

DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS DIDÁCTICOS PARA MECÂNICA DOS SOLOS

RAFAEL CORVEIRA DA CRUZ GONÇALVES

Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Mota Couto Marques

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Imagination is more important than knowledge

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A concretização do presente trabalho apenas foi possível com a colaboração de algumas pessoas, cujas opiniões tiveram uma influência positiva sobre o mesmo. Deste modo o autor gostava de manifestar-lhes todo o seu reconhecimento, realçando aquelas cuja intervenção se revelou mais preponderante:

À Marina pela ajuda preciosa com que assistiu todo o desenvolvimento desta dissertação, contribuindo de forma decisiva para o seu resultado final.

Ao meu orientador, Prof. José Couto Marques, agradeço a disponibilidade, o tempo dispendido, a partilha de conhecimentos e a dedicação. Na qualidade de orientador, conseguiu cativar em mim o gosto pela área experimental, tentando a par comigo, resolver os mais diversos problemas e definir a melhor estratégia para levar este trabalho a bom rumo.

Ao Prof. Matos Fernandes deixo uma palavra de apreço pelas sugestões que deixou relativamente à concepção dos equipamentos que constituem a base deste trabalho.

Aos Amigos, em especial ao Pedro, que colaboraram comigo no desenvolvimento desta dissertação, dando sugestões e comentando os resultados obtidos, um muito obrigado.

Aos meus pais, e avó que sempre acreditaram nas minhas capacidades, agradeço a família que sempre fomos, pedindo desculpa pela atenção que, ao longo destes 5 anos, não lhes pude dar.

À restante família, em especial aos primos Sara e Manu, agradeço o ânimo e a boa disposição com que sempre me brindam na sua companhia.

Por fim, agradeço a todos os que de certa forma contribuíram para a execução desta dissertação.

RESUMO

No presente trabalho descrevem-se as várias etapas, desde a concepção até à experimentação, de cinco equipamentos didácticos, desenvolvidos com o objectivo de auxiliar o ensino de certos fenómenos da Mecânica dos Solos, e a partir dos quais se desenvolveram outros tantos projectos, que pretendem ser a base para a construção de equipamentos de qualidade superior, executados por pessoal especializado.

As cinco experiências abrangem cinco temáticas diferentes, concretamente:

- Demonstração da tensão efectiva;
- Mecanismo de rotura: cunha activa e passiva;
- Mecanismo de rotura: fundação superficial;
- Estabilidade de taludes: depósitos de vertente;
- Liquefacção de areias.

Os resultados obtidos foram comparados com soluções obtidas através de: métodos numéricos, especificamente o Método dos Elementos Finitos, recorrendo ao programa de cálculo *Plaxis*; Métodos de Equilíbrio Limite, com o auxílio do programa *LimitState GEO*; e ainda métodos analíticos.

PALAVRAS-CHAVE: Equipamento didáctico, Mecanismo de rotura, Liquefacção, Tensão efectiva, Depósitos de vertente.

ABSTRACT

The present work describes the various stages, from the conception to the experimentation, of five didactic equipments, developed with the main purpose of assisting Soil Mechanics classes with the simulation of some characteristic phenomena. These experiments are the base of five projects, which intend to establish the prototype for the construction of professional quality equipment by specialized personnel.

The five experiments cover five different topics:

- Effective stress;
- Failure mechanism: shallow foundations;
- Failure mechanism: active and passive wedges;
- Slope stability: slope deposits;
- Sand liquefaction.

A comparative analysis of the final results was made through diverse methods, such as the Finite Element Method, using *Plaxis* software, the Limit Equilibrium Method, by means of LimitState GEO software and finally by analytical methods.

Keywords: Didactic equipment, Failure mechanisms, Liquefaction, Effective stress, Slope deposits.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
 2. EQUIPAMENTOS DESENVOLVIDOS	 3
2.1 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL – PROTÓTIPOS	3
2.1.1 PROTÓTIPO 1 - ASPECTOS CONSTRUTIVOS GERAIS	3
2.1.2 PROTÓTIPO 2 - ASPECTOS CONSTRUTIVOS GERAIS	5
 3. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	 7
3.1 INTRODUÇÃO	7
3.2 ASPECTOS GERAIS DA FORMULAÇÃO DO MEF	8
3.2.1 MODELAÇÃO DA GEOMETRIA DO PROBLEMA (DISCRETIZAÇÃO DO PROBLEMA)	8
3.2.2 APROXIMAÇÃO AO NÍVEL DO ELEMENTO	10
3.2.3 RELAÇÕES AO NÍVEL DO ELEMENTO	10
3.2.4 AGRUPAMENTO E RESOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES	11
3.2.5 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	11
3.2.6 RESOLUÇÃO DO SISTEMA GLOBAL DE EQUAÇÕES	11
 4. DEMONSTRAÇÃO DA TENSÃO EFECTIVA	 13
4.1 TENSÃO EFECTIVA	13
4.1.1 PRINCÍPIO DA TENSÃO EFECTIVA	14
4.1.2 IMPORTÂNCIA DA TENSÃO EFECTIVA	15
4.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL	16
4.2.1 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO	17
4.2.1.1 Aspectos construtivos	17
4.2.1.2 Estado final do protótipo	18
4.2.2 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA	19
4.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL	19
4.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
4.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS	20

4.3.2 ENSAIO DE DEMONSTRAÇÃO DA TENSÃO EFECTIVA.....	21
4.4 PROJECTO DO EQUIPAMENTO FINAL.....	22
4.4.1 EXPERIÊNCIA 2 – PERCEPÇÃO QUANTITATIVA.....	23
4.4.1.1 Considerações iniciais	23
4.4.1.2 Descrição da experiência	23
4.4.1.3 Aspectos construtivos.....	24
4.4.2 EXPERIÊNCIA 1 – PERCEPÇÃO QUALITATIVA.....	27
4.4.2.1 Considerações iniciais	27
4.4.2.2 Aspectos construtivos.....	28
 5. IMPULSOS DE TERRAS: SUPERFÍCIES DE CEDÊNCIA ...	 31
5.1 IMPULSOS DE TERRAS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	31
5.1.1 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	31
5.1.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	33
5.1.3 COEFICIENTE DE IMPULSO	33
5.1.3.1 Coeficiente de impulso em repouso	34
5.1.3.2 Estados de equilíbrio limite. Coeficiente de impulso passivo e activo	35
5.1.4 PRESSÕES LATERAIS.....	37
5.1.4.1 Teoria de Rankine.....	37
5.1.4.2 Equilíbrio plástico: estado activo e passivo de Rankine.....	38
5.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL	40
5.2.1 EQUIPAMENTOS EXISTENTES DE CARACTERÍSTICAS SEMELHANTES	40
5.2.2 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO	41
5.2.2.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS	41
5.2.2.2 Estado Final do Protótipo	42
5.2.3 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA	44
5.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL.....	44
5.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	44
5.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS	44
5.3.3 ENSAIO DA CORTINA DE CONTENÇÃO.....	45
5.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA	47
5.4.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	47
5.4.1.1 Modelo numérico	47
5.4.1.2 Resultados obtidos	49
5.4.2 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE.....	50
5.4.2.1 Modelo de cálculo.....	50
5.4.2.2 Resultados obtidos	50

5.4.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	51
5.5 PROJECTO DO EQUIPAMENTO FINAL	51
5.5.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	51
5.5.2 PROJECTO – ESTADO FINAL.....	55

6. ESTABILIDADE DE TALUDES: DEPÓSITOS DE VERTENTE.....57

6.1 TALUDES	57
6.1.1 TALUDES FINITOS E INFINITOS	58
6.1.2 TIPOS DE INSTABILIDADE EM TALUDES	59
6.1.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE - BREVE REFERÊNCIA AOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE	59
6.1.3.1 Métodos de Equilíbrio Limite	59
6.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL.....	63
6.2.1 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO.....	64
6.2.1.1 Aspectos construtivos	64
6.2.1.2 Estado final do protótipo.....	65
6.2.2 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA.....	65
6.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL	66
6.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	66
6.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS.....	66
6.3.3 ENSAIO DO MODELO	67
6.3.4 ESTUDO ANALÍTICO.....	69
6.4 MODELAÇÃO ANALÍTICA	71
6.4.1 MODELO NUMÉRICO	72
6.4.2 RESULTADOS OBTIDOS	72
6.4.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	73
6.5 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO	74
6.5.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS	74
6.5.2 PROJECTO – ESTADO FINAL	76

7. MECANISMO DE ROTURA: FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ...77

7.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	77
7.1.1 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	79
7.1.1.1 Factores que influenciam a capacidade de carga	79
7.1.1.2 Mecanismo de colapso.....	79

7.1.1.3 Capacidade de carga – Teoria de Terzaghi	80
7.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL	81
7.2.1 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO	81
7.2.1.1 Aspectos construtivos.....	81
7.2.1.2 Estado final do protótipo	81
7.2.2 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA	82
7.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL.....	83
7.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	83
7.3.2 ENSAIO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	84
7.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA	86
7.4.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	86
7.4.1.1 Modelo numérico	86
7.4.1.2 Resultados obtidos	87
7.4.2 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE.....	88
7.4.2.1 Modelo de cálculo	88
7.4.2.2 Resultados obtidos	88
7.4.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	89
7.5 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO	90
7.5.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS	90
7.5.2 PROJECTO – ESTADO FINAL	91
 8. LIQUEFACÇÃO DE AREIAS	 93
8.1 LIQUEFACÇÃO	93
8.1.1 DEFINIÇÃO DE LIQUEFACÇÃO DOS SOLOS.....	94
8.1.2 FACTORES QUE INFLUEM NA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO	95
8.1.3 ROTURA DOS SOLOS RESULTANTE DA LIQUEFACÇÃO	96
8.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL	97
8.2.1 EQUIPAMENTOS EXISTENTES DE CARACTERÍSTICAS SEMELHANTES	97
8.2.2 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO	99
8.2.2.1 Aspectos Construtivos.....	99
8.2.2.2 Estado Final do Protótipo	99
8.2.3 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA	100
8.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL.....	100
8.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	100
8.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS	101
8.3.3 SIMULAÇÃO DA LIQUEFACÇÃO DE AREIAS	101
8.4 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO.....	102

8.4.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	103
8.4.1.1 Recipientes em acrílico	103

9. CONCLUSÃO	105
---------------------------	------------

BIBLIOGRAFIA.....	107
--------------------------	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Todas as figuras, fotografias ou esquemas com autoria não identificada são da responsabilidade do autor desta dissertação.

Figura 2.1 - Esquema da caixa: dimensões exteriores	3
Figura 2.2 - Protótipo: caixa	4
Figura 2.3 - Experiências ensaiadas	5
Figura 2.4 - Esquema do protótipo e da experiência realizada	5
Figura 2.5 - Protótipo: recipiente	6
Figura 3.1 - Esquema genérico da resolução de um problema com o auxílio do MEF	7
Figura 3.2 - Subdivisão do domínio em elementos	8
Figura 3.3 - Elementos mais usuais	9
Figura 4.1 - Interpretação do conceito de tensão efectiva	14
Figura 4.2 - Círculo de <i>Mohr</i> : tensão efectiva e tensão total	15
Figura 4.3 - Assentamentos devido à variação da tensão efectiva	16
Figura 4.4 - Esquema da experiência	17
Figura 4.5 - Esquema do protótipo construído	17
Figura 4.6 - Esquema dos dispositivos de apoio	18
Figura 4.7 - Vista frontal do equipamento e pormenor do furo executado	18
Figura 4.8 - Dispositivos auxiliares	19
Figura 4.9 - Esquema geral do ensaio realizado	20
Figura 4.10 - Curva granulométrica da areia utilizada	20
Figura 4.11 - Experiência preparada	21
Figura 4.12 - Estado das estruturas findo o ensaio	22
Figura 4.13 - Esquema da segunda experiência delineada	23
Figura 4.14 - Esquema do tanque em acrílico	24
Figura 4.15 - Pormenor do furo na placa lateral	25
Figura 4.16 - Esquema geral da estrutura metálica	25
Figura 4.17 - Esquema dos pormenores da estrutura metálica	26
Figura 4.18 - Pormenor do furo realizado na estrutura metálica	27
Figura 4.19 - Esquema tipo do dinamómetro pensado	27
Figura 4.20 - Esquema do equipamento final	28

Figura 4.21 - Representação esquemática da experiência delineada	29
Figura 4.22 - Esquema do circuito hidráulico	29
Figura 4.23 - Pormenores dos furos a realizar	30
Figura 4.24 - Esquema do equipamento final	30
Figura 5.1 - Exemplos de estruturas de retenção de maciços terrosos	32
Figura 5.2 - Modos de colapso de estruturas de contenção	33
Figura 5.3 - Pressão lateral aplicada numa estrutura de contenção	34
Figura 5.4 - Tensões actuantes num elemento de solo e distribuição de pressões ao longo da estrutura.....	34
Figura 5.5 - Condições no caso activo	35
Figura 5.6 - Condições no caso passivo	36
Figura 5.7 - Experiências de <i>Terzaghi</i> a propósito das deformações associadas aos estados activo e passivo.....	37
Figura 5.8 - Círculo de <i>Mohr</i>	39
Figura 5.9 - Inclinação das superfícies de rotura, para o caso activo	39
Figura 5.10 - Inclinação das superfícies de rotura, para o caso passivo	40
Figura 5.11 - Esquema da experiência.....	40
Figura 5.12 - Equipamento de características semelhantes	41
Figura 5.13 - Esquema do protótipo construído	41
Figura 5.14 - Sistema de rotação implementado	42
Figura 5.15 - Vista frontal do equipamento (em cima) e a três quartos (em baixo)	43
Figura 5.16 - Pormenor do sistema de rotação	43
Figura 5.17 - Esquema geral do ensaio realizado.....	44
Figura 5.18 - Experiência preparada	45
Figura 5.19 - Ensaios realizados	46
Figura 5.20 - Malha de elementos finitos e condições de fronteira.....	47
Figura 5.21 - Deslocamentos impostos	48
Figura 5.22 - Pontos onde se atingiu a rotura	49
Figura 5.23 - Modelo de cálculo	50
Figura 5.24 - Resultados obtidos.....	50
Figura 5.25 - Esquema da caixa em acrílico	52
Figura 5.26 - Sistema de rotação: três componentes principais	52
Figura 5.27 - Pormenor do sistema de retenção	53

Figura 5.28 - Sistema de rotação: quatro componentes principais.....	53
Figura 5.29 - Pormenor das placas constituintes do sistema rotacional	54
Figura 5.30 - Pormenor do sistema anti-bloqueio	54
Figura 5.31 - Aspecto final do equipamento	55
Figura 6.1 - Imagens da rotura de taludes	57
Figura 6.2 - Talude infinito.....	58
Figura 6.3 - Talude finito	58
Figura 6.4 - Tipos de rotura de taludes	59
Figura 6.5 - Mecanismo de rotura circular	60
Figura 6.6 - Método das fatias.....	61
Figura 6.7 - Exemplos em que a aplicação do método dos blocos deslizantes pode justificar-se	62
Figura 6.8 - Forças aplicadas aos três blocos deslizantes da Figura 6.7a).....	62
Figura 6.9 - Encosta instável com depósitos de vertente sobre formações argilosas muito antigas. ...	63
Figura 6.10 - Esquema geral da experiência	64
Figura 6.11 - Esquema final do protótipo	64
Figura 6.12 - Estado final do protótipo	65
Figura 6.13 - Esquema geral do ensaio realizado	66
Figura 6.14 - Experiência preparada.....	68
Figura 6.15 - Resultado obtido	68
Figura 6.16 - Forças aplicadas aos dois blocos deslizantes.....	69
Figura 6.17 - Situação de equilíbrio: bloco activo	70
Figura 6.18 - Situação de equilíbrio: bloco passivo	70
Figura 6.19 - Situação de instabilidade: bloco activo.....	71
Figura 6.20 - Situação de instabilidade: bloco passivo	71
Figura 6.21 - Malha de elementos finitos e condições de fronteira	72
Figura 6.22 - Resultados obtidos: primeira e última fase de cálculo	73
Figura 6.23 - Placas: planos de deslizamento cálculo	74
Figura 6.24 - Pormenor da ligação entre placas (à esquerda), configuração dos diversos blocos (à direita).....	75
Figura 6.25 - Pormenor dos blocos deslizantes.....	75
Figura 6.26 - Aspecto final do equipamento	76
Figura 7.1 - Fundações superficiais	77

Figura 7.2 - Fundações superficiais: formas mais comuns	78
Figura 7.3 - Fundações superficiais: definição	78
Figura 7.4 - Modos de rotura	79
Figura 7.5 - Mecanismo de rotura numa fundação superficial	80
Figura 7.6 - Esquema geral da experiência.....	81
Figura 7.7 - Esquema final do protótipo	81
Figura 7.8 - Estado final do protótipo	82
Figura 7.9 - Esquema geral do ensaio realizado.....	83
Figura 7.10 - Dimensões da zona plastificada sob a zona da sapata segundo <i>Meyerhof</i>	84
Figura 7.11 - Ensaio 1	84
Figura 7.12 - Ensaio 2	85
Figura 7.13 - Mecanismo de rotura: linhas sobrepostas	85
Figura 7.14 - Malha de elementos finitos e condições de fronteira.....	86
Figura 7.15 - Mecanismo de rotura: sapata centrada (em cima), sapata simétrica (em baixo).....	87
Figura 7.16 - Modelos de cálculo adoptados.....	88
Figura 7.17 - Mecanismos de rotura obtidos para as duas situações em estudo.....	89
Figura 7.18 - Pormenor do dispositivo	90
Figura 7.19 - Elemento roscado destinado a aplicar um deslocamento incremental	91
Figura 7.20 - Aspecto final do equipamento.....	91
 Figura 8.1 - Imagens da destruição devido à liquefacção	 93
Figura 8.2 - Esquema simplificado de <i>Ishihara</i> para explicar a liquefacção: a) antes da liquefacção; b) durante a liquefacção; c) após a liquefacção.	94
Figura 8.3 - Tipos de colapso motivados pela liquefacção	96
Figura 8.4 - Esquema da experiência.....	97
Figura 8.5 - Equipamento de características semelhantes	98
Figura 8.6 - Esquema do protótipo construído	99
Figura 8.7 - Vista frontal do equipamento construído	100
Figura 8.8 - Esquema geral do ensaio realizado.....	101
Figura 8.9 - Curva granulométrica da areia utilizada	101
Figura 8.10 - Experiência preparada	102
Figura 8.11 - Estado da estrutura após o ensaio	102
Figura 8.12 - Esquema de um dos cilindros.....	103
Figura 8.13 - Aspecto final do equipamento.....	104

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Análise granulométrica da areia	20
Quadro 5.1 - Características do material utilizado na simulação	45
Quadro 5.2 - Determinação do ângulo de atrito	45
Quadro 5.3 - Propriedades geomecânicas do solo	48
Quadro 5.4 - Resultados obtidos pelos diferentes métodos	51
Quadro 6.1 - Características do material utilizado na simulação	67
Quadro 6.2 - Determinação do ângulo de atrito	67
Quadro 6.3 - Características dos paralelepípedos de madeira	69
Quadro 6.4 - Propriedades atribuídas aos diversos materiais	72
Quadro 7.1 - Configuração dos mecanismos de rotura	88
Quadro 7.2 - Configuração dos mecanismos de rotura	89
Quadro 7.3 - Resultados obtidos pelos diferentes métodos	89

1

INTRODUÇÃO

Muitos dos fenómenos do âmbito da Mecânica dos Solos possuem uma componente visual bastante importante, mas relativamente pouco explorada no conteúdo programático da disciplina correspondente. Além de facilitar a apreensão de determinados conceitos, um ensino mais dinâmico, usando um maior apoio experimental que permita a clara visualização de fenómenos físicos algo abstractos, tornaria o ensino mais agradável, quer do ponto de vista do docente quer do aluno.

Procurando suprir esta lacuna, o presente trabalho teve como principal objectivo o desenvolvimento de pequenos equipamentos didácticos, na sua componente de projecto, passíveis de simular diversos fenómenos da Mecânica dos Solos, que assim facilitassem o ensino da teoria inerente aos mesmos.

Salienta-se o carácter meramente didáctico destes equipamentos, vocacionados apenas para o apoio ao ensino, não se pretendendo que os mesmos constituam algum tipo de equipamento experimental rigoroso, o que inviabiliza a sua aplicabilidade, por exemplo, a projectos de investigação.

Com este propósito em mente, numa primeira fase, analisando o programa da disciplina de Mecânica dos Solos, primeira e segunda parte, seleccionaram-se diversos fenómenos que se pensaram ser os mais propícios ao desenvolvimento de um equipamento representativo dos mesmos. Dentro do tempo disponível para a concretização desta dissertação, considerou-se que seria exequível a realização de cinco experiências, concretamente:

- Demonstração da tensão efectiva;
- Formação de mecanismos de rotura em estruturas de contenção, nomeadamente, as cunhas activa e passiva;
- Formação do mecanismo de colapso de sapatas carregadas verticalmente;
- Deslizamento de depósitos de vertente;
- Liquefacção de areias soltas.

Definidas as experiências a concretizar efectuou-se uma pesquisa em diversos meios, na tentativa de encontrar equipamentos semelhantes aos que se pretendiam desenvolver, obtendo alguns resultados favoráveis, o que possibilitou tirar algumas conclusões sobre determinadas características necessárias a um funcionamento óptimo dos equipamentos a desenvolver.

Planearam-se então, dois tipos de estruturas principais que suportariam a execução das mesmas: a primeira constituída por uma pequena caixa permitiu realizar três das cinco demonstrações escolhidas, designadamente: deslizamento de depósitos de vertente e os dois mecanismos de colapso; a segunda resume-se a um recipiente cilíndrico, o qual será usado na demonstração da tensão efectiva e na simulação da liquefacção de areias.

Estes equipamentos estudados (no desenvolvimento deste trabalho são muitas vezes designados como protótipos), de estrutura algo artesanal, permitiram criar a base para o desenvolvimento de vários

projectos de equipamentos a construir no futuro por pessoal qualificado, pois apenas assim se alcançará a qualidade necessária ao seu correcto desempenho. Ao longo da dissertação são apresentados sob a forma de esquemas tridimensionais detalhados, mas na sua essência os projectos estabelecidos cingem-se a um tanque em acrílico, apoiado por uma estrutura metálica adaptável às diferentes simulações, no qual se realizarão os ensaios de visualização dos mecanismos de colapso e deslizamento dos depósitos de vertente; e a dois recipientes cilíndricos, ligados através de um tubo flexível, que estabelece um pequeno circuito hidráulico, viabilizando e facilitando a realização das experiências da liquefacção de areia e demonstração da tensão efectiva.

O desenvolvimento deste trabalho espera potenciar a motivação dos alunos e agilizar o processo de aprendizagem de diversos conceitos teóricos, quer através da criação de diversos elementos que possam ser expostos no desenrolar das aulas teóricas, como com a possibilidade de realização por parte dos alunos de vários ensaios durante as aulas práticas.

No que concerne à organização deste documento, o mesmo encontra-se dividido em quatro partes distintas. A primeira, correspondente à apresentação geral dos protótipos construídos pelo autor que permitiram validar as experiências delineadas, equivale ao capítulo 2, onde são descritas as dimensões, materiais empregues na sua construção e alguns pormenores construtivos implementados devido aos requisitos de algumas experiências.

Na segunda parte são introduzidas noções básicas do Método dos Elementos Finitos (MEF) cuja utilização servirá de complemento à validação dos ensaios realizados, no âmbito dos diferentes fenómenos em estudo. É de referir, todavia, que em algumas das experiências, uma análise dentro dos parâmetros do MEF não foi possível, essencialmente devido a limitações dos programas de cálculo disponíveis, cujas funções não se relacionavam com o objectivo a alcançar. Nesses casos complementou-se o estudo do equipamento com uma abordagem mais visual, utilizando apenas as fotografias, caso da liquefacção de areias e tensão efectiva.

As considerações tomadas na construção dos vários equipamentos, os diversos pormenores construtivos de alguns componentes específicos, a base teórica de cada um dos fenómenos e a própria experimentação e posterior análise computacional ou analítica das experiências, reservaram-se para a terceira parte deste trabalho, contemplando cada capítulo uma experiência diferente, num total de cinco capítulos. É também nesta parte que são apresentados os projectos dos equipamentos definitivos.

A quarta e última parte, que abrange apenas o Capítulo 9, finaliza este documento com uma série de considerações finais relativas aos equipamentos construídos e aos projectos definidos.

2

EQUIPAMENTOS DESENVOLVIDOS

De modo a testar a viabilidade das experiências, antes de se proceder à construção final do equipamento sob pena de este não funcionar nos parâmetros definidos, construíram-se pequenos protótipos onde foram ensaiadas as experiências estabelecidas. O presente capítulo consiste numa introdução geral aos protótipos desenvolvidos, sendo que os detalhes construtivos, adaptados a cada experiência, serão explicitados nos capítulos referentes a cada uma delas.

2.1 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL – PROTÓTIPOS**2.1.1 PROTÓTIPO 1: ASPECTOS CONSTRUTIVOS GERAIS**

A base de três dos protótipos desenvolvidos assenta numa caixa de simples construção. Tendo como materiais de construção a madeira e o vidro, procurou-se que cumprisse os requisitos mínimos necessários à execução de algumas das experiências. Com as dimensões exteriores ilustradas na Figura 2.1, e dimensões interiores de $40,0 \times 13,0 \times 14,5$ cm, a caixa possui um volume interior total de 7,5 litros.

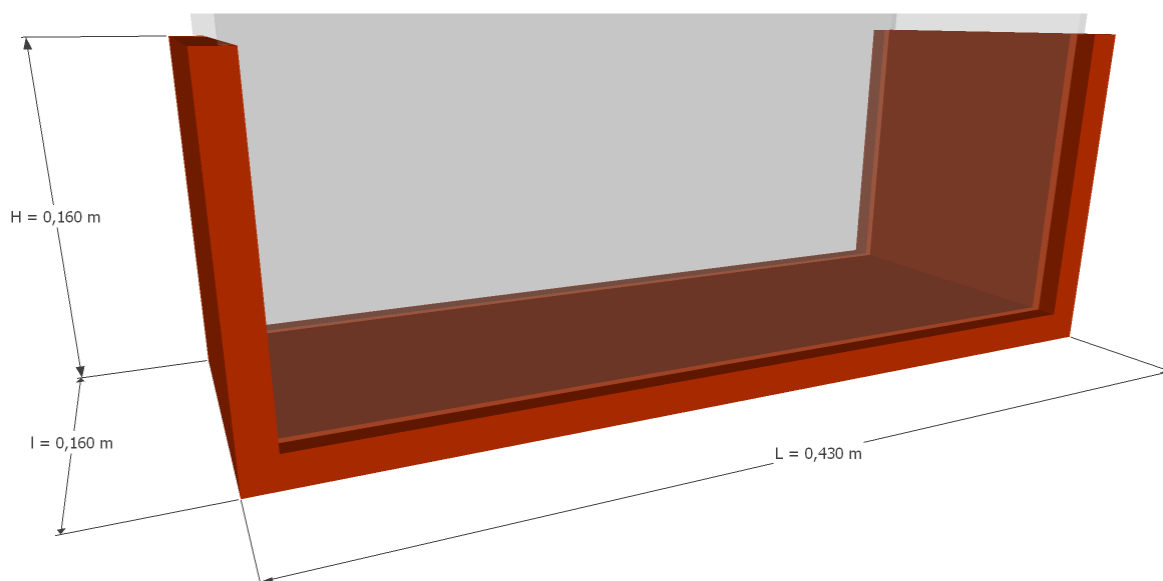


Figura 2.1 - Esquema da caixa: dimensões exteriores.

É constituída por cinco partes individuais: três placas de madeira que estabelecem os limites laterais e inferior, e duas lâminas de vidro, que constituem a parte anterior e posterior da caixa. O encaixe dos

vários componentes é conseguido através de um friso presente nas placas, onde por sua vez encaixam os vidros. O conjunto é mantido unido por intermédio de duas placas de madeira mais pequenas, ligadas com o auxílio de dois varões roscados e pequenos elementos que permitem regular a intensidade da força aplicada às placas laterais – Figura 2.2.



Figura 2.2 - Protótipo: caixa.

A adaptação desta caixa às diversas experiências envolveu a projecção de alguns acessórios necessários à execução das mesmas, cuja descrição detalhada se reserva para os capítulos respectivos, representando-se nas imagens seguintes um esquema geral dos protótipos para as experiências seleccionadas – Figura 2.3.

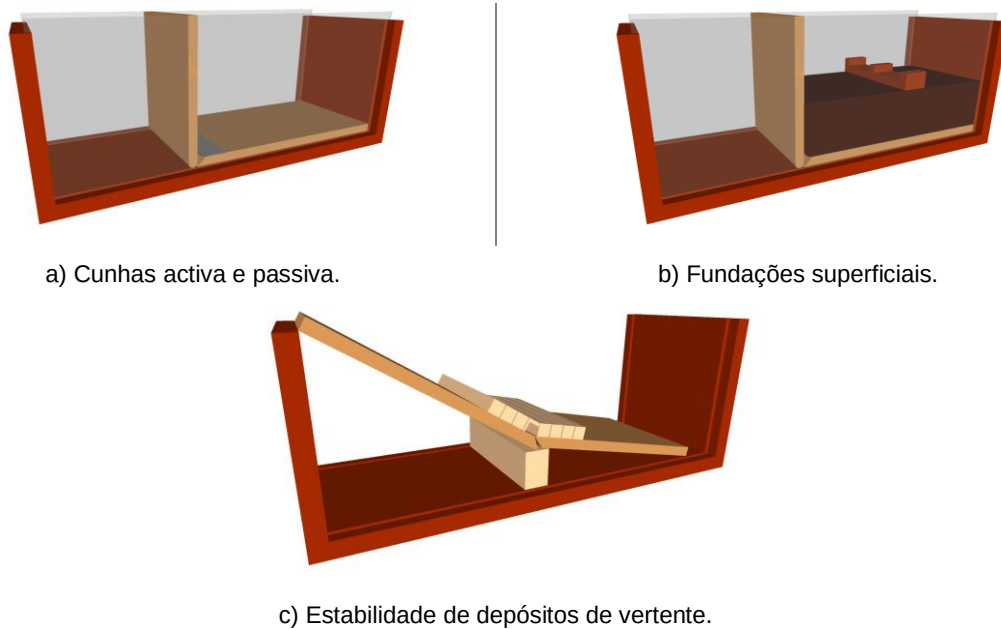


Figura 2.3 - Experiências ensaiadas.

