de Spencer. Considerando o caso de um solo arenoso com coesão

efectiva nula,  $c' = 0$ , se o critério de rotura de Mohr-Coulomb for aplicado à relação das forças inter-fatias,  $X = E \tan \phi'$ , então  $f(x) = 1$  e  $\lambda = \tan \phi'$ .

A função de semi-seno é a mais utilizada, e é a pré definida no programa de cálculo SLOPE/W, sendo adoptada pela sua simplicidade. Esta função tende a concentrar as forças de corte inter-fatias em torno do centro de gravidade da massa instável e reduzir a força de corte inter-fatias na crista e no pé de talude.

A importância da selecção da função que traduz a relação entre as forças inter-fatias está relacionada com a quantidade de deformação a que a potencial massa instabilizada necessita de estar sujeita para que o movimento se inicie. Em determinados tipos de movimentos a função de interacção pode não ser importante, enquanto noutros poderá ser preponderante.

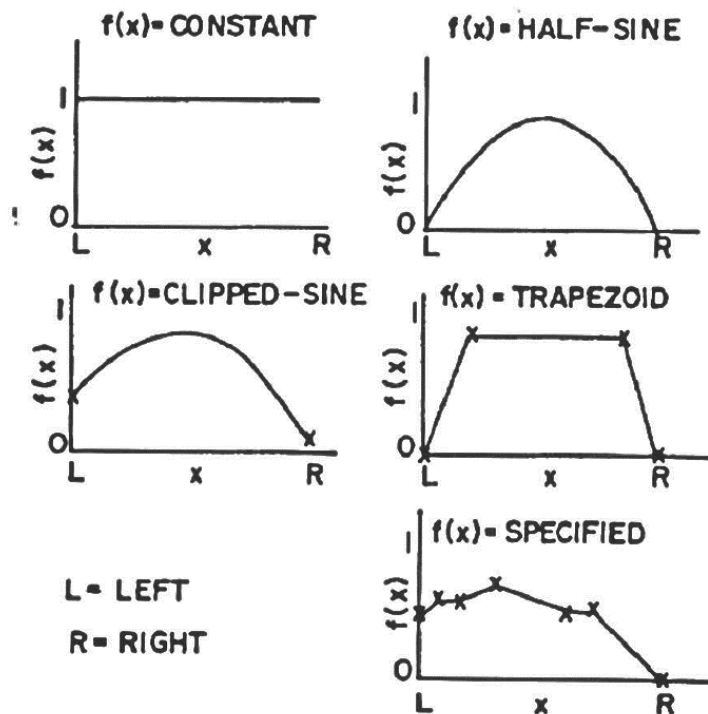


Figura 3-10 – Funções típicas de explicação da variação das forças inter-fatias (Freudlund *et al.*, 1981)

A importância do papel da função de inter-fatias na obtenção do factor de segurança será, exposta seguidamente com recurso a 3 exemplos relacionados com os mecanismos de rotura: superfícies de rotura circular, superfícies de rotura planar e superfícies de rotura compósitas.

A Figura 3-11 apresenta uma superfície de rotura circular, associada à qual está o gráfico que relaciona o factor de segurança, FS com  $\lambda$ . Nesta situação o equilíbrio de momentos é completamente independente das forças de corte inter-fatias, sendo este facto representado pela linha do equilíbrio de momentos (linha azul); contudo, o mesmo já não se verifica para o equilíbrio de forças (linha rosa).

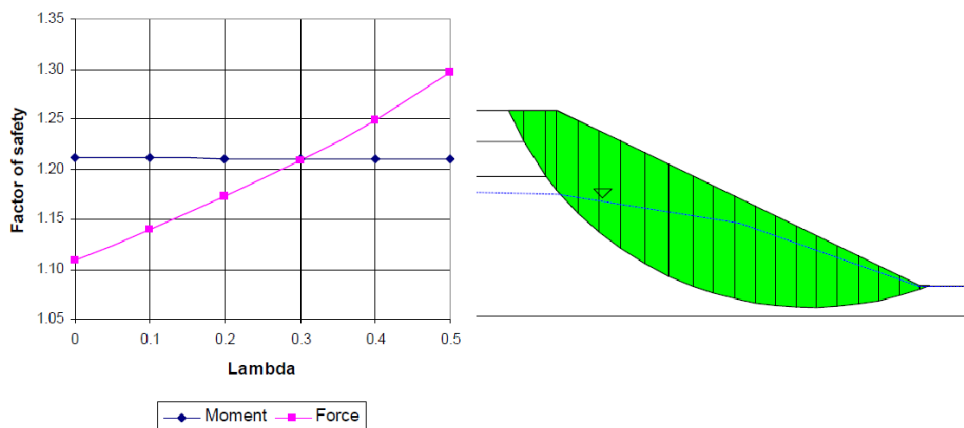


Figura 3-11 - Aspecto típico de um gráfico FS vs  $\lambda$  para superfícies de deslizamento circulares (à esquerda) Superfície de rotura circular simples (Krahn, 2004)

O facto de o equilíbrio de momentos não ser influenciado pelas forças de corte inter-fatias, deriva da possibilidade da massa de solo poder rodar como um corpo livre sem que ocorra movimento relativo entre as fatias. No entanto, é necessário movimento entre as fatias para que a massa de solo instabilizada se possa mover lateralmente. Assim, como consequência, o equilíbrio de forças horizontais é sensível à força de corte inter-fatias.

O equilíbrio de momentos não é influenciado pelas forças de interacção entre fatias, como tal qualquer assunção sobre este factor de interacção será sempre irrelevante, e poderá ser tomado como nulo, como no método de Bishop simplificado, e mesmo assim obter-se um factor de segurança razoável, uma vez que este método apenas satisfaz o equilíbrio de momentos. Esta assunção já não será válida quando for utilizado um método de análise como o de Janbu simplificado, uma vez que apenas o equilíbrio de forças horizontais é satisfeito, pelo que ignorar a força de interacção de corte entre fatias, resultará num factor de segurança significativamente diferente do que resulta dos métodos em que são satisfeitos os equilíbrios de forças e momentos (Krahn, 2004).

De ressaltar que a curva respeitante ao factor de segurança referente ao equilíbrio de momentos não será sempre perfeitamente horizontal para superfícies de rotura circular. O facto de frequentemente esta curva ser praticamente horizontal é a razão pela qual as soluções pelos métodos de Bishop e Morgenstern-Price sejam usualmente similares para este tipo de superfícies.

As curvas, ilustradas na Figura 3-12, referentes ao equilíbrio de momentos e forças dizem respeito a superfícies de rotura planares e têm agora posições inversas face a superfícies de rotura circulares. Aqui, o equilíbrio de forças é praticamente independente da força de corte inter-fatias, ao passo que, o equilíbrio de momentos é bastante sensível à força de corte inter-fatias. A cunha de solo não se poderá mover sem qualquer escorregamento entre fatias, dado que, para que ocorra rotação, terão de existir movimentos entre as fatias.

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

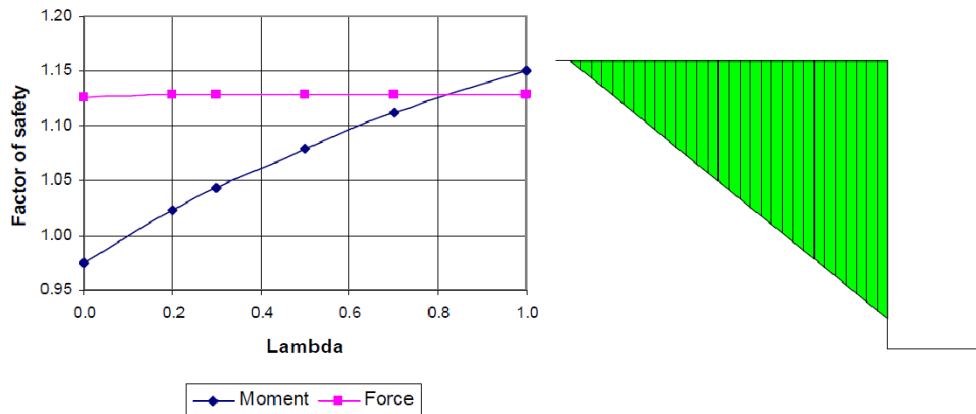


Figura 3-12 - Aspecto típico de um gráfico FS vs  $\lambda$  para superfícies de deslizamento planares (à esquerda). Superfície de deslizamento planar (à direita) (Krahn, 2004)

A ocorrência de uma superfície de rotura compósita, é possível caso exista, estratigraficamente uma camada menos resistente ou uma camada rígida (impenetrável), ao longo da qual a superfície de rotura será plana e, na restante massa de solo terá uma forma circular. Na Figura 3-13 encontra-se o gráfico FS vs  $\lambda$  e um esquema representativo de uma superfície de rotura compósita.

Nesta situação, ambos os equilíbrios, de forças e de momentos, são sensíveis às forças de interação inter-fatias. O factor de segurança obtido através do equilíbrio de momentos decresce conforme o factor de escala  $\lambda$  aumenta, enquanto que o factor de segurança determinado com o equilíbrio de forças aumenta com o crescimentos do mesmo factor.

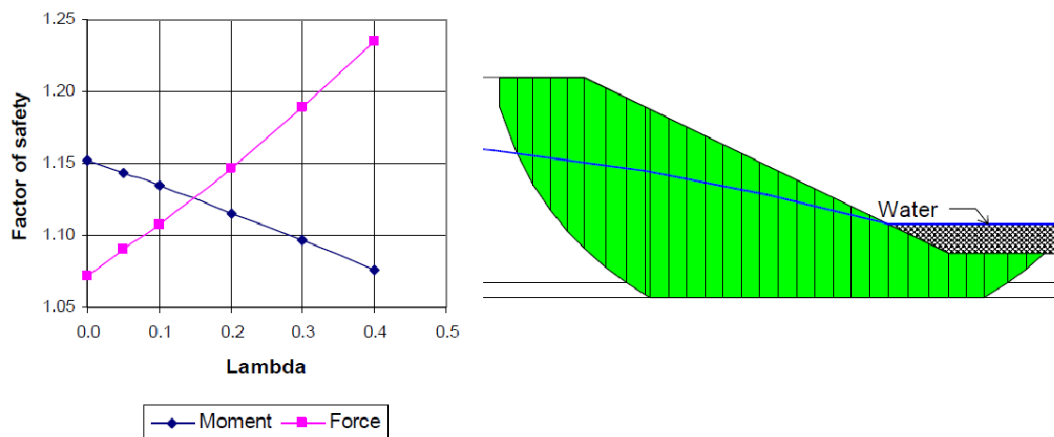


Figura 3-13 - Aspecto típico de um gráfico FS vs  $\lambda$  para superfícies de deslizamento compósitas (à esquerda). Superfície de deslizamento compósita (à direita). (adaptado de Krahn, 2004)

Tal facto elucida que o recurso a um método de equilíbrio como o de Bishop simplificado, em situações semelhantes a esta, seria imprudente, uma vez que o factor de segurança obtido não seria conservativo. Análises realizadas através de métodos mais precisos como, por exemplo o de Morgenstern-Price, produziriam factores de segurança inferiores e mais fidedignos.

Em situações em que seja plausível este mecanismo, não é possível ignorar as forças de corte inter-fatias, uma vez que a massa de solo instabilizada não pode rodar como um corpo livre, nem mover-se lateralmente, sem que exista movimentos entre as fatias (Krahn, 2004).

### 3.4. Análise probabilística de resultados

Através de uma análise de estabilidade de taludes determinística, com base em valores fixos para as variáveis de entrada para a computação do factor de segurança, não é possível ter em consideração a variabilidade dos parâmetros de entrada e, portanto, ter consciência do grau de credibilidade o factor de segurança tenha. A maior causa de erros na concepção de obras de estabilização de taludes, está associada à dificuldade em avaliar com precisão a resistência ao corte num talude natural, em solo heterogéneo. Deste modo, com o objectivo de avaliar o efeito provocado pela incerteza das propriedades geotécnicas do solo é conduzida uma análise probabilística.

A análise probabilística de estabilidade de taludes permite ter em consideração a variabilidade dos parâmetros de entrada e quantificar a probabilidade de rotura. A análise probabilística é conseguida com recurso ao método de Monte Carlo. Nessa análise, os parâmetros de *input* são definidos por um valor médio, ao qual é associada a variabilidade dos mesmos com recurso ao respectivo desvio padrão. (Kanjankul & Chub-uppakarn, 2013).

O método de simulação de Monte Carlo é um algoritmo de simulação que se baseia na amostragem aleatória que visa obter resultados numéricos. Tipicamente são realizadas numerosas simulações, a fim de se obter uma distribuição de probabilidade de um fenómeno ou característica. A superfície de rotura crítica pode ser obtida, inicialmente, com base na média dos valores dos parâmetros de entrada. A análise de probabilidade é assim realizada para a superfície de rotura crítica, tendo em consideração a variabilidade dos parâmetros de entrada (que se assume como tendo uma distribuição normal).

Durante cada ciclo do método de Monte Carlo, os parâmetros de entrada são actualizados com base num número aleatório normalizado. O factor de segurança é então calculado com base nestes parâmetros actualizados. Assumindo que os coeficientes de segurança têm também uma distribuição normal, é determinada a média e o desvio padrão do factor de segurança.

O número de vezes que é aplicado o método de Monte Carlo é função da quantidade de parâmetros de entrada e a probabilidade de rotura expectável. De um modo geral, o número de simulações aumenta com aumento do número de variáveis de *entrada* ou com a expectativa de uma menor probabilidade de rotura. É habitual as simulações rondarem valores na ordem dos milhares, de modo a obterem-se níveis aceitáveis de confiança na análise de estabilidade de taludes (Geo-Slope, 2008).

Com a análise probabilística, é possível quantificar a estabilidade e o nível de risco de um talude, o que não é possível apenas com o factor de segurança. A quantificação da estabilidade é conseguida através da probabilidade de rotura, enquanto que o nível de risco é quantificado pelo índice de fiabilidade.

A probabilidade de rotura traduz-se na probabilidade de se obter um factor de segurança inferior a 1,0. É calculada através da integração da área da função densidade de probabilidade em que os coeficientes de segurança são inferiores a 1,0. Não existe uma relação directa entre o factor de segurança e a probabilidade de rotura. Ou seja, um talude com um factor de segurança superior não significa que seja mais estável que um com um factor de segurança inferior. Por exemplo, um talude com um factor de segurança de 1,6 com um desvio padrão de 0,5 terá uma probabilidade de rotura muito superior a um talude com um factor de segurança de 1,3 e um desvio padrão de 0,1. O índice de fiabilidade, por sua vez, fornece informação com mais significado do que o factor de segurança. O índice de fiabilidade,  $\beta$ , é definido, pela equação (3.25), em termos da média ( $\mu$ ) e do desvio padrão ( $\sigma$ ) dos coeficientes de segurança obtidos.

$$\beta = \frac{\mu - 1}{\sigma} \quad (3.25)$$

O índice de fiabilidade descreve o grau de estabilidade de um talude pelo número de valores desvio-padrão que separam a média do valor de instabilidade, 1,0. Pode ser visto como um modo de normalizar o factor de segurança face à sua incerteza.

A *Figura 3-14* traduz a relação entre o índice de fiabilidade com a probabilidade de rotura para um factor de segurança com uma distribuição normal.

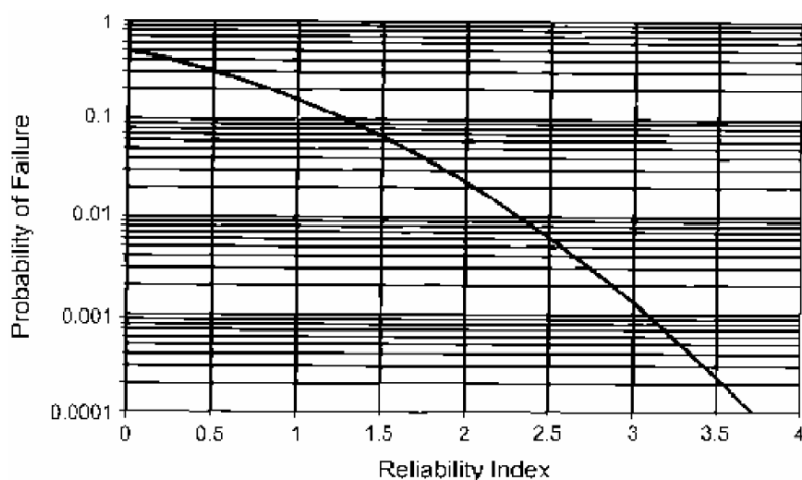


Figura 3-14 – Relação entre índice de fiabilidade e a probabilidade de rotura, para um factor de segurança normalizado (Geo-Slope, 2008)

### 3.5. Análise de sensibilidade

Numa análise de sensibilidade pretende-se avaliar o efeito de variações nos parâmetros de entrada no factor de segurança. De certo modo, uma análise de sensibilidade é semelhante à análise probabilística, porém em vez de a selecção de parâmetros ser conseguida de forma aleatória, esta é conduzida com recurso a uma função distribuição de probabilidade uniforme. Assim, os valores a atribuir a cada parâmetro geotécnico variam de forma constante, definida pelo utilizador, entre um valor mínimo e máximo. Ao ser utilizada uma função distribuição de probabilidade uniforme é garantido que

todos os valores tenham igual probabilidade de ocorrência. Quando é realizada uma análise de sensibilidade o valor de um parâmetro é mantido constante, e igual ao valor da média, e procede-se à variação dos restantes parâmetros em toda a sua escala de valores. De seguida outro parâmetro é seleccionado e mantida a sua média constante, e os restantes parâmetros variam em todo o seu domínio.

Por exemplo, considerando o talude apresentado na *Figura 3-15*, uma análise de sensibilidade realizada com o intuito de averiguar se a estabilidade de um talude é mais sensível ao ângulo de atrito da areia ou à coesão não drenada da argila, pode ser conduzida. Considerando que o ângulo de atrito da areia é  $30^\circ$  e o intervalo de variação é de  $25$  a  $35^\circ$  e, que a coesão não drenada da argila é  $20$  kPa e variará entre  $15$  e  $25$  kPa.

Para o presente caso, serão calculados os factores de segurança para os valores de ângulo de atrito, enquanto a coesão não drenada é mantida constante e igual ao valor da sua média,  $20$  kPa. De seguida, o ângulo de atrito é mantido constante nos  $30^\circ$  e os factores de segurança são calculados para os valores de coesão.

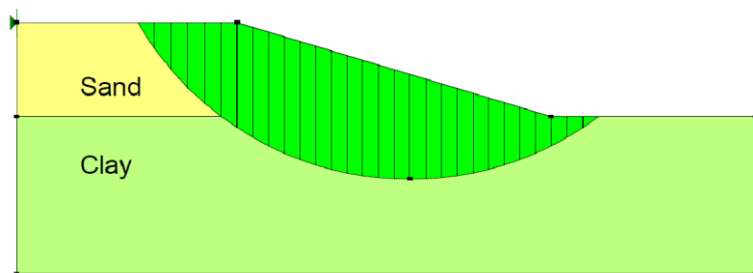


Figura 3-15 - Talude ilustrativo para uma análise de sensibilidade (Geo-Slope, 2008)

O resultado da análise de sensibilidade é apresentado sob a forma gráfica, tal como apresentado na *Figura 3-16*, em que nas abcissas é apresentada uma escala normalizada entre 0 e 1 que representa os valores dos parâmetros utilizados na análise e, em ordenadas, os valores dos factores de segurança respectivos. A utilização de uma escala normalizada é importante para que seja possível a comparação entre a influência da oscilação de cada parâmetro. O valor 0 diz respeito ao valor mais baixo possível do intervalo de valores de um determinado parâmetro (no caso ângulo de atrito da areia é  $25^\circ$  e para a coesão não drenada da argila  $15$  kPa), enquanto que o valor 1 representa o valor mais elevado ( $35^\circ$  para o ângulo de atrito e  $25$  kPa para a coesão não drenada).

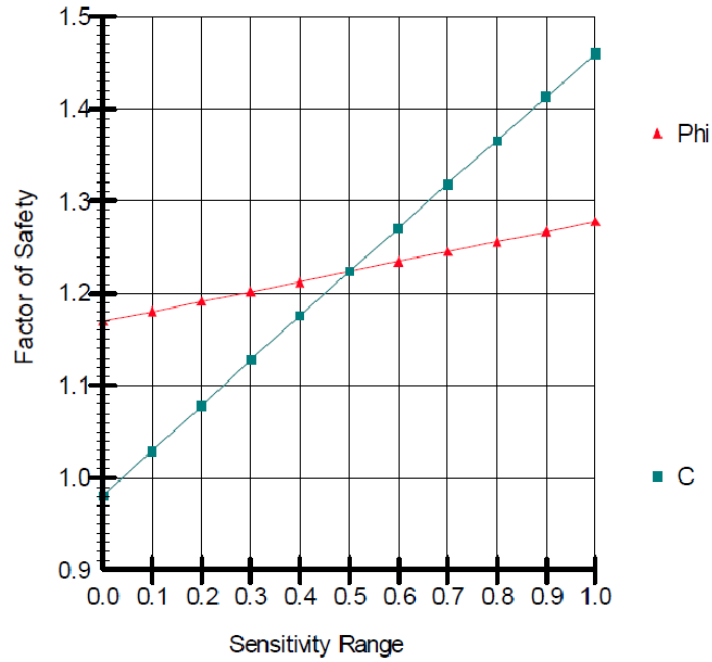


Figura 3-16 Ilustração de um gráfico de sensibilidade (Geo-Slope, 2008)

A intersecção da curva respeitante à coesão não drenada da argila com a curva do ângulo de atrito da areia materializa o factor de segurança determinístico ou, em casos em que os parâmetros de sensibilidade médios difiram dos utilizados na análise de estabilidade determinística, o factor de segurança resultante do uso da média dos parâmetros de entrada. Análise da Figura 3-16 permite afirmar que o talude é mais sensível à variação da coesão da argila do que à variação do ângulo de atrito da areia, sendo que esta constatação é suportada pelo declive da curva respeitante à coesão não drenada ser superior à do ângulo de atrito.

## 4. Caso de estudo - Aterro não controlado de resíduos

### 4.1. Enquadramento do caso de estudo

O aterro não controlado de resíduos situa-se no Ecoparque de Trajouce (concelho de Cascais), que é gerido pela empresa TratoLixo e ocupa uma área de 41 ha, nos quais se salientam (ver Figura 4-1):

- A Noroeste – unidades de triagem de reciclagem de resíduos;
- Sudoeste – um aterro controlado de resíduos sólidos urbanos (RSU) que ocupa uma área de cerca de 8ha;
- A Este – um aterro de resíduos não controlado, encerrado desde 1997, com sensivelmente 11ha.

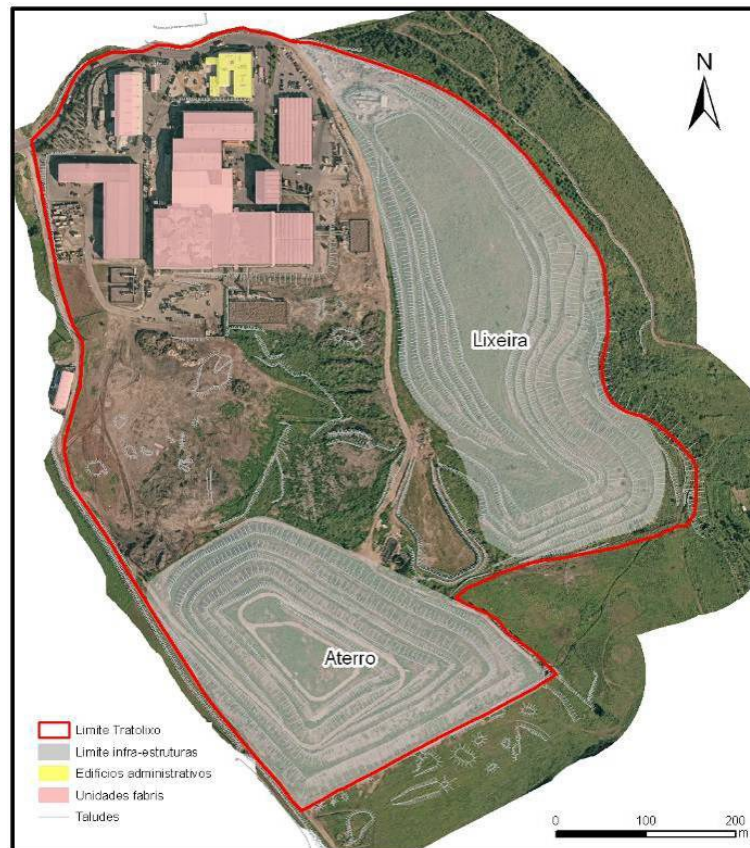


Figura 4-1 – Ecoparque da TratoLixo em Trajouce (Weber; FFCT, 2010)

No âmbito do Plano de Reabilitação Ambiental das Instalações da TratoLixo, distintos estudos foram realizados tendo em vista a avaliação do estado ambiental e de funcionalidade das infra-estruturas (DHV, 2009; Weber & FFCT, 2010; FFCT, 2013).

Os diversos trabalhos realizados identificaram as seguintes ocorrências anómalas no aterro não controlado de resíduos:

- elevados níveis de saturação no interior da infra-estrutura;

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

- ineficácia/inoperacionalidade generalizada dos sistemas de drenagem superficial;
- ocorrência de escorregamentos, fendas e outras superfícies de instabilidade, na cobertura da infra-estrutura;
- assentamentos significativos;
- produção generalizada de lixiviados na base da infra-estrutura.

Tendo em vista dar continuidade aos trabalhos realizados pela Weber & FFCT (2010), em que foi realizado um reconhecimento geotécnico, com o objectivo de definir o estado de precariedade das duas infra-estruturas, em 2013 foi conduzido pela FFCT (2013) um estudo visando a *Monitorização geotécnica das condições de estabilidade do aterro e da lixeira nas instalações da Tratolixo em Trajouce*.

Neste contexto, o trabalho conduzido teve como objectivo:

- i. A análise da evolução do estado de precariedade da cobertura das duas infra-estruturas, com vista a promover a adopção de medidas de intervenção mais adequadas à sua estabilização (ver Figura 4-2);
- ii. A avaliação do estado de saturação do aterro.

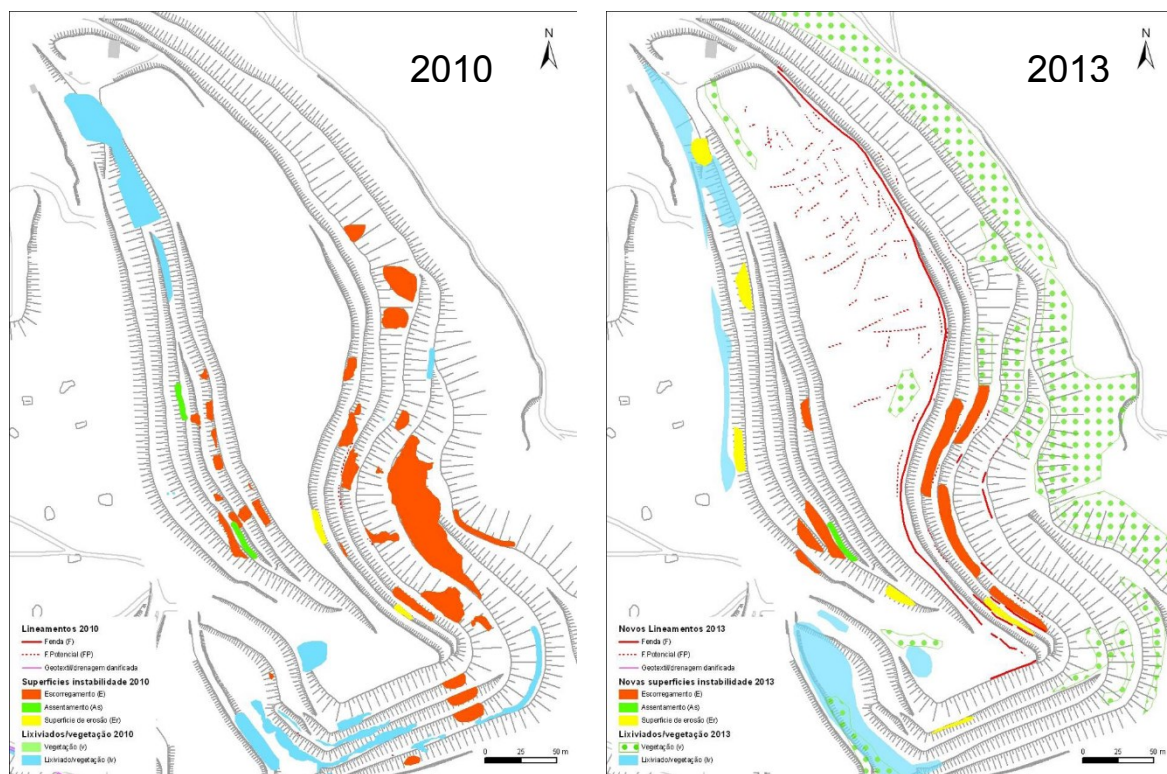


Figura 4-2 – Cartografia dos elementos de instabilidade na lixeira (Weber & FFCT, 2010; FFCT, 2013)

O reconhecimento geotécnico de superfície realizado no final de 2013 (*op. cit.*), permitiu a constatação de: fortes evidências de erosão superficial, deixando por vezes exposto o geossintético de cobertura, que se apresenta degradado; existência de escorregamentos superficiais, de grande extensão, nos

taludes do quadrante ESE, supondo-se que serão um consequência dos acentuados declives e a baixa mobilização de atrito entre os solos de cobertura e o geossintético de impermeabilização; presença de um sistema denso de fracturas (fendas de dissecação) do topo da infra-estrutura; e ainda uma fenda longitudinal com sensivelmente 450 m de extensão (ver Figura 4-3).

A presença da extensa fenda no talude nascente da infra-estrutura e a preocupação de uma, eventual, eminente rotura do talude deram origem ao presente caso de estudo. Assim sendo, procurou-se tanto quanto possível conduzir uma análise de estabilidade do talude nascente de modo a tomar acções preventivas, ao invés de reagir após a ocorrência de um acidente.



Figura 4-3 – Pormenor do sistema de fendas de dissecação no topo da lixeira (em cima); e a fenda longitudinal na crista do talude nascente (em baixo) (FFCT, 2013)

Devido às condições de precariedade da infra-estrutura foi definido um conjunto de acções prioritárias de intervenção (FFCT, 2013) que visam a monitorização e minimização dos fenómenos de instabilidade observados. As acções de intervenção são sumarizadas na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Acções prioritárias de monitorização/mitigação propostas para a lixeira (adaptado de FFCT, 2014)

<b>Ação / intervenção</b>	<b>Objectivo</b>
<b>Selagem da fenda na crista do talude nascente</b>	Prevenir a instabilidade do talude
<b>Corte de vegetação de grande porte</b>	Evitar a acção destrutiva das raízes e instabilidade de taludes
<b>Instalação de marcas topográficas</b>	Monitorização dos assentamentos e ou empolamentos na infra-estrutura
<b>Realização de três perfis de resistividade eléctrica</b>	Avaliação do estado de saturação dos resíduos
<b>Medição dos níveis de lixiviados no interior da infra-estrutura</b>	Medição dos níveis piezométricos e de saturação para o estudo de análise de estabilidade de taludes
<b>Realização de duas sondagens com instalação de piezómetros</b>	Caracterização da tipologia e propriedades geomecânicas dos resíduos para o estudo de estabilidade de taludes
<b>Estudo de estabilidade estática e pseudo-estática dos taludes da lixeira</b>	Avaliação da estabilidade do talude nascente

#### 4.1.1. Enquadramento geológico e geomorfológico

A área de estudo está inserida na Orla Meso-Cenozóica em unidades sedimentares do Cretácico superior (Cenomaniano), parcialmente cobertas por materiais vulcânicos do “Complexo Vulcânico de Lisboa” (Senoniano), e estruturalmente dispostas em pequeno sinclinal com eixo orientado, sensivelmente, WSW-ENE, em alinhamento com o Sinclinal de Alcabideche.

De acordo com Ramalho *et al.* (2001) as duas unidades cretácicas que afloram localmente correspondem às seguintes formações (do topo para a base):

- C<sub>3</sub>C - Calcários com Rudistas e “Camadas com Neolobites vibrayeanus” (correspondente à “Formação de Bica”) – na área de estudo descrevem-se em afloramento níveis de calcários argilosos, por vezes muito fossilíferos e, geralmente, de cor clara (esbranquiçado e creme claro a avermelhado/rosado). Alguns níveis apresentam-se bastante compactos.
- C<sub>2AC</sub> - Calcários e Margas (“Belasiano”) (correspondente à “Formação de Caneças”) – os níveis que se observam em afloramento correspondem à parte superior desta unidade e são constituídos, predominantemente, por calcários argilosos e margas, frequentemente bioclásticos (com macro e micro fauna), de cor creme claro/escuro a acastanhado e acinzentado, e argilitos azóicos de cor verde a amarelo-ocre; alguns níveis de calcário argiloso do topo da unidade apresentam-se dolomitizados.

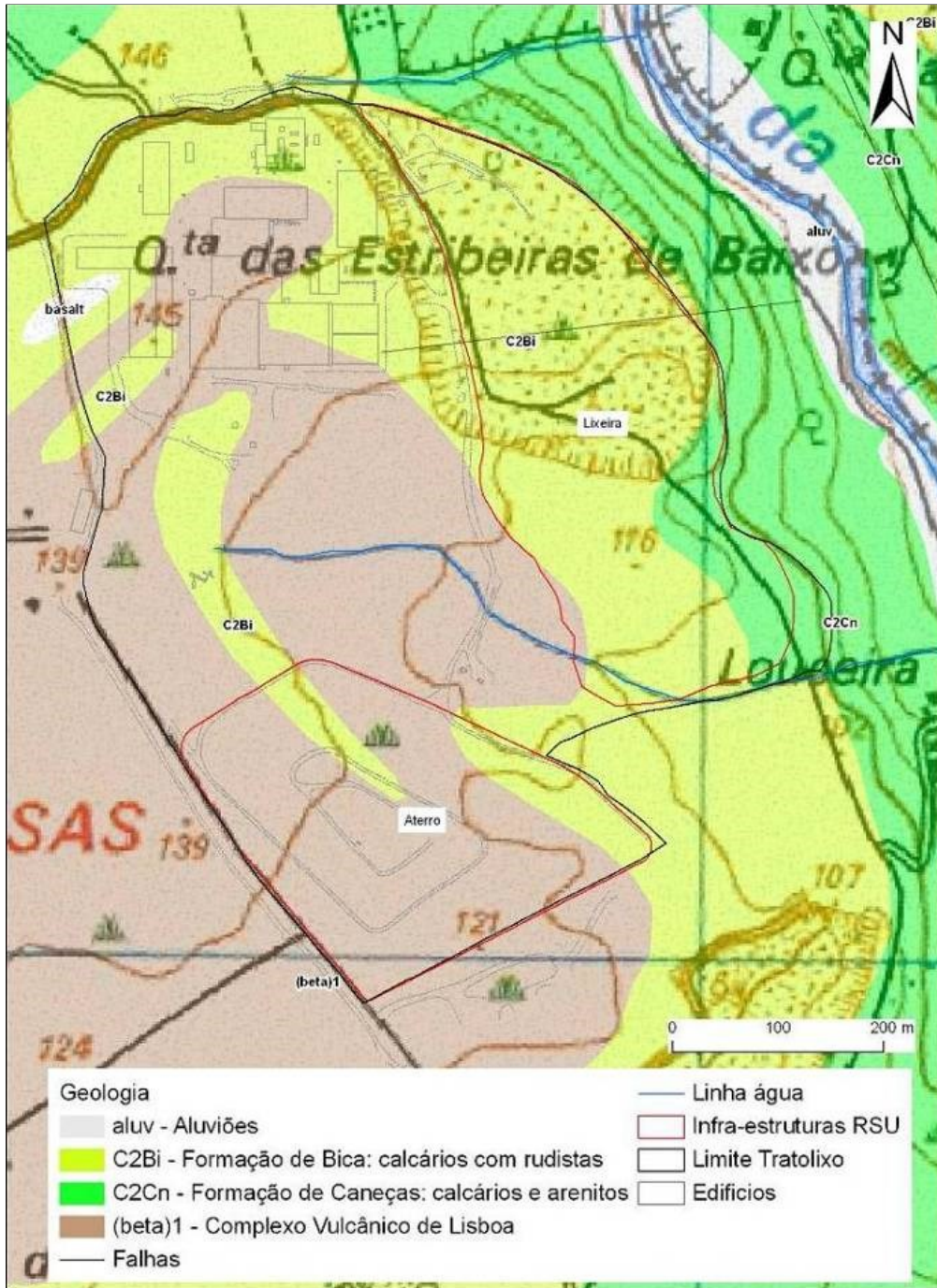


Figura 4-4 – Geologia da área de estudo à escala 1:50 000, extrato da carta geológica 34-C (Weber *et al.*, 2010)

Em sobreposição a estas unidades sedimentares, assentam materiais pertencentes ao “Complexo vulcânico de Lisboa” ( $\beta'$ ), essencialmente constituídos por lavas basálticas e piroclastos que podem atingir espessuras muito variáveis, entre centenas e escassos metros (400 a 10 m). Os níveis basálticos encontram-se, frequentemente, muito alterados, dando origem a depósitos de argilas de alteração. As rochas deste complexo vulcânico ocorrem em estruturas variadas: chaminés, escoadas, diques e soleiras, etc. As estruturas filonianas correspondem a rochas hipabissais muito variadas: riolitos, microgranitos, traquitos, microssienitos, traquibasaltos, doleritos, etc.

Associado à Ribeira da Estribeira, linha de água que corre a nascente da área de estudo com orientação N-S, encontram-se alguns depósitos aluvionares (a) mas com pouca expressão (Weber *et al.* 2010).

#### 4.1.2. Hidrogeologia

A região onde se insere a área de estudo está enquadrada na grande unidade hidrogeológica da Orla Ocidental Indiferenciado, onde não se encontram descritos sistemas aquíferos relevantes (Weber *et al.* 2010).

As captações de água subterrânea existentes na região exploram, essencialmente, formações calcárias do Jurássico superior e do Cretácico que estão afectadas por falhas e pela intrusão de inúmeros filões. As formações aquíferas destas captações estão, portanto, directamente relacionadas com zonas de calcários fracturados, a profundidades variáveis, chegando a atingir os 210 m (Ramalho *et al.*, 2001). Os caudais de exploração são também muito variáveis, com valores entre 1 l/s e 20 l/s. Existem ainda algumas nascentes e captações superficiais nos materiais do Complexo Vulcânico, mas com caudais fracos.

De um modo geral, as águas são bicarbonatadas-cálcicas ou bicarbonatadas-cálcico magnésicas que confirmam um meio predominantemente carbonatado (Ramalho *et al.*, 2001, Weber *et al.*, 2010).

#### 4.1.3. Enquadramento morfoestrutural

Regionalmente, considera-se a presença de duas grandes unidades estruturais:

- 1) O complexo anelar subvulcânico de Sintra
- 2) A região tabular de Lisboa

A área de estudo situa-se na segunda destas unidades que se estende a S e SE do Maciço de Sintra e que corresponde, a grande escala, a um monoclinal com inclinações suaves para E, com algumas ondulações de 2ª ordem também muito suaves (nas quais se incluem alguns sinclinais) e recortado por um sistema de falhas de direcção predominante NW-SE (Ramalho *et al.*, 2001).

## 4.2. Metodologia aplicada ao caso de estudo

A avaliação da estabilidade do talude nascente do aterro de resíduos não controlado foi impulsionado pelos resultados do estudo para a determinação do estado de precariedade da infra-estrutura (FFCT, 2013), no qual foi detectada a presença de uma extensa fenda longitudinal na crista do talude nascente, tal como já referido.