2.1.2 PROTÓTIPO 2: ASPECTOS CONSTRUTIVOS GERAIS

Em correspondência também foi construído um pequeno equipamento para o estudo da liquefacção e da influência da tensão efectiva na estabilidade de fundações profundas e superficiais, adaptado de um recipiente de plástico de diâmetro 22 cm. Analisando a figura é ainda possível constatar a existência de um pequeno furo, planeado com o objectivo de permitir o esvaziamento do recipiente sem perda de material.

Na Figura 2.4 está esquematizada a experiência realizada com o auxílio deste protótipo assim como as dimensões gerais do mesmo.

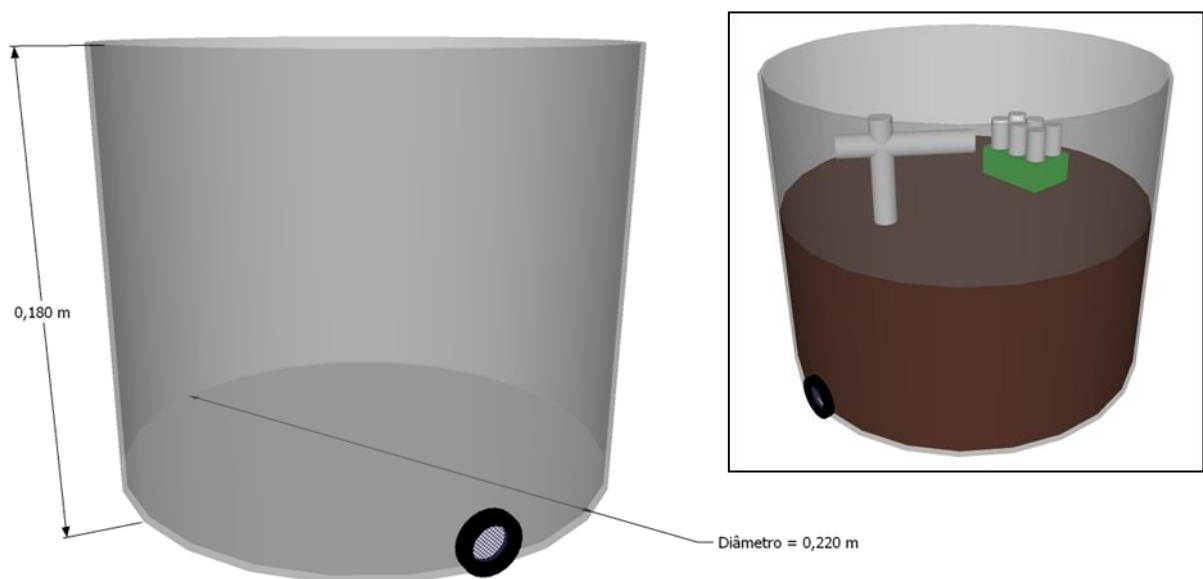


Figura 2.4 - Esquema do protótipo e da experiência realizada.

A concretização do referido protótipo apresenta-se na figura seguinte.



Figura 2.5 - Protótipo: recipiente.

3

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

3.1 INTRODUÇÃO

Amplamente usado em diversas áreas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem vindo a ser intensamente aplicado na resolução de problemas de Mecânica dos Solos. Constituindo um procedimento numérico que tem a sua base nos modelos matemáticos que estão subjacentes aos fenómenos físicos, o MEF permite a obtenção eficiente de soluções numéricas aproximadas para inúmeros problemas de engenharia.

Na aplicação do MEF a primeira etapa consiste na identificação dos factores que influenciam de maneira relevante o problema em estudo, o que implica uma identificação adequada dos princípios físicos e das variáveis dependentes e independentes que descrevem o mesmo, resultando num conjunto de equações diferenciais que constituem o então designado Modelo Matemático.

O segundo passo compreende o processo de obtenção da solução para o Modelo Matemático, tarefa esta atribuída aos métodos numéricos – Figura 3.1.

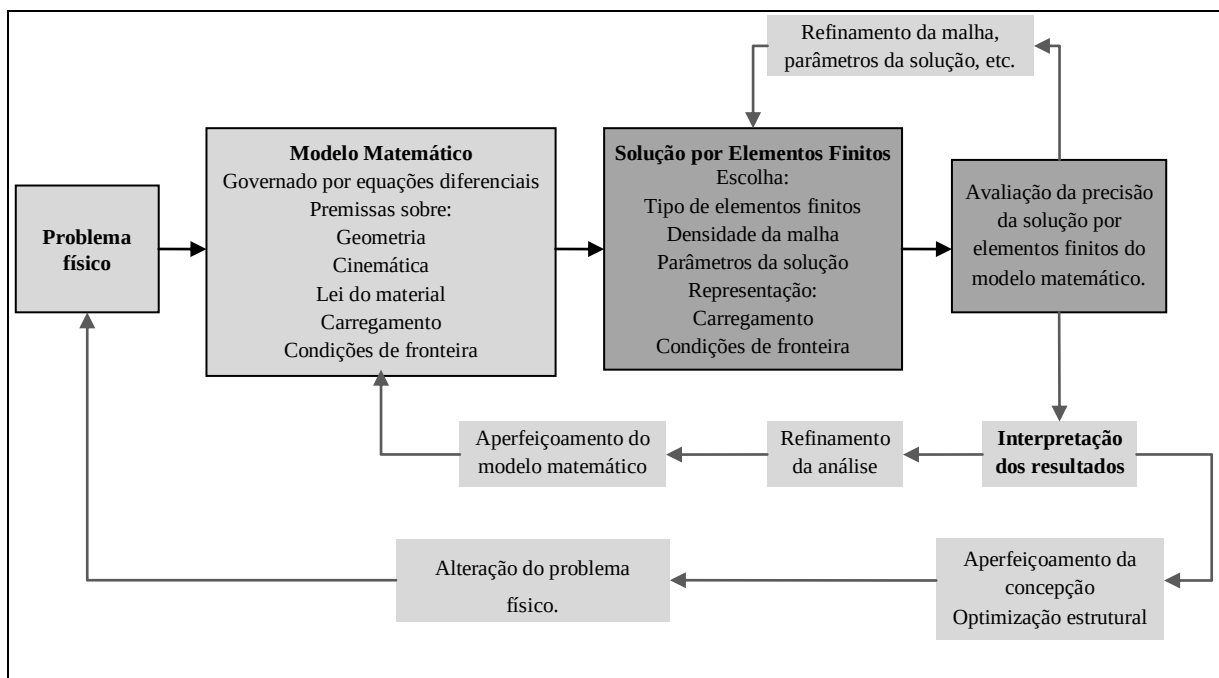


Figura 3.1 – Esquema genérico da resolução de um problema com o auxílio do MEF (adaptado de [4]).

O nível de precisão que se pode alcançar através da aplicação deste método na solução de problemas geomecânicos está directamente relacionado com a capacidade do modelo constitutivo adoptado em reproduzir o comportamento real do maciço em análise e da correcta definição das condições fronteira impostas nas várias interfaces (entre camadas, com elementos estruturais, etc.). Durante o processo de cálculo a geometria e extensão do mecanismo de rotura são determinados sem que estes tenham sido pré definidos (ao contrário dos Métodos de Equilíbrio Limite), o que confere a este método uma maior abrangência ao nível da aplicabilidade a diversos, e mais complexos, problemas da Mecânica dos Solos; é possível obter também um relatório completo dos valores nas fronteiras dos elementos, de acordo com o problema em exame; e ainda, uma única análise permite adquirir informação sobre todos os parâmetros de dimensionamento envolvidos na questão em estudo [17].

Potencialmente este método não possui limitações, permitindo realizar estudos tridimensionais. No entanto muitas análises restringem-se à bidimensionalidade ou a problemas axissimétricos, devido, particularmente, à falta de capacidade de cálculo dos equipamentos computacionais. Todavia, esta dificuldade tem vindo a ser ultrapassada com a constante evolução dos computadores, possibilitando a realização de estudos tridimensionais com alguma celeridade, em diversos problemas [17].

Nos pontos seguintes deste capítulo será apresentada a formulação do Método dos Elementos Finitos utilizada na modelação das diversas experiências desenvolvidas no âmbito desta dissertação.

3.2 ASPECTOS GERAIS DA FORMULAÇÃO DO MEF [5], [8] e [17]

A resolução de um qualquer problema de tensão-deformação, utilizando o Método dos Elementos Finitos numa formulação em termos de deslocamentos, envolve fundamentalmente os seguintes passos:

3.2.1 MODELAÇÃO DA GEOMETRIA DO PROBLEMA (DISCRETIZAÇÃO DO DOMÍNIO)

Esta primeira fase tem como objectivo a definição da geometria do problema em estudo e, através da divisão em pequenos elementos (designados por elementos finitos), proceder à discretização do mesmo – Figura 3.2. Estes elementos possuem nas suas fronteiras ou no seu interior, nós, nos quais se pode avaliar o valor da variável em estudo, neste caso o deslocamento.

O domínio a analisar é então subdividido em n elementos tal que:

$$\int_v dv = \sum_{i=1}^n \int_{v_i} dv \quad (3.1)$$

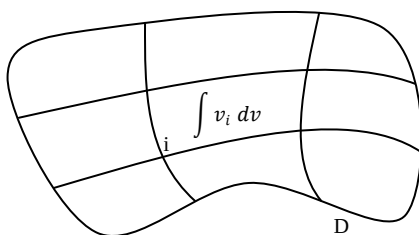


Figura 3.2 – Subdivisão do domínio em elementos.

O número e tipo de elementos a utilizar depende essencialmente do grau de aproximação com que se pretende resolver o problema em questão, sendo obtida uma maior aproximação através dum refinamento da malha ou utilizando elementos que permitam uma aproximação de grau mais elevado à função que se procura modelar.

A discretização do domínio D é assim obtida através do conhecimento das características de cada elemento, geometria e propriedades dos materiais, e das ligações entre eles – Figura 3.3.

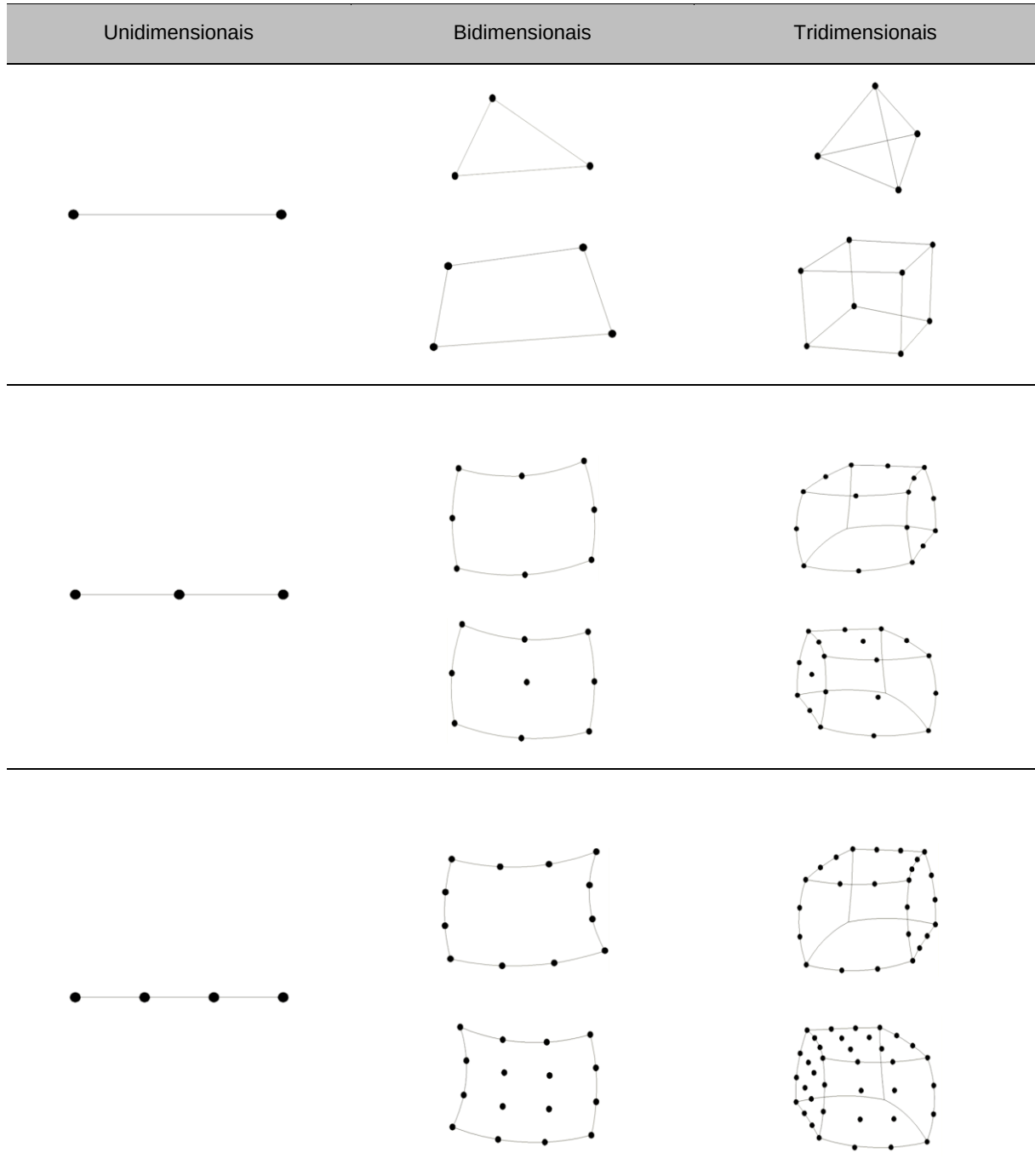


Figura 3.3 – Elementos mais usuais (adaptado de [8] e [17]).

3.2.2 APROXIMAÇÃO AO NÍVEL DO ELEMENTO

A transformação de problemas de tipo contínuo (regidos por equações diferenciais e cuja solução é dada por funções contínuas das coordenadas espaciais e /ou do tempo) em problemas discretos, através do MEF, reduz-se à obtenção do valor dessas funções contínuas em pontos discretos do domínio. A obtenção dos valores das grandezas nos restantes pontos ou instantes é conseguida através de processos de aproximação (ou interpolação) ao nível de cada elemento.

Para tal procede-se à escolha de uma função de aproximação, que permita a modelação, no domínio do elemento, da função contínua incógnita. A selecção destas funções está directamente relacionada com os parâmetros incógnitos.

$$\bar{f}_e(x, y, z) = \sum \phi_i(x, y, z) C_i \quad (3.2)$$

ϕ_i - Conjunto de funções convenientemente escolhidas;

C_i - Parâmetros incógnitos.

A selecção destas funções, ϕ_i , está directamente relacionada com os parâmetros incógnitos, tendo certos conjuntos preferência por fornecerem um significado físico mais claro. A aproximação pode ser introduzida no campo dos deslocamentos, das forças ou nos dois simultaneamente.

Na formulação através da aproximação ao campo de deslocamentos, as incógnitas são os deslocamentos, ou as suas derivadas, em determinados pontos do elemento, em pontos nodais ou nós. A formulação através das forças implica uma aproximação no campo de tensões sendo as incógnitas as forças nodais.

3.2.3 RELAÇÕES AO NÍVEL DO ELEMENTO

As relações específicas do fenómeno físico em estudo têm também de se repercutir ao nível do subdomínio, ou seja, ao nível do elemento. A condição de equilíbrio em qualquer ponto, e portanto em todo o conjunto, é definida por equações, cuja consideração através do MEF pode ser definida por três vias distintas:

- Aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), em que os campos de deslocamentos virtuais são obtidos impondo um deslocamento unitário em cada uma das direcções nodais;
- Aplicação de Métodos dos Resíduos Pesados, que partindo das equações de equilíbrio indefinido dum corpo e do teorema de reciprocidade das tensões, válidas em qualquer ponto, e nas quais se introduz a função aproximada dos deslocamentos, se obtém um conjunto de equações integrais no domínio do elemento;
- Aplicação de Métodos Variacionais, em que se procura que um dado funcional, por exemplo, a energia potencial total, satisfaça uma condição de mínimo.

A aplicação de qualquer um destes métodos conduz à seguinte relação ao nível do elemento:

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (3.3)$$

Onde $[K_E]$ é matriz de rigidez, $\{\Delta d_E\}$ é o vector de deslocamentos nodais do elemento e $\{\Delta R_E\}$ é o vector das forças nodais estaticamente equivalente às forças de volume e de superfície aplicadas ao elemento.

3.2.4 AGRUPAMENTO E RESOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES

A equação 3.3 é aplicada a todos os elementos da estrutura em estudo, originando um sistema de equações para cada um deles, em que cada equação traduz o equilíbrio numa determinada direcção nodal. A recomposição do domínio inicial é conseguida atribuindo aos nós comuns a vários elementos o mesmo deslocamento, sendo estas novas condições adicionadas ao sistema inicial. Deste modo obtém-se o designado sistema de equações global:

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (3.4)$$

3.2.5 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

A resolução do sistema de equações 3.4 requer a definição das condições de fronteira ao longo do domínio. Podem ser prescritos deslocamentos em alguns nós, o que afecta a parcela Δd_G , ou, aplicadas cargas actuantes nos mesmos ou ao longo de linhas, que afecta a parcela ΔR_G .

3.2.6 RESOLUÇÃO DO SISTEMA GLOBAL DE EQUAÇÕES

O sistema 3.4 é então resolvido e os deslocamentos nodais (Δd_G) determinados. O conhecimento dos deslocamentos permite obter o valor de novas variáveis, tais como forças, tensões nos elementos e reacções nos pontos de deslocamento prescrito.

4

DEMONSTRAÇÃO DA TENSÃO EFECTIVA

Para a demonstração do conceito de tensão efectiva traçaram-se duas experiências distintas, uma com carácter quantitativo, possibilitaria realizar uma análise comparativa entre duas situações diferentes: a primeira com o solo seco e a segunda com o nível freático à superfície. O outro ensaio planeado, permitiu obter uma percepção visual do fenómeno, evidenciando a sua influência na estabilidade estrutural de dois tipos de fundações, as superficiais e as profundas.

Uma vez que a primeira experiência, para uma correcta realização, necessitava de instrumentos particulares de medição, especificamente um dinamómetro, assim como de uma estrutura de apoio que facilitasse esse processo de avaliação, a sua experimentação revelou-se inviável dentro do prazo disponível, podendo todo o processo de pesquisa e construção dessa estrutura colocar em risco o estudo dos outros fenómenos. Por conseguinte, apenas se apresenta o projecto do equipamento pensado, da estrutura de suporte para o aparelho de medição e o modo de proceder da experiência delineada.

Relativamente ao segundo ensaio várias considerações foram tomadas para que o equipamento satisfizesse os requisitos necessários à correcta execução destas experiências, condicionando deste modo a sua construção. Nas secções seguintes são exploradas todas essas contingências, apresentando-se no final o equipamento construído. Antes é realizada uma breve apresentação teórica do conceito base desta experiência, procurando-se focar apenas os aspectos essenciais à compreensão dos mesmos. A experimentação e simulação numérica são os pontos que sucedem a apresentação do equipamento, comportando uma análise comparativa dos resultados obtidos, e finalmente é demonstrado o projecto do equipamento final.

4.1 TENSÃO EFECTIVA

Um solo granular pode ser visualizado como uma estrutura constituída por partículas sólidas que envolvem espaços vazios (poros), eventualmente preenchidos com ar ou água. A capacidade resistente do solo é dada exactamente por essa estrutura, designada vulgarmente por “esqueleto sólido”, sendo um resultado da interacção inter-particular. No caso do solo se encontrar saturado, a água que preenche os poros também intervém na capacidade resistente, dado que ao exercer pressão, a chamada pressão neutra, sobre os grãos de solo submersos, reduz as forças inter-particulares que contribuem para a resistência do esqueleto sólido [6].

No presente capítulo pretende-se demonstrar a importância e influência da tensão efectiva na estabilidade de estruturas fundadas em maciços terrosos, assim como a sua importância na capacidade resistente do solo.

4.1.1 PRINCÍPIO DA TENSÃO EFECTIVA [4]

A importância das forças transmitidas através do esqueleto sólido, através dos contactos entre partículas foi primeiramente reconhecida por *Terzaghi* em 1923, aquando da apresentação do princípio da tensão da efectiva, baseado em dados experimentais.

Este princípio, apenas aplicado a solos saturados (ou secos), considera que:

- A tensão efectiva (σ') é igual á tensão total (σ) menos a pressão intersticial (u):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.1)$$

- A tensão efectiva, que representa as forças transmitidas através do esqueleto sólido, controla o comportamento mecânico (resistência e deformabilidade) dos maciços terrosos.

A Figura 4.1 permite uma melhor compreensão deste princípio.

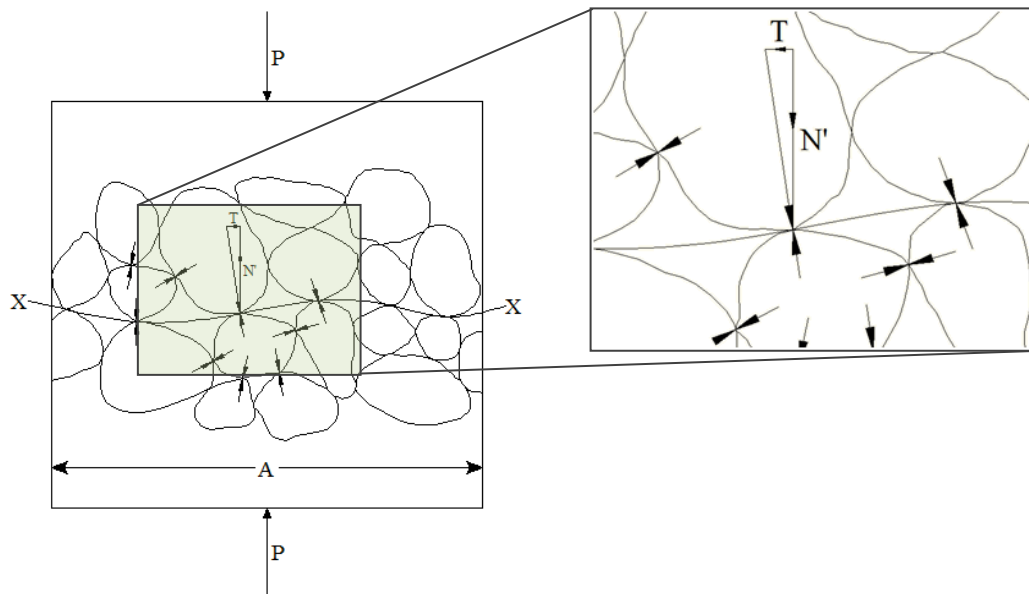


Figura 4.1 - Interpretação do conceito de tensão efectiva. [6]

Considere-se num solo saturado uma secção XX que passa apenas pelos pontos de contacto entre partículas. A força P , aplicada sobre a área A , é suportada quer pelas forças inter-particulares, quer pela pressão exercida na água existente nos poros. As forças entre partículas são muito variáveis, seja em termos de magnitude ou direcção, podendo ser decompostas em duas componentes, uma normal (N') e outra tangencial (T), ambas em relação à secção XX. A tensão efectiva pode ser interpretada como a soma de todas as componentes N' , contidas na área A e divididas pela mesma.

$$\sigma' = \frac{\sum N'}{A} \quad (4.2)$$

A água, actuando sobre toda a área A , conduz à seguinte condição de equilíbrio, segundo a direcção normal à secção XX :

$$P = \sum N' + u \cdot A \quad (4.3)$$

ou

$$\frac{P}{A} = \frac{\sum N'}{A} + u \quad (4.4)$$

podendo concluir-se:

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

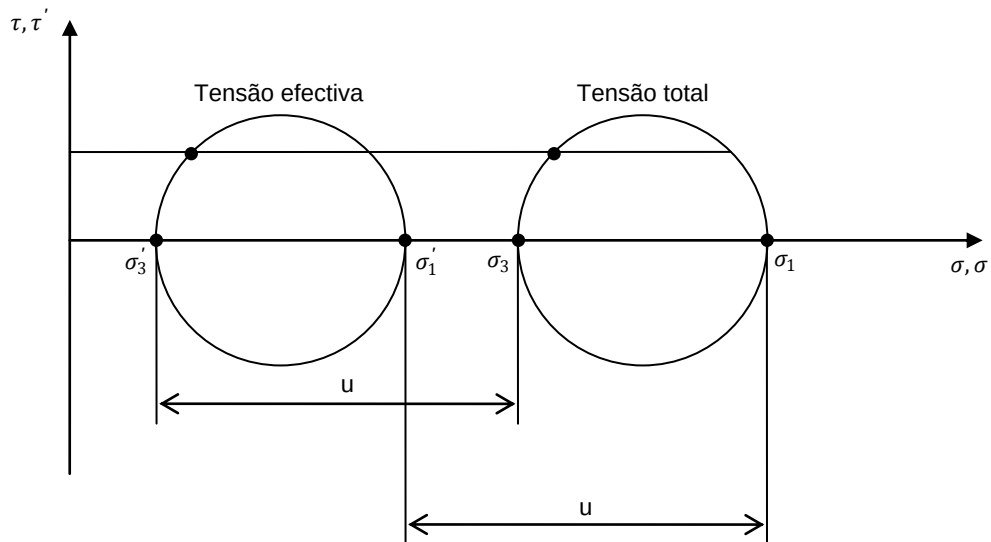


Figura 4.2 - Círculo de Mohr: tensão efectiva e tensão total. [1]

É ainda importante referir que o erro associado ao desprezo das áreas dos pontos de contactos é aceitável, sendo a razão entre a área dos contactos minerais e a área total (A), sempre inferior a 0,03 e provavelmente inferior a 0,01.

Em síntese, este princípio procura ter em atenção o carácter multifásico dos solos, afirmando que o estado de tensão (total) num determinado ponto resulta da sobreposição de dois estados de tensão: um designado por efectivo (do qual depende o comportamento mecânico do maciço) e outro, isotrópico, denominado neutro.

4.1.2 IMPORTÂNCIA DA TENSÃO EFECTIVA

A equação 4.5 pode ser escrita em termos de variação (Δ), ou seja:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u \quad (4.6)$$

permitindo constatar que a tensão efectiva pode sofrer alterações (com consequências mensuráveis), quer através da modificação da tensão total, mantendo-se constante a tensão neutra, quer alterando a tensão neutra e mantendo inalterável a tensão total ou mesmo por intermédio da alteração de ambas em simultâneo.

A Figura 4.3.(a) ilustra o assentamento Δs , consequência do carregamento de uma fundação ($\Delta\sigma$), enquanto se mantém constante a pressão nos poros, de tal modo que $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$. Na Figura 4.3.(b) está representado o assentamento causado pelo rebaixamento do nível freático (Δh_w), com redução das tensões neutras (Δu) em $\gamma_w \Delta h_w$. Com base na equação 4.6, e com $\Delta\sigma = 0$, facilmente se conclui que uma redução nas tensões neutras conduz a um aumento na tensão efectiva, $\Delta\sigma'$. O princípio da tensão efectiva postula que se a variação no carregamento da fundação for idêntica à variação das pressões neutras, fruto do rebaixamento do nível freático, os assentamentos serão os mesmos, o que permite concluir que é apenas a variação da tensão efectiva que controla o comportamento mecânico do solo.

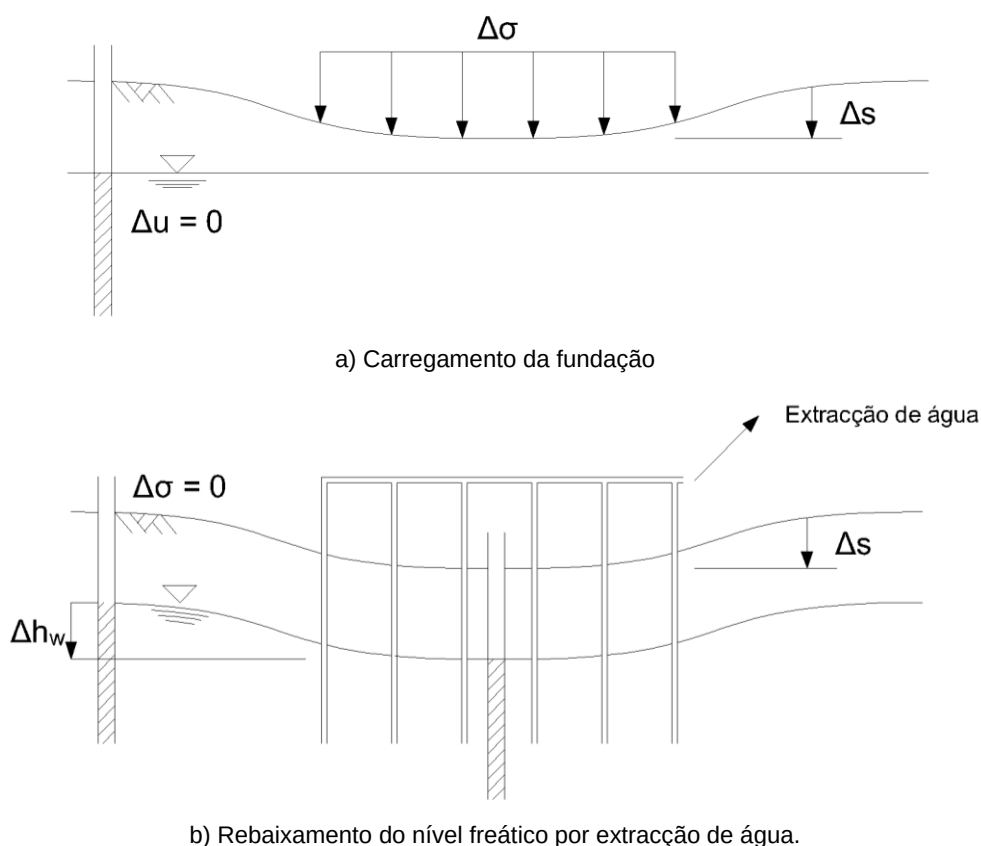


Figura 4.3 - Assentamentos devido à variação da tensão efectiva. (adaptado de [1])

4.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

O equipamento desenvolvido, de modo a cumprir as necessidades para uma correcta execução da experiência em causa, teve como requisito principal constituir um sistema estanque, pois apenas deste modo se conseguiriam alcançar os propósitos desta demonstração. Este e outros aspectos construtivos serão descritos mais detalhadamente nos pontos seguintes, apresentando-se desde já em esquema simplificado da experiência traçada – Figura 4.4.

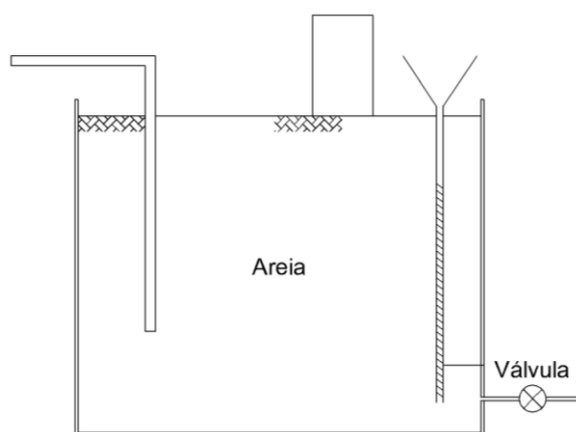


Figura 4.4 - Esquema da experiência.

4.2.1 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO

4.2.1.1 Aspectos construtivos

O requisito de estanquidade revelou-se preponderante na escolha do tipo de equipamento base que permitisse a correcta execução desta experiência. Pensou-se então num pequeno vaso cilíndrico, para estrutura base do equipamento, que se materializou num recipiente de plástico com as dimensões ilustradas na Figura 4.5.

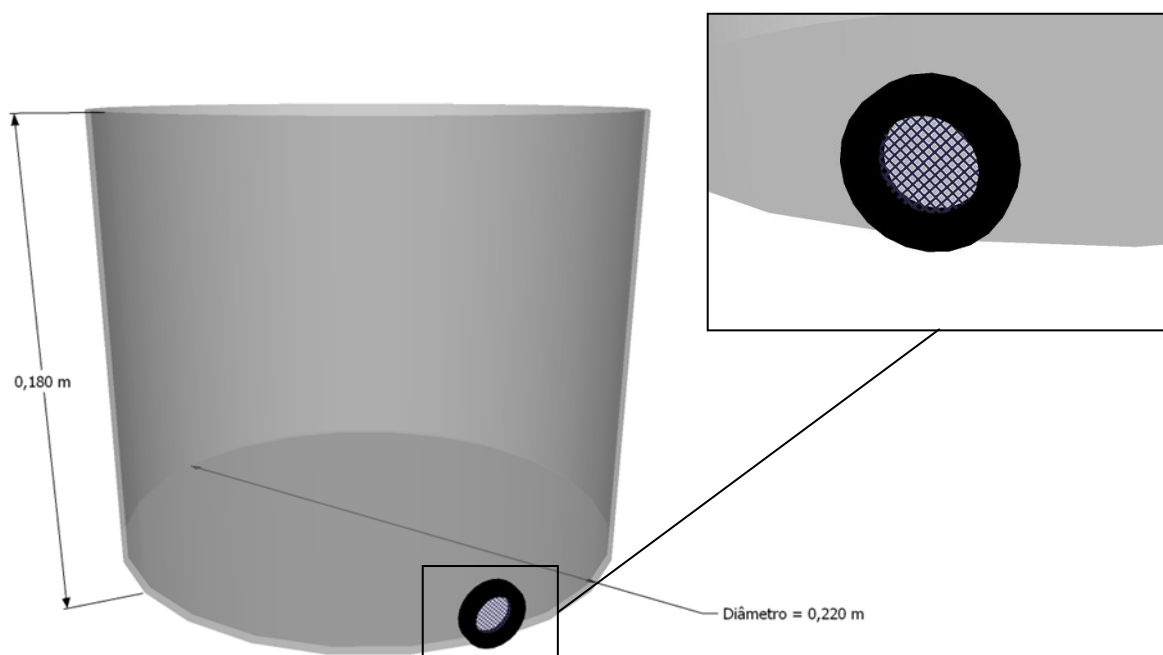
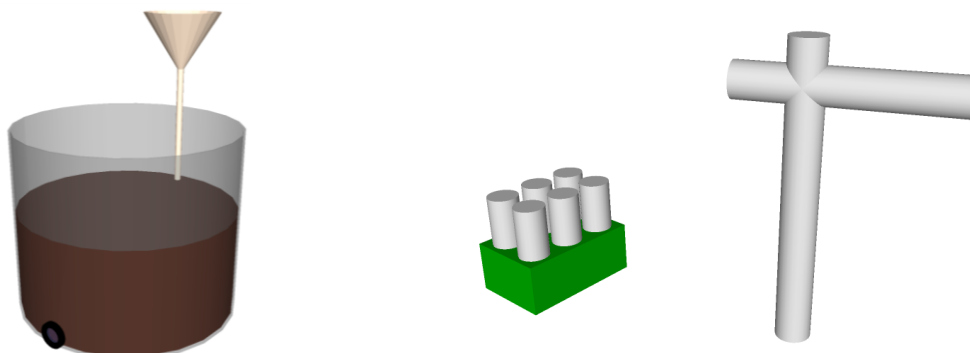


Figura 4.5 - Esquema do protótipo construído.

Projectou-se também um furo de diâmetro 1cm, devidamente vedado e protegido com uma rede, que terá como objectivo permitir o esvaziamento do recipiente, finda a execução da experiência, sem que se deixe vazar o material colocado no seu interior.

A subida do nível freático será conseguida por intermédio de um tubo colocado até uma determinada profundidade, no topo do qual se poderá colocar um funil, encaminhando a água até a interior do solo e promovendo a sua progressiva saturação – Figura 4.6 a).

A simulação das estruturas é realizada com dois pequenos objectos, ambos com o intuito de se assimilarem, respectivamente a uma fundação superficial e a uma fundação indirecta - Figura 4.6 b).



a) Funil e tubo para a subida do nível freático.

b) Objectos para a simulação das fundações.

Figura 4.6 - Esquema dos dispositivos de apoio.

4.2.1.2 Estado final do protótipo

Expostos os diversos aspectos construtivos relativos a este ensaio e apresentados os diversos acessórios que completam o aparato experimental, mostra-se, na Figuras 4.4, o aspecto final do protótipo, e na Figura 4.4 a materialização dos dispositivos complementares criados.

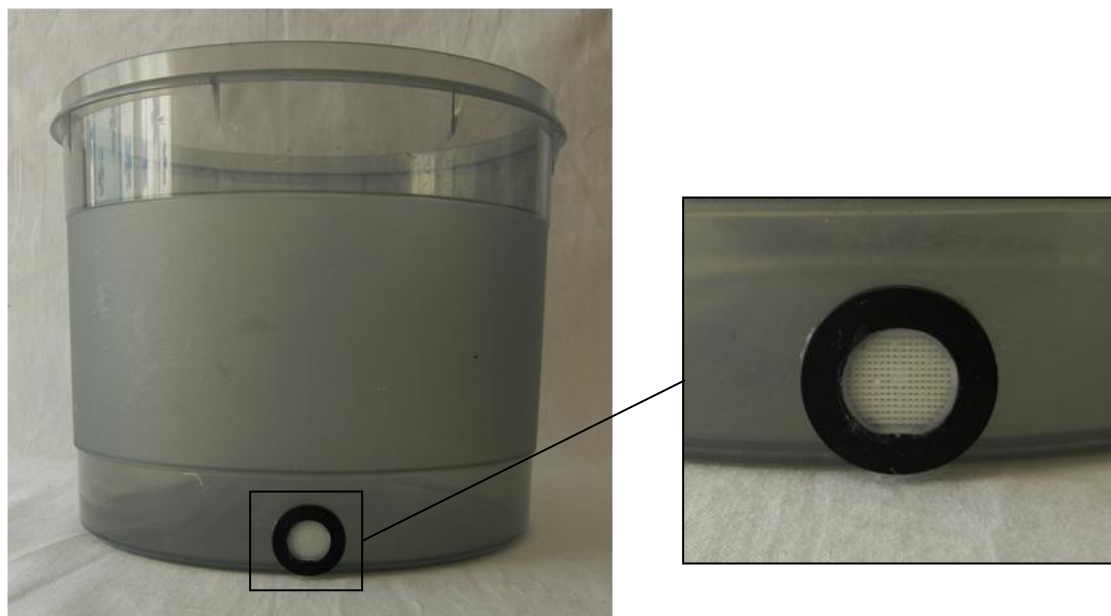


Figura 4.7 - Vista frontal do equipamento e pormenor do furo executado.



Figura 4.8 - Dispositivos auxiliares.

4.2.2 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA

A integração do equipamento criado na demonstração deste fenómeno, e todas as etapas da mesma descrevem-se nos seguintes pontos:

- Colocação do tubo auxiliar encostado à parede do recipiente;
- Preenchimento deste com areia até à altura desejada;
- Colocação das estruturas que simulam os dois tipos de fundação;
- Dá-se início à subida progressiva do nível freático até este alcançar a superfície do terreno;
- Durante este último passo registam-se todas as alterações na estabilidade das estruturas fundadas no terreno.

4.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL

Após a construção do protótipo realizou-se a experiência definida, apresentando-se nos pontos seguintes algumas considerações iniciais, o tipo de material utilizado e o resultado final do ensaio.

Para este ensaio utilizou-se como meio poroso uma areia lavada, que se considerou poder constituir um meio aproximadamente homogéneo.

4.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A preparação deste ensaio constituiu um processo bastante simples, tendo sido apenas necessário garantir que a areia não se encontrava num estado de elevada compactidade, e, devido às condicionantes impostas pelo recipiente utilizado, que a areia preenche-se o recipiente até à fronteira que existe entre uma zona mais opaca e outra transparente. Em seguida colocaram-se as duas estruturas já mencionadas, uma enterrada na areia e outra à sua superfície – Figura 4.9.

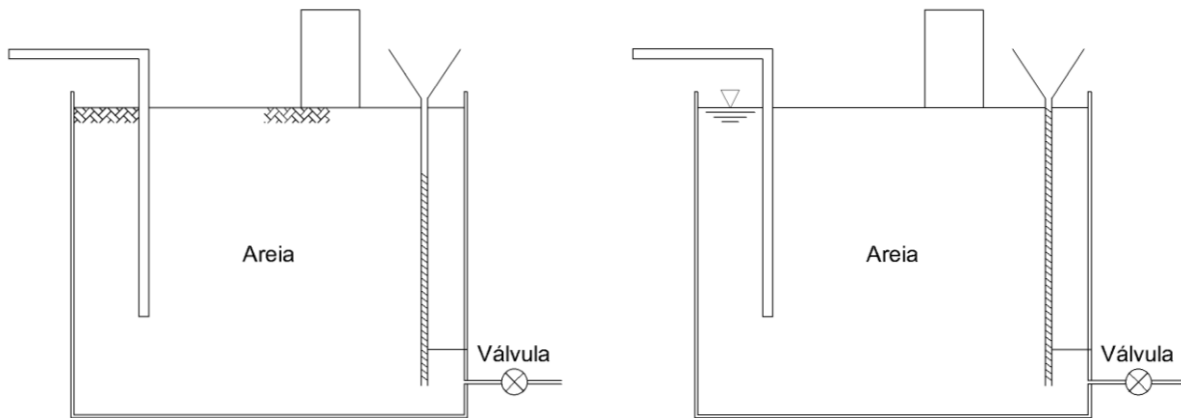


Figura 4.9 - Esquema geral do ensaio realizado.

4.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS [16]

A curva granulométrica da areia utilizada na realização deste ensaio está ilustrada na Figura 4.10, e no Quadro 4.1 estão registados os resultados da análise que permitiram o traçado da curva referida.

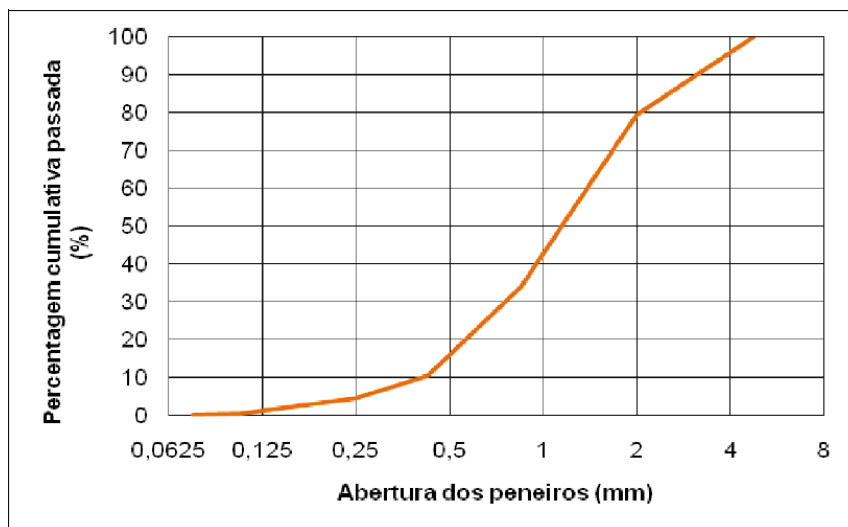


Figura 4.10 - Curva granulométrica da areia utilizada. [16]

Quadro 4.1 - Análise granulométrica da areia. [16]

Peneiros	Abertura	Material retido	Material retido	Acumulado retido	Acumulado passado
ASTM nº	(mm)	(g)	(%)	(%)	(%)
4	4,75	0	0	0	100
10	2	123	20,5	20,5	79,5
20	0,850	274	45,7	66,2	33,8
40	0,425	140	23,3	89,5	10,5

60	0,250	36	6,0	95,5	4,5
140	0,106	24	4,0	99,5	0,5
200	0,075	2	0,3	99,8	0,2
Passado no nº 200		1	0,2	100,0	0

A areia é constituída por cerca de 20% de cascalho fino, 46% de areia grossa, 29% de areia média e 5% de areia fina.

4.3.3 ENSAIO DE DEMONSTRAÇÃO DA TENSÃO EFECTIVA

Apto o equipamento para a execução da experiência (Figura 4.11) deu-se início à subida do nível freático, através do tubo para tal instalado.



Figura 4.11 - Experiência preparada.

Decorrido algum tempo após o início da subida do nível freático, notaram-se os principais indícios de instabilidade. A estrutura instalada à superfície começou a sofrer pequenos assentamentos, e de seguida a que se encontrava enterrada iniciou num movimento rotacional, acabando mesmo por tombar – Figura 4.12.



Figura 4.12 - Estado das estruturas findo o ensaio.

A realização desta experiência demonstrou claramente o efeito negativo que a diminuição das tensões efectivas, por meio da subida do nível freático, possui na estabilidade estrutural dos objectos utilizados na simulação de fundações superficiais e indirectas. Ambas sofreram assentamentos elevados, sendo que a última, devido à excentricidade da carga aplicada na fundação, experimentou uma rotação progressiva chegando a colapsar.

4.4 PROJECTO DO EQUIPAMENTO FINAL

Além da experiência testada no protótipo desenvolvido, pensou-se noutra, que devido às restrições de prazo não se executou. No entanto, deixa-se o registo da mesma nos pontos seguintes, já considerando que esta se realizará no equipamento final. É também apresentado o projecto do equipamento final para o primeiro ensaio, onde são descritas as várias alterações face ao protótipo e os diversos pormenores construtivos implementados.

Examinando agora o desenrolar do ensaio realizado no protótipo pode considerar-se que este, apesar dos bons resultados obtidos possibilitou tirar algumas conclusões para um possível aperfeiçoamento, nomeadamente, no campo da simulação do maciço. De modo a facilitar o processo de subida no nível freático, esse deverá ser constituído por duas camadas de granulometrias distintas, facilitando o processo de saturação do solo. A primeira (camada superior) possuirá uma granulometria fina, mas não de tal modo que inviabilize a dissipação de pressões neutras em tempo útil; e a segunda (camada inferior), uma granulometria média a grossa, que permitirá a rápida saturação do conjunto. Outra alteração a implementar corresponde ao tubo que conduzirá a água até ao interior do maciço. Este deverá ter a sua extremidade enterrada uns centímetros na camada mais profunda, devendo também ser incluído um funil na outra extremidade, para melhorar as condições de entrada de água.

4.4.1 EXPERIÊNCIA 2 – PERCEPÇÃO QUANTITATIVA

4.4.1.1 Considerações iniciais

Esta segunda demonstração, envolvendo a utilização de um dinamômetro, permite obter uma percepção quantitativa da influência do aumento das tensões neutras na capacidade resistente do solo – Figura 4.13.

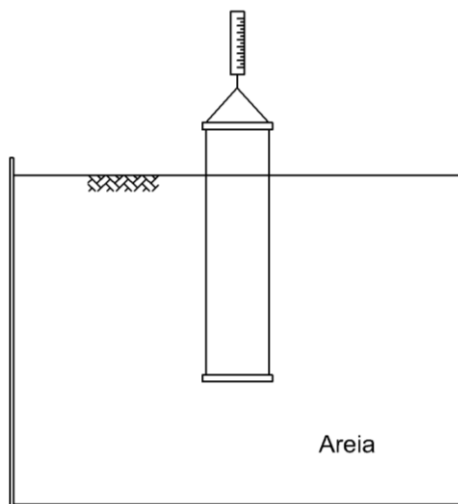


Figura 4.13 - Esquema da segunda experiência delineada.

A estrutura base para a execução deste ensaio consiste num pequeno tanque em acrílico e numa estrutura metálica, cujos detalhes construtivos são descritos nos pontos seguintes, descrevendo-se em primeiro o modo de proceder da experiência.

4.4.1.2 Descrição da experiência

Esta experiência requer um maior cuidado na sua realização, devido ao instrumento de medição instalado. No entanto, no seu geral é simples o procedimento a aplicar, consistindo as várias etapas nos seguintes pontos:

- Preenchimento do recipiente com areia de granulometria fina a média, até ao nível onde assentará uma placa quadrangular;
- Mantendo na vertical quatro fios ligados aos vértices da placa, encher o tanque de material até ao nível desejado;
- Aplicar uma força ascendente, que é transmitida à placa enterrada através dos fios e medida com o dinamômetro, até que se verifique rotura do solo;
- Registo dessa força;
- Repetir novamente os dois primeiros passos;
- Subindo agora o nível freático no tanque até à superfície, aplica-se novamente uma força até se observar rotura do solo;
- Registo dessa força.

4.4.1.3 Aspectos construtivos

Tanque de acrílico

O material eleito para a construção do tanque foi o acrílico, pois permite a clara visualização da experiência nas suas diversas fases. Com dimensões interiores de $0,60 \times 0,20 \times 0,10 \text{ m}^3$ (comprimento $\times$ altura $\times$ largura), possui um volume total de 12 litros, o que dota o equipamento de alguma portabilidade – Figura 4.14.

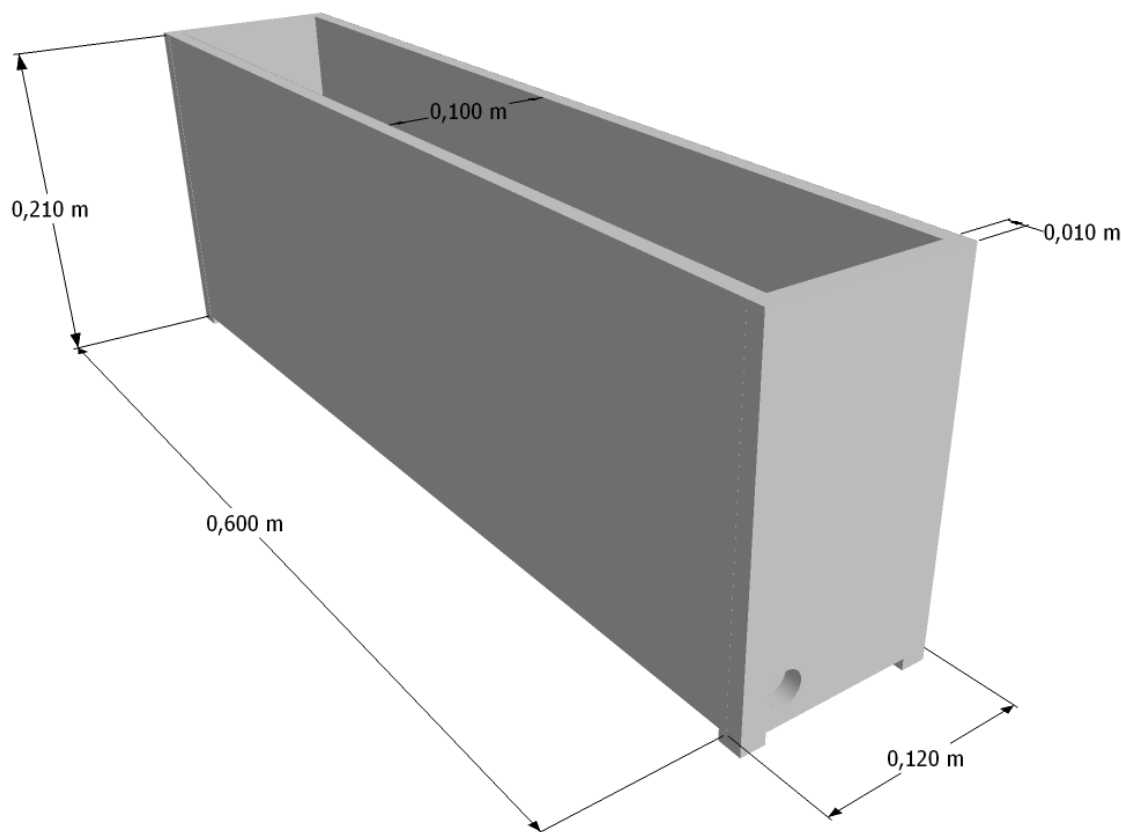


Figura 4.14 - Esquema do tanque em acrílico.

Uma das condicionantes que esta experiência impôs nas especificações do equipamento foi a garantia de estanquidade que o mesmo deveria possuir. Mais uma vez o acrílico revelou-se uma escolha adequada, uma vez que o processo de ligação entre as várias placas permite alcançar esse requisito.

Para facilitar o processo de esvaziamento do tanque foi previsto um furo numa das placas laterais, onde se instalará uma válvula, que permite controlar o escoamento da água para fora do recipiente. O furo deverá ser ainda protegido com uma rede, evitando assim a perda de material através do mesmo, durante o esvaziamento – Figura 4.15.

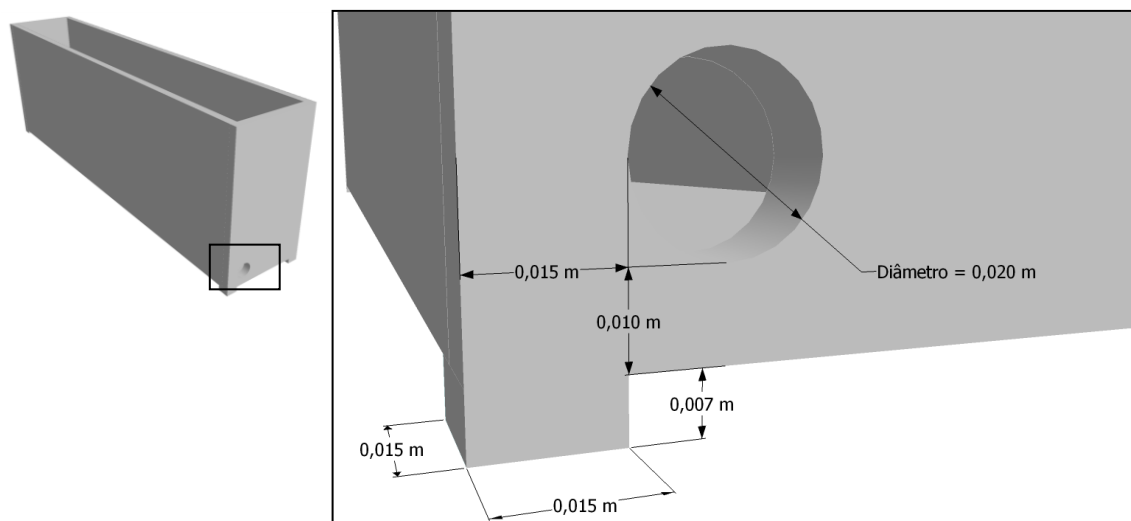


Figura 4.15 - Pormenor do furo na placa lateral.

É ainda importante salientar que a construção do tanque descrito terá de ser levada a cabo por pessoal especializado, pois apenas assim se garante a qualidade necessária ao nível das várias exigências inerentes à experiência projectada.

Estrutura metálica

A variação da tensão efectiva pode ser medida através de vários métodos, sendo que para este trabalho se considerou mais adequada a utilização de um dinamómetro, que, ligado a uma placa enterrada no solo, permitirá determinar a força necessária para destacar a parcela de solo sobrejacente à mesma, estudando para o efeito duas situações diferentes: a primeira com o solo seco; a segunda com o nível freático próximo da superfície. Procedeu-se à concepção de uma pequena estrutura metálica, onde se instalará o dinamómetro, agilizando o processo de medição da variação da tensão efectiva – Figura 4.16.

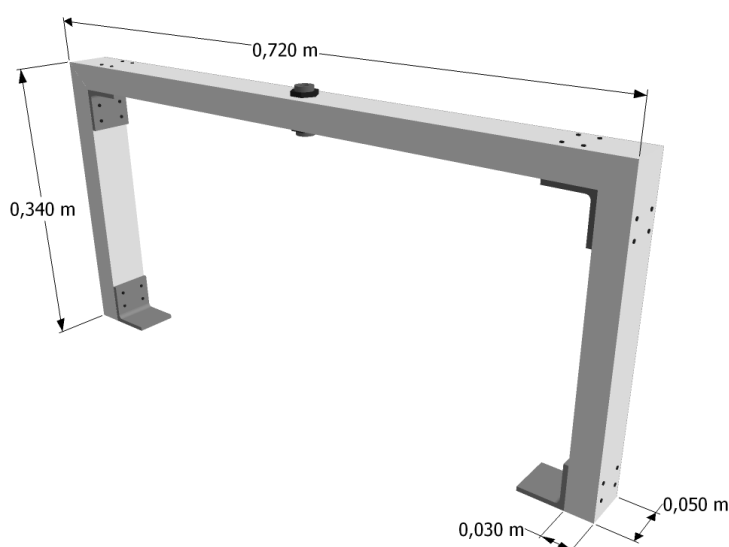
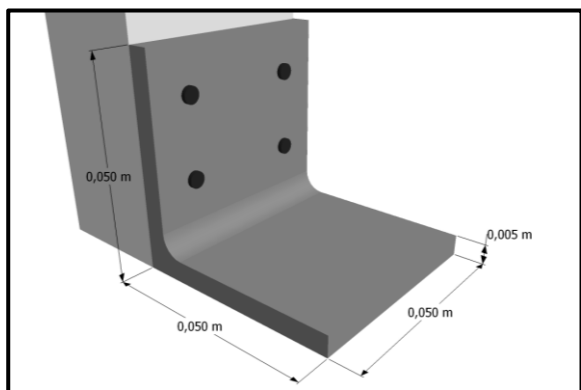
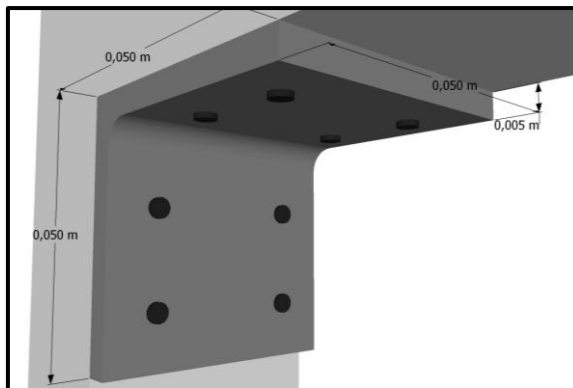


Figura 4.16 - Esquema geral da estrutura metálica.

A concepção dessa estrutura envolveria a utilização de perfis tubulares de secção rectangular, de dimensões 50×30 mm, espessura de 4 mm, e um comprimento total de 1,40 m. A união entre os vários elementos e o suporte desta base metálica, seriam realizados com o auxílio de cantoneiras de abas iguais, de dimensão 50×50 mm e espessura de 5 mm. Na Figura 4.17 estão esquematizados os pormenores da ligação entre os perfis, assim como das cantoneiras utilizadas na base dos perfis tubulares verticais, destinadas a garantir uma maior estabilidade ao conjunto durante a execução da experiência.

a) Pormenor da ligação entre perfis.



b) Pormenor do elemento estabilizador.

Figura 4.17 - Esquema dos pormenores da estrutura metálica.

Esta estrutura permite a instalação do dinamómetro referido, assim como, a simulação do carregamento vertical de uma sapata superficial, ambas através dum furo realizado a meio vão da viga metálica – Figura 4.18.

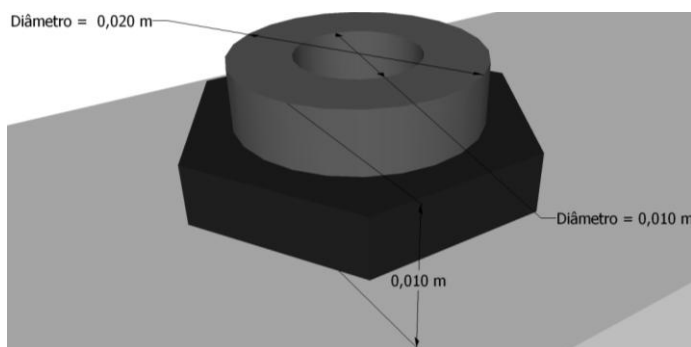


Figura 4.18 - Pormenor do furo realizado na estrutura metálica.

O dinamómetro a incorporar será do tipo ilustrado na Figura 4.19, e a sua disposição no equipamento final será a apresentada na Figura 4.20.

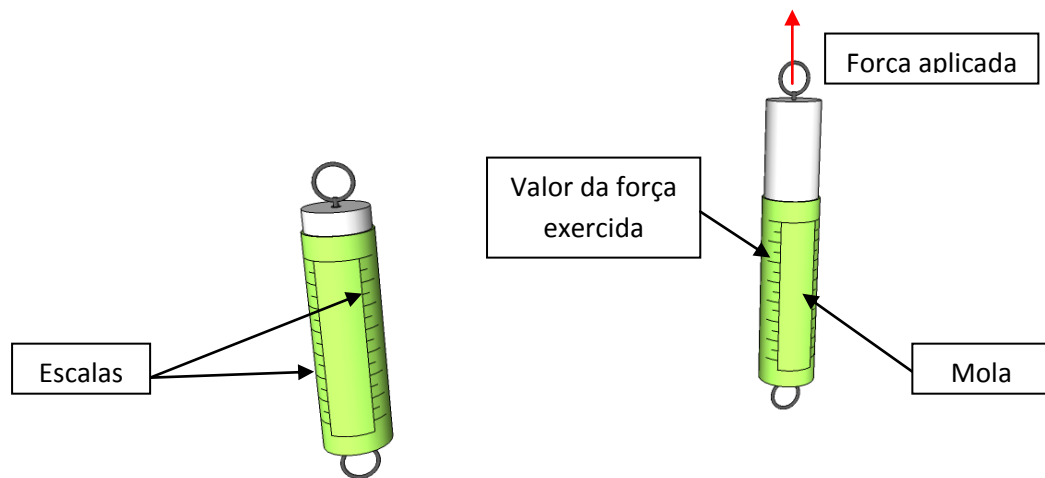


Figura 4.19 - Esquema tipo do dinamómetro pensado.