O procedimento metodológico seguido consistiu em quatro etapas, em que:

1. na etapa 1, procedeu-se à definição dos parâmetros necessários para efectuar a análise de estabilidade de taludes e revisão bibliográfica de trabalhos precedentes;
2. a etapa 2, consistiu na realização de trabalhos de campos para obtenção dos parâmetros definidos na etapa 1, tratamento e interpretação dos dados;
3. a etapa 3, constitui a análise de estabilidade de taludes;
4. na etapa 4, foram propostas medidas de mitigação e de controlo do risco geotécnico para as situações críticas.

A etapa 1 teve como principal objectivo a definição dos parâmetros físico-mecânicos dos resíduos necessários para a realização da análise de estabilidade do talude nascente, incluiu uma revisão bibliográfica, análise crítica de trabalhos anteriores realizados na infra-estrutura e realizado um enquadramento da área de estudo. Foram definidos como fundamentais para o presente estudo os seguintes parâmetros:

- Tipologia e peso volúmico dos resíduos;
- Coesão e ângulo de atrito;
- Espessura de resíduos (e conseqüentemente a profundidade do substrato e forma do substrato);
- Nível piezométrico.

A etapa 2 consistiu na realização de trabalhos de campo que visaram a obtenção da informação supracitada e a interpretação dos dados de base. Para tal, foi realizada uma campanha de medição dos níveis de lixiviados e a realização de duas sondagens à rotação com recuperação contínua de amostras. Esta fase culminou com a selecção dos parâmetros físico-mecânicos dos resíduos a utilizar na etapa 3 bem como a construção do modelo conceptual da infra-estrutura.

A etapa 3 iniciou-se com a selecção do método teórico de análise e dos perfis críticos a analisar; de seguida procedeu-se à análise de estabilidade propriamente dita, quer pela via determinística quer pela probabilística, sendo que a etapa culminou com a análise de sensibilidade do FS à variação dos parâmetros de entrada.

Por fim, na etapa 4 foram analisadas e avaliadas as situações críticas resultantes da fase anterior e, propostas medidas de mitigação e controlo do risco geotécnico.

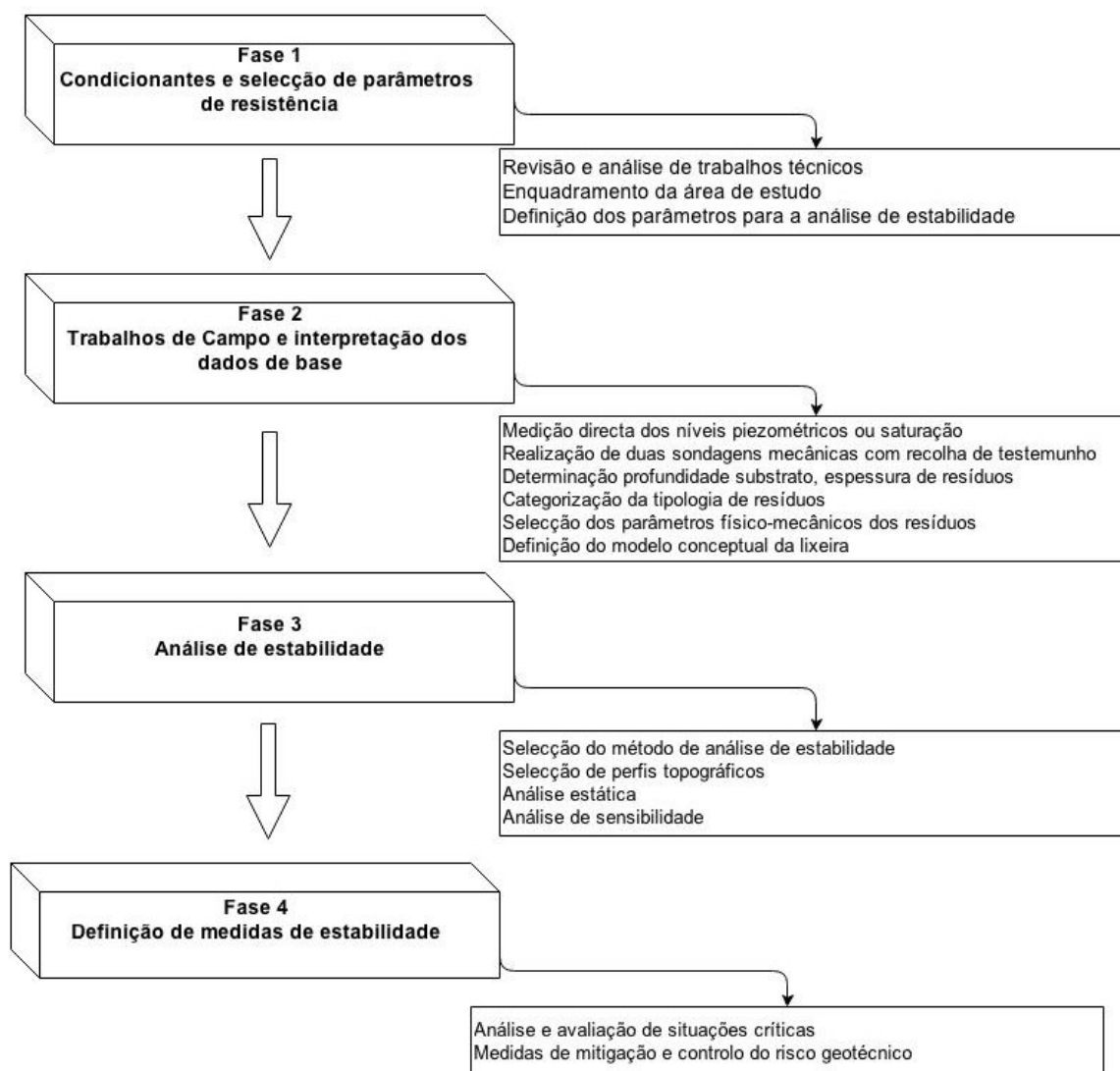


Figura 4-5 – Metodologia de avaliação da estabilidade do talude nascente da lixeira

#### 4.2.1. Etapa 1 – Condicionantes e selecção dos parâmetros de resistência

Para o estudo de estabilidade realizado foram tidas em conta algumas características intrínsecas deste tipo de infra-estruturas de resíduos não controlados que condicionaram a metodologia a adoptar para a selecção dos parâmetros geotécnicos a utilizar nos cálculos de estabilidade, nomeadamente:

- A natureza dos materiais que constituem o aterro não controlado;
- A selecção de parâmetros de físicos e mecânicos a atribuir àqueles materiais tendo em conta não só à respectiva heterogeneidade de composição, mas também a inerente anisotropia das suas propriedades;
- Definição da morfologia do substrato.

A definição do substrato rochoso foi baseada nos dados obtidos nas duas sondagens mecânicas realizadas (S1 e S2) e complementada por informações obtidas na prospecção geoelectrica efectuada na antiga lixeira (FFCT, 2014).

Dada a dificuldade em determinar directamente as propriedades geotécnicas dos materiais constituintes do aterro, optou-se por fazer uma recolha bibliográfica para caracterizar o respectivo peso volúmico aparente, ângulo de atrito e coesão, sendo estas as características essenciais para a realização da análise de estabilidade dos taludes.

#### 4.2.2. Etapa 2 – Trabalhos de campo e interpretação dos dados de base

A obtenção da informação sobre a infra-estrutura passa não só pelo conhecimento dos materiais presentes e sua espessura, mas também pelo conhecimento do estado de saturação dos materiais constituintes da infra-estrutura. Para qualquer análise de estabilidade é fundamental conhecer o estado de saturação dos materiais, dado que, a presença de água gera uma pressão intersticial que conduz a uma redução da tensão efectiva e, portanto, a uma diminuição da capacidade resistente dos materiais.

Para o efeito, foram realizadas duas sondagens à rotação carotadas que tiveram como objectivo não só caracterizar os resíduos existentes na infra-estrutura e, simultaneamente, verificar a profundidade a que se encontrava o substrato rochoso, mas também a instalação de dois piezómetros, nos quais se efectuou a medição dos níveis de lixiviados. Para além disso, foi realizada a medição nos poços de biogás pré-existentes na infra-estrutura. Seguiu-se um novo levantamento de terreno na encosta virada a nascente, após a detecção do que parecia ser um afloramento rochoso na zona NE do aterro, onde se tinha procedido à remoção do coberto vegetal (FFCT, 2014).

##### 4.2.2.1. *Avaliação do estado de saturação dos resíduos*

A avaliação do estado de saturação dos resíduos no interior da lixeira foi realizada de forma directa com recurso a uma campanha de medição dos níveis de lixiviados. A campanha de medição foi realizada nos poços de biogás e piezómetros, presentes na infra-estrutura e permitiu a obtenção de dados dos níveis de lixiviados livres (futuramente designados por níveis piezométricos) e de saturação.

Tendo por base estes trabalhos, procedeu-se à interpolação dos dados de modo a obter-se uma estimativa da superfície piezométrica. De notar que, tendo sido utilizada a superfície de saturação como sendo a piezométrica (uma vez que os dados disponíveis de piezometria eram insuficientes), a situação de cálculo será mais desfavorável do que a realidade.

A localização dos 18 pontos de recolha de informação encontra-se na Figura 4-6, em que os locais identificados com a sigla BG correspondem aos poços de biogás e os com S aos piezómetros e, nos locais designados como colmatados foi medido, não o nível livre de lixiviado no interior da infra-estrutura mas sim, o estado de saturação dos resíduos.

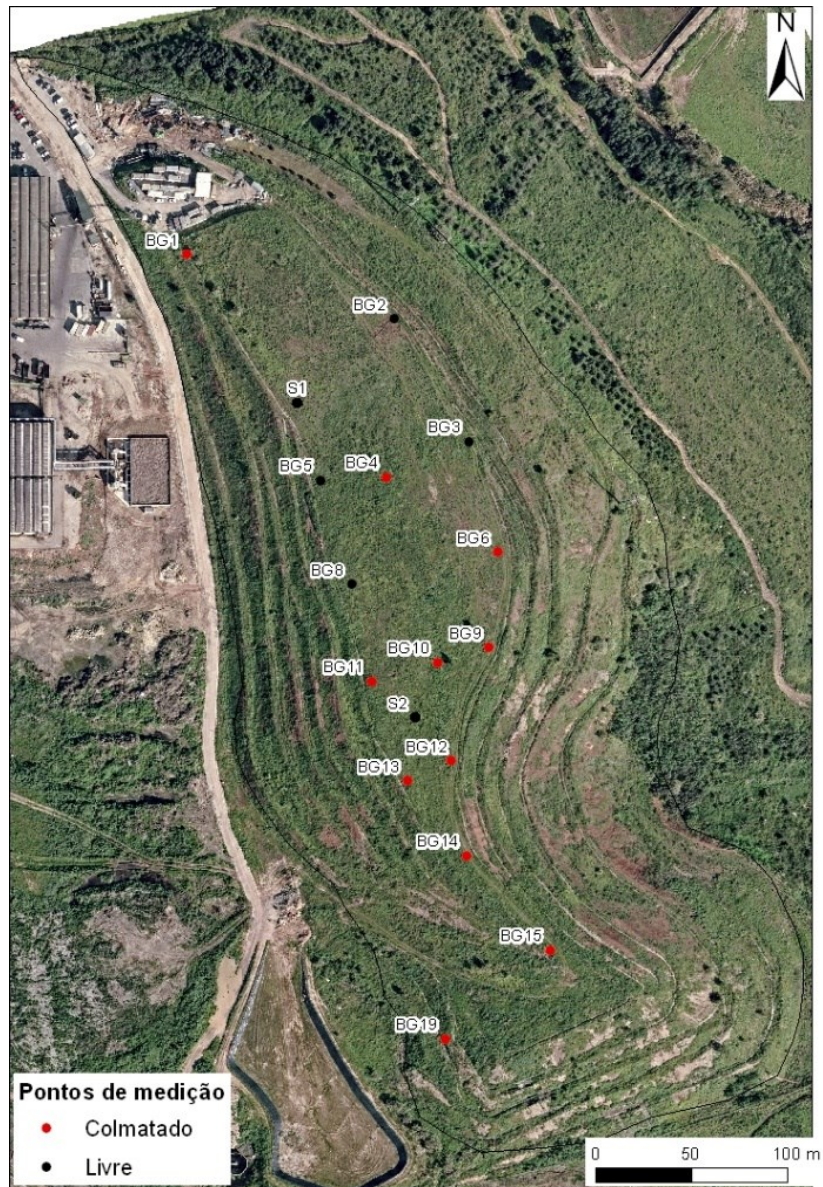


Figura 4-6 – Localização dos pontos de medição dos níveis de lixiviado (FFCT, 2014)

Os dados resultantes da campanha de medição de piezometria, ou saturação, de lixiviados são apresentados abaixo, na Tabela 4-2.

Tabela 4-2 – Dados da campanha de avaliação do estado de saturação da lixeira (adaptado de FFCT, 2014)

Poço Biogás (BG)	Altura boca (m)	Profundidade medida nível lixiviados (m)	Cota terreno estimada	Cota lixiviado	Estado
1	1,00	4,00	143,4	140,4	Colmatado
2	1,28	17,25	149,1	133,1	Livre
3	0,88	8,34	150,1	142,6	Livre
4	0,72	3,41	149,7	147,0	Colmatado
5	0,88	6,98	148,7	142,6	Livre
6	0,93	6,90	148,8	142,8	Colmatado
8	0,85	5,77	147,7	142,8	Livre
9	1,80	7,35	147,0	141,5	Colmatado
10	1,00	4,30	146,8	143,5	Colmatado

Poço Biogás (BG)	Altura boca (m)	Profundidade medida nível lixiviados (m)	Cota terreno estimada	Cota lixiviado	Estado
11	0,95	5,62	146,1	141,4	Colmatado
12	0,98	5,50	143,1	138,6	Colmatado
13	0,75	6,45	142,1	136,4	Colmatado
14	0,80	6,60	138,9	133,1	Colmatado
15	0,82	5,10	133,6	129,3	Colmatado
19	2,30	2,90	123,4	122,8	Colmatado
S1	0,035	9,38	149,1	139,8	Livre
S2	0,03	14,51	144,8	130,4	Livre

#### 4.2.2.2. Sondagens

##### 4.2.2.2.1. Síntese das sondagens

Com o intuito de aferir a espessura e tipologia dos resíduos constituintes da lixeira, foram realizadas duas sondagens. As duas sondagens (S1 e S2 localizadas na Figura 4-6) foram realizadas à rotação vertical, com amostrador convencional duplo de 86 mm de diâmetro e permitiram aferir a profundidade a que se encontra o substrato e a sua qualidade, e conseqüentemente a espessura de resíduos, para além terem ainda permitido obter amostras para identificação da tipologia dos resíduos. Os furos executados foram posteriormente aproveitados para a instalação de piezômetros. Na Tabela II apresentam-se, em resumo, os principais resultados obtidos.

Tabela 4-3 – Resumo das sondagens realizadas (adaptado de FFCT, 2014)

Sondagem	Profundidade Furação	Profundidade Piezómetro	Espessura de resíduos e profundidade do substrato	Intervalo de profundidade crepinada (m)	Profundidade nível de lixiviados (m)
S1	25,35	19,00	20,30	1,50 – 19,00	9,38
S2	31,05	26,60	30,50	2,50 – 26,60	14,51

O substrato rochoso é constituído por calcários cristalinos brancos, com fracturas irregulares, por vezes preenchidas por argilas avermelhadas apresentando evidências de dissolução e oxidação negra. Os calcários apresentam-se pouco a medianamente alterados. A profundidade atingida para o substrato na sondagem S2 foi de 30,5 m (na zona Sul), enquanto na sondagem S1 foi da ordem dos 20 m (zona Norte).

##### 4.2.2.2.2. Características dos resíduos

Os resíduos amostrados revelaram uma constituição heterogénea incluindo, genericamente, alternâncias de argilas e argilas arenosas, em regra com fragmentos de natureza calcária, arenítica e de tijolo de dimensão variável, e de RSU. Na Figura 4-7 apresentam-se, a título ilustrativo, os materiais obtidos.

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos



Figura 4-7 – Aspecto dos materiais recolhidos nas sondagens S1 (14,75 a 17,75 m profundidade) (à esquerda) e na S2 (12,65 a 15,75 m profundidade) (à direita) (FFCT,2014)

A caracterização dos resíduos foi realizada pela equipa técnica da TratoLixo e consistiu na identificação da tipologia dos materiais amostrados nos primeiros 1,50 m e, à restante profundidade, na avaliação da sua composição em termos percentuais, tal como sintetizados nas figuras 8 e 9.

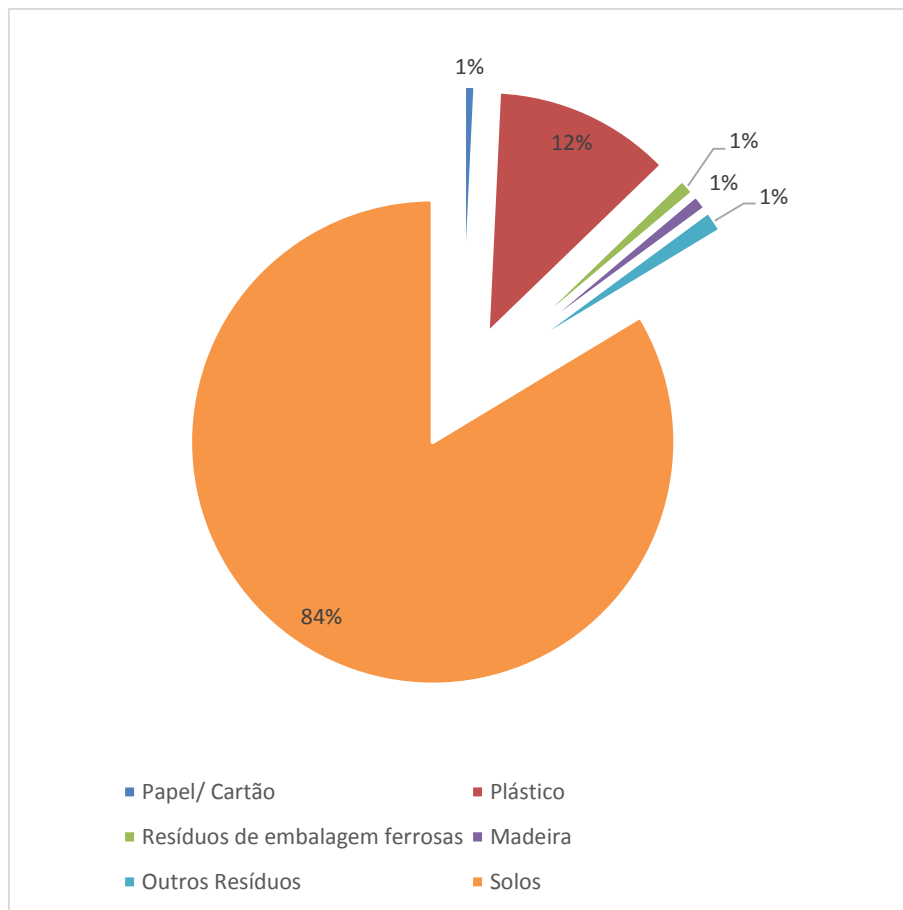


Figura 4-8 – Distribuição percentual dos resíduos presentes na sondagem S1

Os 84% de resíduos classificados como solos na sondagem S1 correspondem a uma espessura de 17m nos 20,3 m de espessura total amostrada de resíduos.