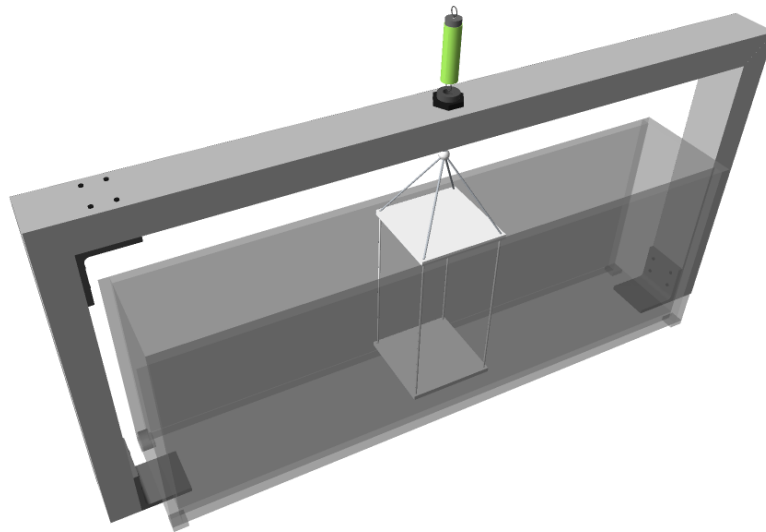


Figura 4.20 - Esquema do equipamento final

4.4.2 EXPERIÊNCIA 1 – PERCEPÇÃO QUALITATIVA

4.4.2.1 Considerações Iniciais

O segundo equipamento preparado para esta experiência pretende simular dois tipos de fundações, uma superficial e outra indirecta, fundadas num maciço terroso puramente friccional. Posteriormente esse maciço será sujeito a uma subida do nível freático, tendo como consequência um aumento das pressões neutras e redução das tensões efectivas, afectando necessariamente a capacidade de carga das fundações.

A base deste ensaio assentará em dois cilindros transparentes, ligados através de um tubo flexível, que permitirá o fácil controlo do nível freático. Os restantes pormenores construtivos, como por exemplo, os correspondentes a este circuito hidráulico, são explorados nos pontos seguintes.

4.4.2.2 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Os cilindros que constituem o cerne do equipamento delineado foram projectados de modo a facultar a visualização do fenómeno em estudo de um modo claro. Assim como se ilustra esquematicamente na Figura 4.21, o material eleito para a sua concepção foi novamente o acrílico. Para garantir uma maior estabilidade ao conjunto pensou-se também na incorporação de umas bases para os dois cilindros.

A espessura das paredes dos cilindros, e as dimensões gerais respectivas, foram condicionadas não por esta experiência, mas pela demonstração da liquefacção de areias, reservando-se os detalhes que levaram à sua determinação para o respectivo capítulo.

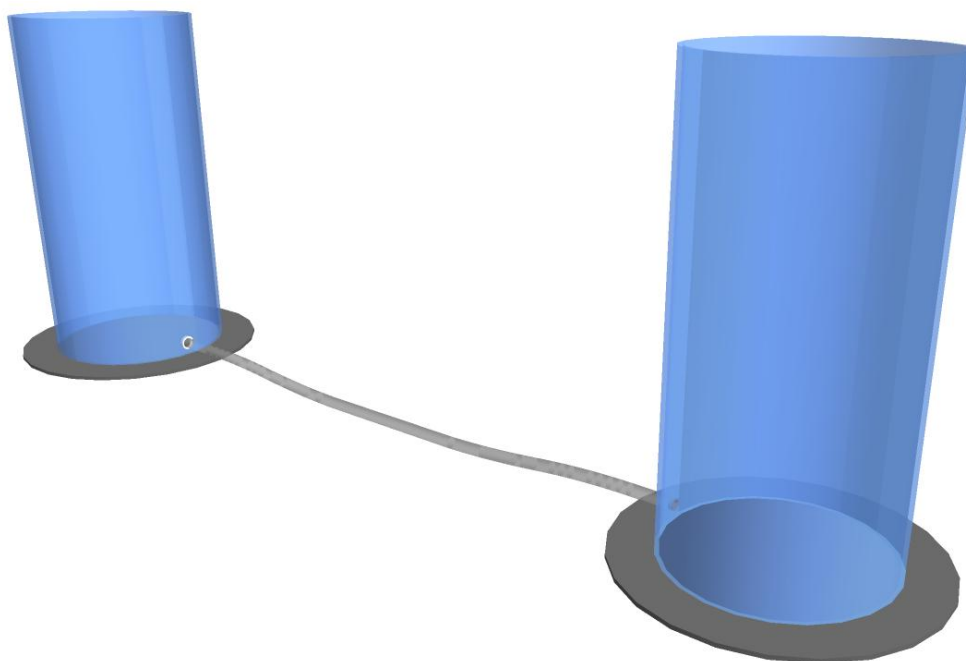


Figura 4.21 - Representação esquemática da experiência delineada.

Quanto ao circuito hidráulico, através do qual a água é introduzida no solo, propiciando a subida gradual do nível freático, este foi definido com base no Princípio dos Vasos Comunicantes. O tubo que estabelece a ligação entre os dois recipientes, conduz água presente num deles, até ou outro que contem a areia, alterando apenas a diferença de cotas entre eles – Figura 4.22.

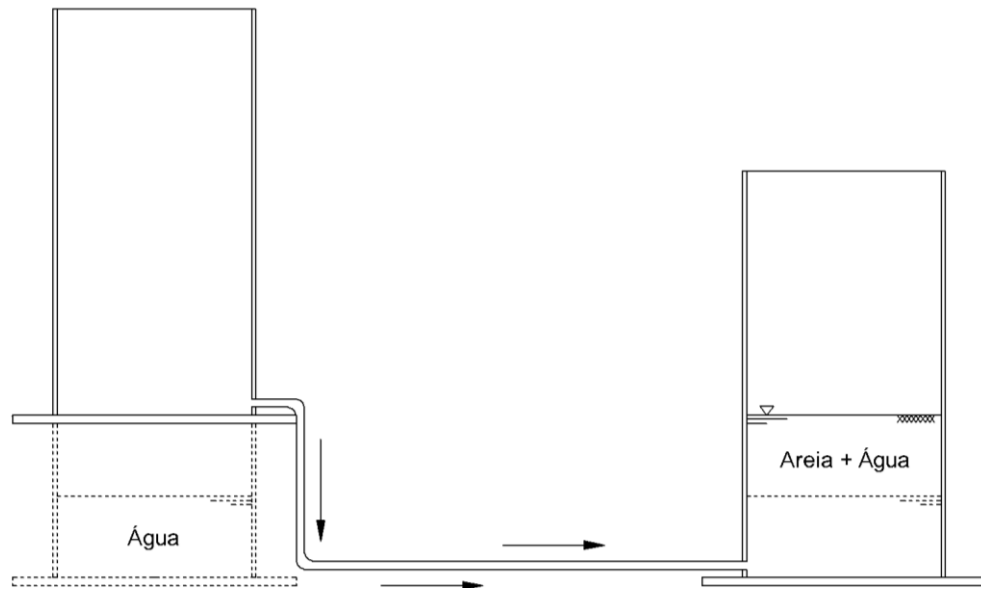


Figura 4.22 - Esquema do circuito hidráulico.

O circuito hidráulico será materializado com um tubo em PVC, devendo este ser flexível, facilitando assim o seu manuseamento. O diâmetro interior que se considera como suficiente rondará os 2 cm, devendo ser dada especial atenção às ligações deste aos outros componentes, pois estas deverão ser completamente estanques, para que não se verifiquem fugas. No cilindro onde se definirá o maciço refere-se ainda que o furo terá de ser protegido com uma pequena rede, para evitar o vazamento da areia, quando se reverter o sentido do fluxo de água – Figura 4.23

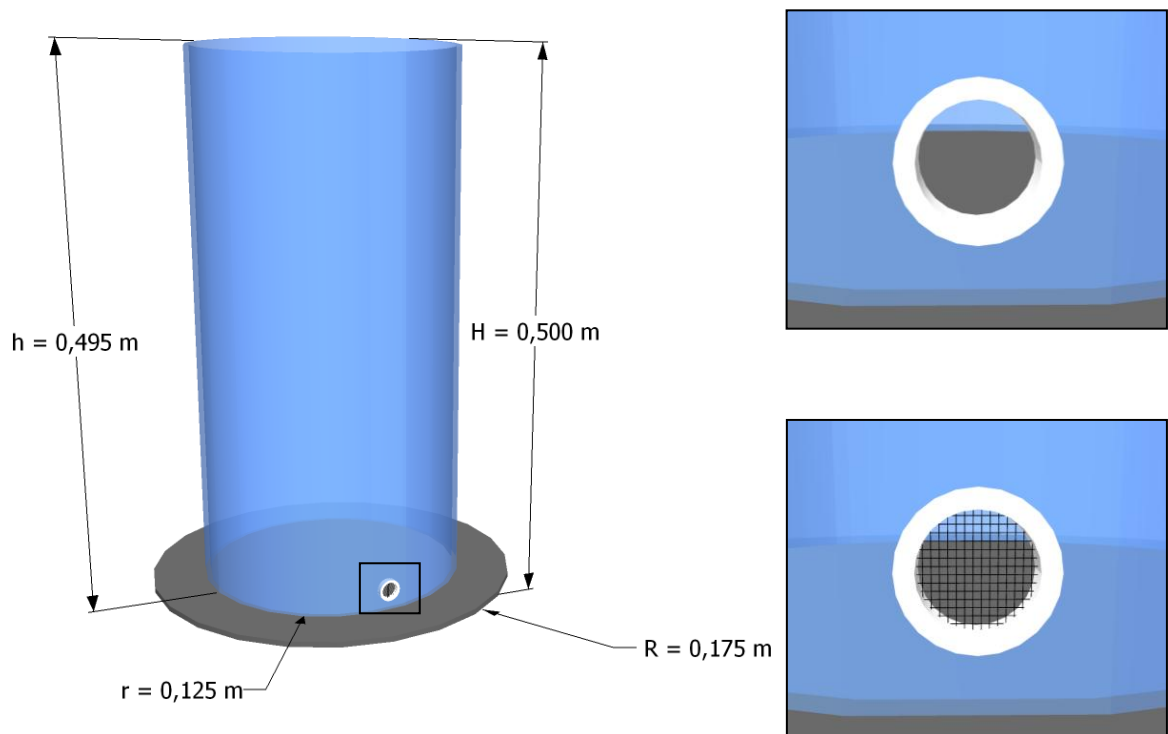


Figura 4.23 - Pormenor dos furos a realizar.

Na Figura 4.24 está representado o esquema do equipamento final.



Figura 4.24 - Esquema do equipamento final.

5

IMPULSOS DE TERRAS: SUPERFÍCIES DE CEDÊNCIA

O equipamento desenvolvido no âmbito deste tema tem como objectivo facultar a visualização da formação das cunhas activa e passiva, tornando mais tangível um fenómeno de difícil percepção física. Pretendeu-se criar uma experiência de simples execução, passível de ser utilizada numa sala de aula vulgar, que não envolvesse um grande aparato experimental.

Nos pontos seguintes são explicadas as várias considerações tomadas no processo de desenvolvimento do equipamento, sendo posteriormente apresentada a modelação experimental e numérica do mesmo, terminando com uma análise comparativa dos resultados obtidos. Antes será realizada uma breve introdução teórica onde serão focados alguns aspectos fundamentais do fenómeno em estudo, para proporcionar uma melhor compreensão e enquadramento do mesmo, no âmbito da Mecânica dos Solos.

5.1 IMPULSO DE TERRAS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

O solo, devido ao seu carácter multifásico, exhibe características quer de um material sólido, quer de um material líquido, constituindo uma das particularidades que o assemelha a um líquido, a sua capacidade de exercer uma pressão lateral contra qualquer objecto com que entre em contacto. Esta sua importante propriedade influencia o dimensionamento de estruturas de contenção, condutas enterradas, caves de edifícios, entre outras estruturas [21]. Existe então a necessidade de quantificar o valor dessa pressão de modo a determinar qual a capacidade resistente do solo.

No âmbito desta dissertação não é de todo fundamental possuir o conhecimento do valor dessas pressões, mas a sua compreensão e dos conceitos intrínsecos que envolvem a transmissão de forças entre o solo e a estrutura, revela-se essencial para um correcto entendimento do fenómeno que se pretende demonstrar.

5.1.1 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção podem dividir-se em dois grandes grupos: estruturas rígidas e estruturas flexíveis:

- **Estruturas rígidas:** são muros de pedra ou de betão, simples ou armado, dotados de uma sapata de fundação com ou sem consola inferior, saliência ou contrafortes. O peso do próprio muro, por vezes conjuntamente com massas estabilizadoras de solo ou rocha, desempenha uma função significativa na contenção. São exemplos deste tipo de estruturas os muros de gravidade de betão de espessura constante ou variável, os muros de betão armado em L ou T invertido e os muros de contrafortes [23].

- **Estruturas flexíveis:** são muros ou paredes de espessura relativamente reduzida, de aço, betão armado ou madeira, suportadas por ancoragens, escoras ou impulsos passivos do terreno. A resistência à flexão destas estruturas desempenha uma função significativa na contenção do terreno, sendo a contribuição do seu peso insignificante. São exemplos deste tipo de estruturas as cortinas de estacas pranchas autoportantes, as cortinas ancoradas ou escoradas de aço ou de betão e as paredes moldadas [23].

Nas imagens da Figura 5.1 estão representados esquematicamente alguns exemplos de estruturas de contenção.

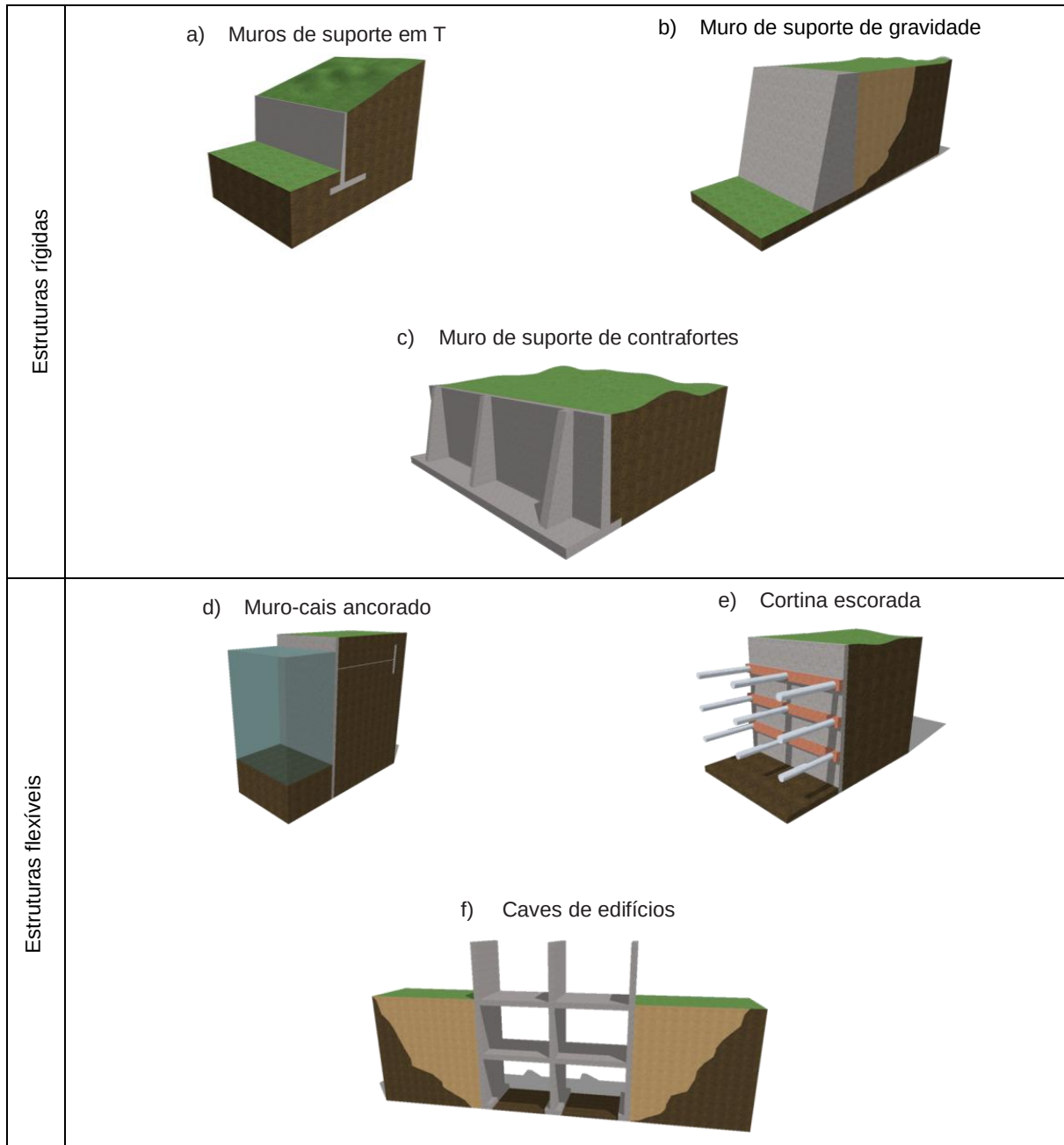


Figura 5.1 - Exemplos de estruturas de retenção de maciços terrosos.

5.1.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

O colapso de estruturas de retenção pode suceder de diversos modos como ilustra a Figura 5.2.

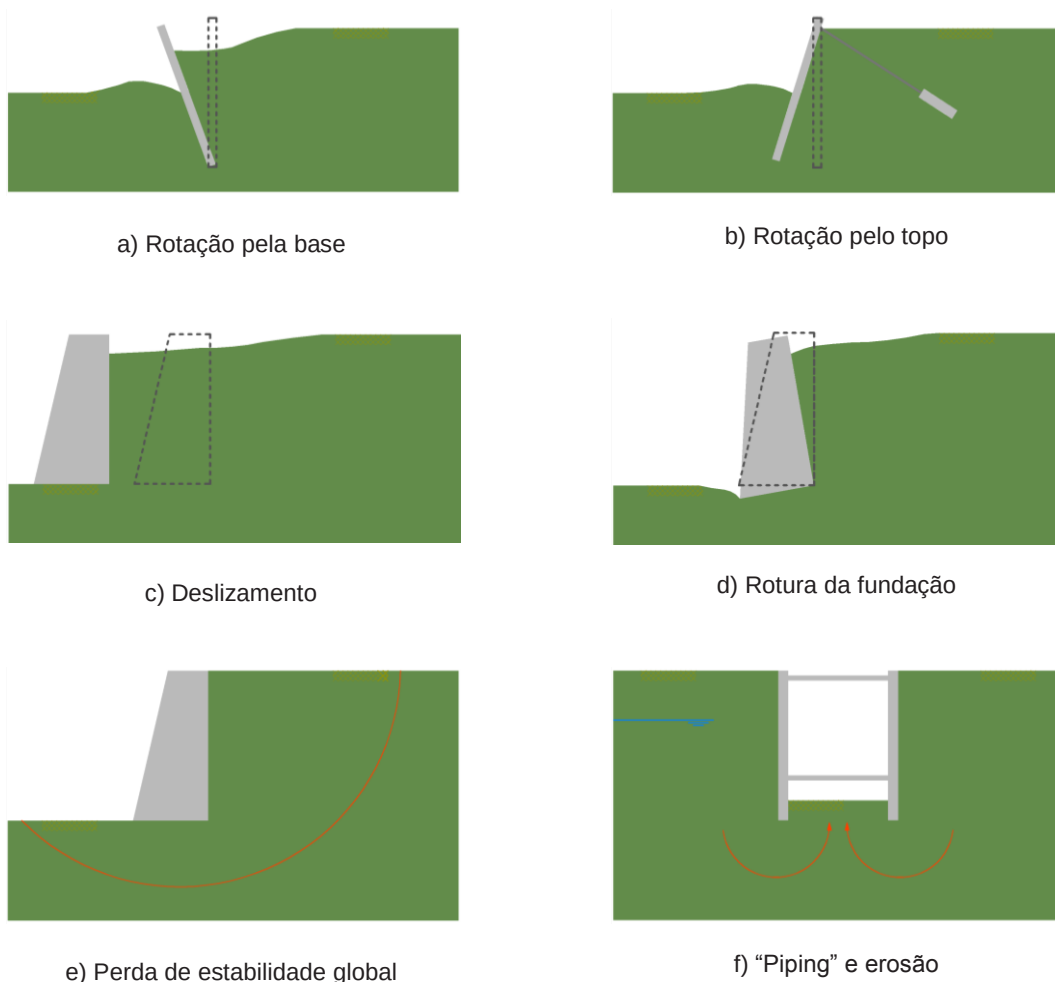


Figura 5.2 - Modos de colapso de estruturas de contenção.

No caso concreto de estruturas de contenção (rígidas) de maciços terrosos a interacção solo-estrutura conduz a uma transmissão de forças com direcção predominantemente horizontal, a qual origina uma pressão de configuração triangular, cuja resultante se designa vulgarmente por impulso.

O foco deste capítulo centra-se na formação das designadas cunhas de rotura, que derivam do estado de equilíbrio limite instalado no solo – Estado Activo ou Estado Passivo. Para uma melhor compreensão deste tipo de rotura nos pontos seguintes são expostos vários conceitos necessários ao entendimento deste tipo de colapso.

5.1.3 COEFICIENTES DE IMPULSO

O valor da pressão lateral exercida pelo solo está directamente relacionado com o peso das terras na altura da estrutura de retenção considerada, mais concretamente, com a tensão efectiva. Esta relação é estabelecida através de um coeficiente k denominado por Coeficiente de Impulso.

$$k = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5.1)$$

sendo σ'_v a tensão efectiva vertical e σ'_h a tensão efectiva horizontal.

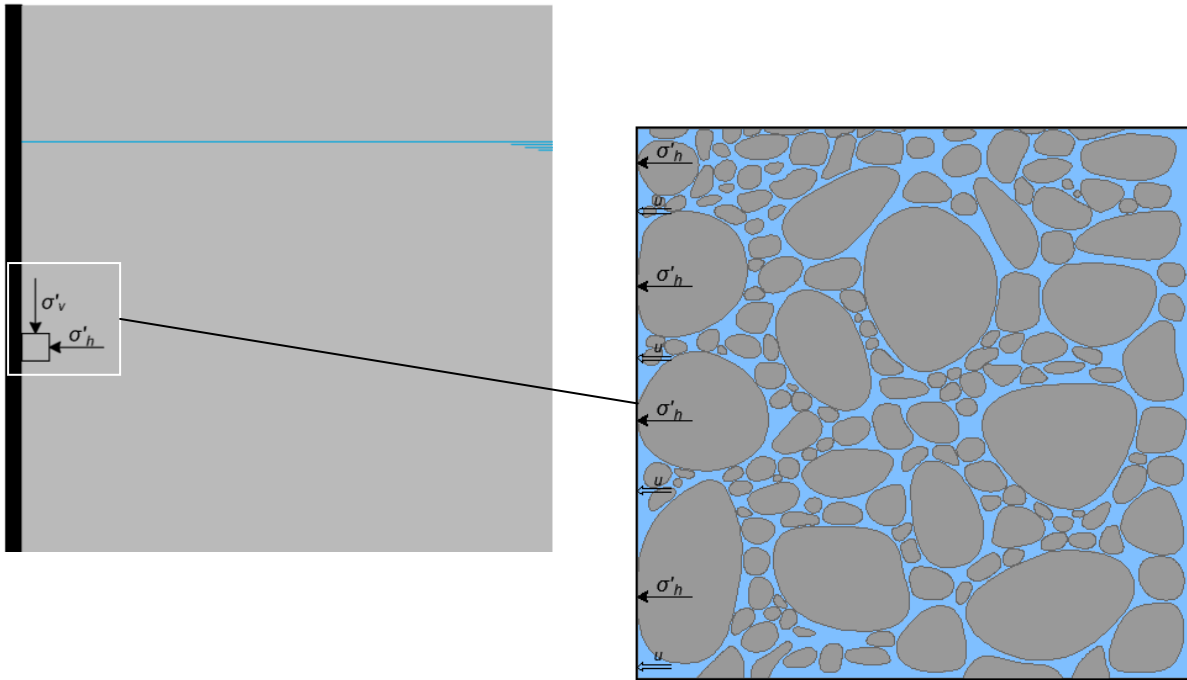


Figura 5.3 - Pressão lateral aplicada numa estrutura de contenção (adaptado de [10]).

5.1.3.1 Coeficiente de impulso em repouso

Considere-se um elemento de solo em contacto com uma cortina de retenção com o movimento restringido, admitindo ainda que esta foi instalada sem alterar o estado de tensão do solo. Nesta situação diz-se que o estado de tensão é de repouso e o correspondente coeficiente de impulso designa-se por coeficiente de impulso em repouso.

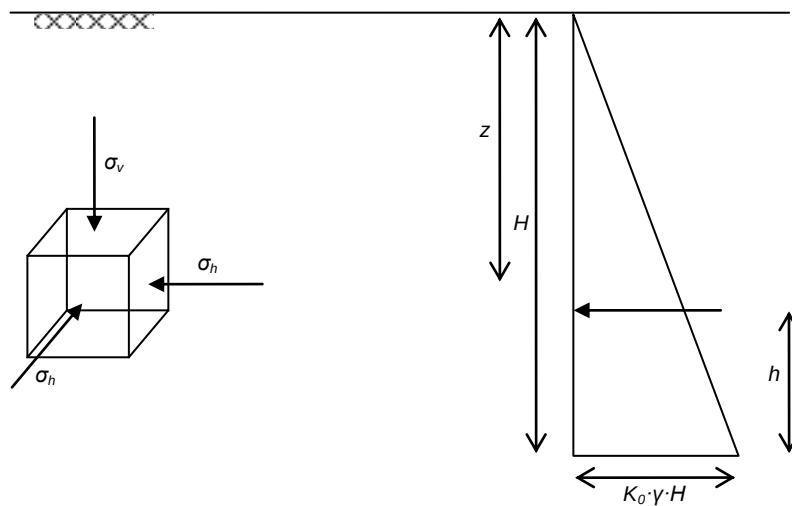


Figura 5.4 - Tensões actuantes num elemento de solo e distribuição de pressões ao longo da estrutura (adaptado de [21]).

Na Figura 5.4 estão representadas as tensões principais actuantes no elemento de solo destacado, assim como a distribuição das pressões ao longo da estrutura de contenção.

O solo, admitido como sendo um meio semi-infinito, homogéneo, elástico e isotrópico, deforma-se sobre a acção do seu peso próprio. No entanto, devido à extensão lateral infinita, está impedido de se deformar lateralmente e como tal as extensões ε_{h1} e ε_{h2} no estado de repouso são nulas.

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad (5.2)$$

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \cdot \gamma \cdot z \\ k_0 &= \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \\ \sigma'_h &= k_0 \cdot \gamma \cdot z \end{aligned} \quad (5.3)$$

5.1.3.2 Estados de equilíbrio limite. Coeficiente de impulso passivo e activo

Mais condicionantes no dimensionamento de estruturas de retenção são os designados Estados de Equilíbrio Limite, distinguindo-se dois estados de tensão derivados dessa condição de equilíbrio: Estado Limite Activo e Estado Limite Passivo.

Considerando, por exemplo, uma cortina de retenção que sustenta um maciço terroso de natureza puramente friccional e com superfície horizontal: neste caso o solo exerce uma pressão sobre a parede devido à sua propensão para deslizar lateralmente, procurando a sua configuração natural de acordo com o seu ângulo de atrito interno, provocando também o deslocamento do muro na direcção do escavado. O maciço para estes deslocamentos experimenta deformações de tracção e, uma vez que se admitem nulos o atrito e a adesão na superfície de contacto, não se mobilizam quaisquer tensões tangenciais entre a estrutura e o solo. Como tal, a superfície de deslizamento é rectilínea e apresenta a configuração da Figura 5.5 [22].

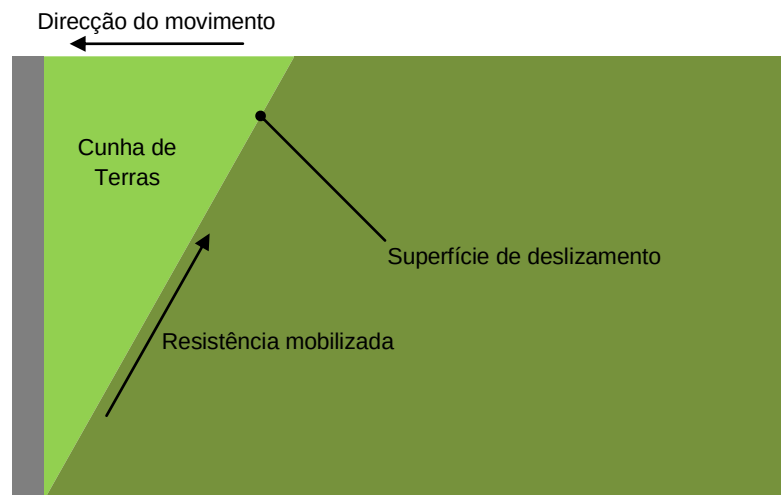


Figura 5.5 - Condições no caso activo (adaptado de [21]).

Neste caso, as tensões principais máxima e mínima serão as tensões vertical e horizontal, respectivamente, mantendo-se constante a primeira enquanto a segunda diminui progressivamente.

O solo, constituindo a sollicitação actuante, é considerado como estando activo, e daí a designação de impulso activo para a resultante das pressões actuantes no muro de suporte. O correspondente estado de tensão é também designado por estado de tensão activo.

O quociente entre a tensão efectiva horizontal no estado activo e a respectiva tensão efectiva vertical define-se como sendo o Coeficiente de Impulso Activo.

$$k_a = \frac{\sigma'_{h,a}}{\sigma'_{v,a}} \quad (5.4)$$

Imaginando agora que a mesma cortina, por alguma razão se movimenta em direcção ao solo. Neste caso é a cortina que se estabelece como sollicitação, ou seja, constitui o elemento actuante, e o solo a estrutura resistente, opondo-se ao movimento da primeira na sua direcção. A resultante da pressão gerada na interacção solo-estrutura designa-se por impulso passivo, cujo valor é consideravelmente maior que o do caso activo. Do mesmo modo, também o estado de tensão é designado por passivo [22].

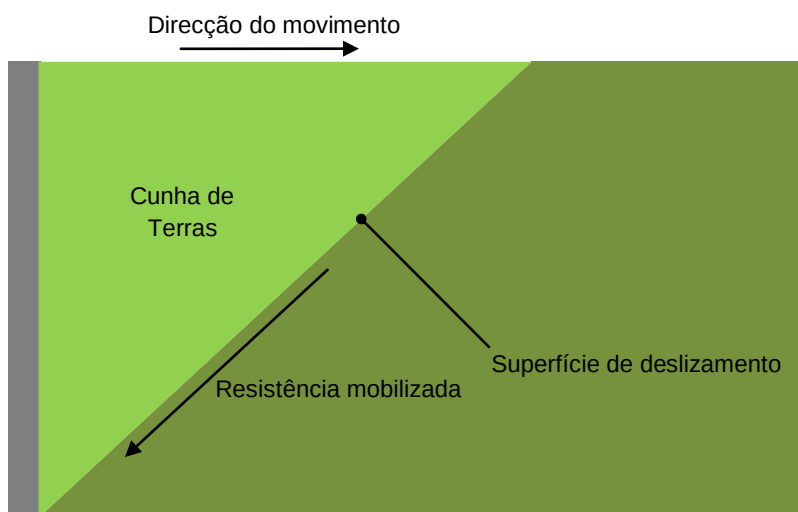


Figura 5.6 - Condições no caso passivo (adaptado de [21]).

Nesta situação a tensão principal máxima é a horizontal e, consequentemente, a tensão mínima principal é a vertical.

Define-se Coeficiente de Impulso Passivo como o quociente entre a tensão efectiva horizontal no estado passivo e a correspondente tensão efectiva vertical.

$$k_p = \frac{\sigma'_{h,p}}{\sigma'_{v,p}} \quad (5.5)$$

É ainda importante referir a diferença da grandeza dos deslocamentos para as duas situações atrás referidas. Para mobilizar o estado activo apenas será necessária uma deformação horizontal da ordem de 0,5%, enquanto que, para atingir o estado limite passivo, é necessária uma deformação da ordem

dos 2% (areias densas). Refere-se ainda que uma deformação, também da ordem de 0,5%, conduz à mobilização de metade da resistência passiva – Figura 5.7.

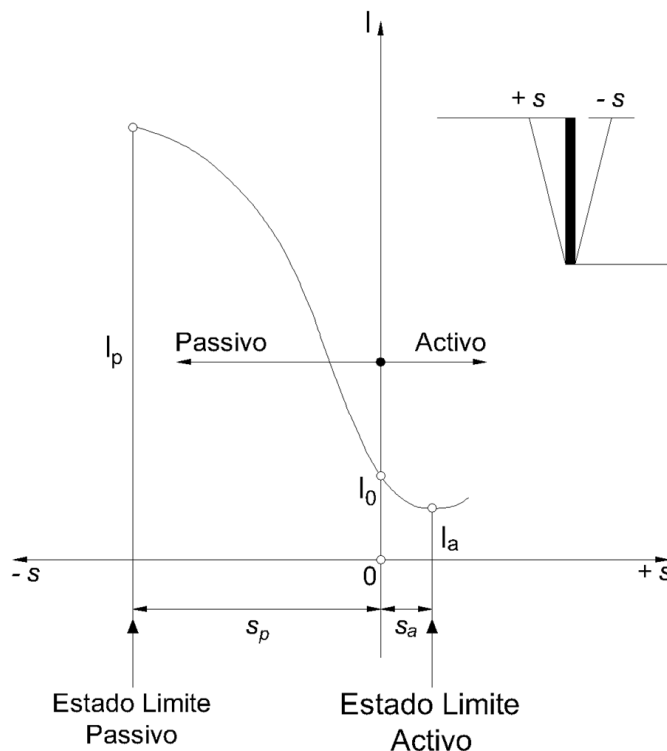


Figura 5.7 - Experiências de *Terzaghi* a propósito das deformações associadas aos estados activo e passivo (adaptado de [14]).

5.1.4 PRESSÕES LATERAIS

A grandeza das pressões laterais sempre foi de difícil determinação, constituindo um dos problemas mais antigos da engenharia civil. Na tentativa de estabelecer um processo de cálculo fiável para a obtenção das pressões laterais, e posteriormente estimar o impulso actuante sobre determinada estrutura, várias teorias foram desenvolvidas, das quais duas se destacam, concretamente, a de *Rankine* e a de *Coulomb*.

5.1.4.1 Teoria de Rankine [14]

Em 1857, *Rankine* desenvolveu a sua teoria para a determinação das pressões laterais com base nos seguintes pressupostos:

- o maciço é de natureza puramente friccional (coesão nula), semi-infinito e homogéneo;
- a superfície do terreno (terrapleno) é horizontal;
- o paramento é vertical e rígido;
- é nulo o atrito entre o solo e o paramento.

Respeitando os pontos referidos, e sabendo que o Método de *Rankine* tem a sua base no Teorema da Região Inferior¹, a solução obtida por este processo (P_{Ri}), será sempre inferior à solicitação correspondente à carga limite exacta (P_u).

$$P_{Ri} \leq P_u \quad (5.6)$$

As soluções baseadas neste teorema designam-se soluções estáticas incompletas.

5.1.4.2 Equilíbrio Plástico: Estado activo e passivo de Rankine [3]

Diz-se que um maciço terroso está em equilíbrio plástico se todos os pontos constituintes do maciço em questão estiverem na iminência de entrar em rotura. Este estado é comumente designado como “estado geral de equilíbrio plástico” e ocorre muito raramente, estando associado, por exemplo, à actuação de forças tectónicas. Mais usual é a rotura de apenas uma parcela do maciço terroso, como no caso de cortinas de retenção, cujo solo em contacto com a estrutura forma uma cunha de solo em equilíbrio plástico. Esta situação é denominada como “estado local de equilíbrio plástico”.

Admitindo por simplicidade que o nível freático é profundo, ou seja, sendo nulas as pressões neutras, temos que as tensões totais e as efectivas são idênticas.

Considerando um elemento de solo localizado a uma profundidade z , de peso volúmico γ . A tensão vertical (σ'_v) na face horizontal deste elemento assume o valor de $\gamma \cdot z$ e a tensão horizontal (σ'_h), admitindo o estado de repouso, vale $k_0 \cdot \sigma'_v$. O elemento em estudo, sobre estas condições, diz-se que está em equilíbrio elástico – Figura 5.4.

Esta situação de equilíbrio pode ser facilmente alterada, quer através do deslocamento da massa de solo, como através da sua deformação. Como se referiu anteriormente (Figuras 5.5 e 5.6), dependendo do tipo de solicitação/deslocamento que se aplica ao maciço terroso, existem dois estados de equilíbrio limite possíveis, designadamente, o Activo e o Passivo. Atingindo-se a capacidade resistente do maciço, a partir da qual não se verifica o aumento da tensão, mas sim um aumento da deformação do mesmo, diz-se que este entrou em equilíbrio plástico e que o colapso está iminente. À luz das hipóteses da Teoria de *Rankine*, as duas situações possíveis, são vulgarmente designadas por Estado Limite Activo de *Rankine* e Estado Limite Passivo de *Rankine*.

Através dos respectivos círculos de *Mohr* (Figura 5.8, círculos II e III), é possível obter para cada situação a inclinação das superfícies de rotura.

¹ O Teorema da Região Inferior postula que: dados um corpo e uma solicitação (P_{Ri}), se é possível atribuir ao corpo uma distribuição de tensões que equilibre a solicitação sem que em ponto algum seja violado o critério de cedência do material que constitui o corpo, este não sofre colapso.

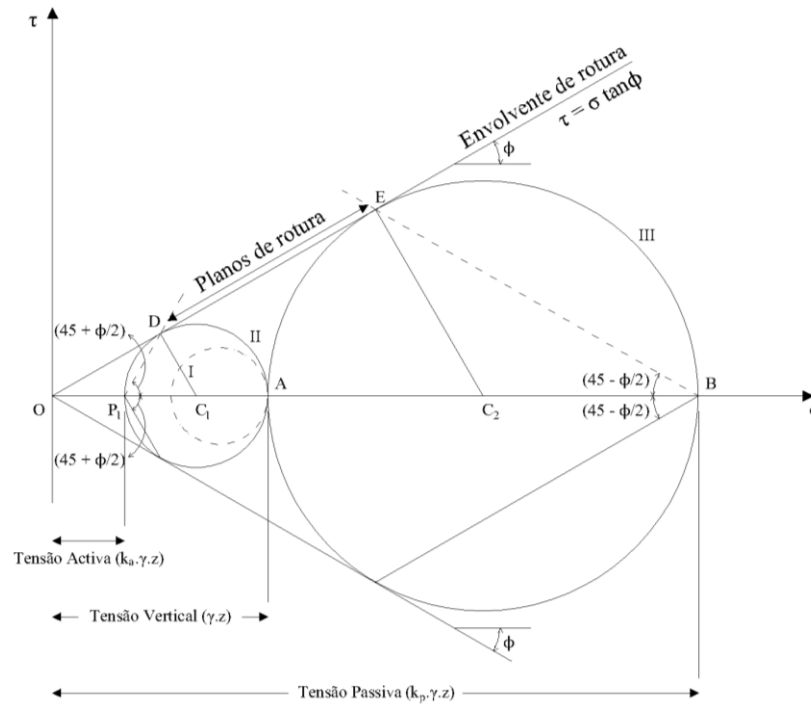


Figura 5.8 - Círculo de Mohr (Adaptado de [21]).

No caso activo:

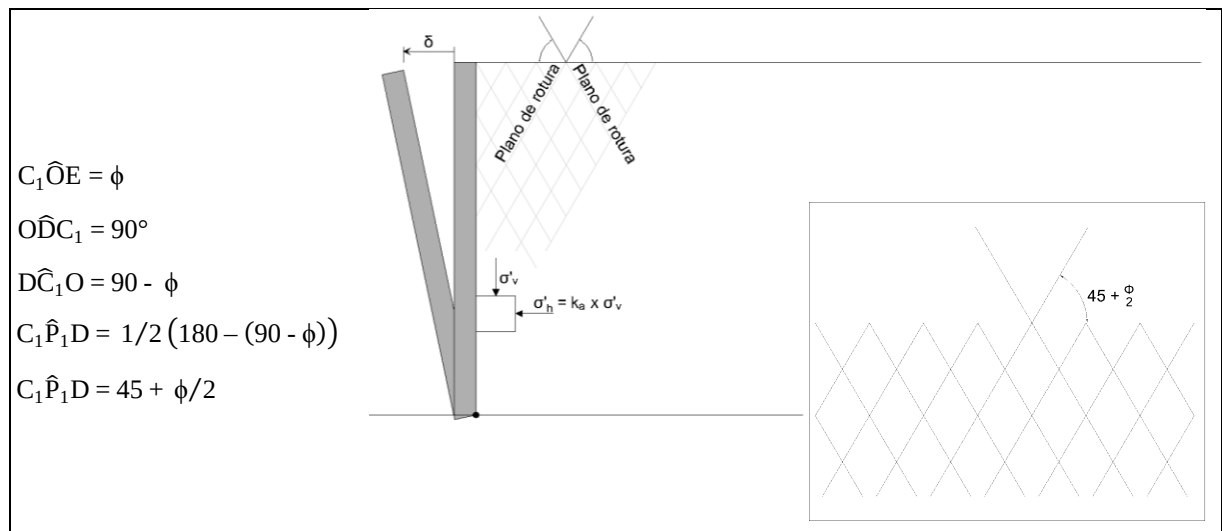


Figura 5.9 - Inclinação das superfícies de rotura, para o caso activo (adaptado de [15]).

No caso passivo:

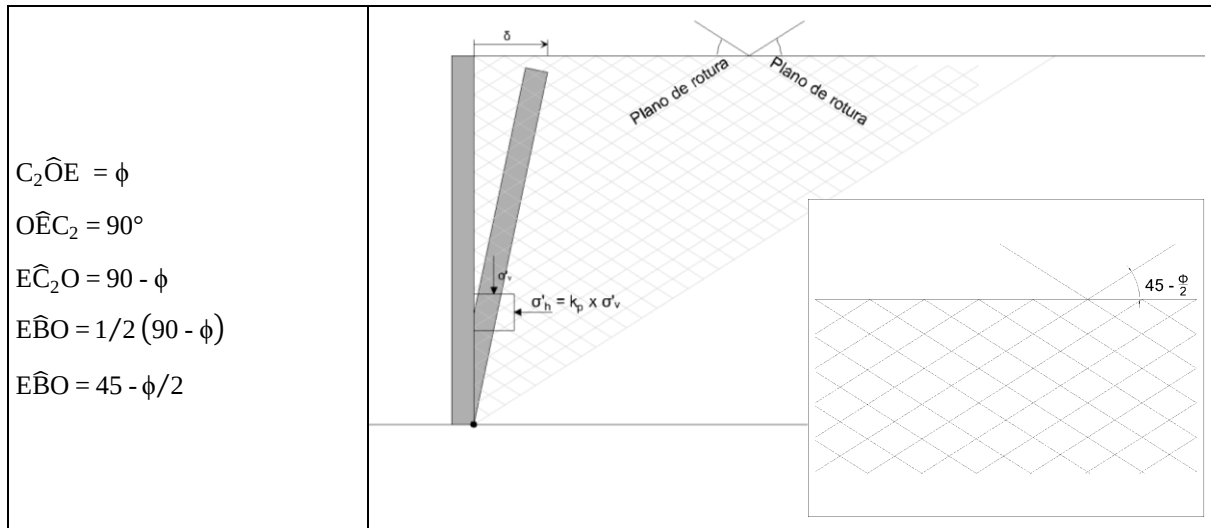


Figura 5.10 - Inclinação das superfícies de rotura, para o caso passivo (adaptado de [15]).

5.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

A caixa que constitui a base do protótipo, como já foi referido previamente, foi também usada na realização de outras experiências, reservando-se para este capítulo a sua descrição mas pormenorizada, nomeadamente as especificações das dimensões e dos materiais utilizados. Na Figura 5.11 ilustra-se um esquema geral do equipamento base do ensaio a realizar

Nos pontos seguintes são apresentados algumas considerações gerais sobre o protótipo desenvolvido, dentro das quais se refere a existência de equipamentos semelhantes e posteriormente é explicada a construção e os materiais envolvidos.

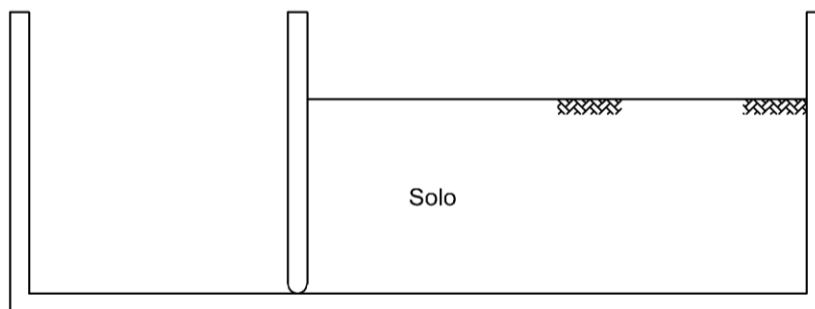
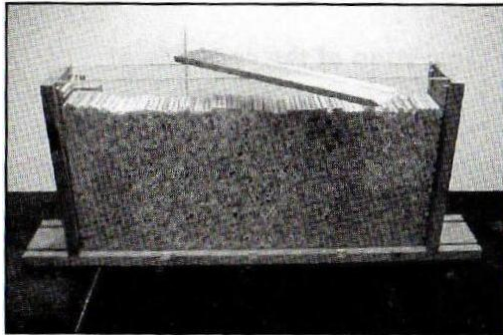


Figura 5.11 - Esquema da experiência.

5.2.1 EQUIPAMENTOS EXISTENTES DE CARACTERÍSTICAS SEMELHANTES

Uma pesquisa por equipamentos semelhantes permitiu encontrar uma experiência de características análogas à que se pretende desenvolver. Na Figura 5.12 estão sintetizadas os materiais, as dimensões e apresenta-se ainda uma foto do equipamento.



Dimensões	Comprimento:	45 cm
	Largura:	≈ 10 cm
	Altura:	30 cm
Materiais	Cilindros de madeira de secção reduzida;	
	Caixa de madeira e acrílico;	
	Madeira.	

Figura 5.12 - Equipamento de características semelhantes [9].

O equipamento construído é semelhante ao descrito anteriormente, com pequenas variações ao nível construtivo, concretamente, dimensões e materiais empregados, e do mecanismo de rotação.

5.2.2 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO

5.2.2.1 Aspectos construtivos

As dimensões do protótipo foram estabelecidas de modo a facilitar o visionamento da formação das cunhas de rotura, em toda a sua extensão, e ainda permitir a rápida preparação da experiência. Sendo assim, as dimensões exteriores adoptadas foram: 43,0×16,0×16,0 cm. A nível construtivo, o equipamento desenvolvido é constituído por uma caixa em madeira e vidro, com um sistema de rotação da cortina, construído com o intuito de impedir que o material que preenche a caixa, ocupe o espaço destinado a permitir a rotação da mesma – Figura 5.13.

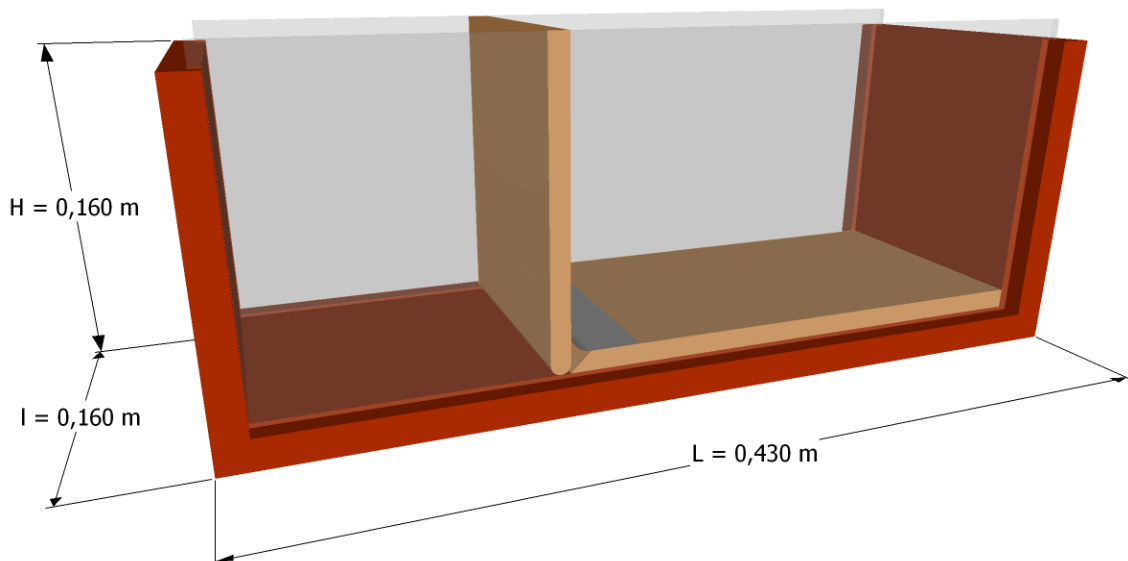


Figura 5.13 - Esquema do protótipo construído.

Com dimensões interiores de $40,0 \times 13,0 \times 13,5$ cm, a caixa construída pode conter um volume de cerca 7,5 litros.

O sistema de retenção do material desenvolvido para impedir o bloqueio da cortina, foi conseguido com a aplicação de uma folha de borracha colada à base, colocando-se a cortina no espaço como ilustra a Figura 5.14. Essa base foi desenhada para permitir a fácil rotação da cortina, tentando evitar qualquer movimento de translação que pudesse influenciar a formação das cunhas de rotura – Figura 5.14.

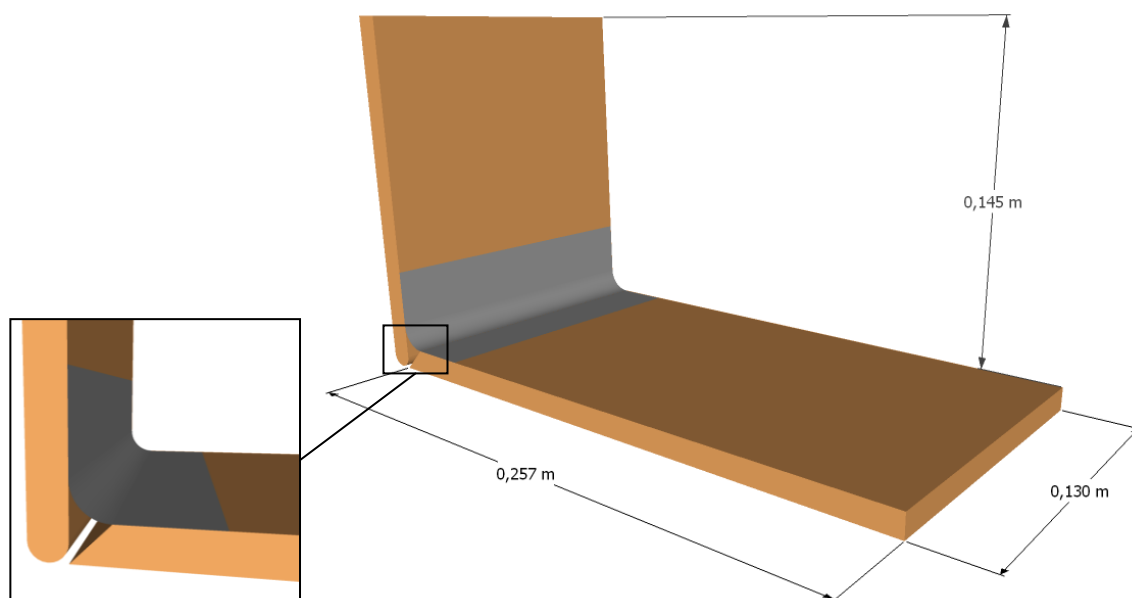


Figura 5.14 - Sistema de rotação implementado.

A posição do ponto de rotação da cortina também foi definida de forma cuidadosa, tendo em conta os diferentes ângulos das cunhas activa e passiva. Esta última foi a condicionante no posicionamento da cortina, decidindo-se colocar esse ponto a um terço do comprimento base, deixando comprimento suficiente para a definição da cunha passiva.

Uma característica deste pequeno protótipo reside na sua natureza modular: constituído por três placas de madeira (laterais e base) e duas lâminas de vidro (face posterior e anterior) que encaixam em ranhuras existentes nas primeiras, torna fácil o seu transporte e montagem. Salienta-se ainda a existência de uma graduação na aresta superior da lâmina de vidro frontal, que permite obter uma estimativa do deslocamento imposto durante o ensaio.

5.2.2.2 Estado final do protótipo

Discutidos os aspectos construtivos, nas figuras seguintes é possível contemplar o aspecto final do equipamento desenvolvido – Figura 5.15.



Figura 5.15 - Vista frontal do equipamento (em cima) e a três quartos (em baixo).

Na Figura 5.16 é apresentada a concretização do sistema de rotação.



Figura 5.16 - Pormenor do sistema de rotação.

5.2.3 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA

De execução e preparação bastante elementar, a experiência preparada envolve as seguintes etapas:

- Colocação da base de rotação no fundo da caixa;
- Instalação da cortina;
- Preenchimento da caixa do lado com maior comprimento livre, com o material que irá simular o solo;
- Rotação da cortina em direcção ao solo, para observar a formação da cunha passiva;
- Rotação da cortina em direcção à parte vazia, para observar a formação da cunha activa;

5.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL

Nos pontos seguintes são sintetizadas as propriedades do material utilizado na simulação do solo, é descrita a experiência realizada, apresentando-se os resultados obtidos e sua comparação com a solução teórica de *Rankine* de acordo com o ângulo de atrito do material eleito.

5.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No processo de ensaio da cortina de retenção definiu-se a altura de material de enchimento de acordo com o ângulo de atrito do mesmo, pretendo-se a visualização da extensão total das cunhas de rotura, constituindo a decorrente do estado passivo, a maior condicionante na atribuição de uma altura máxima de material. O esquema geral do ensaio está representado na Figura 5.17.

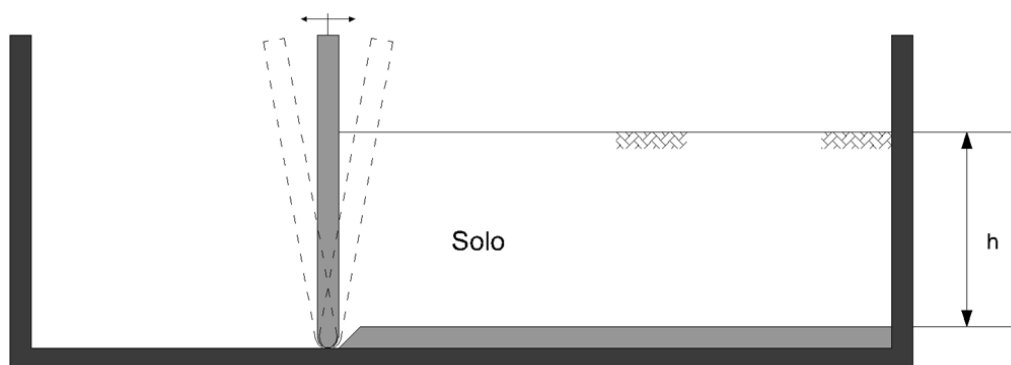


Figura 5.17 - Esquema geral do ensaio realizado.

O material escolhido é descrito na secção 5.3.2, sendo de notar que se pretendeu que o mesmo permitisse uma fácil e directa visualização do fenómeno em estudo.

5.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Com base no equipamento de características semelhantes encontrado, e no material utilizado nesse ensaio, na experiência corrente também se usaram pequenos cilindros de madeira para simular o solo. No quadro seguinte estão patentes as propriedades que mais influenciam o desempenho do material na execução da experiência.

Quadro 5.1 - Características do material utilizado na simulação.

Cilindros de madeira		
Tipo de madeira	Balsa	
Dimensões	Diâmetro (mm)	2
	Comp. (m)	0,13
Ângulo de atrito (°)	26	
Peso volúmico (kN/m³)	1,4	



O ângulo de atrito foi estimado de um modo expedito. Com base na estrutura do equipamento desenvolvido para esta experiência, colocou-se a cortina a meio da caixa e encheu-se metade com os cilindros. De seguida retirou-se a mesma, deixando que o material se acomodasse naturalmente, medindo no final o ângulo de talude natural que assegura o equilíbrio.

Quadro 5.2 - Determinação do ângulo de atrito.

1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio	4º ensaio	5º ensaio	6º ensaio
26	25	26	26	25	25

Assumiu-se o valor médio dos seis ensaios para o ângulo de atrito, designadamente 26°.

5.3.3 ENSAIO DA CORTINA DE RETENÇÃO

Após a preparação do equipamento procedeu-se ao ensaio da cortina com o material descrito - Figura 5.18.

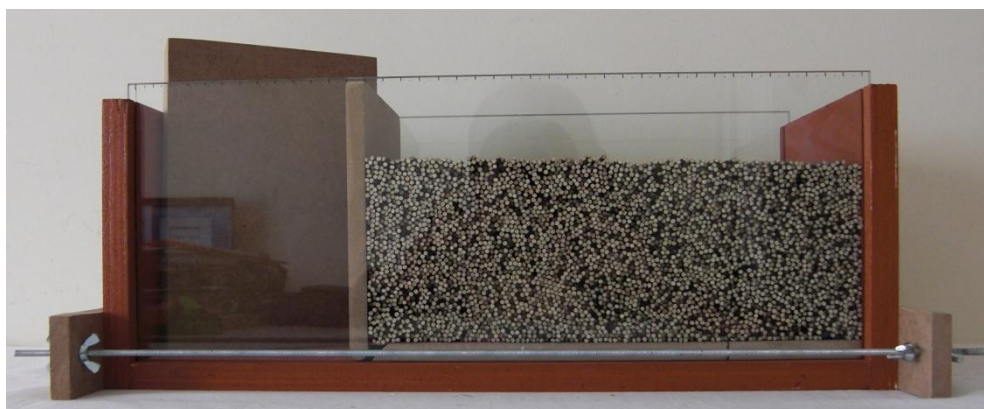
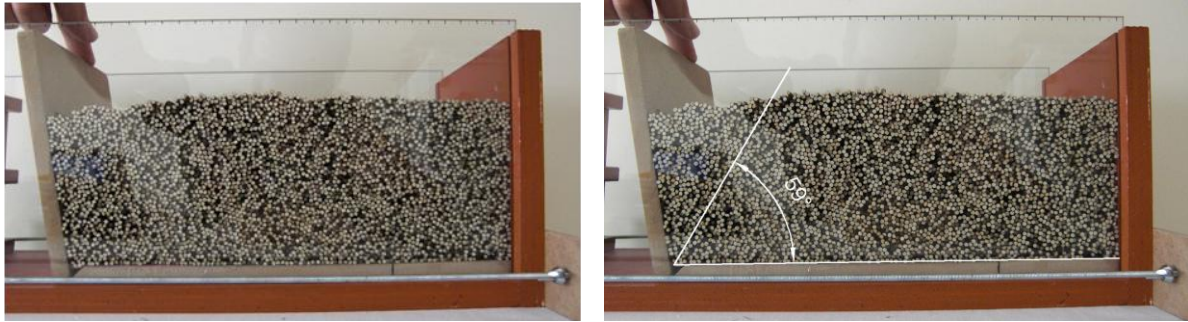


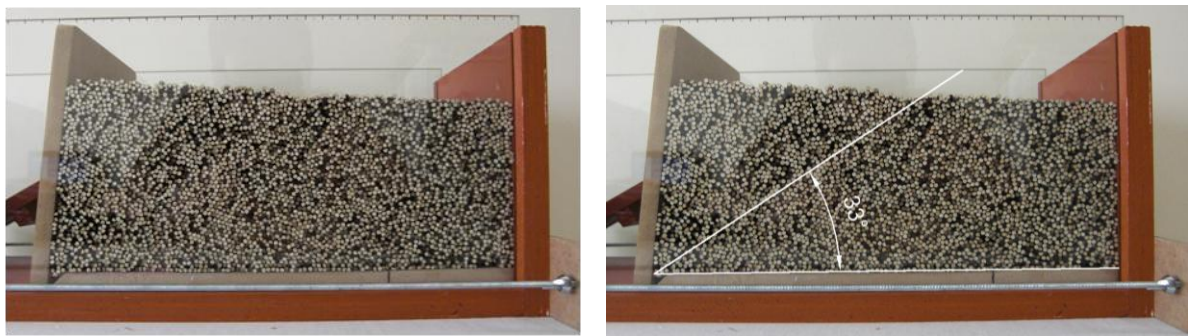
Figura 5.18 - Experiência preparada.