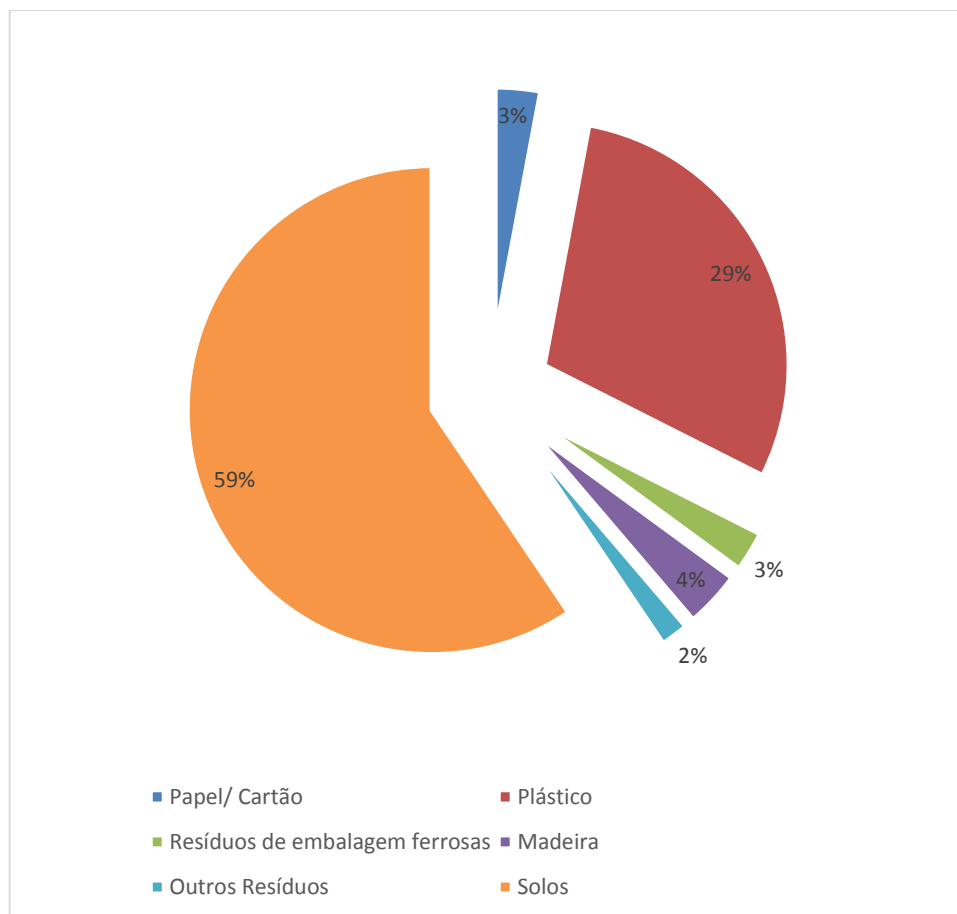


Figura 4-9 – Distribuição percentual dos resíduos presentes na sondagem S2

Na sondagem S2, os 59% de resíduos classificados como solos, correspondem a uma espessura da mesma ordem de grandeza, ou seja, a cerca de 18 m em 30,5 metros da totalidade de resíduos intersectados.

Tendo em vista resumir a tipologia e distribuição dos resíduos no interior da infra-estrutura e, deste modo, perceber a distribuição em profundidade de diferentes tipos de materiais, foi elaborada a reclassificação em duas tipologias representativas da composição e origem dos resíduos: resíduos do tipo RCD (resíduos de construção e demolição) e resíduos do tipo RSU (resíduos sólidos urbanos):

- Resíduos do tipo RCD – onde se incluíram os materiais constituídos por alternâncias de materiais argilosos e argilo-arenosos, com fragmentos de natureza calcária, e de tijolo de dimensão variável;
- Resíduos do tipo RSU – todos os restantes, de natureza diversa, tais como plásticos, vidros, papel, entre outros.

A reclassificação dos resíduos em RCD e RSU teve por base a análise dos resíduos elaborada pela Tratolixo e a observação dos testemunhos das sondagens realizadas.

A distribuição em profundidade da tipologia dos resíduos reclassificados apresenta-se na *Tabela 4-4* e na Figura 4-10 uma vista 3D dos resíduos constituintes das sondagens.

Tabela 4-4 – Reclassificação da tipologia dos resíduos das sondagens S1 e S2 (FFCT, 2014)

Sondagem	Prof. Topo (m)	Prof. Base (m)	Espessura (m)	Porcentagem (%)	Classificação de resíduos
S1	0	6,1	6,1	30,0	RCD
	6,1	17,75	11,65	57,4	RCD/RSU
	17,75	20,30	2,55	12,6	RSU
S2	0	2,80	2,8	9,2	RCD
	2,8	13,65	10,85	35,6	RSU
	13,65	15,75	2,1	6,9	RCD
	15,75	30,50	14,75	48,4	RSU/RCD

Com base nos dados da tabela anterior e visualizando da Figura 4-10, pode constatar-se o seguinte no que diz respeito à sondagem S1:

- os primeiros 6 m atravessados são de RCD, os quais correspondem a cerca de 30% da espessura total de resíduos;
- abaixo destes RCD, encontra-se uma coluna de cerca de 12 m de materiais diversos, constituídos por RCD com intercalações de RSU, que correspondem a cerca de 57% da totalidade dos resíduos neste local;
- entre estes e até à base do substrato, encontram-se cerca de 2.5 m de resíduos RSU (cerca de 12.5% da totalidade da sondagem).

No que concerne à sondagem S2 é possível referir que:

- nos primeiros 3 m estamos na presença de RCD (correspondendo a cerca de 9% da espessura total de resíduos);
- abaixo destes ocorrem cerca de 10 m de RSU (35.5% da totalidade da sondagem);
- subjacente aos RSU encontra-se uma camada de RCD com cerca de 2 m de espessura;
- e por fim, até ao substrato rochoso, e com uma espessura de cerca de 15 m, surge uma camada de RSU misturados com RCD (que correspondem a cerca de 48% do total dos resíduos neste local).

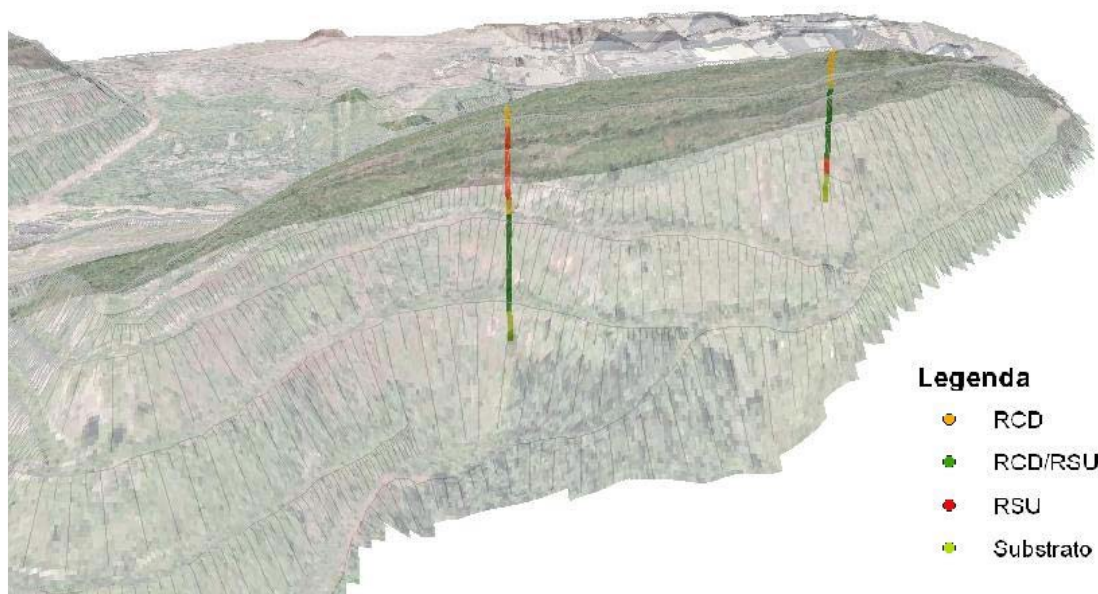


Figura 4-10 – Vista 3D dos materiais constituintes das sondagens S1 e S2 (FFCT, 2014)

#### 4.2.2.2.3. Parâmetros físico-mecânicos dos resíduos

A obtenção directa de parâmetros físico-mecânicos dos resíduos foi algo que, devido à heterogeneidade e anisotropia das propriedades dos materiais presentes no aterros de resíduos não controlado, revelar-se-ia tão ou menos preciso que a obtenção de parâmetros obtidos com recurso a revisão bibliográfica. É certo que os dados presentes na bibliografia adequam-se quase exclusivamente aos locais onde os ensaios são realizados quer seja devido às condições atmosféricas locais, quer aos materiais depositados, no entanto, a significância e representatividade da concretização de ensaios laboratoriais, ou *in situ*, seria diminuta como consequência do desconhecimento dos materiais presentes.

Deste modo, optou-se por, com base na recolha bibliográfica apresentada na secção 2.3.4, seleccionar para o ângulo de atrito um valor médio de 25°, com uma variação entre 10 e 40°, enquanto que para a coesão o valor médio será de 8,0 kPa, podendo este valor oscilar entre 5,5 e 10,5 kPa (ver Tabela 4-5).

Tabela 4-5 – Intervalos de variação para o ângulo de atrito e coesão

	Mínimo	Média	Máximo
Ângulo de atrito ( $\varphi$ ) °	10,0	25,0	40,0
Coesão (c) kPa	5,5	8,0	10,5

Apesar de não ter sido possível realizar a determinação precisa do peso volúmico dos materiais obtidos nas sondagens, a estimativa do peso volúmico médio dos materiais foi realizado através do produto dos pesos volúmicos típicos dos materiais pela percentagem nos testemunhos de sondagem.

Para a estimação do peso volúmico apenas foram considerados os materiais cuja percentagem fosse superior a 1%. Assim, e com base nas percentagens apresentadas nas figuras 8 e 9, apresenta-se na Tabela 4-6 o peso volúmico médio ponderado para cada sondagem.

Tabela 4-6 – Cálculo do peso volúmico médio para os resíduos

Sondagem	Materiais	%	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup> (ponderado)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup> total
S1	Plásticos	12	8	0,96	16,73
	Solos	83	19	15,77	
S2	Plásticos	29	8	2,32	14,59
	Solos	59	19	11,21	
	Resíduos emb. ferrosas	3	14	0,42	
	Papel	3	12	0,36	
	Madeira	4	7	0,28	

Como se pode verificar na tabela acima, o peso volúmico médio da sondagem S1 é ligeiramente superior ao da sondagem S2, provocado pela maior percentagem de solos presente.

#### 4.2.2.3. Modelo conceptual

O aterro não controlado de resíduos apresenta uma cota média do topo de aproximadamente 150 e com um desenvolvimento máximo, no sentido NNW-SSE, de 530 m e uma extensão máxima, no sentido ortogonal, de 240 m. De salientar que os declives observados no talude nascente da infra-estrutura são significativamente acentuados, variando entre 1:2 e 1:1, ou seja, ângulos que oscilam entre 26° e 45°.

A definição da morfologia da fundação do aterro de resíduos não controlado foi baseada na informação obtida nas sondagens, uma vez que não existem registos da forma final da corta de exploração da antiga pedreira.

A informação obtida pelas sondagens S1 e S2 permite definir, localmente, a cota da fundação da infra-estrutura, que a Norte se cifra nos 128.8 e a Sul 114.3. Durante os trabalhos de campo foi também identificado no talude nascente um afloramento do substrato rochoso (ver Figura 4-11), à cota média 128. Portanto, uma vez que a informação da sondagem S1 é semelhante às medições realizadas no afloramento, foi assumido que a base da infra-estrutura teria um desenvolvimento sub-horizontal e que algures entre as sondagens S1 e S2 existe, um declive ou um ressalto na fundação da infra-estrutura.



Figura 4-11 - Cotas da base da infra-estrutura definidas com base nas sondagens S1 e S2 (FFCT, 2014)

Posto isto, o modelo conceptual da infra-estrutura foi definido como é ilustrado na Figura 4-12, em que os resíduos assentam sobre um substrato rochoso de natureza carbonatada, que para efeitos de cálculo foi considerado como impenetrável. De salientar que a massa de resíduos foi considerada como homogénea, uma vez que não é possível avaliar a significância da amostragem nem a representatividade da informação obtida através das duas sondagens, dado o desconhecimento dos materiais presentes na infra-estrutura.

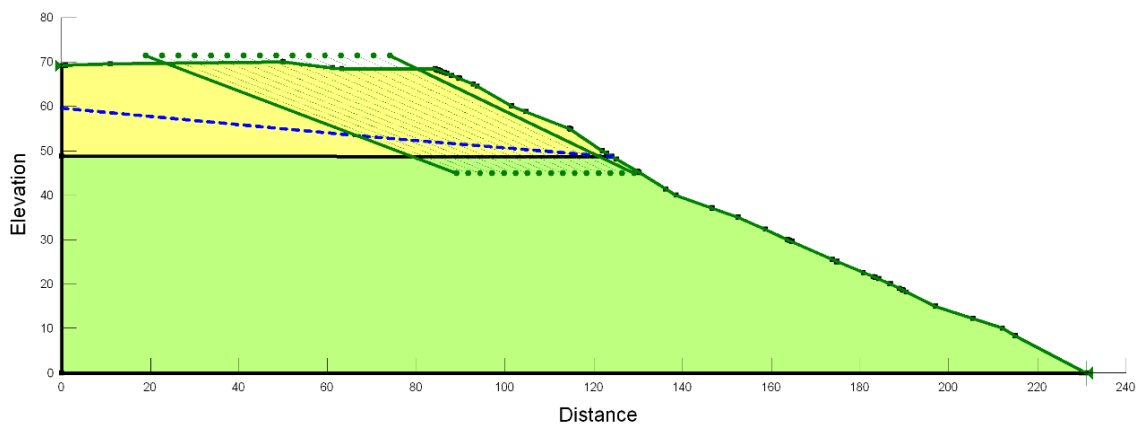


Figura 4-12 – Modelo conceptual da infra-estrutura

### 4.2.3. Etapa 3 – Análise de estabilidade

A análise de estabilidade foi efectuada com base no método de equilíbrio limite (LEM) proposto por Morgenstern-Price, recorrendo à utilização do programa de cálculo automático SLOPE/W, da GeoStudio. A escolha deste método deve-se a que, dentro dos métodos de equilíbrio limite, este é dos mais completos já que considera, em conjunto, o equilíbrio de forças e o equilíbrio de momentos. Considerou-se uma distribuição de forças inter-fatias semi-sinusoidal uma vez que, de acordo com a experiência e para casos similares, seria esta a distribuição que permitiria obter resultados mais fiáveis. Os parâmetros geotécnicos dos resíduos foram definidos por uma média e por um desvio padrão e as pressões intersticiais definidas por uma linha piezométrica.

Para a determinação do círculo de rotura mais desfavorável, foi adoptada uma malha de centros para as potenciais superfícies de deslizamento e, para cada centro, foram analisados dez círculos de rotura, com raios variáveis entre um valor mínimo, e um valor máximo. O valor mínimo para o raio foi definido de modo a que o círculo, para além de intersectar a lixeira, tivesse profundidade suficiente para ser significativo. De facto, círculos muito superficiais não terão significado, já que representam potenciais instabilizações (escorregamentos) superficiais do material que cobre a geomembrana de impermeabilização, não pondo em risco a estabilidade global da lixeira. O círculo máximo foi escolhido de modo a envolver o maior volume de resíduos com significado para a análise.

As resultantes do equilíbrio de forças e do equilíbrio de momentos são expressas com base num factor de segurança global (FS) em que:

- $FS > 1$  significa que o talude é tendencialmente estável;
- $FS < 1$  significa que o talude é tendencialmente instável;
- $FS = 1$  significa que o talude está no limiar da estabilidade (situação limite).

Uma vez que se vai realizar uma análise de segurança ao talude nascente, o valor de FS considerado como limite para avaliar a estabilidade será de pelo menos 1. Contudo, tal apenas significa que o talude é tendencialmente estável, devendo o valor aproximar-se de pelo menos 1,3 para ser considerado de facto seguro, sendo este o valor de FS mínimo recomendado em termos de dimensionamento de taludes.

Para cada perfil são explicitados os resultados da análise determinística e da análise probabilística bem como a massa e volume previstos para o corpo do aterro potencialmente instável. Os resultados da análise determinística são apresentados sob forma gráfica em que são indicados a superfície de rotura potencial e, associada à qual, é ainda representado um mapa de segurança. O mapa de segurança é pertinente dado que a incerteza dos parâmetros de entrada é elevada e é de grande importância a possibilidade de ser considerada uma zona de rotura potencial em vez de uma única superfície de rotura única. O mapa de segurança é materializado, nas análises determinísticas, pela região a vermelho e, é caracterizado pela agregação das superfícies de rotura que se podem desenvolver, tendo por base factores de segurança semelhantes ao obtido para a análise de estabilidade.

Foram realizadas análises de estabilidade considerando dois cenários:

- a) cenário hipotético, sem nível piezométrico;
- b) cenário real, com a presença de nível piezométrico.

Com o cenário hipotético, de inexistência de nível piezométrico, ou seja, de maior estabilidade, pretende-se avaliar se a, eventual, situação de instabilidade se deve unicamente à combinação das propriedades geotécnicas, ou se o talude é, à partida, instável como consequência de um deficiente dimensionamento. A hipótese de inexistência de nível piezométrico pressupõe que os resíduos, no interior da infra-estrutura, se apresentariam secos, ou muito próximos disso, o que não representa a realidade. De facto, esta análise não contribui para uma análise real de estabilidade, visto ser uma situação praticamente impossível de se alcançar; no entanto, representa um exercício interessante de verificação do dimensionamento dos taludes seleccionados.

O conhecimento acerca das propriedades dos resíduos é diminuto, tornando-se pertinente a realização de uma análise probabilística de resultados uma vez que os valores obtidos para as propriedades dos resíduos são um intervalo de valores, ao qual está inerente elevada incerteza. A variabilidade de valores foi considerada como tendo uma distribuição normal, o que conduz a que a função densidade dos resultados de factor de segurança sigam a mesma distribuição. Na análise probabilística foram computorizadas 10.000 simulações e para cada simulação a amostragem dos parâmetros geotécnicos foi realizada apenas uma vez e o conjunto dos parâmetros aplicados a todas as fatias.

De modo a obter informação sobre quais os parâmetros que teriam mais influência no valor do factor de segurança foi realizada uma análise de sensibilidade aos parâmetros geotécnicos, coesão, peso volumico e ângulo de atrito e, ainda, a posição do nível piezométrico. A análise de sensibilidade é semelhante à análise probabilística; a diferença é que a selecção dos valores dos parâmetros utilizados na análise é regida por uma função de distribuição de probabilidade uniforme, e não aleatoriamente como na análise probabilística. Esta análise é realizada iterativamente, em que numa primeira fase é fixado um parâmetro (a primeira iteração para todos os parâmetros acontece para o valor médio) e todos os outros variam. Para facilitar a apresentação dos resultados obtidos, os valores são normalizados entre 0 e 1. O valor 0 representa o valor mais baixo da escala de cada parâmetro utilizado na análise, e o valor 1 o mais elevado.

Adicionalmente, é efectuada um estudo de sensibilidade num dos perfis analisados, face à selecção das funções inter-fatias.

### **Parâmetros geotécnicos**

Apresentam-se na Tabela VI os valores adoptados para esta análise, bem como os intervalos de valores admitidos para a variabilidade de cada um dos parâmetros.

De salientar que, devido à variabilidade espacial e temporal das propriedades geotécnicas, a heterogeneidade dos resíduos e a dificuldade em obter resultados de ensaios representativos, os parâmetros de entrada apresentam uma grande variabilidade de modo a considerar as situações extremas.

Tabela 4-7 – Intervalos de variação dos parâmetros geotécnicos seleccionados para análise de estabilidade

	Mínimo	Média	Máximo
<b>Peso volúmico (<math>\gamma</math>) kN/m<sup>3</sup></b>	10,0	15,0	20,0
<b>Coesão (c) kPa</b>	5,5	8,0	10,5
<b>Ângulo de atrito (<math>\varphi</math>) °</b>	10,0	25,0	40,0

#### 4.2.3.1. Perfis topográficos

A selecção dos perfis topográficos foi realizada tendo em consideração a dimensão e geometria da infra-estrutura, bem como os indícios de instabilidade cartografados (ver Figura 4-13).

Procurou-se ainda que os perfis representassem as secções mais desfavoráveis em termos de declives, ao mesmo tempo que fossem representativos do talude nascente da lixeira, ou seja, estivessem equidistantes e, simultaneamente, beneficiassem tanto quanto possível das informações adquiridas no campo. Portanto, foram escolhidos 3 perfis topográficos cuja designação de norte para sul é de PT1 a PT3.