Preencheu-se a parte da caixa destinada à realização desta experiência com uma altura de material de 10 cm, procedendo-se de seguida à execução do ensaio.

Na Figura 5.19 estão então representados os dois ensaios executados, para o mesmo número de situações em estudo: cunha activa (Figura a)) e cunha passiva (Figura b)).



a) Cunha activa.



b) Cunha passiva.

Figura 5.19 - Ensaios realizados.

Como se pode constatar nas figuras anteriores, a visualização das cunhas sem o auxílio das linhas de guia é algo difícil. Apenas o visionamento dos vídeos, a partir dos quais foram retiradas as imagens, permite a correcta percepção do fenómeno, deixando-se o registo das inclinações alcançadas para as cunhas instáveis.

No caso activo alcançou-se uma inclinação de 59° , e para o caso passivo de aproximadamente 33° . Ambas as soluções são coincidentes com as soluções teóricas de *Rankine*:

$$\begin{array}{ll} \varphi = 26^\circ & \\ \text{Caso Passivo} & \text{inclinação} = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} = 32^\circ \end{array} \quad (5.7)$$

$$\begin{array}{ll} \varphi = 26^\circ & \\ \text{Caso Activo} & \text{inclinação} = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 58^\circ \end{array} \quad (5.8)$$

Esta concordância entre as duas soluções, permite validar experimentalmente o equipamento desenvolvido, devendo-se ponderar no entanto, a utilização de diferentes materiais para a execução da

do ensaio, propondo-se para um primeiro progresso a utilização de cilindros diferentes, com um diâmetro superior face aos utilizados.

5.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

Realizados os ensaios no equipamento experimental procedeu-se à construção de um modelo numérico capaz de simular fielmente o fenómeno em estudo. No Capítulo 3 introduziram-se os conceitos fundamentais do método dos elementos finitos, inerentes a qualquer estudo apoiado nesse processo numérico de análise, podendo agora apreciar-se uma aplicação prática dos mesmos.

A modelação numérica, via Método dos Elementos Finitos, assim como todo o processo de análise, foram executados por intermédio do programa *Plaxis*.

Para esta experiência, efectuou-se também uma análise através do Método de Equilíbrio Limite, apoiada no programa de cálculo *LimiteState Geo*.

5.4.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Um primeiro modelo de teste, executado com as características mecânicas reais dos materiais utilizados experimentalmente (Quadro 5.1), conduziu a resultados sem qualquer sentido, nos quais, por maior que fosse o deslocamento imposto não se observava a formação de qualquer superfície de rotura. Na tentativa de se obter um ponto de comparação para com o ensaio realizado, procedeu-se à alteração do material utilizado no modelo numérico para uma areia, definindo-se para este um ângulo de atrito interno idêntico ao dos cilindros (no Quadro 5.3 apresentam-se as restantes propriedades dessa areia), pretendendo obter resultados passíveis de serem confrontados com os alcançados por via experimental.

5.4.1.1 Modelo numérico

Na Figura 5.20 está representada a geometria do problema em estudo que foi introduzida no programa e a malha de elementos finitos gerada. A malha é constituída por 1375 elementos triangulares de 16 nós.

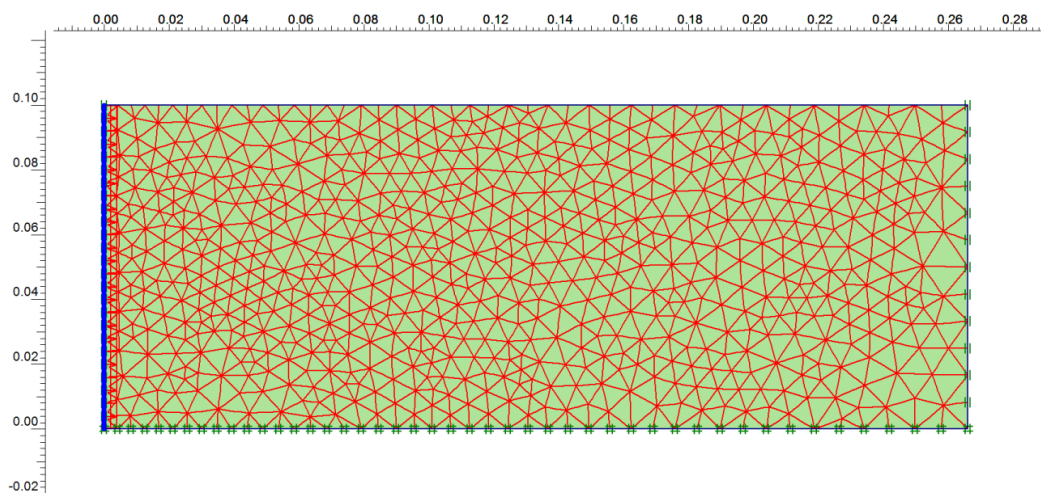


Figura 5.20 - Malha de elementos finitos e condições de fronteira.

Tal como na execução do modelo experimental, também aqui se executaram os dois estudos relativos à cunha activa e passiva, separadamente. Para cada uma das situações os deslocamentos impostos apresentam-se na Figura 5.21.

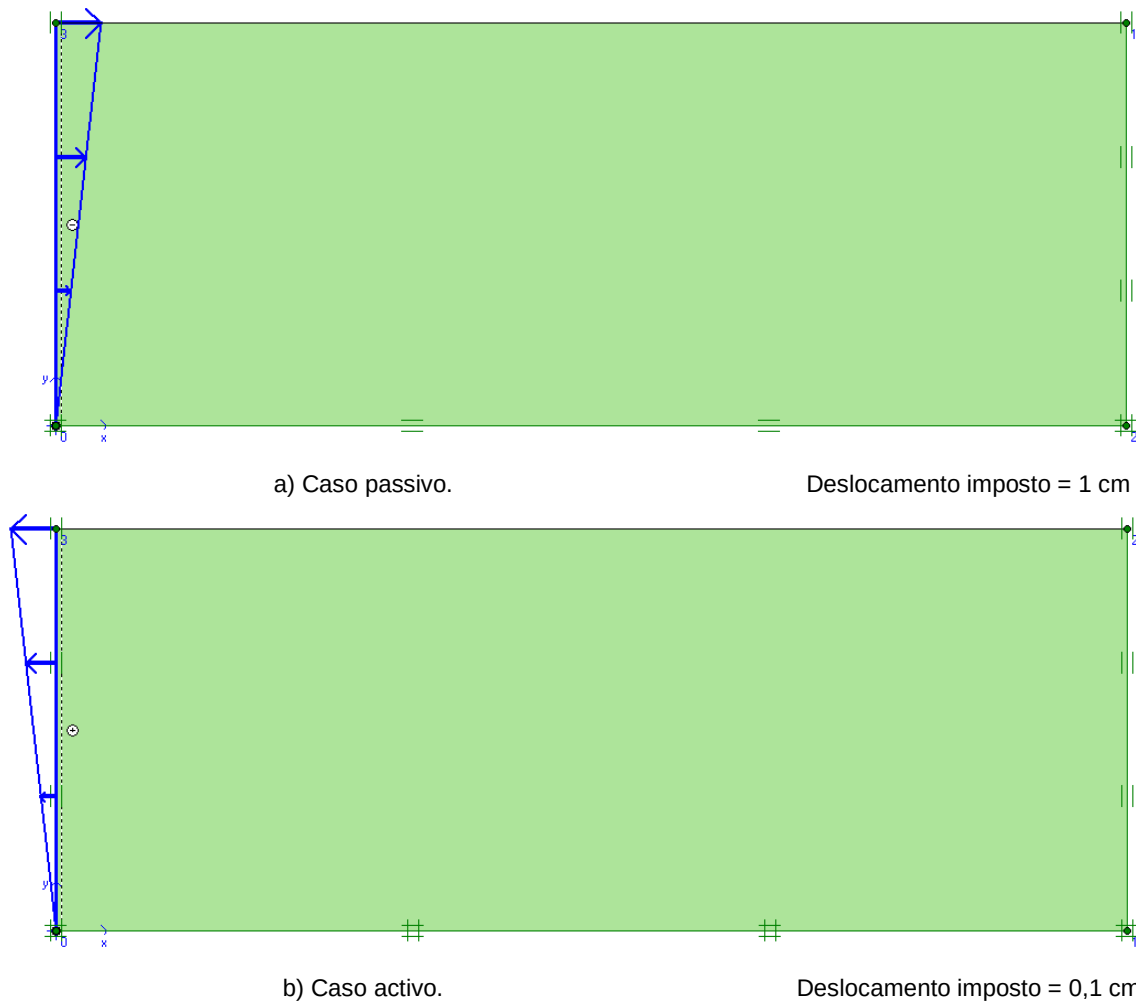


Figura 5.21 - Deslocamentos impostos.

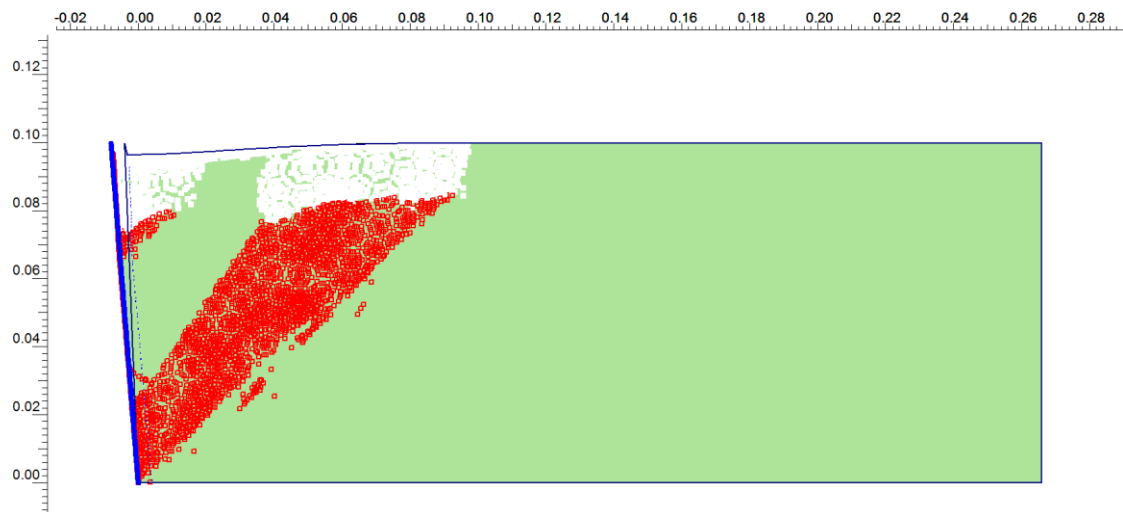
No Quadro 5.6 estão sintetizadas as propriedades geomecânicas do solo, das quais se destaca o ângulo de atrito, igual ao determinado anteriormente para os cilindros de madeira. Esta variável teria de ser necessariamente idêntica à que caracteriza o material eleito para simular o solo, pois só assim seria possível realizar um estudo comparativo entre as duas modelações, experimental e numérica.

Quadro 5.3 - Propriedades geomecânicas do solo.

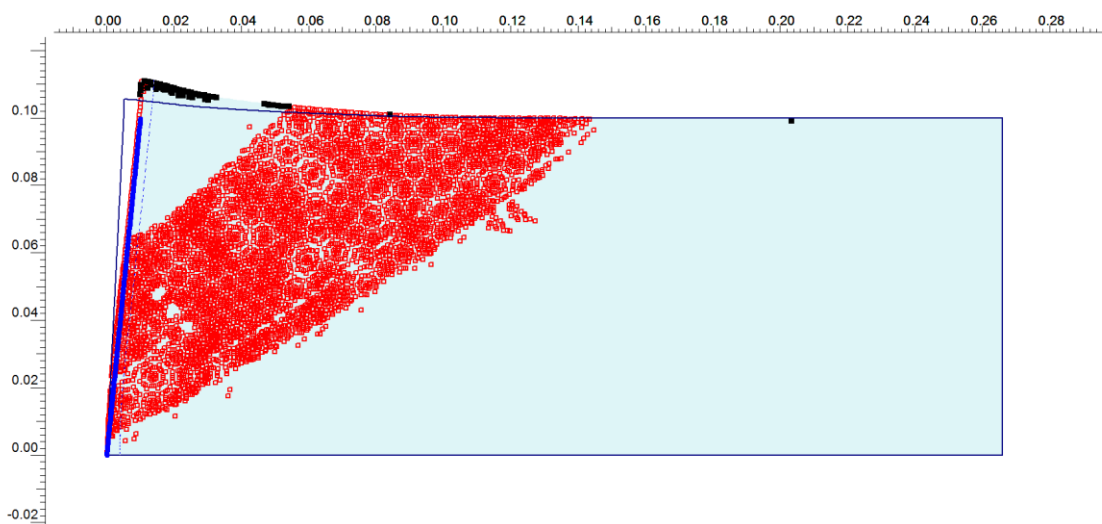
γ (kN/m ³)	20
ν	0,3
E (kN/m ²)	13000
Φ (°)	26
c (kN/m ²)	0

5.4.1.2 Resultados obtidos

Estabelecida a geometria do modelo, as condições fronteira e o deslocamento necessário para atingir os estados de equilíbrios limite, executou-se o programa, obtendo os seguintes resultados:



a) Cunha activa.



b) Cunha passiva.

Figura 5.22 - Pontos onde se atingiu a rotura.

Na Figura 5.22 é possível observar a formação das cunhas activa e passiva, denotando-se uma clara tendência no declive da superfície de deslizamento. Com o auxílio de um programa de desenho assistido, procedeu-se à determinação da inclinação de cada uma dessas superfícies, alcançando os seguintes valores:

- Cunha activa = 50°
- Cunha passiva = 33°

5.4.2 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

5.4.2.1 Modelo de cálculo

A geometria do modelo criado para o cálculo, através do Método de Equilíbrio Limite, abrange toda a estrutura do equipamento construído, preenchendo-se ambos os lados da cortina com o material. Devido às condicionantes do programa utilizado, em vez de um movimento rotacional, a solicitação imposta, consistiu numa força aplicada numa extensão da cortina acima da superfície do solo, que se criou com esse intuito – Figura 5.23.

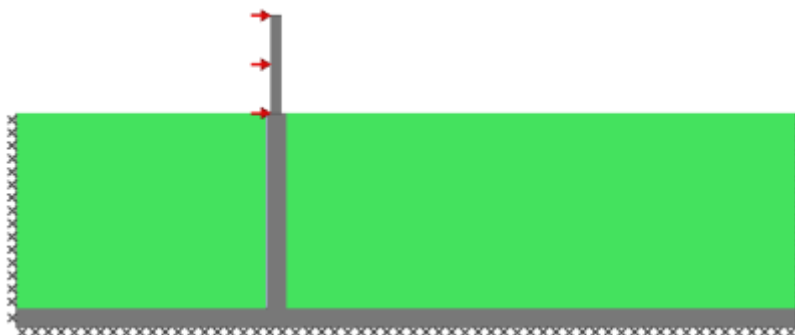


Figura 5.23 - Modelo de cálculo.

As propriedades geomecânicas atribuídas ao solo são as mesmas que estão descritas no Quadro 5.3.

5.4.2.2 Resultados Obtidos

Definido o modelo de cálculo correu-se o programa, obtendo-se o resultado exposto na Figura 5.24.

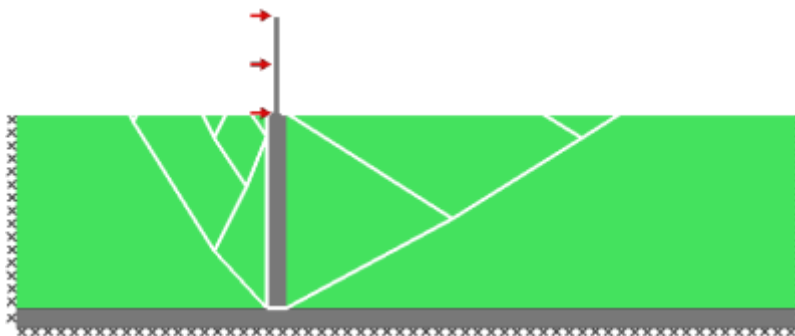


Figura 5.24 - Resultados obtidos.

Analisando as superfícies de ruptura obtidas, e determinando a inclinação das mesmas, alcançaram-se os seguintes valores:

- Cunha activa = 54°
- Cunha passiva = 30°

5.4.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Examinando os resultados obtidos pelos diversos métodos estudados, é possível tecer algumas considerações em relação aos mesmos: as inclinações obtidas para a cunha activa são bastantes coerentes, apresentando uma dispersão máxima de 3 graus; já em relação à situação passiva, verifica-se uma maior dispersão nos valores do declive determinado, concretamente 9 graus. No entanto esta divergência está associada à análise realizada numericamente, em que o material utilizado na simulação possui propriedades distintas face às reais, coincidindo apenas no ângulo de atrito. Consequentemente considera-se aceitável a existência desta diferença entre o valor obtido numericamente e o conseguido experimentalmente.

Quadro 5.4 - Resultados obtidos pelos diferentes métodos.

	<i>Rankine</i>	Experimental	MEF	MEL
Cunha activa	58°	59°	50°	54°
Cunha passiva	32°	33°	33°	30°

5.5 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO

A simulação deste fenómeno no protótipo decorreu sem problemas, demonstrando que o sistema de rotação construído foi eficaz na prevenção do bloqueio da cortina aquando do seu movimento. Como tal a implementação de um sistema idêntico foi prevista no projecto do equipamento final, descrevendo-se este, e outros, pormenores associados nos pontos seguintes desta secção.

5.5.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Construído e ensaiado o protótipo, definiram-se as características principais do equipamento definitivo. Este será constituído por dois componentes principais: uma caixa, que será a mesma que foi apresentada no Capítulo 4, experiência 2, tendo apenas o cuidado de, na eventualidade de se usar um material granular para a execução do ensaio, se vedar devidamente o furo presente na placa lateral; e um sistema de rotação, que permita a simulação duma cortina de contenção, permitindo o seu movimento rotacional, mas impedindo o translacional.

A escolha do acrílico como material para a concepção da caixa revelou-se novamente ser a ideal, uma vez que permite a clara visualização da formação das cunhas de rotura, passiva e activa.

Na Figura 5.25 está ilustrado novamente o esquema tridimensional da caixa que constitui a base do equipamento arquitectado.

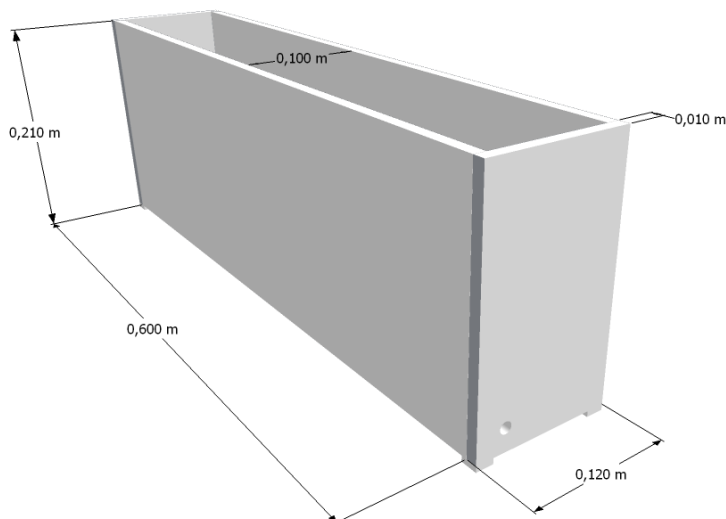


Figura 5.25 - Esquema da caixa em acrílico.

Tal como no protótipo, prevê-se a marcação de uma graduação na aresta superior de uma das placas de acrílico, para que durante o ensaio seja possível realizar uma estimativa do deslocamento imposto à cortina.

Ao contrário do que se efectuou para o protótipo, aqui o sistema de rotação será composto por duas placas em vez de uma, possibilitando o aproveitamento do volume total da caixa. Assim, poder-se-ia observar a formação das duas cunhas de rotura em simultâneo, ou proceder do modo definido para o protótipo. A sua configuração está ilustrada na Figura 5.26.

Construtivamente poderá ser executado em acrílico, evitando assim recorrer a mais que um material para a concepção de todo o equipamento.

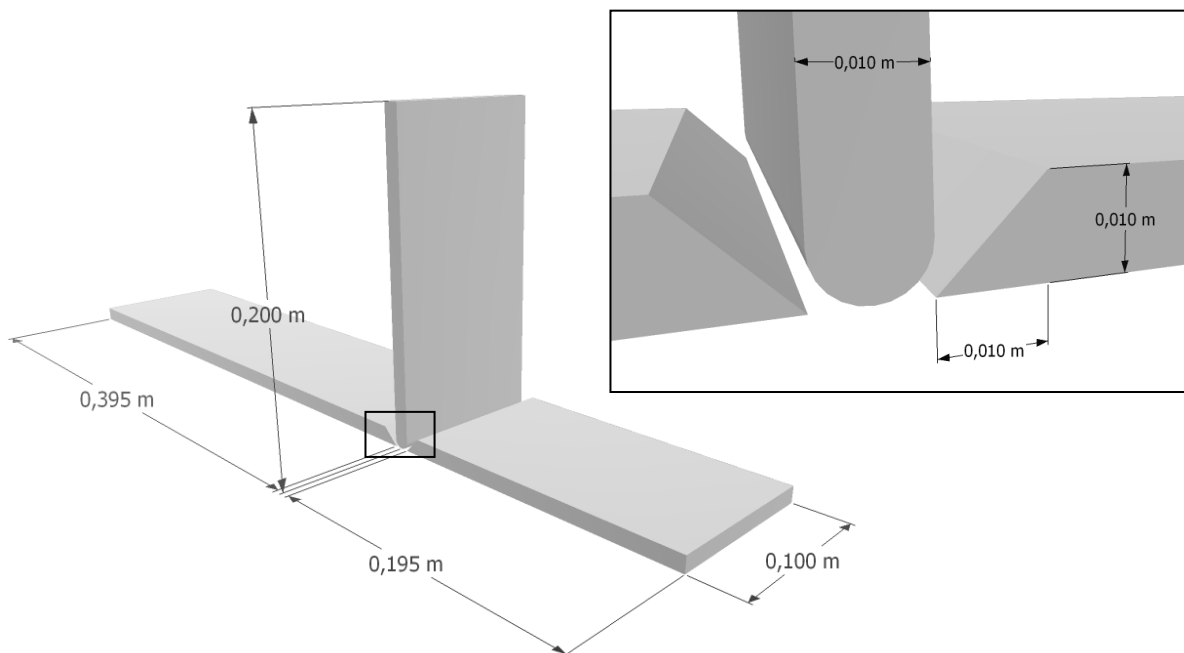


Figura 5.26 - Sistema de rotação: três componentes principais.

A protecção do encaixe da cortina deverá ser realizada com um sistema de folhas de borracha bastante fina, e preferencialmente com um ângulo de atrito semelhante ao do acrílico, para que não influenciem o resultado da experiência.

Estas serão dispostas sobre a abertura, sobrepondo-se num determinado comprimento de forma a tapar o espaço deixado livre pela união dos três componentes principais do mecanismo de rotação – Figura 5.27. Os comprimentos a sobrepor e os que fixam as folhas às placas da base podem ser definidos ao critério do utilizador, não devendo ser muito extensos, no caso do material apresentar uma rugosidade excessivamente superior ao que constitui as placas.

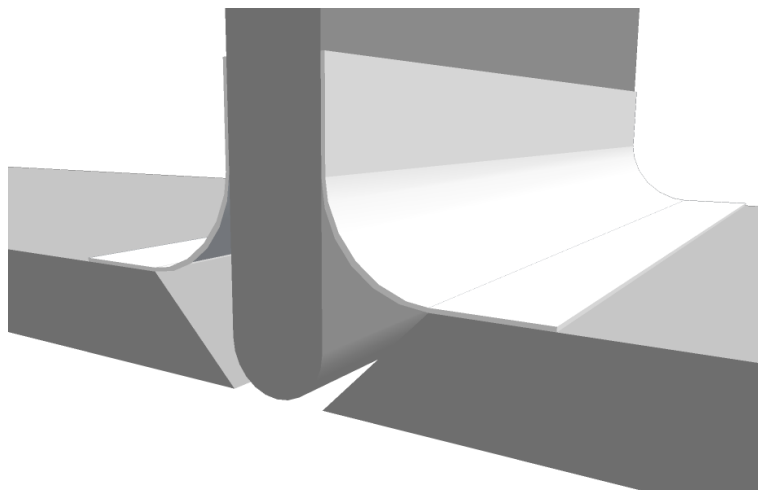


Figura 5.27 - Pormenor da protecção do sistema de retenção.

Este sistema de rotação como já referido foi baseado no que se construiu para o protótipo. A sua execução não deve levantar questões de maior, dado que é uma estrutura muito simples.

Uma outra opção para o desenvolvimento do método de rotação apresenta-se na Figura 5.28.

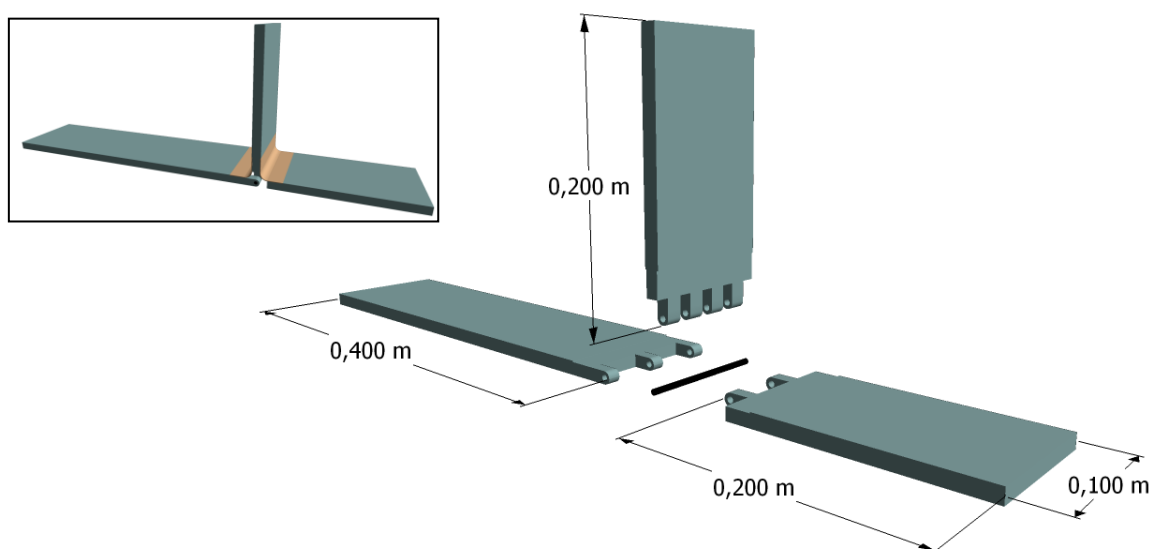


Figura 5.28 - Sistema de rotação: quatro componentes principais.

Esta segunda proposta já apresenta um nível de complexidade superior, mas crê-se que o desempenho compensaria o maior investimento. Constituído pelo mesmo número de placas que o anterior a principal diferença esta patente na configuração da ligação entre das mesmas – Figura 5.29.

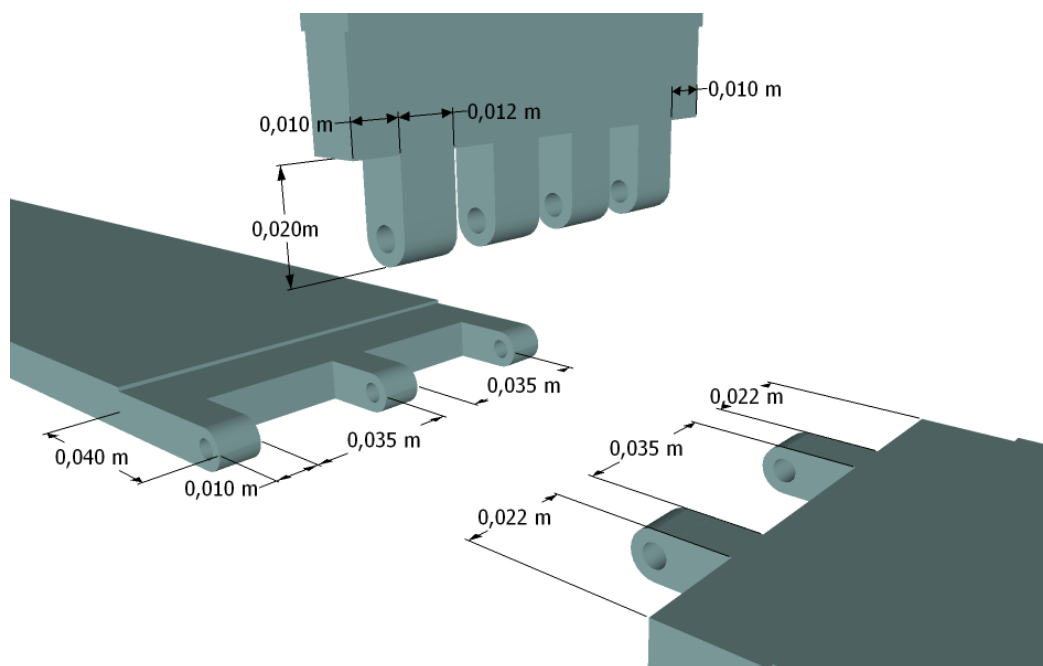


Figura 5.29 - Pormenor das placas constituintes do sistema rotacional.

Estas estariam ligadas através de um cilindro com 10 cm de comprimento e 1 cm de diâmetro, que encaixaria nos furos realizados para esse propósito, cujo diâmetro deve ser ligeiramente superior, cerca de 12 mm.

O sistema anti-bloqueio seguiria as linhas já definidas para o primeiro método explicado, apenas referindo que se definiram uns socacos com cerca de um milímetro, espaço esse reservado para a colocação das folhas de borracha – Figura 5.30.

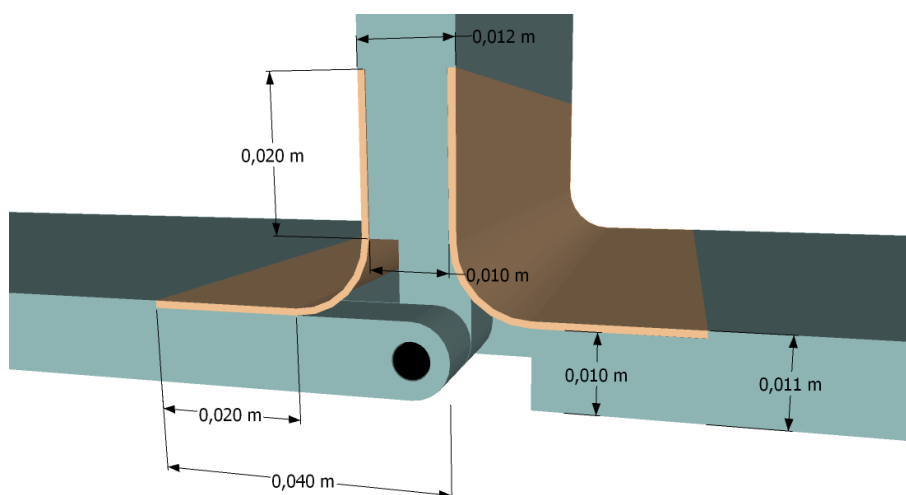


Figura 5.30 - Pormenor do sistema anti-bloqueio.

5.5.2 PROJECTO – ESTADO FINAL

Apresentados os aspectos fundamentais do projecto deste equipamento, mostra-se na Figura 5.31 o possível aspecto final do equipamento.

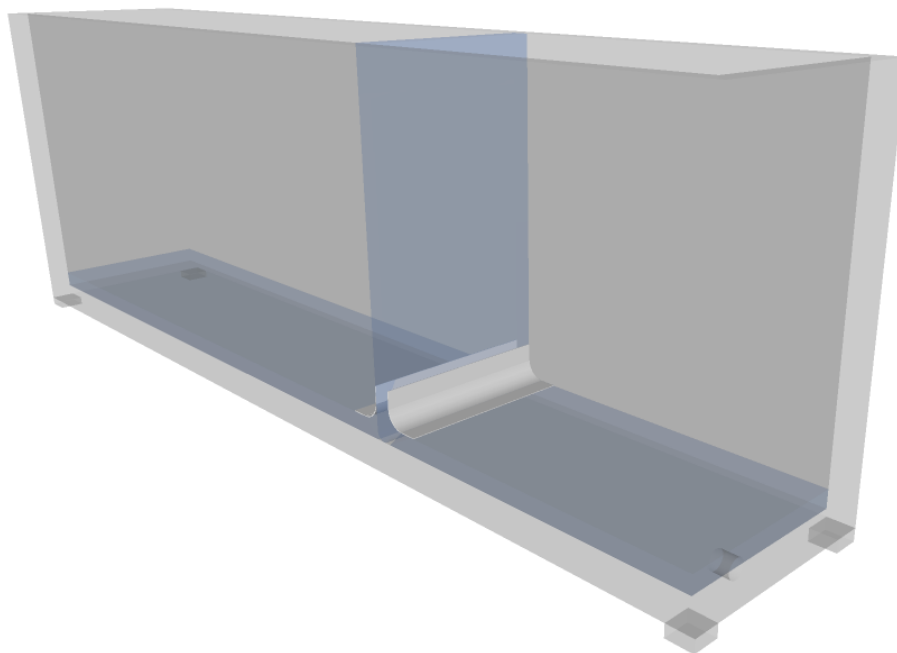


Figura 5.31 - Aspecto final do equipamento.

6

**ESTABILIDADE DE TALUDES:
DEPÓSITO DE VERTENTE**

A matéria relacionada com a estabilidade de taludes abrange inúmeras situações, cada uma com suas singularidades, tornando este tema algo extenso. No âmbito desta dissertação será dado especial destaque à estabilidade dos designados depósitos de vertente, não deixando de se fazer referência aos outros casos mais comuns. A experiência arquitectada pretende simular o deslize intermitente que se verifica neste tipo de instabilidade, tendo sido desenhada de um modo a permitir a percepção do que acontece a uma escala muito superior. De simples concretização, o equipamento desenvolvido será descrito nas secções seguintes, apoiado numa breve introdução, onde são explicados os conceitos teóricos inerentes a este tipo de instabilidade, assim como serão referidos os Métodos de Equilíbrio Limite utilizados em diversos estudos de estabilidade. Foi realizada uma simulação por elementos finitos da experiência desenvolvida, que foi complementada pela elaboração de um estudo analítico, envolvendo o equilíbrio das forças intervenientes na origem deste fenómeno, que é apresentado em secção própria.

6.1 TALUDES

Construídos pelo Homem, ou criados pela natureza, os taludes são uma presença constante na superfície terrestre. Necessários na construção de estradas, linhas ferroviárias e barragens, são elementos cujo correcto dimensionamento se revela de elevada importância, pois um possível colapso acarreta em muitos casos elevados prejuízos, quer sociais, quer económicos – Figura 6.1.



Figura 6.1 - Imagens da rotura de taludes [25] e [27].

O colapso de um talude envolve diversos factores, podendo ser motivado pela acção da gravidade; actuação de forças de percolação, pela erosão interna da estrutura do solo; ou escavação na base do talude. A rotura manifesta-se através do deslizamento de uma massa de solo, e pode ocorrer lenta ou subitamente.

O presente capítulo incidiu no desenvolvimento de um equipamento que possibilitasse a visualização do deslizamento de depósitos de vertente, uma situação que ocorre com relativa frequência na natureza. Nos pontos seguintes são introduzidos: a base teórica inerente ao fenómeno em estudo, as considerações adoptadas na construção do equipamento, a sua experimentação e comparação com um modelo numérico representativo.

6.1.1 TALUDES FINITOS E TALUDES INFINITOS

Uma das classificações dos taludes usualmente feita para facilitar a metodologia de análise dos problemas é a divisão dos taludes em finitos e infinitos.

Um talude diz-se infinito, quando as propriedades do maciço a determinada profundidade abaixo da respectiva superfície são aproximadamente constantes e quando a espessura do maciço que tende a experimentar escorregamento é pequena em relação ao desenvolvimento do próprio talude – Figura 6.2 [14].

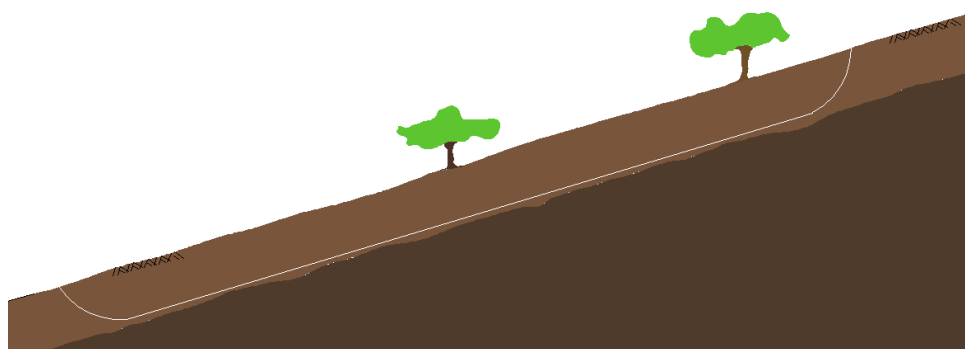


Figura 6.2 - Talude infinito (adaptado de [14]).

Quando a altura do talude, a base e o topo estão definidos, então o talude adquire a designação de talude finito – Figura 6.3. Como exemplo de taludes finitos temos as faces inclinadas das barragens de aterro, os, próprios aterros rodoviários e as escavações, entre outros.

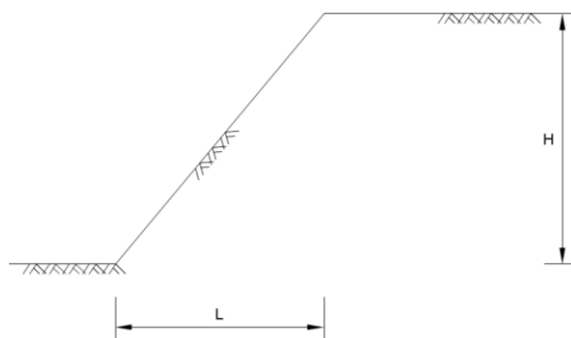


Figura 6.3 - Talude finito.

6.1.2 TIPOS DE INSTABILIDADE EM TALUDES

A instabilidade de taludes envolve a movimentação de elevadas massas de solo, através da formação de superfícies de deslizamento. Esses mecanismos de deslizamento possuem diversas configurações, representando-se na Figura 6.4 as mais comuns.

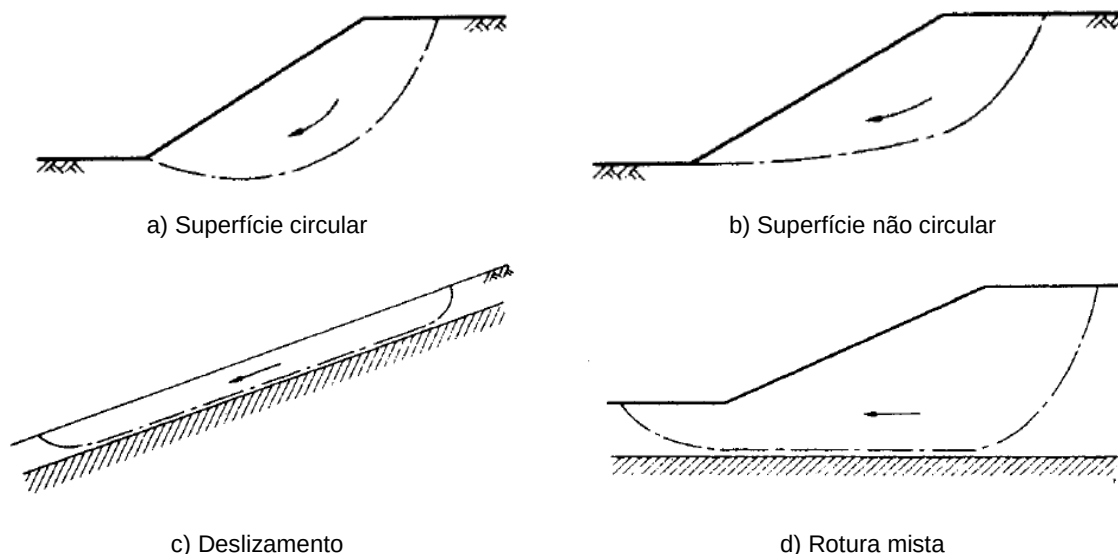


Figura 6.4 - Tipos de rotura de taludes [6]

Na origem da instabilidade podem estar diversos factores, dos quais se destacam os seguintes [11] e [19]:

- Aumento da inclinação e/ou altura do talude, que conduz a um incremento nas forças indutoras do deslize;
- Remoção de material no pé do talude, quer naturalmente (erosão, percolação, etc.), quer através da intervenção humana;
- Forças de percolação, actuam sobre o talude motivando muitas vezes a brusca instabilização do mesmo por deslizamento;
- Condições de drenagem do talude;
- Forças sísmicas, que ao actuarem num talude podem afectar a sua estabilidade de diferentes modos: aumento das tensões neutras no interior do material constitutivo do talude; movimento de grandes massas de terreno.

6.1.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE - BREVE REFERÊNCIA AOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

6.1.3.1 Métodos de equilíbrio limite [1]

Os métodos de análise de estabilidade de taludes mais utilizados são os Métodos de Equilíbrio Limite, cujo processo de cálculo, resumidamente, se apresenta nos seguintes passos:

- 1) Arbitrar um mecanismo de colapso de superfícies de rotura, através da combinação de linhas rectas ou curvas, dispostas de modo a originar um mecanismo.
- 2) Cálculo do equilíbrio estático dos diversos componentes constituintes do mecanismo, através das forças e momentos internos, determinando posteriormente a força mobilizada pelo solo ou as forças externas (conforme aquela que representar a incógnita do problema em estudo).

- 3) Examinar o equilíbrio estático de outros mecanismos e encontrar o crítico, para o qual o carregamento constitui a solicitação de equilíbrio limite.

Dependendo das condições de análise, concretamente, se o carregamento se dá em circunstâncias drenadas (Eq. 6.1) ou não drenadas (Eq. 6.2), a capacidade resistente do solo pode ser dada por:

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (6.1)$$

$$\tau = s_u \quad (6.2)$$

onde s_u é resistência ao corte não drenada.

No estudo da estabilidade de taludes homogêneos do ponto de vista das características mecânicas usualmente a superfície de rotura admitida é circular, o que implica um movimento descendente e para o exterior de uma massa de solo, comparável a um movimento de rotação – Figura 6.5.

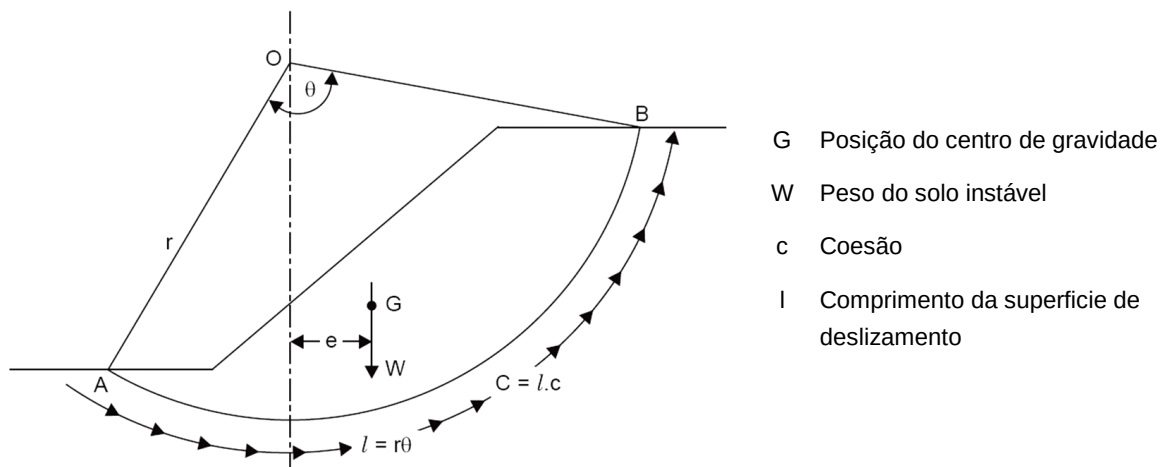


Figura 6.5 - Mecanismo de rotura circular [21].

O mecanismo de rotura apresentado na Figura 6.5, é representativo de uma situação de análise não drenada, comum em escavações em talude, em que ainda não se processou a dissipação das tensões neutras geradas.

Métodos das Fatias

Desenvolvido por *Fellenius* em 1936, o Método das Fatias ainda na actualidade constitui a base da análise de estabilidade de taludes, estando muitas das suas variações (*Bishop*, *Janbu*, etc.) integradas em diversos programas de cálculo. Semelhantes na sua essência, diferem no sistema de forças que atribuem a cada uma das fatias e consequentemente nos resultados obtidos, sendo que a sua aplicação deve ser pensada de acordo com o problema em estudo.

Na Figura 6.6, está esquematizada a aplicação deste método e o sistema de forças aplicado a uma fatia.

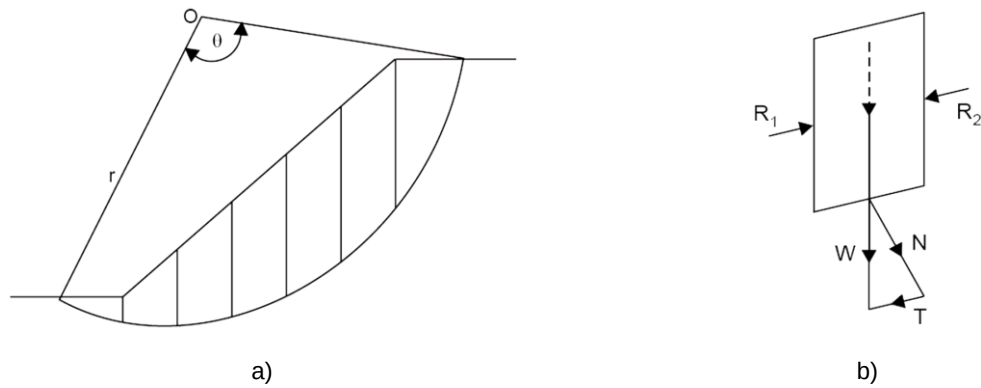


Figura 6.6 - Método das fatias [21].

As reacções R_1 e R_2 resultam da interacção entre fatias e possuem o mesmo valor; W representa o peso da fatia e os vectores N e T representam, respectivamente, a componente normal e tangencial de W . Aplicando este sistema de forças a cada uma das fatias, conclui-se que algumas, nomeadamente as localizadas à esquerda do centro O , exercem uma acção estabilizadora devido à componente tangencial do seu peso, devendo ser atribuído o sinal negativo às mesmas ou, alternativamente somadas ao numerador, dependendo do tipo uma análise de estabilidade realizada. Determinada a contribuição de cada uma das fatias determina-se o factor de segurança do seguinte modo:

$\text{Momento intabilizador} = r \cdot \sum T$ $\text{Momento estabilizador} = r \cdot (c \cdot r \cdot \theta + \sum N \cdot \tan \phi)$ $\text{Factor de segurança} = \frac{(c \cdot r \cdot \theta + \sum N \cdot \tan \phi)}{\sum T}$	(6.3)
--	-------

Método dos blocos ou cunhas deslizantes

Em maciços onde existam estratos ou zonas com características mecânicas contrastantes, as instabilizações mais frequentes ocorrem por meio do deslizamento de um ou mais blocos ao longo das fronteiras entre esses materiais, especialmente aquelas que limitam os de mais baixa resistência. Em tais situações a superfície de deslizamento é então constituída por diversos troços essencialmente rectilíneos, alguns deles correspondentes às fronteiras citadas. Dois exemplos de deslizamentos deste tipo estão ilustrados na Figura 6.7.

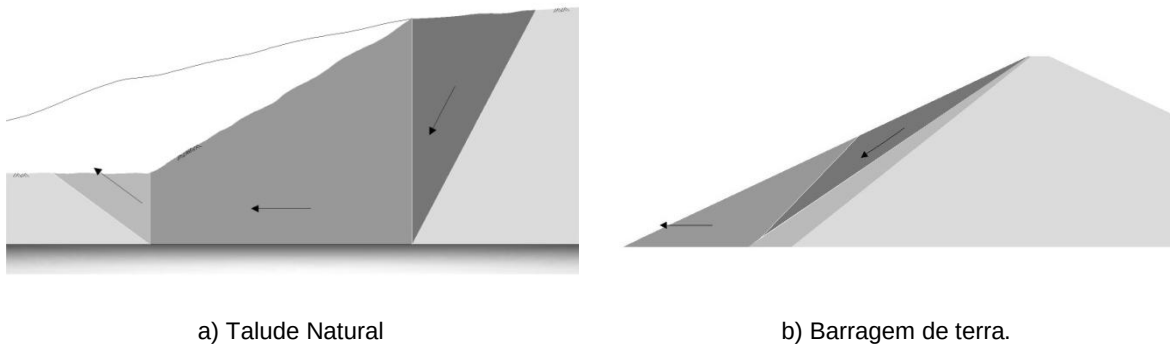


Figura 6.7 - Exemplos em que a aplicação do método dos blocos deslizantes pode justificar-se (adaptado de [14]).

A determinação do coeficiente de segurança nestes casos depara com alguns obstáculos, nomeadamente devido à dificuldade em estabelecer uma metodologia geral de cálculo, contribuindo para tal facto o perfil não homogêneo dos maciços reais, ou seja, a existência de determinadas singularidades, como camadas ou zonas de baixa resistência no seu interior.

A metodologia de cálculo usualmente adoptada, designada por Método dos Blocos Deslizantes, permite efectuar uma análise de estabilidade, com determinadas reservas, uma vez que a obtenção do coeficiente de segurança se revela de elevada dificuldade. O cálculo daquele coeficiente é pois em regra efectuado por um processo iterativo, determinando-se as várias incógnitas através de um processo semelhante ao seguinte:

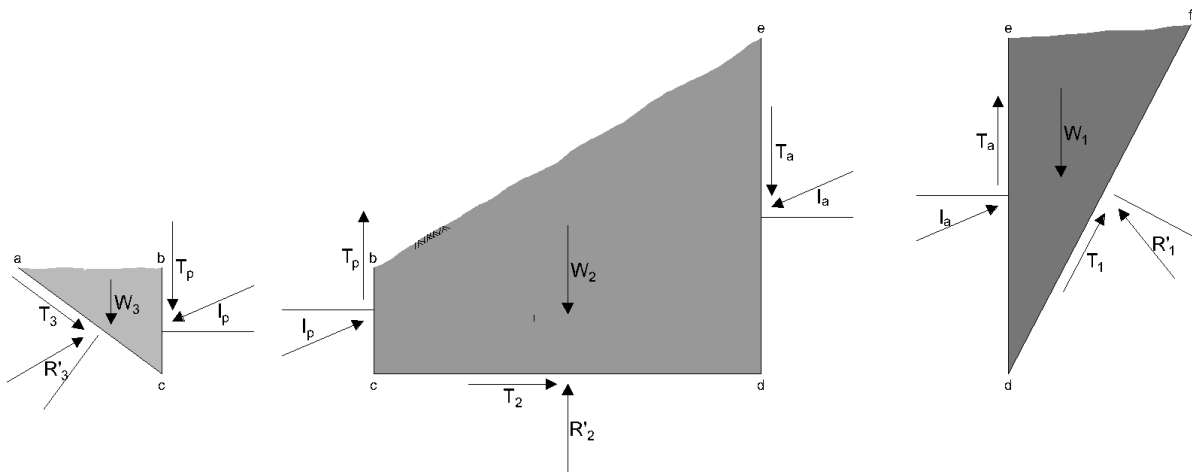


Figura 6.8 - Forças aplicadas aos três blocos deslizantes da Figura 6.7a) (adaptado de [14] e [11]).

Analisando a Figura 6.8, constata-se a existência de seis incógnitas no problema (R'_1 , I_a , R_2 , I_p , R'_3 e F) e outra tantas equações de equilíbrio (duas para cada bloco). A determinação de F processa-se do seguinte modo [14]:

- adoptar um valor para F ;
- determinar c'_m , ϕ'_m e c_{um} ;
- determinar por meio da análise do equilíbrio dos blocos activos e passivo, as forças de interacção destes com o bloco central, I_p e I_a ;

- verificar se as suas equações de equilíbrio do bloco central são verificadas, e em caso afirmativo, o valor de F , definido como c_u/c_{um} , é o coeficiente de segurança global pretendido. Caso o equilíbrio não se verifique, haverá que reiniciar o processo ajustando o valor de F arbitrado.

Na Figura 6.9, esquematiza-se um caso interessante ao qual o método descrito é aplicável. Trata-se de uma encosta em cuja parte inferior se acumularam depósitos de vertente resultante do transporte por acção da gravidade de detritos resultantes da desintegração física e da decomposição química das formações rochosas que afloram mais perto do cume. Neste tipo de situações os depósitos encontram-se muitas vezes, em estabilidade precária, ou, em determinados períodos, em movimento, embora muito lento e intermitente [14].

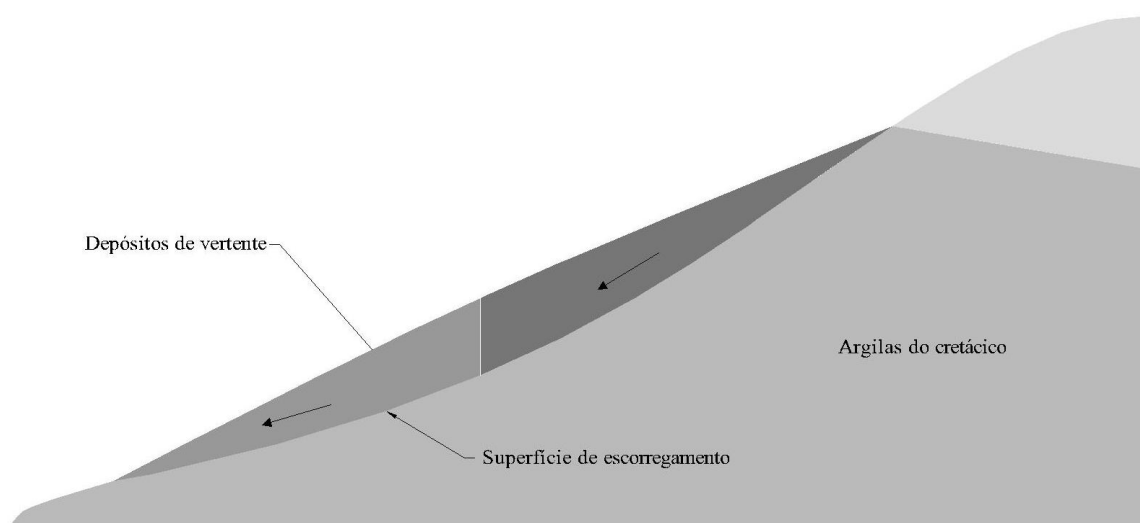


Figura 6.9 - Encosta instável com depósitos de vertente sobre formações argilosas muito antigas (adaptado de [14]).

Uma análise possível para interpretar o processo de estabilização que envolve o depósito consiste na divisão do mesmo em dois blocos: o bloco activo na parte superior, correspondente ao trecho mais inclinado da superfície de contacto dos depósitos de vertente, e um bloco passivo, cujo contacto com a massa subjacente é menos inclinado [14].

O escorregamento de novos materiais do topo da encosta, aumentando o peso do bloco activo, pode dar origem ao movimento do conjunto, o qual tende a estabilizar quando parte do peso do bloco activo se transfere para o bloco passivo. Este tipo de instabilização ocorre principalmente em períodos de intensa precipitação que originam forças de percolação desfavoráveis [14] e [11].

6.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

Como já se referiu, o equipamento didáctico desenvolvido pretende demonstrar um tipo de instabilidade de taludes particular, especificamente, o deslizamento dos depósitos de vertente. A projecção do equipamento final envolveu, numa primeira fase, a experimentação de um protótipo, com o propósito de testar a viabilidade da mesma, antes de se proceder ao investimento no equipamento definitivo. Nas secções seguintes são explicados os aspectos construtivos quer do protótipo, quer do equipamento final.

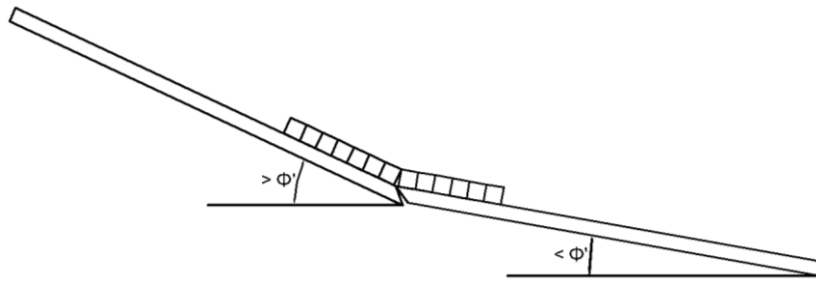


Figura 6.10 - Esquema geral da experiência.

6.2.1 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO

A base deste protótipo subsiste, novamente, na caixa descrita no Capítulo 2, Figura 2.1, juntamente com um conjunto de acessórios, preparados para esta experiência, de modo a propiciar o correcto funcionamento da mesma. É de referir ainda que se decidiu retirar os dois vidros que confinavam os diversos acessórios relativos a esta experiência, de modo a que o atrito desenvolvido na interface entre os blocos e os mesmos não influenciasse os resultados obtidos.

6.2.1.1 Aspectos construtivos

Elegeu-se como material para a reprodução dos depósitos de vertente, pequenos blocos paralelepípedicos de madeira e para as superfícies de deslizamento, duas placas, também de madeira. Devido ao facto dos blocos e das placas serem de madeiras diferentes (as placas na realidade são de aglomerado de fibras de madeira (MDF)), determinou-se experimentalmente o ângulo de atrito entre as duas superfícies, alcançando um valor para essa variável de 26° . Determinado este parâmetro preparou-se o pequeno equipamento, dispondo as duas placas com as inclinações descritas na Figura 6.11.

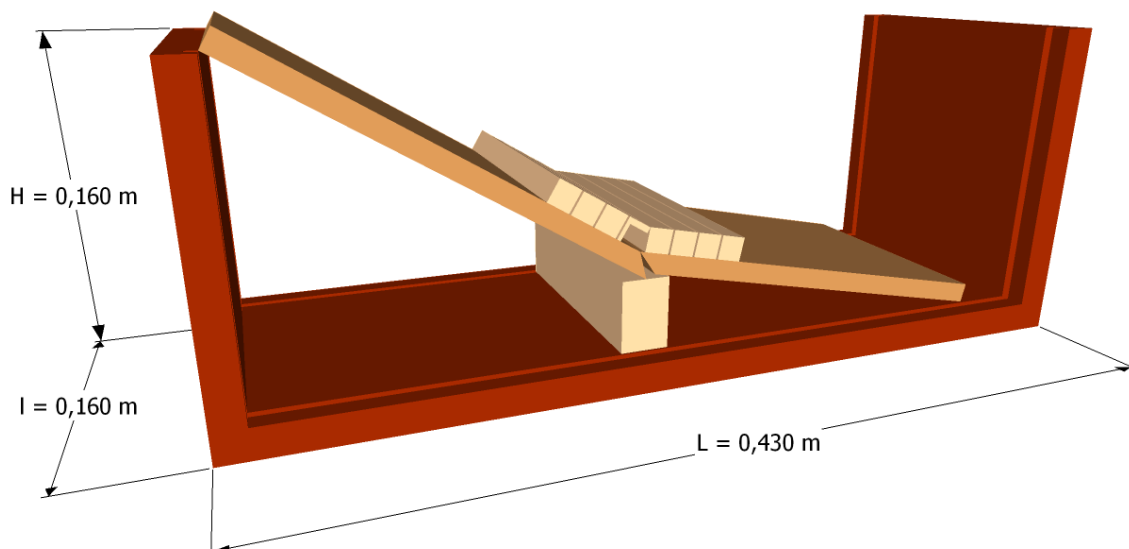
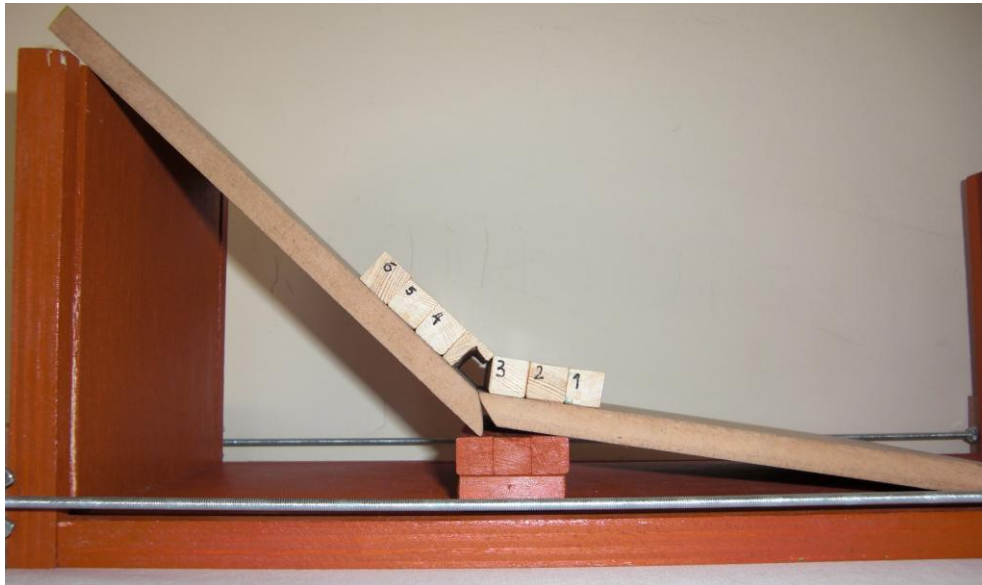


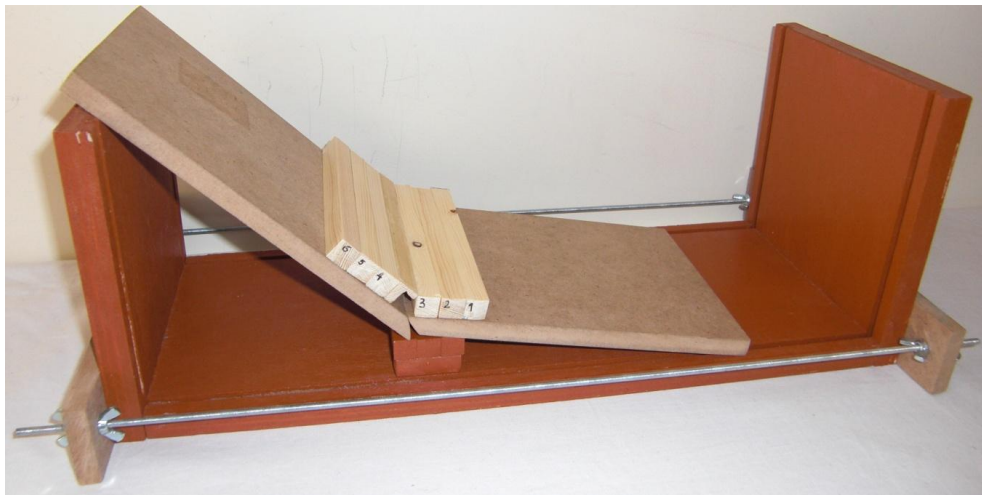
Figura 6.11 - Esquema final do protótipo.