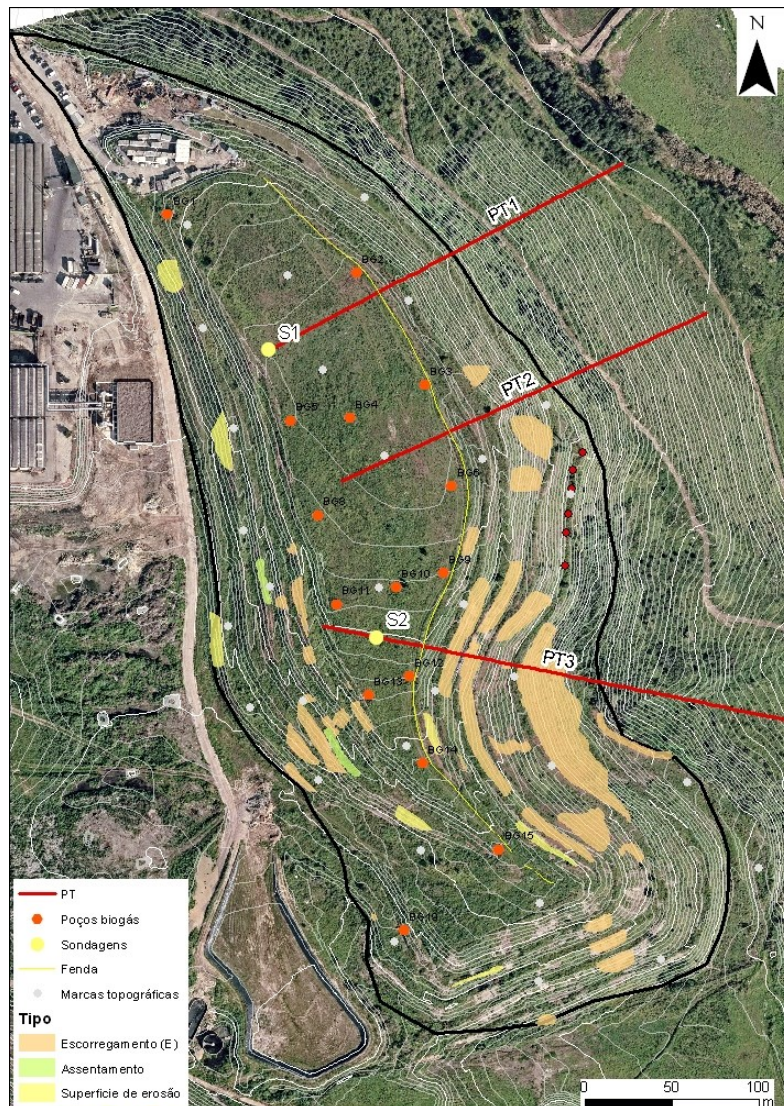


Figura 4-13 – Perfis topográficos seleccionados (FFCT, 2014)

## 4.2.3.2. Análise de estabilidade estática do perfil topográfico PT1

## 4.2.3.2.1. Análise determinística - Situação hipotética

O factor de segurança obtido para a análise determinística foi de 1,39 (podendo ser este valor observado na Figura 4-14) o que cumpre os critérios de segurança para taludes de aterro.

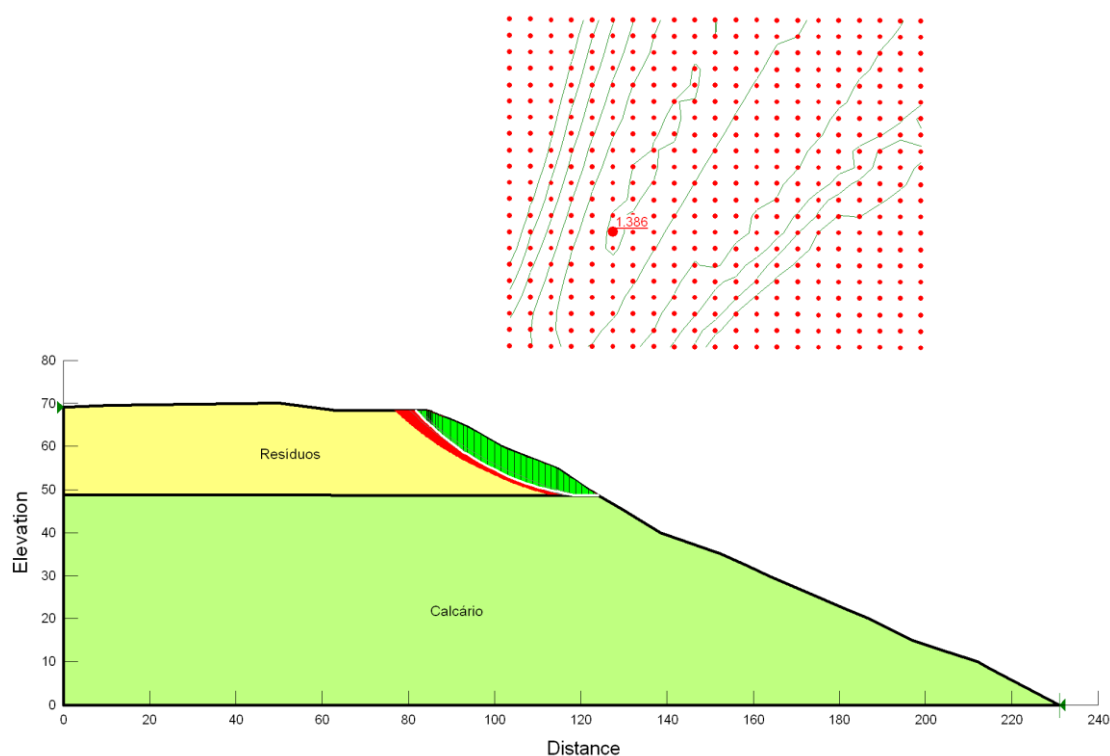


Figura 4-14 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 1 sem nível piezométrico

## 4.2.3.2.2. Análise determinística - Situação real

A análise de estabilidade para o cenário real de estabilidade foi realizada com recurso à interpolação dos níveis piezométricos, obtidos em Dezembro e Janeiro, na sondagem S1 e no poço de biogás BG2, cujos valores de nível piezométrico se apresentam na Tabela 4-8.

Tabela 4-8 – Níveis de lixiviado utilizados para a interpolação da linha piezométrica PT1 (adaptado de FFCT, 2014)

Ponto de informação	Distância ao início do perfil	Cota do NP	Elevação do NP	Tipo de observação
S1	0,0	139,8	59,8	Piezometria
BG2	68,0	133,1	53,2	Piezometria

O factor de segurança obtido para a presente situação é apresentado na Figura 4-15, da qual se conclui que, comparativamente à análise de estabilidade da situação hipotética, a presença de um nível piezométrico pouco influencia a estabilidade do talude. O factor de segurança então obtido para esta análise representa, ainda, uma situação estável, com um valor de 1,38.

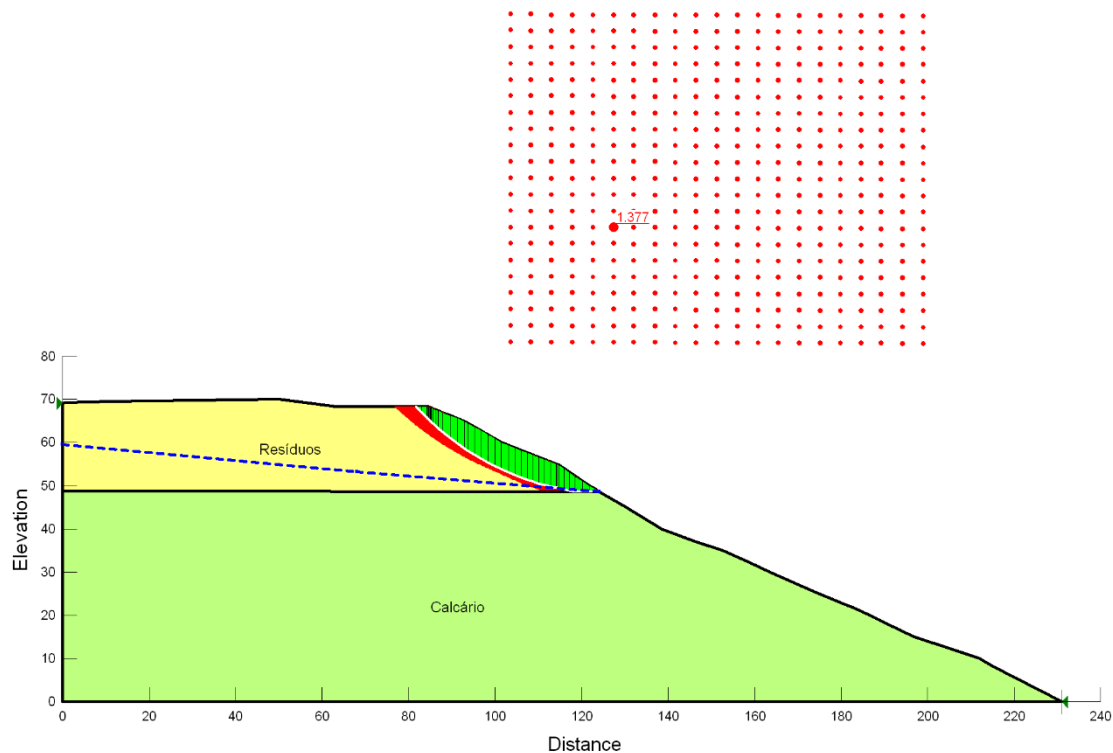


Figura 4-15 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 1 com nível piezométrico obtido por interpolação

A análise determinística de estabilidade de taludes permite ainda obter uma noção de que, na eventualidade de existir a mobilização dos materiais individualizados inferiormente pela superfície de rotura que volume e, conseqüentemente, que peso, estariam implicados na rotura do talude. Os dados referentes ao volume e peso por metro linear de desenvolvimento, da massa potencialmente instabilizada são apresentados na *Tabela 4-9*.

Tabela 4-9 – Volume e massa da potencial instável do perfil 1

<b>Volume (m³/m)</b>	206,0
<b>Peso (kN/m)</b>	3090,3

#### 4.2.3.2.3. Análise probabilística

Aquando da análise determinística foi também efectuada a análise probabilística, para ambas as situações consideradas. A simulação dos valores foram realizadas 10000 iterações permitindo, deste modo, a obtenção de probabilidades de rotura e índices de fiabilidade. Os resultados de ambas as análises são representados, abaixo, na *Tabela 4-10*.

Tabela 4-10 – Resultados da análise probabilística para ambos os cenários do perfil 1 (adaptado de FFCT, 2014)

	<b>FS (média)</b>	<b>Índice de fiabilidade</b>	<b>P (rotura) %</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>FS Mín</b>	<b>FS Máx</b>
<b>Situação hipotética</b>	1,39	12,62	0	0,03	1,28	1,52
<b>Situação real</b>	1,38	12,57	0	0,03	1,27	1,50

A observação da Tabela 4-10 permite constatar que em ambas as situações o factor de segurança é superior ao valor mínimo de dimensionamento para este tipo de infra estruturas ( $FS \geq 1,3$ ), que não existe probabilidade de rotura em qualquer um dos casos e que em ambos os casos o índice de fiabilidade é elevado e semelhante.

A Figura 4-16 apresenta, para o cenário hipotético, à esquerda a função de densidade de probabilidade e à direita função distribuição de probabilidade, dos coeficientes de segurança. A observação do gráfico da função de densidade de probabilidade (à esquerda), permite visualizar que os valores de factor de segurança obtidos seguem uma distribuição normal, tal como os parâmetros de entrada. A representação da função distribuição de probabilidade (à direita) permite observar visualmente que, de facto, não existe qualquer probabilidade de rotura, até porque o valor mínimo do eixo das abcissas é 1,25, sendo o valor mínimo do factor de segurança 1,28.

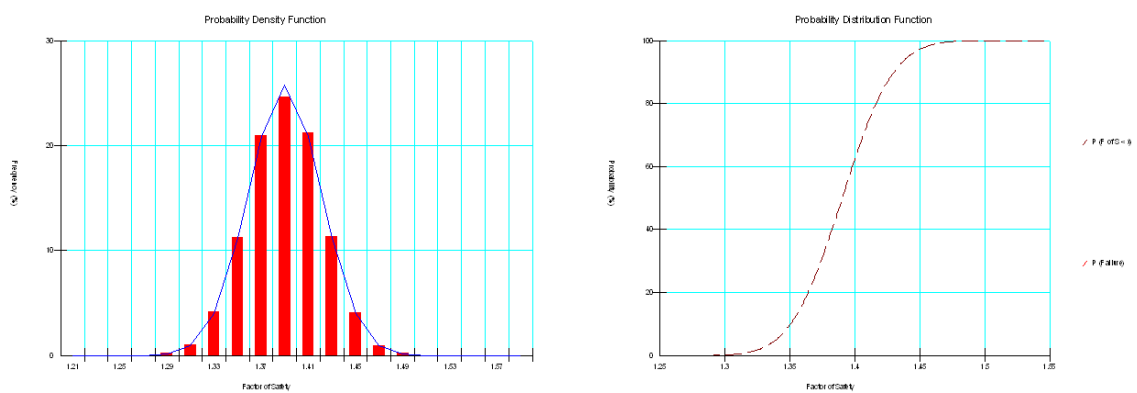


Figura 4-16 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário hipotético do perfil 1

A Figura 4-17 representa, analogamente ao acima elucidado, a à esquerda a função de densidade de probabilidade e à direita função distribuição de probabilidade, dos coeficientes de segurança da análise de estabilidade do cenário real. Da observação de ambas as imagens constata-se que não há qualquer valor de factor de segurança, inferior a 1, pelo que a probabilidade de rotura é nula.

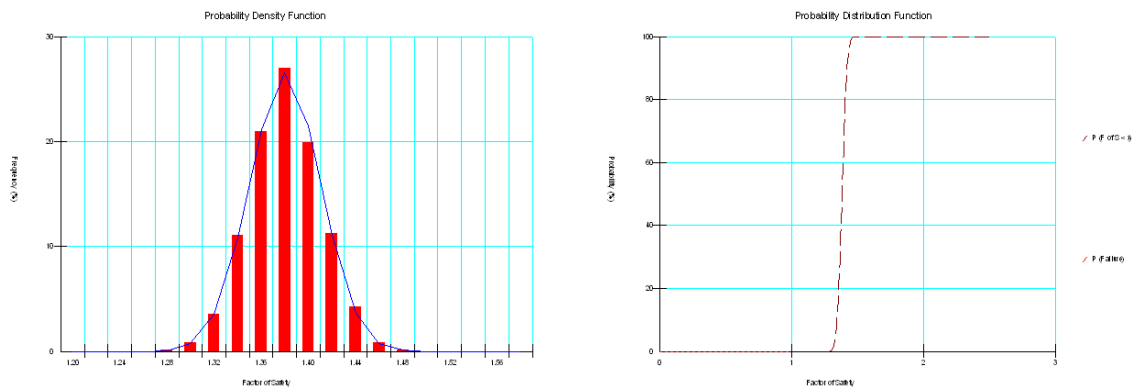


Figura 4-17 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário real do perfil 1

#### 4.2.3.3. Análise de estabilidade estática do perfil topográfico PT2

##### 4.2.3.3.1. Análise determinística - Situação hipotética

O cenário apresentado na Figura 4-18, dos dois cenários considerados para o perfil PT2 é o mais estável, no entanto exibe um factor de segurança de 1,24, sendo que o talude apresenta uma situação tendencialmente estável. Nessa situação, o factor de segurança obtido para a análise de estabilidade é superior ao valor de equilíbrio limite,  $FS=1,0$ , no entanto inferior ao valor mínimo de dimensionamento de,  $FS \geq 1,3$ .

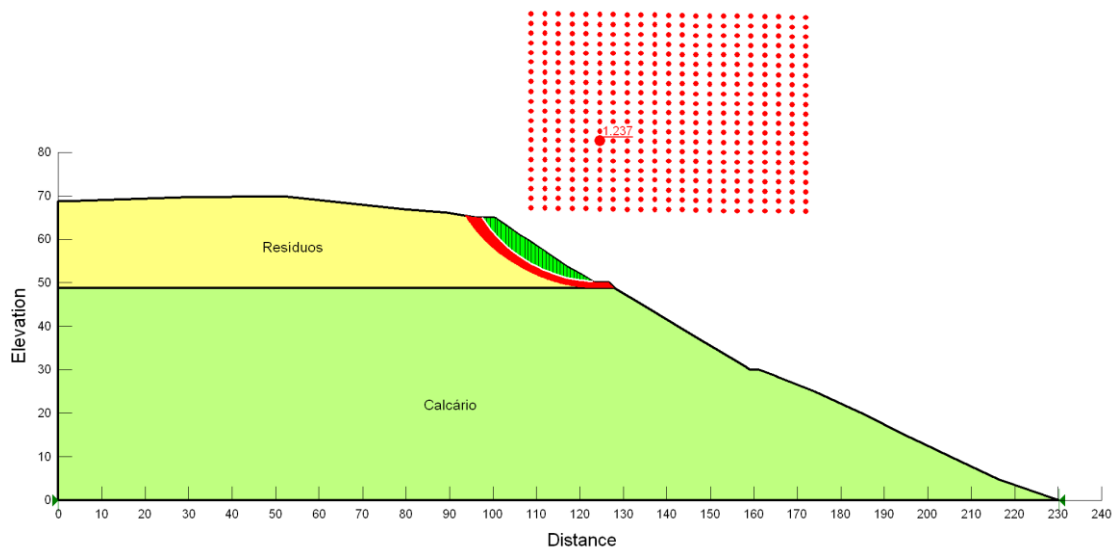


Figura 4-18 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 2 sem nível piezométrico

##### 4.2.3.3.2. Análise determinística - Situação real

A situação real com presença de linha piezométrica, em que a linha piezométrica foi constituída, por interpolação com base nos valores de cota de saturação do poço de biogás BG4 e na cota do nível piezométrico do poço de biogás BG3 (ver Tabela 4-11).

Tabela 4-11 - Níveis de lixiviado utilizados para a interpolação da linha piezométrica PT2 (adaptado de FFCT, 2014)

Ponto de informação	Distância ao início do perfil	Cota do NP	Elevação do NP	Tipo de observação
<b>BG4</b>	17,0	147,0	67,0	Saturação
<b>BG3</b>	65,0	142,6	62,6	Piezometria

A situação apresentada na Figura 4-19 constitui o resultado da análise de estabilidade sob condições reais, em que o factor de segurança que desta advém é de 1,13, valor que se encontra significativamente abaixo do valor mínimo de dimensionamento para este tipo de infra-estrutura.

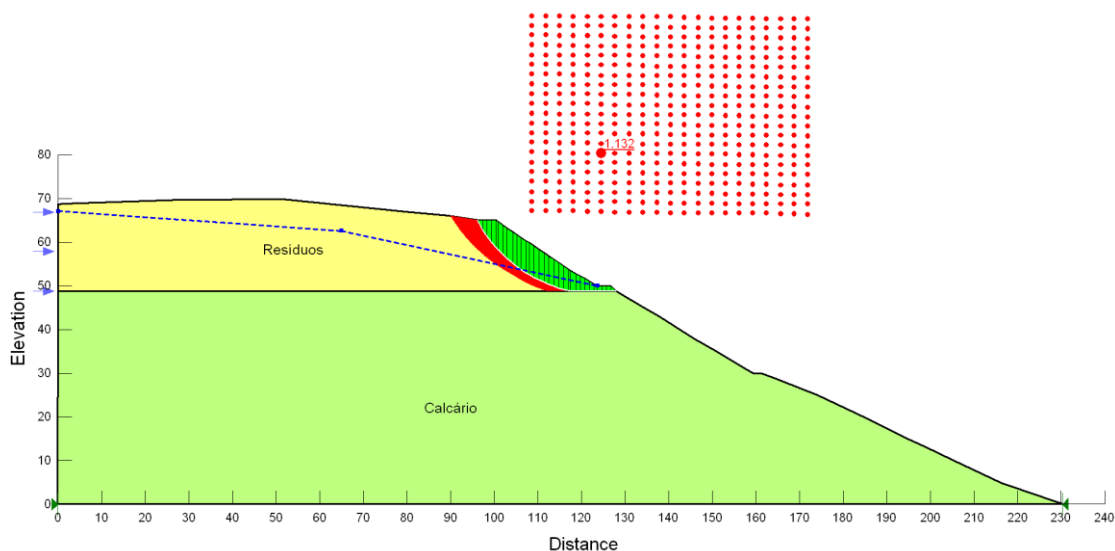


Figura 4-19 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 2 com nível piezométrico obtido por interpolação

À semelhança do sucedido para o perfil PT1, também para o perfil PT2 são apresentados, na Tabela 4-12, o volume e peso, por metro linear de desenvolvimento, da massa potencialmente instabilizada. Nesta situação, em que, o factor de segurança obtido para a situação real do perfil PT2 se cifra mais próxima do equilíbrio limite, estes valores têm uma importância mais prática do que os apresentados no perfil PT1, que exibe um factor de segurança superior ao valor de dimensionamento.

Tabela 4-12 - Volume e massa potencialmente instável do perfil PT2

<b>Volume (m³/m)</b>	149,0
<b>Peso (kN/m)</b>	2235,8

#### 4.2.3.3.3. Análise probabilística

A observação da Tabela 4-13 permite constatar que em ambas as situações os factor de segurança são inferiores ao valor mínimo de dimensionamento para este tipo de infra estruturas ( $FS \geq 1,3$ ); no entanto não existe qualquer probabilidade de rotura em ambos casos e que em ambos os casos o índice de fiabilidade é alto, no entanto mais reduzido que no caso do perfil PT1, sendo que o índice de fiabilidade da situação real é cerca de metade do valor da situação hipotética.

Tabela 4-13 - Resultados da análise probabilística para ambos os cenários do perfil 2

	<b>FS (média)</b>	<b>Índice de fiabilidade</b>	<b>P (rotura)%</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>FS Min</b>	<b>FS Máx</b>
<b>Situação hipotética</b>	1,24	9,6	0	0,025	1,14	1,34
<b>Situação real</b>	1,14	5,4	0	0,025	1,05	1,22

A Figura 4-20 apresenta, para a situação hipotética, à esquerda a função de densidade de probabilidade e à direita função distribuição de probabilidade, dos coeficientes de segurança. A observação do gráfico da função de densidade de probabilidade (à esquerda), permite visualizar que os valores de factor de

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

segurança obtidos seguem uma distribuição normal e a função distribuição de probabilidade (à direita) permite observar visualmente que, de facto, não existe qualquer probabilidade de rotura, sendo o valor mínimo do factor de segurança de 1,14.

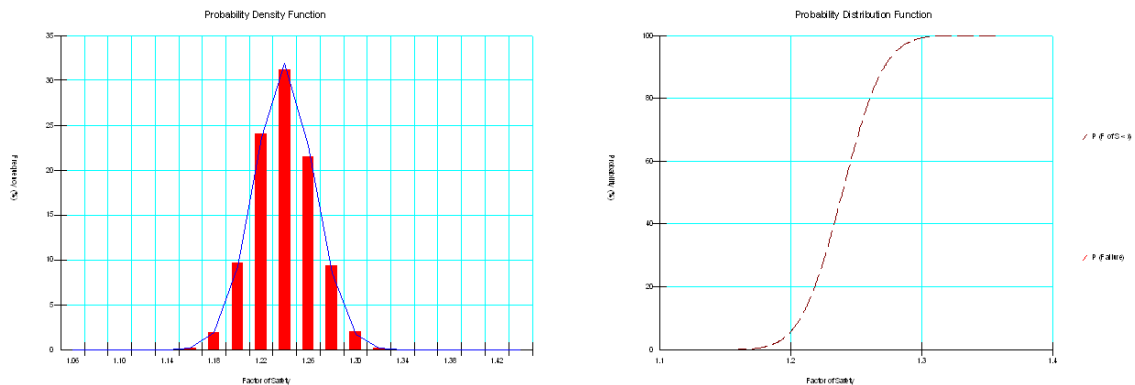


Figura 4-20 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança da situação hipotética do perfil 2

A Figura 4-21 representa para a análise de estabilidade da situação real, à esquerda a função de densidade de probabilidade e à direita função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança. Da observação de ambas as imagens constata-se que não há qualquer valor de factor de segurança, inferior a 1,0, pelo que a probabilidade de rotura é nula, no entanto o valor mínimo aproxima-se significativamente do valor limite de 1,0.

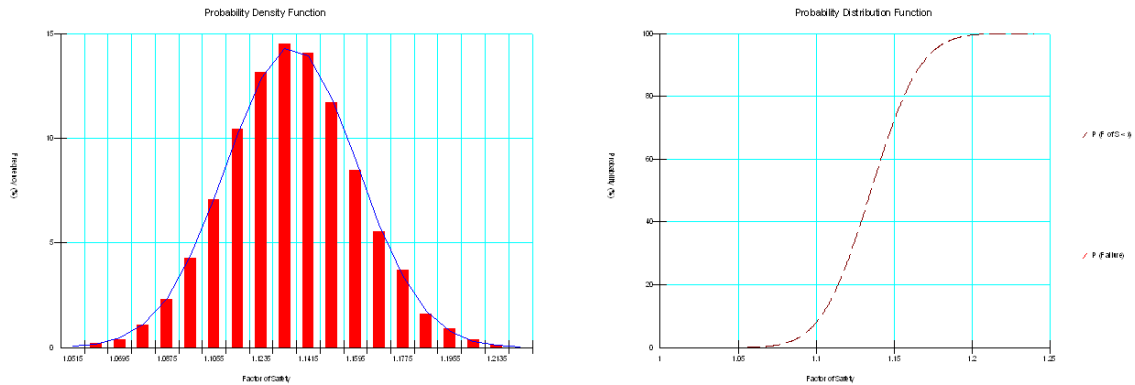


Figura 4-21 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança da situação real do perfil 2

### 4.2.3.4. Análise de estabilidade estática do perfil topográfico PT3

#### 4.2.3.4.1. Análise determinística – Situação hipotética

A análise de estabilidade deste cenário, em que se afere o dimensionamento do talude, conduz a um factor de segurança de 1,40 o que se traduz num correcto dimensionamento para este tipo de infraestrutura. Pode ser observado na Figura 4-22 o resultado decorrente desta análise.

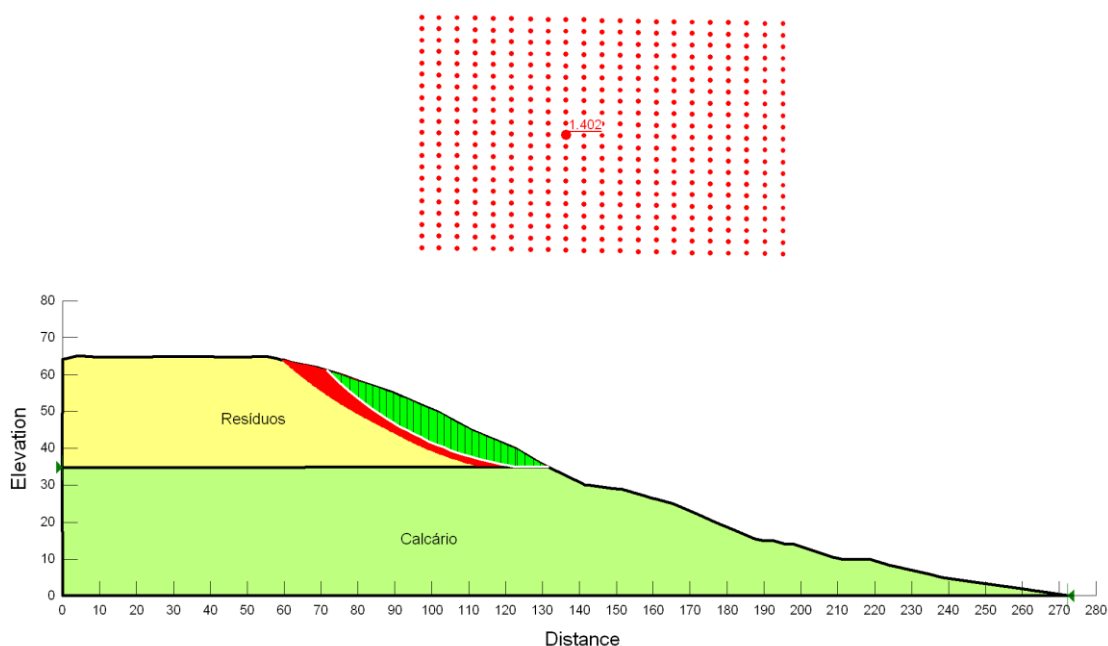


Figura 4-22 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 3 sem nível piezométrico

#### 4.2.3.4.2. Análise determinística – Situação real

A análise de estabilidade da situação real do perfil PT3, bem como as anteriores, pressupõe a estimação de uma linha de piezometria, que foi elaborada recorrendo aos níveis de saturação dos poços de biogás BG11 e BG12 e ao nível piezométrico da sondagem S2, sendo que estes se apresentam na Tabela 4-14.

Tabela 4-14 - Níveis de lixiviado utilizados para a interpolação da linha piezométrica PT3 (adaptado de FFCT, 2014)

Ponto de informação	Distância ao início do perfil	Cota do NP	Elevação do NP	Tipo de observação
<b>BG11</b>	5,0	141,4	61,4	Saturação
<b>S2</b>	30,0	130,4	50,4	Piezometria
<b>BG12</b>	55,0	138,6	58,6	Saturação

A Figura 4-23 exibe o resultado da análise de estabilidade determinística do perfil PT3, considerado a presença de um nível piezométrico, caracterizado pela interpolação dos valores apresentados acima na tabela.

O factor de segurança de 1,31 foi obtido para esta análise, sendo que cumpre os critérios de dimensionamento, para as condições admitidas de piezometria.

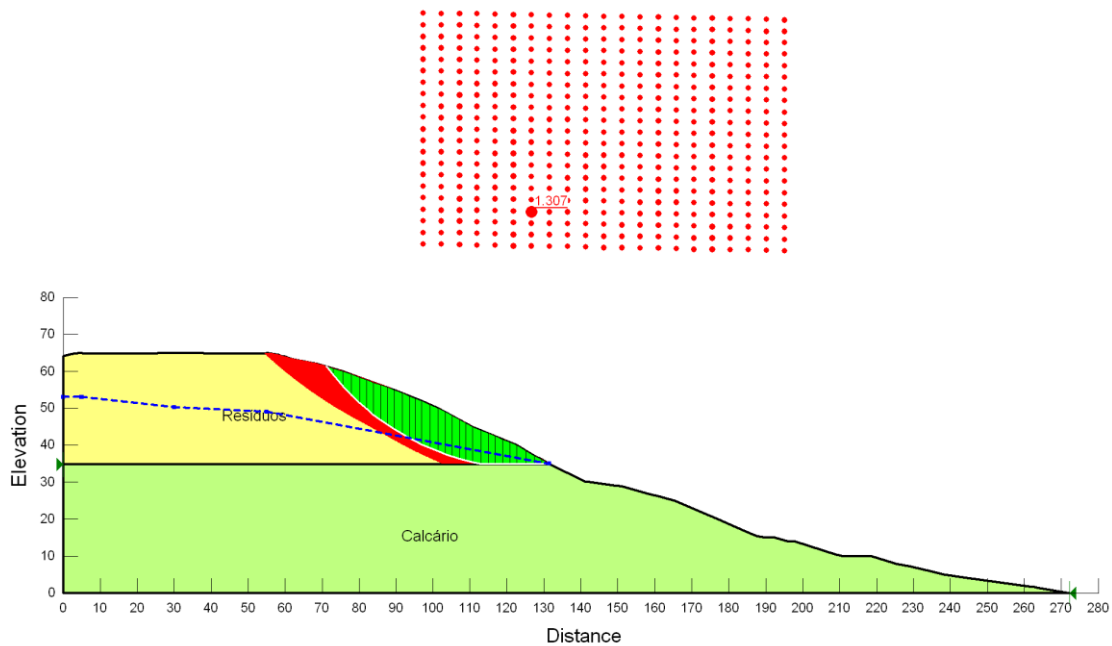


Figura 4-23 - Análise de estabilidade determinística do perfil topográfico 3 com nível piezométrico obtido por interpolação

O volume e peso, por metro linear de desenvolvimento, para a massa potencialmente instável individualizada inferiormente pela superfície de rotura crítica, são apresentados na *Tabela 4-15*, à semelhança do sucedido para o perfil PT1 e PT2.

Tabela 4-15 - Volume e massa potencialmente instável do perfil 3I

<b>Volume (m³/m)</b>	464,6
<b>Peso (kN/m)</b>	6969,1

#### 4.2.3.4.3. Análise probabilística

A observação da Tabela 4-16 permite constatar que em ambas as situações os factor de segurança são superiores ao valor mínimo de dimensionamento para este tipo de infra estruturas ( $FS \geq 1,3$ ) portanto, não existe qualquer probabilidade de rotura em ambos casos e em ambos os casos o índice de fiabilidade é alto, sendo que o índice de fiabilidade da situação real é cerca de três quartos da situação hipotética.

Tabela 4-16 - Resultados da análise probabilística para ambos os cenários do perfil 3

	<b>FS (média)</b>	<b>Índice de fiabilidade</b>	<b>P(rotura)%</b>	<b>Devio padrão</b>	<b>FS Mín</b>	<b>FS Máx</b>
<b>Situação hipotética</b>	1,41	12,6	0	0,032	1,27	1,54
<b>Situação real</b>	1,31	9,7	0	0,032	1,19	1,44

Na Figura 4-24 a observação do gráfico da função de densidade de probabilidade, permite visualizar que os valores do factor de segurança obtidos seguem uma distribuição normal e a função distribuição de probabilidade permite constatar que, de facto, não existe qualquer probabilidade de rotura, sendo o valor mínimo do factor de segurança de 1,27.

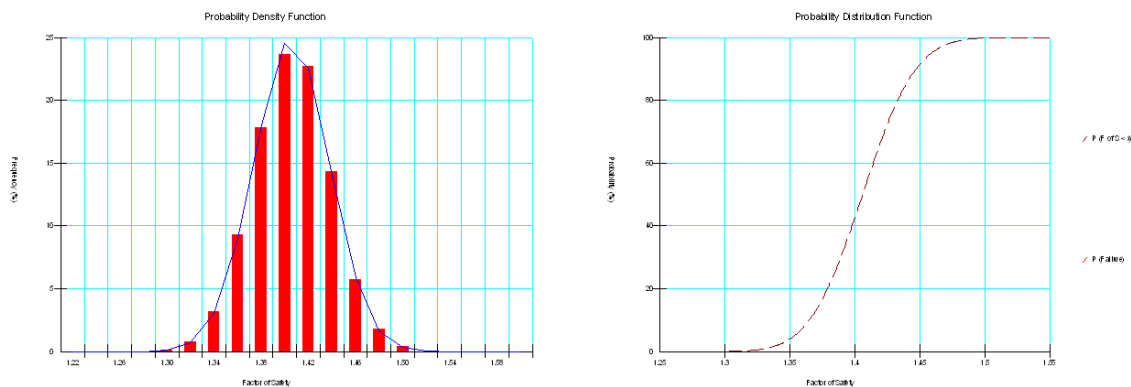


Figura 4-24 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário hipotético do perfil 3

A Figura 4-25 representa para a análise de estabilidade da situação real, à esquerda, a função de densidade de probabilidade e à direita a função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança. Da observação de ambas as imagens constata-se que não há qualquer valor de factor de segurança inferior a 1,0, pelo que a probabilidade de rotura é nula.

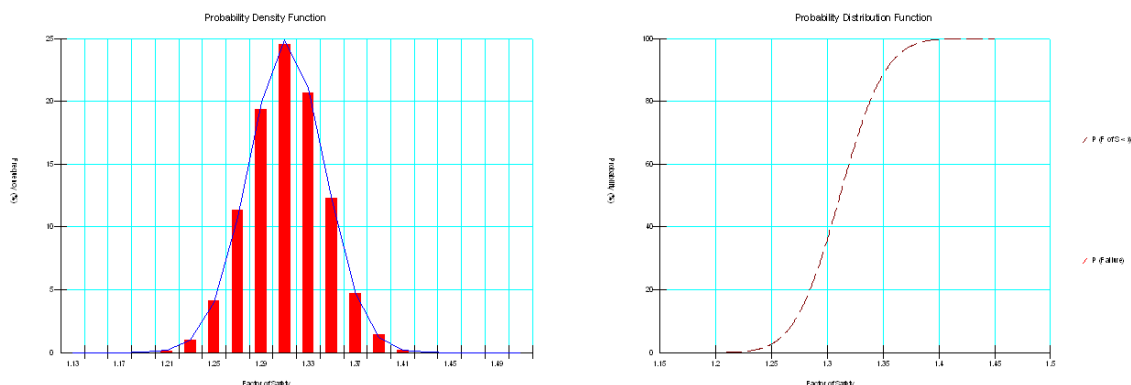


Figura 4-25 - Função de densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade dos coeficientes de segurança do cenário real do perfil 3

#### 4.2.3.5. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade do factor de segurança foi realizada para cada perfil, apenas para a situação real, cujo intuito foi o de averiguar qual dos parâmetros físicos e mecânicos teria mais influência na estabilidade de cada perfil. Foram conduzidas 3 análises de sensibilidade, uma para cada perfil topográfico (PT1, PT2 e PT3), aos parâmetros geotécnicos (peso volúmico, ângulo de atrito e coesão) e à variação do nível piezométrico. De modo a que fosse possível a visualização da influência da variação de todos os parâmetros no mesmo gráfico, foi realizada uma normalização dos diferentes valores para uma escala entre 0 e 1.

Adicionalmente, de modo a averiguar qual a influência das funções inter-fatias no resultado da análise de estabilidade, foram calculados os coeficientes de segurança para o perfil PT2, visto ser aquele em que o valor do factor de segurança era o menor e se cifrava abaixo do valor de dimensionamento para este tipo de infra-estruturas.

#### 4.2.3.5.1. Perfil topográfico PT1

A análise de sensibilidade conduzida para o perfil PT1 contou com variações nas propriedades geotécnicas dos materiais e na posição do nível piezométrico, em que os intervalos de valores utilizados são abaixo apresentados na Tabela 4-17. De salientar que a variação do nível piezométrico foi realizada a partir da variação positiva ou negativa da linha piezométrica definida graficamente para a análise de estabilidade para as condições reais.

Tabela 4-17 – Intervalo de valores dos parâmetros da análise de sensibilidade para o perfil 1

	Média	Intervalo de variação
<b>Peso volúmico (<math>\gamma</math>) kN/m<sup>3</sup></b>	15	[10,20]
<b>Coesão (c) kPa</b>	8	[5,5;10,5]
<b>Ângulo de atrito (<math>\varphi</math>)°</b>	25	[10,40]
<b>Posição da linha piezométrica</b>	0	[-6,6]

O Figura 4-26 exhibe a variação dos coeficientes de segurança calculados para diferentes valores dos parâmetros. Da análise do gráfico é possível perceber que o factor de segurança é mais sensível à variação do ângulo de atrito dos resíduos, e menos sensível à variação do peso volúmico. Esta noção de sensibilidade é materializada pelo declive da recta que representa a variação dos valores de cada parâmetro, ou seja, a recta que materializa a variação do ângulo de atrito tem um declive superior ao da recta correspondente ao peso volúmico dos resíduos.

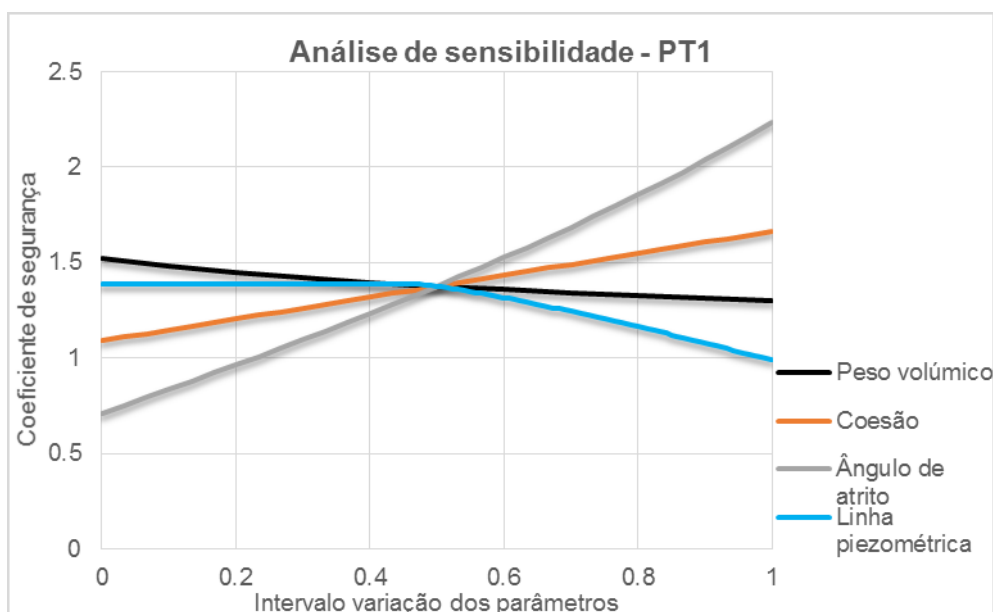


Figura 4-26 - Análise de sensibilidade às propriedades dos resíduos e nível piezométrico do perfil 1

A interseção de todas as rectas, materializa o factor de segurança obtido quando são utilizados os valores médio de cada parâmetro, e uma vez que o valor médio de cada parâmetro é igual ao utilizado na análise de estabilidade nas condições reais, o factor de segurança é 1,38.

Coeficientes de segurança abaixo do valor de equilíbrio limite são alcançados quando há uma variação negativa do ângulo de atrito e uma variação positiva do nível piezométrico. Os mesmos cujo valor seja inferior a 1,0 são alcançados quando o ângulo de atrito toma valores inferiores a 17°. A variação negativa da posição da linha piezométrica, pouca significância tem no factor de segurança; porém o mesmo não se verifica quando a variação é positiva, que no limite, quando o valor de oscilação se aproxima dos 6 m o factor de segurança decresce para valores inferiores à unidade.

#### 4.2.3.5.2. Perfil topográfico PT2

A análise de sensibilidade para o Perfil 2 foi realizada tendo por base as variações, nos parâmetros, explicitadas na Tabela 4-18. A redução do intervalo de variação da posição da linha piezométrica justifica-se com o facto de o factor de segurança tomar valores inferiores à unidade ainda antes de ser atingido o valor máximo de 2m.

Tabela 4-18 - Intervalo de valores dos parâmetros da análise de sensibilidade para o perfil 2

	Média	Intervalo de variação
<b>Peso volúmico (<math>\gamma</math>) kN/m<sup>3</sup></b>	15	[10,20]
<b>Coesão (c) kPa</b>	8	[5,5;10,5]
<b>Ângulo de atrito (<math>\varphi</math>)°</b>	25	[10,40]
<b>Posição da linha piezométrica</b>	0	[-2,2]

Com recurso à análise do Figura 4-27, pode verificar-se que mais uma vez, os parâmetros geotécnicos de maior relevo são, o ângulo de atrito, sendo que este é o parâmetro ao qual o factor de segurança é mais sensível, e o peso volúmico que é o que menos variação induz no factor de segurança.

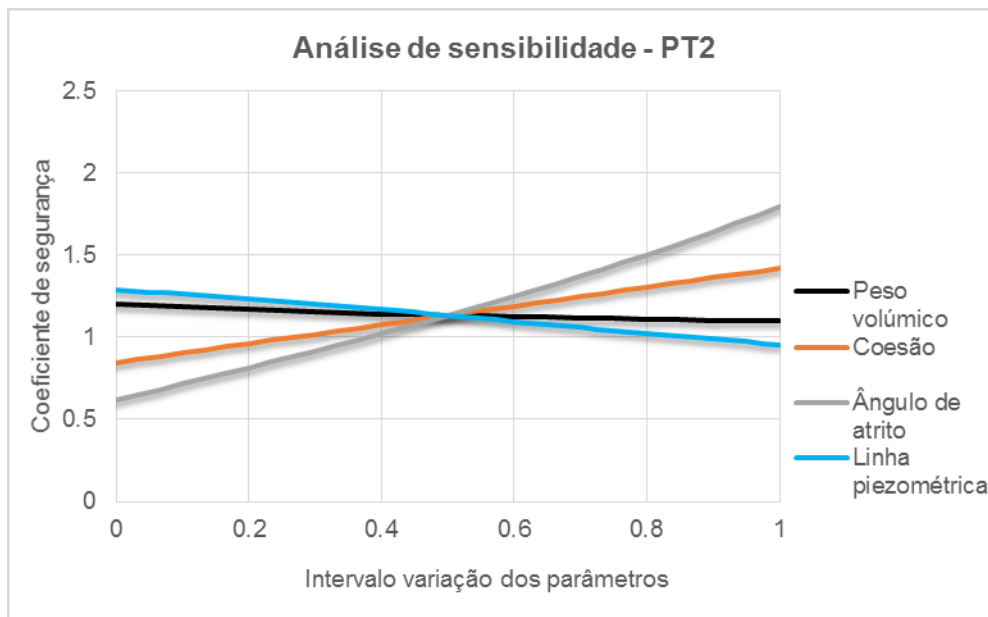


Figura 4-27 - Análise de sensibilidade às propriedades dos resíduos e nível piezométrico do perfil 2

Nas situações em que a coesão é inferior a 5 kPa, o ângulo de atrito assume valores inferiores a 22° e a posição piezométrica sofre uma variação positiva de pelo menos 1,4 m, o factor de segurança atinge valores de equilíbrio limite (1,0).

A redução da posição da linha piezométrica, em 2 m, no talude do perfil PT2 induz um aumento do factor de segurança de 1,14 para 1,28, no entanto, sem que este atinja valores iguais ou superiores aos mínimos recomendados ( $FS \geq 1,3$ ).

A análise de sensibilidade às funções inter-fatias foi conduzida de modo a se ter percepção de que modo a escolha de uma função inter-fatias em detrimento de outra tem influência no resultado obtido.

São apresentados na Tabela 4-19 os dados referentes a análise de estabilidade probabilísticas conduzidas para as condições reais do perfil PT.

Tabela 4-19 – Resultado das análises probabilísticas em função do tipo de função inter-fatias

Função inter-fatias	Semi-seno	constante	Trapezoidal (0,0; 0,25,1;0,75,1;1,0)
FS médio	1,14	1,13	1,13
Índice fiabilidade	5,45	5,24	5,31
P (rotura) (%)	0	0	0
Desvio padrão	0,025	0,024	0,025
FS min	1,05	1,04	1,04
FS máx	1,22	1,21	1,23

A análise da tabela supracitada permite concluir que a influência da alteração das forças inter-fatias é pouco expressiva, sendo que o valor máximo de factor de segurança médio é obtido para a força inter-fatias semi-sinusoidal. Tal facto permite afirmar que a estabilidade é controlada pelo equilíbrio de

momentos, uma vez que o factor de segurança se revela praticamente independente da força inter-fatias seleccionada.

#### 4.2.3.5.3. Perfil topográfico PT3

Realizou-se uma análise de sensibilidade para o Perfil 3 com base nas variações dos parâmetros geotécnicos, em que a variação dos mesmos é exposta na Tabela 4-20.

Tabela 4-20 - Intervalo de valores dos parâmetros da análise de sensibilidade para o perfil 3

	Média	Intervalo de variação
<b>Peso volúmico (<math>\gamma</math>) kN/m<sup>3</sup></b>	15	[10,20]
<b>Coesão (c) kPa</b>	8	[0,5;15,5]
<b>Ângulo de atrito (<math>\varphi</math>)°</b>	25	[10;40]
<b>Posição linha piezométrica</b>	0	[-5;5]

A Figura 4-28, resultante da análise de sensibilidade do perfil PT3, materializa, à semelhança das outras análises de sensibilidade que o ângulo de atrito é o parâmetro ao qual o factor de segurança é mais sensível e que a variação do peso volúmico é a que menos impacto tem na estabilidade.

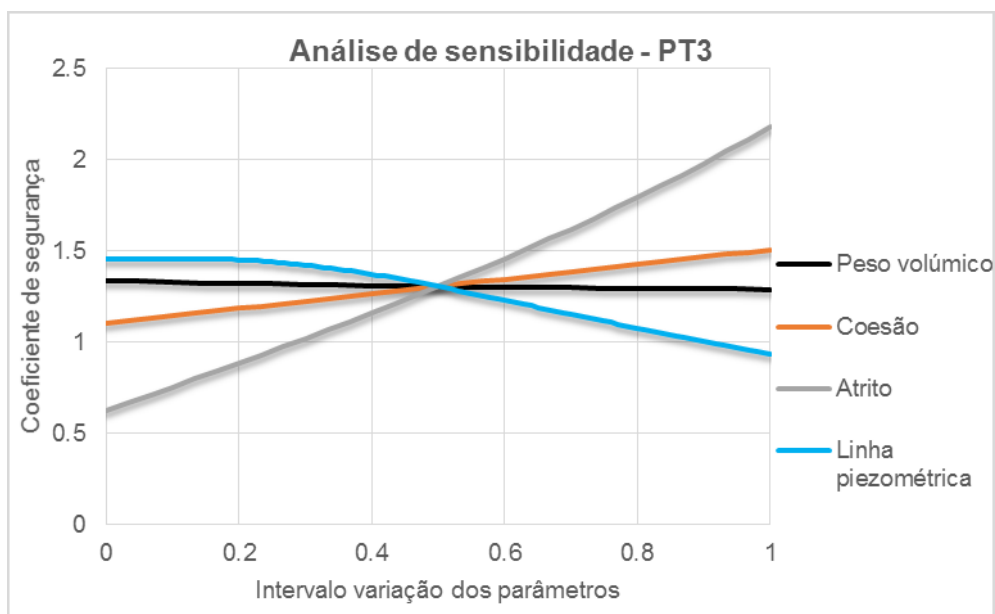


Figura 4-28 - Análise de sensibilidade às propriedades dos resíduos e nível piezométrico do perfil 3

Nesta situação, além da variação positiva na posição da linha piezométrica, apenas a variação negativa do ângulo de atrito conduz a que o factor de segurança tome valores inferiores à unidade.

Os valores que conduzem ao equilíbrio limite são ângulos de atrito inferiores a 19° e posições do nível piezométrico superiores a 4 m.

#### 4.2.4. Etapa 4 – Definição de medidas de estabilidade

##### 4.2.4.1. Síntese e análise de resultados

Para que um talude, no que diz respeito à sua estabilidade determinada pelos métodos de equilíbrio limite, cumpra as recomendações de segurança, o factor de segurança calculado deverá ser um valor igual ou superior a 1,3. É possível ter uma noção generalizada dos resultados obtidos para os três perfis topográficos, para ambas as situações analisadas, com recurso à Tabela 4-21.

Tabela 4-21 – Resumo dos coeficientes de segurança obtidos

Situações de análise estática	Perfil PT1	Perfil PT2	Perfil PT3
Situação hipotética	1,4	1,2	1,4
Situação real	1,4	1,1	1,3

A termo de resumo, todos os perfis apresentam um factor de segurança que os coloca numa situação tendencialmente estável.

No que diz respeito aos perfis PT1 e PT3, os coeficientes de segurança para a situação hipotética de inexistência de superfície piezométrica confirmam que o dimensionamento dos taludes está correctamente realizado, uma vez que os valores obtidos são superiores a 1,3. O dimensionamento do perfil PT2 não foi o adequado, como comprovado pelo valor de factor de segurança de 1,2 e ângulo de inclinação médio da superfície do talude, calculado com base no levantamento topográfico à escala 1:1000, é de 33°.

Na situação de análise real, que considera a existência de nível piezométrico de lixiviados, os coeficientes de segurança globais são também superiores à unidade. No entanto, convém salientar que o modo de obtenção da superfície piezométrica, a partir dos níveis de saturação, avaliados nos poços de biogás, é a mais desfavorável já que a linha piezométrica se situará sempre significativamente abaixo do nível de saturação. Não existem, no entanto, pontos de informação suficientes, de modo a que seja possível conhecer a sua posição exacta.

Ainda na situação real, no perfil PT2 a conjugação da presença de um nível piezométrico elevado com uma excessiva inclinação do talude, conduz a um factor de segurança de 1,1. Já a estabilidade para a situação real dos perfis PT1 e PT3 está assegurada, dado que os coeficientes de segurança obtidos em ambos os perfis são iguais ou superiores a 1,3.

##### 4.2.4.2. Considerações finais e medidas de mitigação

Admitindo a inexistência de lixiviados no interior da lixeira e em termos geomecânicos, constata-se que o seu talude nascente cumpre os critérios de segurança, com excepção do trecho do perfil PT2, onde o FS obtido é inferior ao mínimo recomendado para este tipo de estruturas (1,3), tanto pelos métodos determinísticos como pelos probabilísticos.

Na análise determinística e admitindo a presença de um nível piezométrico interpolado a partir de medições na infra-estrutura, os FS mantêm-se acima do valor considerado de segurança para os

trechos dos perfis PT1 e PT3. Contudo no perfil PT2, o valor obtido para o FS encontra-se pouco acima do valor de equilíbrio limite.

A análise probabilística permitiu confirmar a mesma tendência. No entanto, convém reforçar que a “superfície piezométrica” utilizada, obtida frequentemente a partir dos níveis de saturação avaliados nos poços de biogás, materializa a situação mais desfavorável que provavelmente possa acontecer no seio dos resíduos, já que a linha piezométrica real se situará sempre abaixo desse nível de saturação. Não existem, no entanto, pontos de informação disponíveis que possam torná-la mais conforme com a situação eventualmente existente.

Assim, em situação estática e tendo em consideração o atrás exposto, pode-se preconizar que o talude nascente da lixeira se apresenta no seu todo tendencialmente estável, isto independentemente de sinais de instabilidade que foram já identificados (FFCT, 2014), mas que parecem apenas interessar a camada de cobertura. Estes pequenos escorregamentos, que podemos designar de superficiais, decorrem certamente do ângulo de atrito baixo mobilizado entre o solo de recobrimento e a geomembrana protecção do aterro, não devendo ter pois, significado para a estabilidade global da lixeira.

Face à análise da estabilidade efectuada com base num acervo de informações obtidas, quer durante os últimos anos de monitorização desta infra-estrutura de resíduos não controlados, quer nos estudos trabalhos de campo realizados no âmbito deste estudo, considera-se que:

- A estabilidade sob acções estáticas está assegurada para a situação modelada para condições “secas” no contexto da análise pelo LEM; no entanto e para o perfil PT2, os valores obtidos são abaixo dos recomendados para garantir a segurança em infra-estruturas deste tipo;
- É importante controlar não só os níveis de saturação, mas também os níveis piezométricos de lixiviados efectivos, já que a estabilidade do talude nascente se revelou evoluir negativamente, no sentido do equilíbrio limite, para uma variação positiva destes últimos.

Assim, sugerem-se as seguintes medidas de mitigação (ver Figura 4-29):

- Impermeabilização superficial da infra-estrutura com geomembrana;
- Dimensionamento e implementação de um sistema de drenagem superficial;
- Instalação de 3 piezómetros;
- Controlo dos níveis piezométricos no interior da infra-estrutura;
- Instalação de 2 inclinómetros.

A problemática do controlo dos níveis piezométricos é algo que dependerá de diferentes factores: volume de água que se infiltra através da superfície da infra-estrutura, permeabilidade dos resíduos, locais cuja medição do nível piezométrico seja possível e um sistema que permita a drenagem interna dos lixiviados.

O volume de água que se infiltra no topo da infra-estrutura pode ser controlado se for realizada uma eficaz impermeabilização da superfície topográfica e construído um sistema de drenagem superficial

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

que permita conduzir as águas pluviais até à Ribeira da Lage. Esta medida tem, à partida, benefícios económicos e ambientais, relacionados com o escoamento das águas pluviais não contaminadas.

A construção de 3 piezómetros tem diversas finalidades:

- ter locais junto à crista do talude nos quais possam ser efectuados medições de níveis piezométricos reais;
- aumentar o conhecimento dos materiais que constituem o aterro não controlado de resíduos (nomeadamente, ângulo de atrito, coesão e peso volúmico);
- e a possibilidade de efectuar ensaios que conduzam à aferição do coeficiente de permeabilidade dos resíduos.

Para averiguar a permeabilidade dos resíduos poderão ser realizados ensaios de *slug test*, o que se considera um parâmetro fundamental para um correcto e eficiente dimensionamento da solução para o controlo dos níveis internos de lixiviados. A drenagem interna dos lixiviados poderá ser realizada com recurso à implementação de drenos horizontais crepinados envolvidos em geotêxtil, dispostos ao longo do talude nascente, com pendente para a banqueteta, que permita o escoamento por gravidade dos lixiviados directamente para um sistema de drenagem que conduza à estação de tratamento de águas lixiviadas.

A sugestão de integração de dois inclinómetros no conjunto de equipamentos que permitem a monitorização da infra-estrutura, está directamente relacionada com o facto de se terem identificado fenómenos, à superfície, de movimentos internos nos resíduos, materializado pela extensa fenda de tracção.

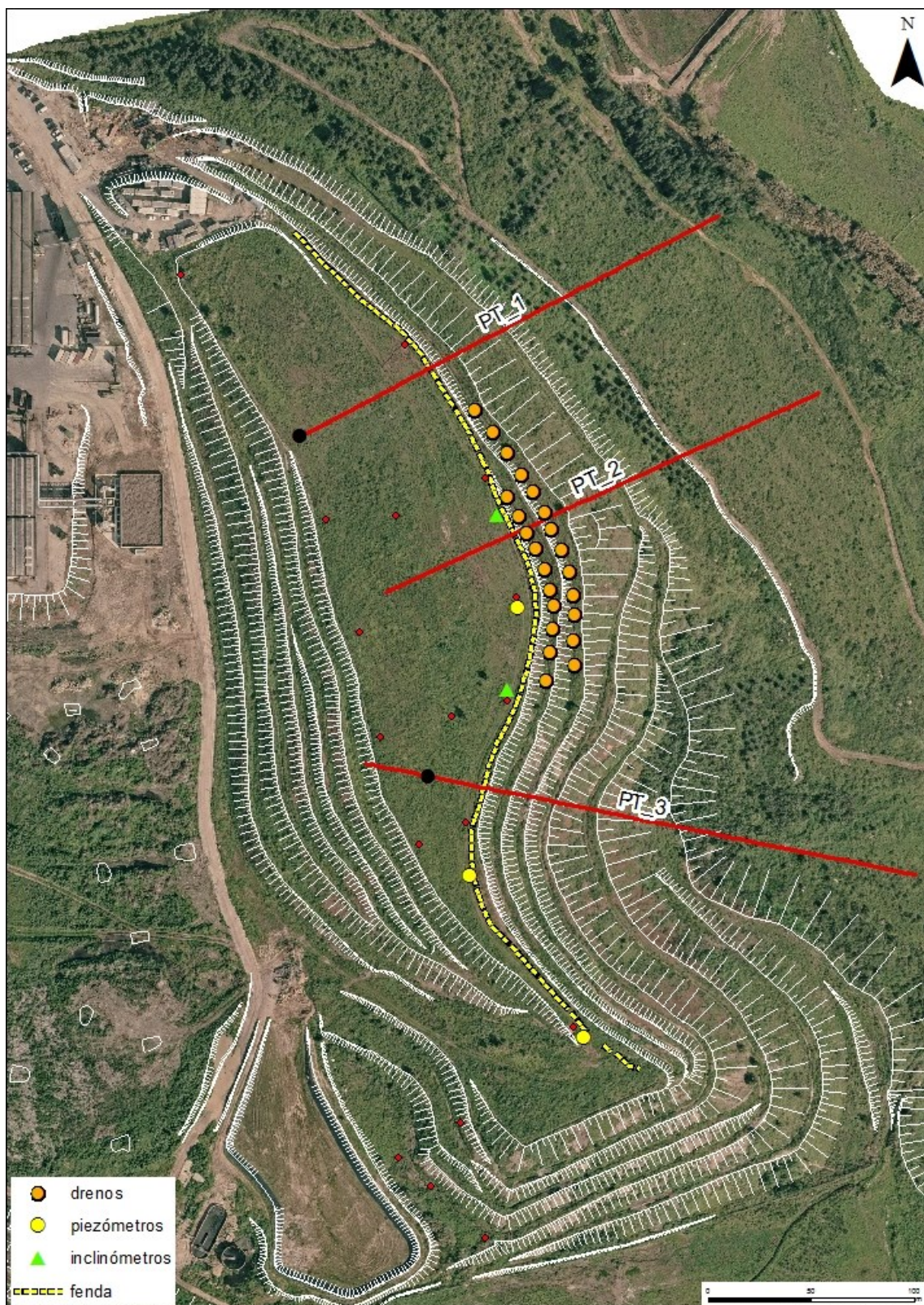


Figura 4-29 – Localização dos piezômetros, inclinômetros e drenos propostos



## 5. Conclusão

Com o presente trabalho pretendeu-se avaliar a aplicabilidade dos métodos determinísticos e probabilísticos de análises de estabilidade de taludes em solos no estudo de estabilidade de taludes em aterros de resíduos não controlados. Os objectivos foram cumpridos com o recurso ao *software* SLOPE/W, no qual está implementada uma abordagem de cálculo baseada nos LEM.

As análises de estabilidade foram realizadas com recurso ao método de Morgenstern-Price, uma vez que este método é dos mais completos dado que considera, simultaneamente, o equilíbrio de forças e de momentos, permitindo a pesquisa de superfícies de rotura de qualquer forma e ainda a escolha de uma função que traduza a distribuição das forças inter-fatias para a qual no presente estudo, se optou por seleccionar a função de semi-seno. Por fim, foi realizada uma análise de sensibilidade a par do cálculo da probabilidade de rotura e do índice de fiabilidade para cada situação.

Os três perfis seleccionados para a análise de estabilidade são os que apresentam maiores declives e, simultaneamente, têm mais informação de campo, disponível e fiável, no que diz respeito ao peso volumico e ao nível piezométrico. Ainda assim, por se considerar que a informação obtida não é representativa de toda a infra-estrutura, foi considerado que os parâmetros físicos apresentam uma variabilidade espacial com uma distribuição normal. Adicionalmente e uma vez que os dados referentes às propriedades de resistência ao corte dos resíduos foram obtidos através da bibliografia, foi também considerado que estes exibem uma variabilidade espacial também com uma distribuição normal, de modo a ultrapassar os constrangimentos à sua obtenção directa.

Para nenhum dos três perfis (PT1 a PT3) estudados foi obtido um FS inferior à unidade, como também nenhuma probabilidade de rotura; no entanto no perfil PT2 foi obtido um FS igual a 1,1, o que o coloca numa situação de estabilidade precária. O FS obtido para o perfil PT2 poderá ser consequência da sua inclinação de 33° face aos ângulos típicos recomendados para este tipo de infra-estruturas que variam entre os 18 e os 26°.

As análises de sensibilidade realizadas mostram que os parâmetros cuja influência na magnitude do FS é positiva, isto é, cujo incremento da respectiva grandeza conduz a um aumento do FS, são os parâmetros de resistência ao corte, coesão e ângulo de atrito. O ângulo de atrito tem uma influência preponderante face à coesão na determinação do FS. Por outro lado, foi possível constatar e como seria de esperar que o peso volumico e o nível piezométrico têm uma influência negativa na magnitude do FS. De referir ainda que, o peso volumico tem menos influência que a pressão intersticial no FS. Os resultados obtidos da análise de sensibilidade salientam a importância da selecção dos parâmetros na magnitude do FS, como tal, é necessária uma cuidada avaliação do ângulo de atrito e nível piezométrico.

O facto de ter se ter recorrido um método de equilíbrio limite teve diversos factores favoráveis à aplicação em aterros de resíduos, nomeadamente:

## Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

- A possibilidade de realizar uma análise de sensibilidade com vista a avaliar a influência da anisotropia nos valores dos parâmetros físico-mecânicos dos resíduos, na magnitude do FS, de modo a ultrapassar as dificuldades inerentes à obtenção dos parâmetros geotécnicos para os resíduos;
- O facto de ser necessário um reduzido número de parâmetros de entrada;
- A fiabilidade de resultados e a experiência de aplicação destes métodos na análise de estabilidade de taludes e, ainda a sua facilidade de utilização;
- A possibilidade de realizar análises probabilísticas, o que permite quantificar a estabilidade e o risco, com recurso à probabilidade de rotura e ao índice de fiabilidade;

Contudo a aplicação dos LEM neste tipo de terrenos também justifica alguns constrangimentos:

- Na determinação e selecção dos parâmetros para os resíduos devido à anisotropia e heterogeneidades das propriedades geotécnicas; ao facto de não existirem modelos universais capazes de traduzir o seu comportamento mecânico; os factores que influenciam as propriedades geotécnicas dos mesmos não serem plenamente compreendidos, mas também pelo desconhecimento dos materiais que constituem toda a extensão do aterro;
- Não existirem locais representativos de toda a infra-estrutura nos quais seja possível efectuar medições dos níveis piezométricos e, deste modo, não ser possível definir com precisão a posição da linha piezométrica;
- O facto da forma da fundação do aterros de resíduos não controlados ser desconhecida devido à ausência de informação cartográfica de detalhe da base da infra-estrutura, conduzindo a que tenham sido assumidos pressupostos acerca da sua morfologia.

Os LEM e, conseqüentemente, o método de Morgenstern-Price exibem limitações inerentes à sua formulação de base de que, nomeadamente para a aplicação prática deste trabalho, se destacam as seguintes:

- A massa potencialmente instável é considerada como um corpo rígido;
- Os parâmetros resistentes são considerados como independentes do estado de tensão;
- Não serem tidos em consideração os conceitos básicos de tensão-deformação, o que, deste modo, não lhes permite uma avaliação realista da distribuição das tensões no talude.

Ressalva-se que a precisão da análise de estabilidade de um talude depende da precisão com a qual são definidas: a geometria do talude, as condições hidrogeológicas, as propriedades geotécnicas dos materiais, se o modelo de análise representa as condições reais do talude e a exatidão associada ao próprio método de análise.

Deste modo, com a presente dissertação apresentou-se uma contribuição metodológica para a análise de estabilidade de taludes em aterros de resíduos não controlados, tendo sido identificados alguns dos constrangimentos à definição dos parâmetros que regem o comportamento mecânico dos resíduos,

bem como as vantagens da aplicação dos métodos LEM neste tipo de estudos, em particular a possibilidade de se fazer uma análise de sensibilidade.

Com base na experiência adquirida e tendo em consideração os resultados obtidos no presente estudo, sugerem-se algumas acções/linhas de investigação a seguir futuramente:

- 
- Análise de estabilidade pseudo-estática, uma vez que apenas foi estudada a estabilidade dos taludes para condições estáticas;
- A avaliação de estabilidade de taludes em aterros de resíduos, por intermédio dos métodos de elementos finitos, uma vez que este tipo de materiais apresenta um comportamento cuja rotura é atingida para elevados valores de deformação; como tal, uma análise de tensão-deformação será em alguns aspectos mais elucidativa do que uma análise de equilíbrio limite;
- Estudo da estabilidade dos taludes por intermédio de retroanálise de modo a aferir a ordem de grandeza dos parâmetros geotécnicos seleccionados para o presente estudo;
- Verificação da segurança dos taludes seguindo a abordagem definida pelo Eurocódigo 7 com recurso aos coeficientes de segurança parciais, invés do coeficiente de segurança utilizado;
- O desenvolvimento de modelos físicos genéricos capazes de explicar o comportamento mecânico dos resíduos, uma vez que os modelos apresentados são fiáveis; no entanto, são específicos para o local onde foram modelados.



## Referências bibliográficas

- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. M. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons, Inc.
- Albataineh, N. (2006). *Slope stability analysis using 2d and 3d methods*. A Thesis presented to partial fulfillment of the requirements for the degree of Masters of Science, Graduate Faculty of The University of Akron, Ohio, p129.
- Anacleto, S. A. (2008). *Técnicas para a recuperação de resíduos depositados em antigas lixeiras. Caso de estudo: Lixeira da Moita*. Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente, perfil Engenharia Sanitária, FCT/UNL, Lisboa, p79.
- Anderson, M. G., & Richards, K. S. (1989). *Slope Stability - Geotechnical engineering and geomorphology*. John Wiley & Sons Ltd.
- Aryal, K. P. (2006). *Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods*. Thesis submitted to the Faculty of Engineering Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology in partial fulfilments of the requirements for the degree of philosophiae doctor in civil engineering.
- Babu, G. L., Reddy, K. R., Srivastava, A., & Kulkarni, H. S. (2010). Reliability Analysis of Municipal Solid Waste Landfill Slopes. *6th International Congress on Environmental Geotechnics (New Delhi, India)*, 1711 - 1716.
- Beikae, M. (2000). A numerical technique for two-dimensional slope stability problems. *Slope Stability 2000, ASCE*, 33-47.
- Bell, F. (2007). *Engineering Geology*. Elsevier Ltd.
- Bray, J. D., Zekkos, D., Jr., E. K., Athanasopoulos, G. A., & Riemer, M. F. (2009). Shear Strength of Municipal Solid Waste. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* © ASCE, 709-722.
- Cabral, M. (2013). *Método Observacional numa contenção de taludes na Praia dos Pescadores, Ericeira*. Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia). FCT/UNL, Monte da Caparica.
- Caldeira, L., & Muralha, J. (2004). O método observacional e a sua aplicação ao túnel de Penalva. *GEOTECNIA - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia n°100*, pp. 31-46.
- Capelo, J., & Castro, M. d. (2007). Measuring transient water flow in unsaturated municipal solid waste – A new experimental approach. *Waste Management* 27, 811–819.
- Castro, A. R. (2008). *Elaboração da proposta de um caderno de encargos referente às terraplenagens em vias de comunicação*. Relatório de projecto submetido para satisfação parcial do

Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos

grau de mestre em Engenharia Civil- Especialização em vias de comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, p129.

Chowdhury, R. (1978). *Slope analysis-Developments in geotechnical engineering vol22*. Elsevier scientific publishing company.

CIRIA (1999). *The observational method in ground engineering: principles and applications. Report 185*, London.

Correia, R. (1989). Um método de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes. *Revista Geotecnia, nº57*, pp. 35-45.

Das, B. M. (2010). *Principles of geotechnical engineering*. Cengage Learning.

Decreto-Lei nº235/83. (s.d.). Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes. *Diário da Republica I série - nº 125, 31-5-1983*.

Decreto-Lei nº152/2002. (s.d.). Regula a instalação, exploração, encerramento e a manutenção após encerramento de aterros destinados a resíduos. *Diário da República, 1ª série - nº119, 22-05-2002*.

Decreto-Lei nº183/2009. (s.d.). Regime jurídico da deposição de resíduos em aterro. *Diário da República, 1ª série - nº 153, 10-08-2009*.

DHV. (2009). *E25360\_F1\_MD\_AMB\_0001\_final - Diagnóstico Sectorial das Instalações da Tratolixo em Trajouce*. Não publicado.

Dixon, N., & Jones, D. (2005). Engineering properties of municipal solid waste. *Geotextiles and Geomembranes 23*, 205–233.

Durmusoglu, E., Sanchez, I. M., & Corapcioglu, M. Y. (2006). Permeability and compression characteristics of municipal solid waste samples. *Environmental Geology, 50*, 773-786.

Ferrão, P. M., & Pinheiro, L. (2011). *Plano nacional de destão de resíduos 2011-2020*. APA, I.P.

Ferreira, J. L. (2012). *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer*. Dissertação apresentada para satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre em Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, p122.

FFCT. (2013). *Monitorização geotécnica das condições de estabilidade do aterro e da lixeira nas instalações da Tratolixo em Trajouce*. Não Publicado.

FFCT. (2014). *Nota Técnica - Trabalhos complementares ao estudo "Monitorização geotécnica das condições de estabilidade do aterro e da lixeira nas instalações da Tratolixo em Trajouce"*. Não publicado.

- Fredlund, D. G. (1984). Analytical methods for slope stability analysis. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Landslides, State-of-the-Art*, 16-21 September, 229-250.
- Fredlund, D., & Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 14, pp. 429-439.
- Freitas, M. A. (2011). *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia*. Tese submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. p146.
- Freudlund, D., Krahn, J., & Pufahl, D. (1981). The relationship between Limit Equilibrium Slope Stability Methods. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol.3, pp. 403-416.
- Geo-Slope. (2008). *Stability modeling with SLOPE/W 2007 Version*. GEO-SLOPE International, Ltd.
- Gharabaghi, B., Singh, M., Inkratas, C., Fleming, I., & McBean, E. (2008). Comparison of slope stability in two Brazilian municipal landfills. *Waste Management* 28, 1509–1517.
- Gomes, C. M. (2008). *Estudo do comportamento de aterros de resíduos. Caracterização Física, bioquímica e mecânica dos resíduos sólidos urbanos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, p536.
- Guo, Y., & Yue-xin, W. (2009). Experimental Study about the Influence of Initial Water Content in Wet tamping Method on Static Triaxial Test Results of Silt. *The electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol.14, bundle E, 1-13.
- Hettiarachchi, C. H. (2005). *MECHANICS OF BIOCELL LANDFILL SETTLEMENTS*. A dissertation presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of PhD in Civil Engineering, Faculty of New Jersey Institute of Technology.
- Holtz, R. D. (1990). 1 - Introduction - *State of the Art report 8 - Guide to earthwork construction* (pp. 1-3). United States of America: Transportation Research Board (National Research Council).
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Hoornweg, D., & Bhada-Tata, O. (2012). *What a Waste - A global review of solid waste management*. The World Bank.
- Huang, Y. H. (2014). *Slope Stability by the Limit Equilibrium Method: Fundamentals and Methods*. American Society of Civil Engineers.
- Hudson, A., White, J., Beaven, R., & Powrie, W. (2004). Modelling the compression behaviour of landfilled domestic waste. *Waste Management* 24, 259–269.
- Indicator, S. (2004). *Guide to Geotechnical Instrumentation*. Durham Geo Slope Indicator.

- Kanjanakul, C., & Chub-uppakarn, T. (2013). Comparison between numerical and limit equilibrium methods for slope stability analysis. *18th National convention on Civil Engineering*.
- Kazemian, S., Huat, B. B., Prasad, A., & Barghchi, M. (2011). A state of art review of peat: Geotechnical engineering perspective. *International Journal of the Physical Sciences Vol. 6(8)*, 1974-1981.
- Krahn, J. (2003). The 2001 R.M. Hardy lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal, Vol.40*, pp. 643-660.
- Krahn, J. (2004). *Stability Modeling with SLOPE/W*. GEO-SLOPE/W International, Ltd.
- Kurucuk, N., Kodikara, J., & Fredlund, D. (n.d. ). Prediction of compaction curves. *n.d.*, p6.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- Liu, C.-N., Chen, R.-H., & Chen, K.-S. (2006). Unsaturated consolidation theory for the prediction of long-term municipal solid waste landfill settlement. *Waste Management and Research, 24*, 80-91.
- Mitchell, J., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior, 3rd Edition*. Hoboken, NJ.: John Wiley and Sons.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of genral slip surfaces. *Géotechnique, Vol 15, No.1*, pp. 79-93.
- Nações Unidas. (2013). *World population prospects - The 2012 Revision*. New York.
- Nash, D. (1987). Chapter 2 - A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis. Em *Slope stability* (pp. 11-75). John Wiley & Sons Ltd.
- nº, D.-L. (s.d.).
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico (Parte 1: Regras gerais)*.Caparica, IPQ
- Olivier, F., & Gourc, J.-P. (2007). Hydro-mechanical behavior of Municipal Solid Waste subject to leachate recirculation in a large-scale compression reactor cell. *Waste Management 27* , 44–58.
- Ouvry, J., & Page, B. (2005). Settlement of waste packaged in chaffts in a domestic waste disposal. *International workshop - Hydro-physico-mechanics of Landfills, Grenoble 1 University, France*.
- Pauzi, N. I., Omar, H., Huat, B. K., & Misran, H. (2010). Settlement Model of Waste Soil for Dumping Area in Malaysia. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 15, Bundler R*, 1917-1929.
- Peck, R. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique 19, nº2 (Ninth Rankine Lecture)*.

- Portaria nº209/2004. (s.d.). Lista de classificação de resíduos. *Diário da República, 1ª série - nº 53, 3-03-2004*.
- Powderham, A. (1994). An overview of the observational method: development in cut and cover and bored tunnelling projects. *Géotechnique* nº4, 619-636.
- Ramalho, M. M., Rey, J., Zbyszewski, Matos Alves, C. A., Palácios, T., Moitinho de Almeida, F., . . . Kullberg, M. (2001). *Notícia explicativa da folha 34-C, Cascais*. Lisboa: Instituto Geológico e Mineiro.
- Reddy, K. R., Gangathulasi, J., Parakalla, N. S., Hettiarachchi, H., Bogner, J. E., & Lagier, T. (2009). Compressibility and shear strength of municipal solid waste under short-term leachate recirculation operations. *Waste Management & Research*, 27, 578-587.
- Reddy, K. R., Hettiarachchi, H., Parakalla, N. S., Gangathulasi, J., & Bogner, J. E. (2008). Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. *Waste Management* 29, 952–959.
- Santos, I. M. (2008). *Diagnóstico e avaliação da gestão de lixiviados produzidos em aterros sanitários de resíduos urbanos*. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente (Engenharia Sanitária), Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL, Lisboa, p170.
- Sarma, S. K. (1973). Stability of embankments and slopes. *Geotéchnique* 23, No.3, pp. 423-433.
- Silva, J. P. (2011). *Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, p87.
- Stark, T. D., Huvaj-Sarihan, N., & Li, G. (2009). Shear strength of municipal solid waste for stability analyses. *Environmental Geoleology* 57, 1911–1923.
- Tavares, J (2011). *Aplicação de redes neuronais no planeamento de emergência de barragens de aterro. Dissertação elaborada para obtenção do grau de mestre na especialização de construção e hidráulica do mestrado em Engenharia Civil da ULHT, Lisboa, p121*.
- Tchobanoglous, G., Kreith, F. (2002). *Handbook of solid waste management*. McGraw-Hill.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mersi, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, Inc, p512.
- Trivellato, M. (2014). *Geotechnical Slope Stability of the Este MSW Landfill*. Master thesis MSc in Environmental Engineering, Universita' degli studi di Padova, .
- Weber, FFCT, Egiamb. (2010). *Estudo Hidrogeológico*. Não publicado.
- Weber, FFCT. (2010). *Nota Técnica - Reconhecimento geotécnico para a avaliação das condições de estabilidade do aterro e da lixeira*. Não publicado.

- Wong, W. W. (2009). *Investigation of the geotechnical properties of municipal solid waste as a function of placement properties*. A thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, p140.
- Yu, L., & Batlle, F. (2011, August 15). A hybrid method for quasi-three-dimensional slope stability analysis in a municipal solid waste landfill. *Waste Management 31*, pp. 13: 2484–2496.
- Zekkos, D., Bray, J. D., Jr., E. K., Matasovic, N., Rathje, E. M., Riemer, M. F., & Stokoe, K. H. (2006). Unit weight of municipal solid waste. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE*, 1250-1261.
- Zekkos, D., Kavazanjian, E., Bray, J. D., Matasovic, N., & Riemer, M. F. (2010). Physical Characterization of Municipal Solid Waste for Geotechnical Purposes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 1231 - 1241.
- Zhu, D. Y. (2008). Investigations on the accuracy of the simplified Bishop method. *Landslides and Engineered Slopes, Chen et al. (eds.)*, pp. 1055-1057.