6.2.1.1 ESTADO FINAL DO PROTÓTIPO

Discutidos os diversos aspectos relacionados com a construção do protótipo, apresenta-se nas imagens seguintes, o aspecto final da experiência, pronta para a execução – Figura 6.12.



a) Vista frontal.



b) Vista a três quartos.

Figura 6.12 - Estado final do protótipo.

6.2.2 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA

A experiência pensada para esta demonstração compreende os seguintes passos:

- Determinação do ângulo de atrito (ϕ') entre uma superfície de deslizamento, e um determinado material que simulará os depósitos;
- Disposição de duas placas, que constituirão a superfície de deslizamento, uma com inclinação maior que o ângulo de atrito, e outra com inclinação menor que o mesmo – Figura 6.10;

- Depositar o material que simulará o solo, à direita do limite entre as duas placas, constituindo este o bloco estabilizador;
- Incrementar o peso suportado pelo bloco passivo, através da acumulação de novo material, até que se registre um movimento de deslize por parte do conjunto.

6.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL

As principais propriedades do material utilizado na experiência, a geometria definida e a análise dos resultados alcançados no ensaio são discutidos nos pontos seguintes. Reserva-se para este ponto o estudo analítico da simulação realizada, e sua comparação com a experimentação do equipamento.

6.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A preparação do equipamento para a realização do ensaio implicou a colocação das placas de madeira de acordo com a configuração genérica já mencionada anteriormente: a primeira disposta com uma inclinação superior ao ângulo de atrito placas/paralelepípedos e a segunda com um declive inferior ao mesmo - Figura 6.13.

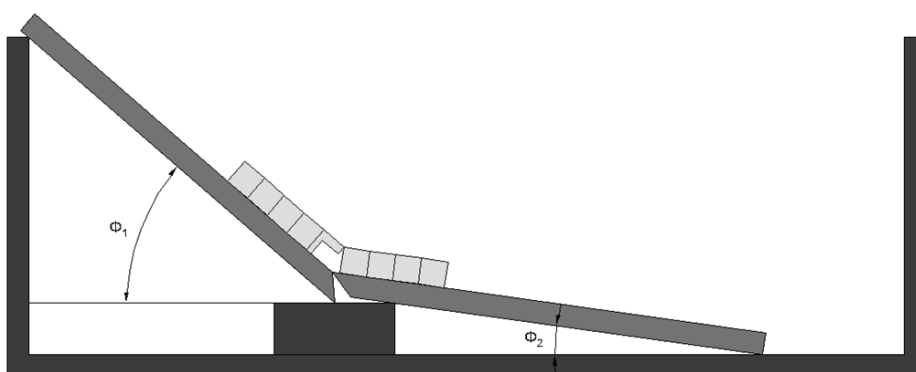


Figura 6.13 - Esquema geral do ensaio realizado.

Analisando a figura pormenorizadamente é possível identificar um bloco com uma forma característica em L. A inclusão deste bloco teve como principal objectivo eliminar a influência que o vértice existente na transição entre as duas placas exerceria no escorregamento do conjunto.

Reduzindo a superfície de contacto entre esse bloco e a superfície de deslizamento, procurou-se estabelecer um número de blocos e definir os declives das placas, de tal modo que a adição de apenas mais um bloco promovesse a instabilidade e proporcionasse o escorregamento ao longo da zona deixada livre pelo bloco em L.

6.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Procurando um material de características conhecidas, ou pelo menos cujas fossem de fácil determinação, e que fosse facilmente implementado na experiência a executar, escolheram-se pequenos paralelepípedos de madeira para constituírem as massas activa passiva do conjunto. As características dos mesmos estão referenciadas no Quadro 6.1.

Uma vez que o ângulo de atrito entre a superfície de contacto dos dois materiais em questão não se conhecia, procedeu-se à sua determinação por via experimental.

Dispondo uma das placas na horizontal, e colocando sobre a mesma um dos blocos, aumentou-se gradualmente a inclinação da primeira, até que se regista-se um indício de que o bloco iria começar a deslizar ao longo da mesma. Alcançado este estado de equilíbrio registaram-se as inclinações atingidas para cada um dos blocos ensaiados, e realizando-se uma média dos valores obtidos, obteve-se um ângulo de atrito médio de 26°.

Quadro 6.1 - Características do material utilizado na simulação.

Paralelepípedos de madeira		
Tipo de madeira	Pinho	
Dimensões	Secção (mm)	12 × 12
	Comp. (m)	0,13
Ângulo de atrito (°) (paralelepípedos/placas MDF)	26	
Peso volúmico (kN/m³)	5,4	



Quadro 6.2 - Determinação do ângulo de atrito.

	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 3	Bloco 4	Bloco 5	Bloco 6	Bloco 7
Série 01	28°	17°	29°	28°	28°	23°	17°
Série 02	31°	17°	26°	28°	28°	23°	17°
Série 03	26°	16°	31°	27°	26°	22°	15°

6.3.3 ENSAIO DO MODELO

Estabelecida a geometria geral a aplicar ao modelo construído, determinaram-se de um modo iterativo as inclinações a atribuir a cada uma das placas, de acordo com o objectivo já previamente estabelecido, obtendo para a primeira, um ângulo (ϕ_1) de 41° e para a segunda (ϕ_2) de 18° - Figura 6.14.



Figura 6.14 - Experiência preparada.

Preparado o equipamento, executou-se o ensaio estabelecido. Como já se referiu a colocação de apenas mais um bloco sobre o conjunto conduziria ao desliz do conjunto – Figura 6.15.



Figura 6.15 - Resultado obtido.

Como se pode constatar, o artifício criado para minimizar a influência da singularidade presente na ligação entre as placas funcionou, permitindo o desliz na superfície livre entre o último bloco da componente activa e o primeiro da componente passiva sem perturbações.

No ponto seguinte desta secção, este resultado será confrontado com um estudo analítico da experiência desenvolvida, assente no Método dos Blocos ou Cunhas Deslizantes, descrito na Secção 6.1.

6.3.4 ESTUDO ANALÍTICO

O estudo a realizar compreende duas fases de análise: a primeira para a situação de equilíbrio, encontrando-se os dois blocos imóveis; a segunda para a situação de instabilidade, em que a colocação de mais um bloco promove o deslizamento do conjunto.

Na Figura 6.16 está ilustrado o esquema de forças geral aplicado aos dois blocos deslizantes.

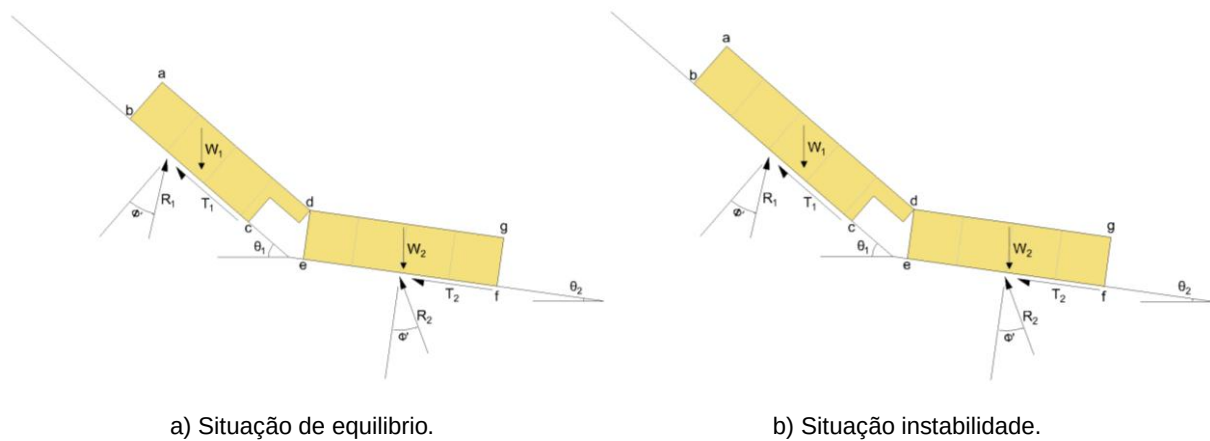


Figura 6.16 - Forças aplicadas aos dois blocos deslizantes.

Os ângulos θ_1 e θ_2 assumem os valores já referidos anteriormente, respectivamente 41° e 18° .

Tendo por base as propriedades de cada um dos paralelepípedos de madeira, apresentadas no Quadro 6.3, por intermédio do Método dos Blocos Deslizantes, calcularam-se as forças resistentes e as instabilizadoras, comparando os valores de cada uma, atestando a validade do ensaio realizado.

Quadro 6.3 - Características dos paralelepípedos de madeira.

Largura (m)	0,012
Altura (m)	0,012
Comprimento (m)	0,13
Secção (m ²)	1,4400E-04
Volume (m ³)	1,8720E-05
Peso volúmico (kN/m ³)	5,6
Peso unidade (N)	0,10
Ângulo de atrito (°)	26

Analisando agora cada um dos blocos individualmente e para cada uma das situações em questão:

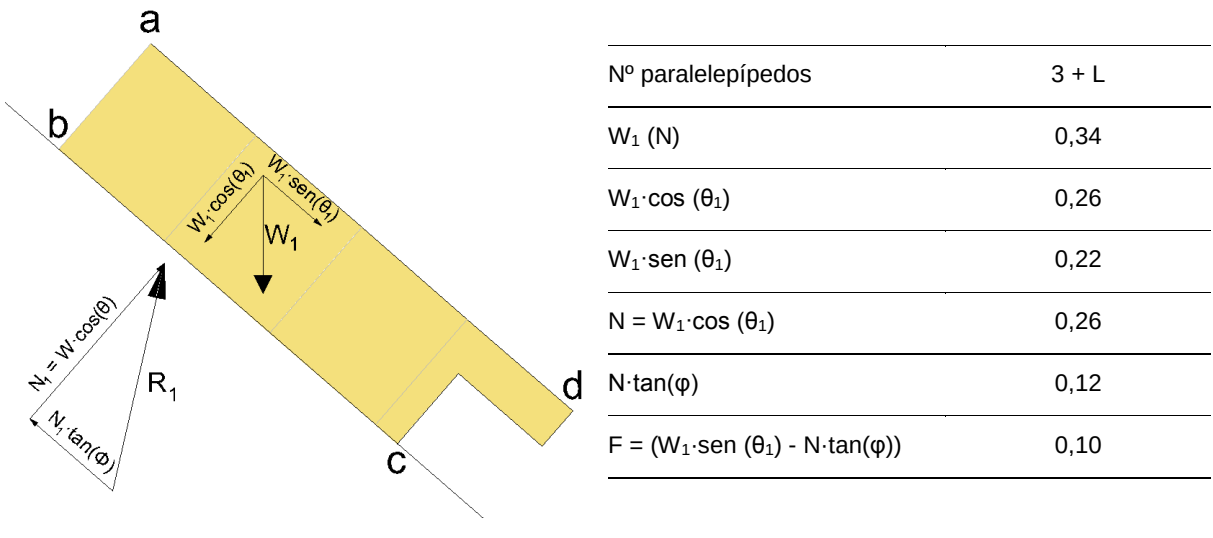


Figura 6.17 - Situação de equilíbrio: bloco activo.

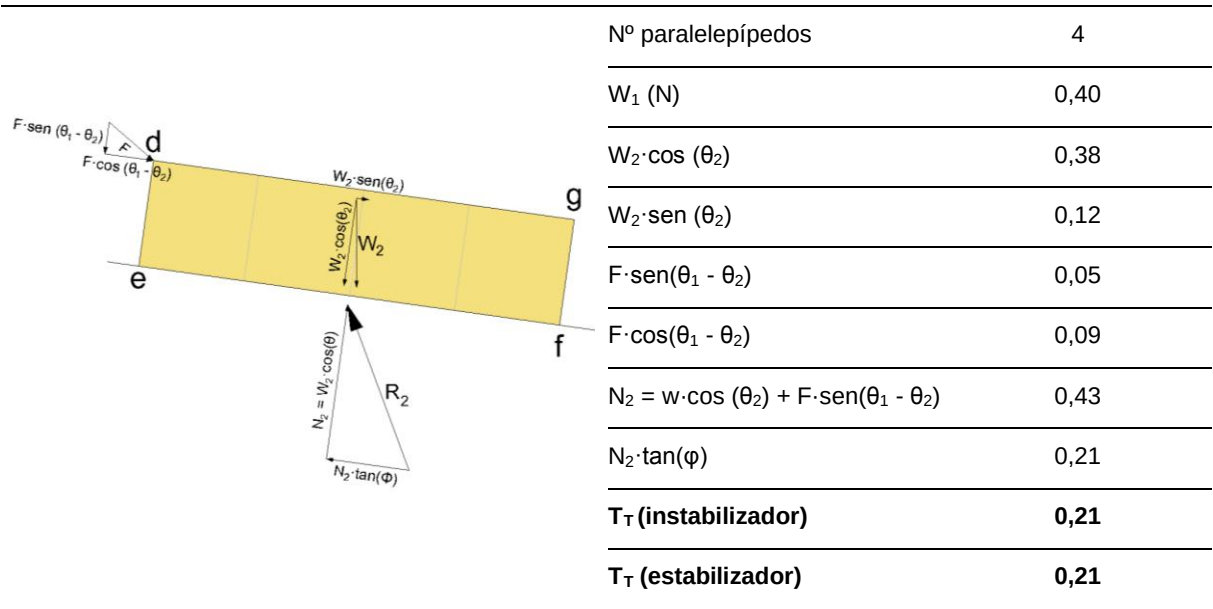


Figura 6.18 - Situação de equilíbrio: bloco passivo.

Estudadas as condições de equilíbrio para ambos os blocos na situação que precede a instabilidade, facilmente se conclui que as condições reunidas permitem que o conjunto se mantenha imóvel, uma vez que a resistência mobilizada iguala as forças instabilizadoras.

Para a situação de instabilidade apresenta-se nas Figuras 6.19 e 6.20, o equilíbrio estudado.

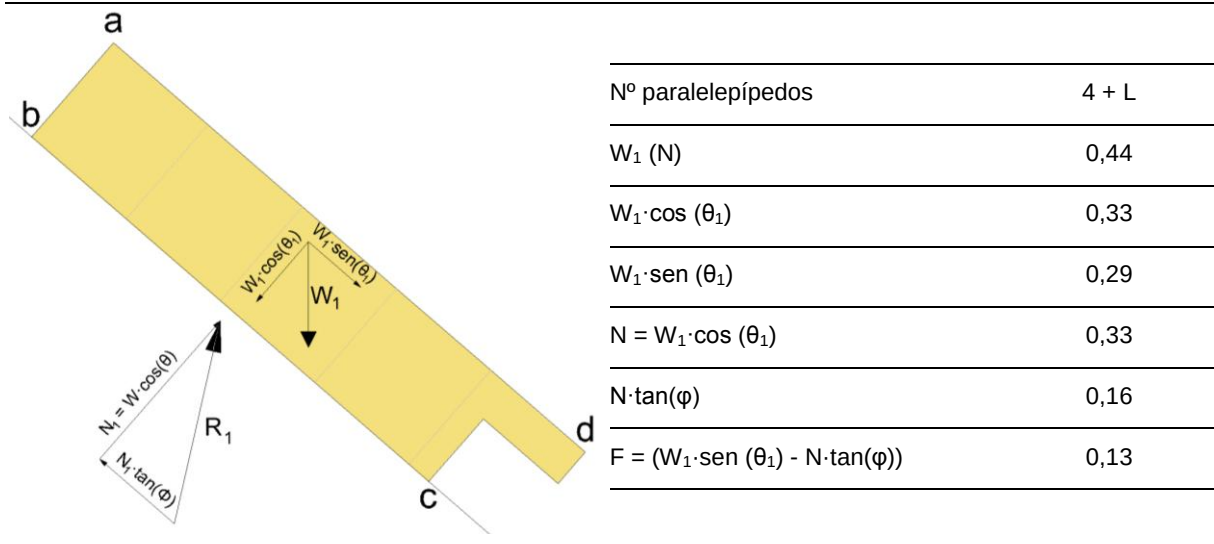


Figura 6.19 - Situação de instabilidade: bloco activo.

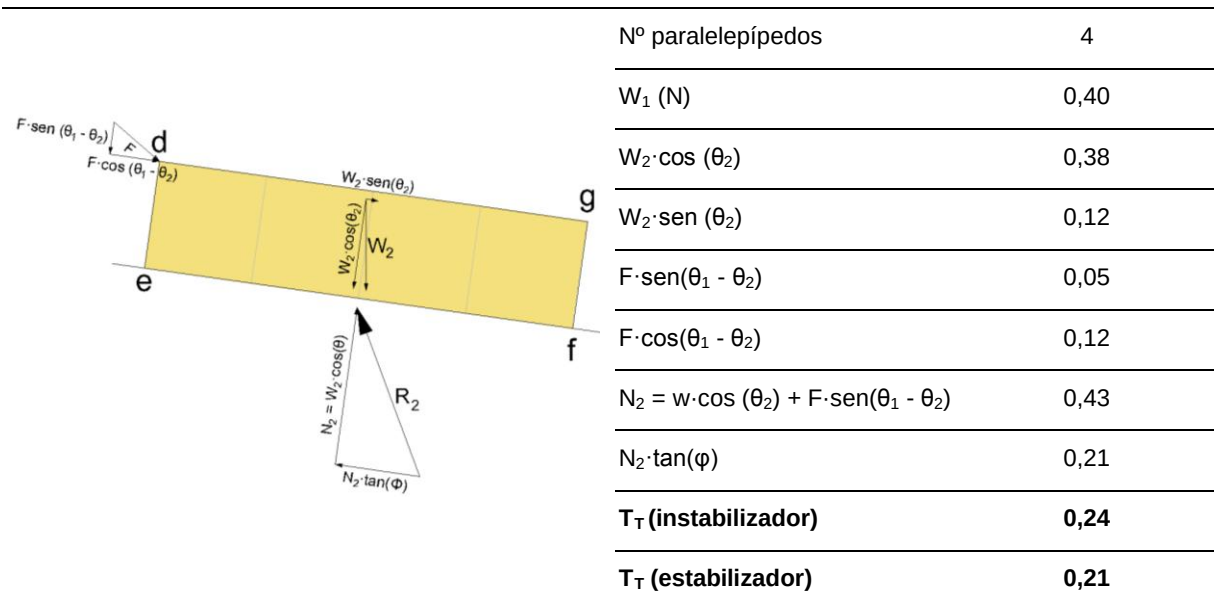


Figura 6.20 - Situação de instabilidade: bloco passivo.

Determinadas as forças que controlam a estabilidade nesta segunda situação, é perceptível a falta de capacidade resistente que o bloco passivo oferece, não evitando o escorregamento do conjunto.

6.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

Na modelação desta experiência, optou-se por utilizar o programa de cálculo *Phase*², pela maior facilidade em simular elementos individuais, como o caso dos blocos de madeira utilizados. O modelo numérico preparado e os respectivos resultados obtidos após a execução do programa são apresentados nos pontos seguintes.

6.4.1 MODELO NUMÉRICO

A geometria do problema em análise, assim como a malha de elementos finitos gerada ilustram-se na Figura 6.21. constituída por 648 elementos, a malha divide-se em elementos triangulares de 6 nós.

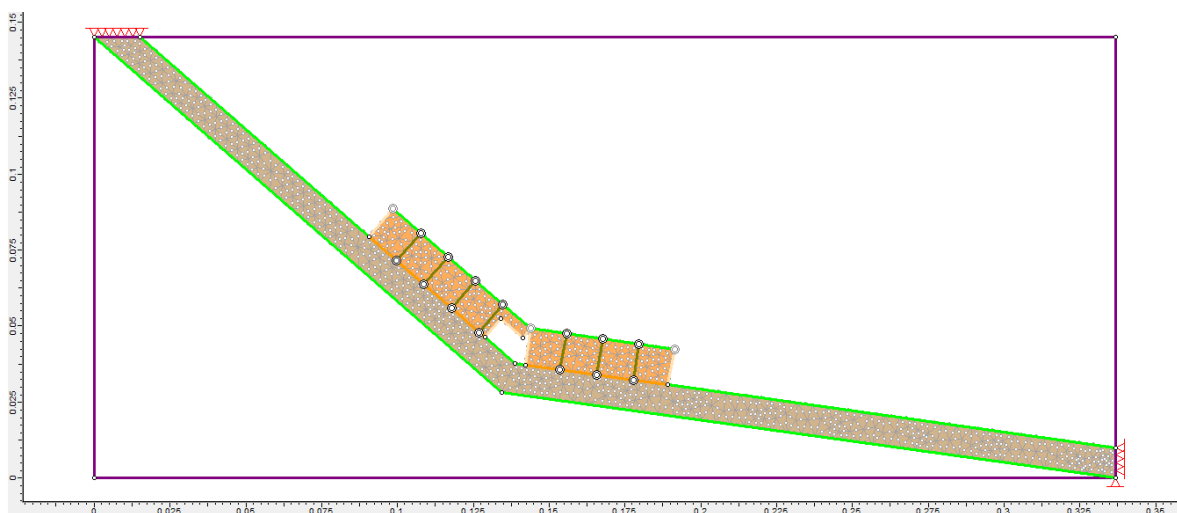


Figura 6.21 - Malha de elementos finitos e condições de fronteira.

No processo de cálculo desta situação apenas intervêm forças de atrito geradas no contacto entre elementos, assim como a aceleração da gravidade, motivadora do deslizamento dos blocos. A análise será efectuada através de um processo de cálculo designado por *Load Split*, que permite aplicação gradual de uma carga a determinado componente do modelo construído. Neste caso o incremento será realizado ao nível do peso próprio do elemento que constitui a parte instabilizadora (primeiro paralelepípedo do bloco activo), sendo o cálculo repartido por dez fases incrementais.

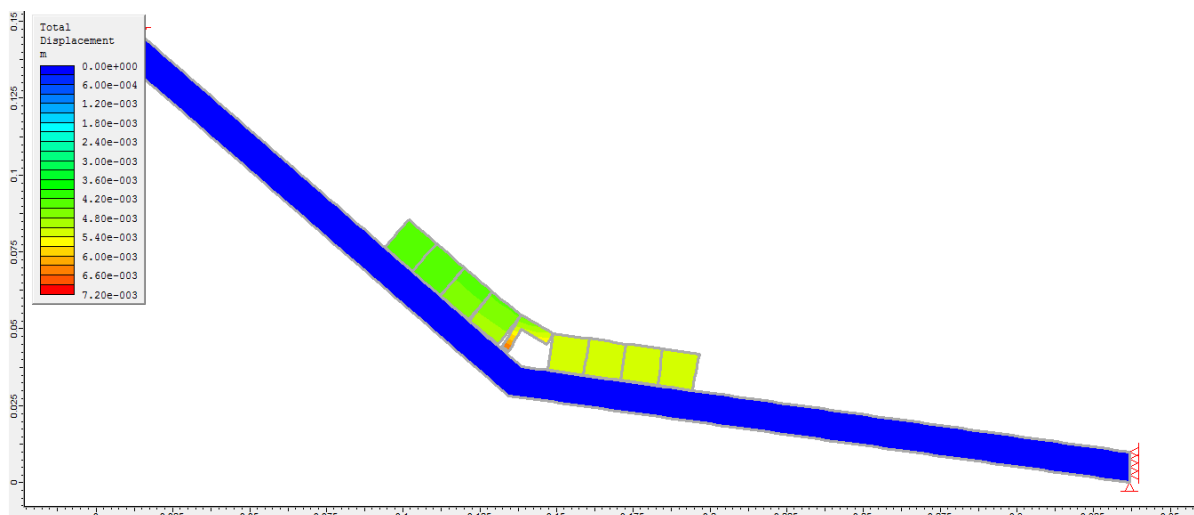
As características designadas para os vários materiais mostram-se no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Propriedades atribuídas aos diversos materiais.

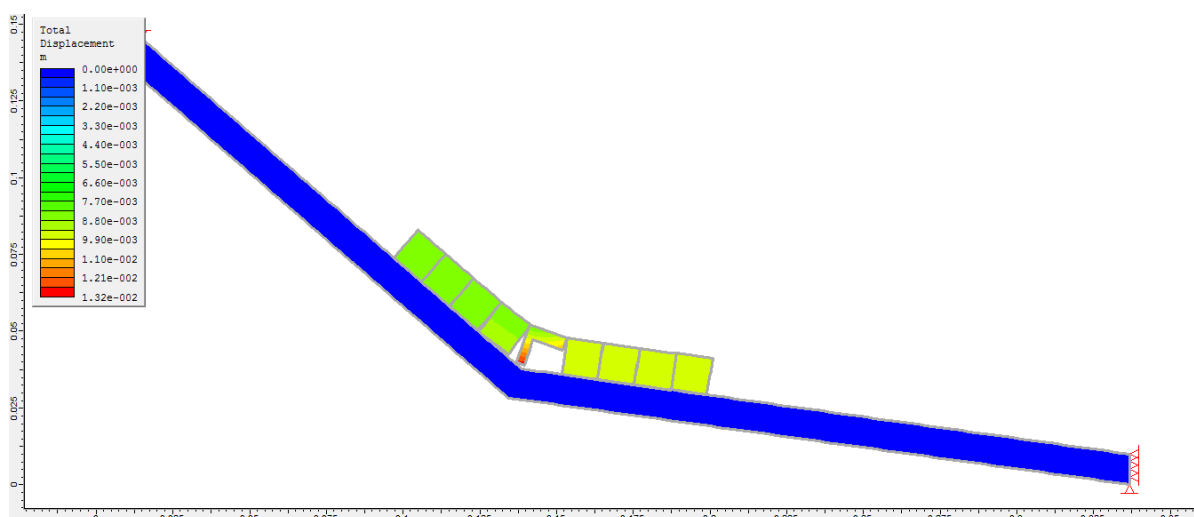
Blocos	
γ (kN/m ³)	5,4
E (MPa)	10000
Φ (°) - entre os blocos (// às fibras)	24
Superfície de deslizamento	
Φ (°) - Entre as superfícies dos blocos e as placas	26

6.4.2 RESULTADOS OBTIDOS

Explicada a geometria, as propriedades conferidas a cada elemento do modelo numérico e o processo de cálculo adoptado, executou-se o programa, alcançando os seguintes resultados.



a) Primeira fase de cálculo.



b) Última fase de cálculo.

Figura 6.22 - Resultados obtidos: primeira e última fase de cálculo.

Como se pode ver pela Figura 6.22, que mostra a primeira e última fase do cálculo, o modelo adoptado respondeu dentro dos parâmetros expectáveis, evidenciando um deslizamento do conjunto de alguns milímetros, 9,21 concretamente, sem que o bloco em L alcance a singularidade que a união entre as duas placas estabelece.

6.4.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

As metodologias de análise abordadas no estudo deste fenómeno permitiram obter diferentes perspectivas da apetência do equipamento para a simulação do escorregamento dos depósitos de vertente.

A realizada por via analítica, através do Método dos Blocos Deslizantes, mostrou a interacção que existe entre as forças aplicadas às duas componentes, activa e passiva, do conjunto, atingindo resultados satisfatórios dentro da precisão alcançável com base no equipamento construído.

O estudo numérico por intermédio do programa *Phase*², simulou de um modo aceitável o ensaio estruturado. Contudo, devido ao carácter ajustado ao estudo de túneis que o programa possui, algumas adaptações tiveram de ser consideradas aquando da construção do modelo representativo da situação em estudo, e que consequentemente influenciaram os resultados finais. Destas limitações impostas pelo programa, destaca-se o ponto de contacto entre os dois blocos, activo e passivo, que os mantém unidos ao longo das várias fases cálculo através do mesmo, embora tal não se constate na realidade. Isto deve-se ao facto de o programa considerar esse nó comum aos dois blocos, quando na realidade não o é.

6.5 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO

O ensaio conduzido no protótipo demonstra de um modo claro o fenómeno de instabilidade que decorre nos depósitos de vertente. No entanto a necessidade de introdução de um bloco com uma configuração particular, para que a singularidade presente na superfície de deslizamento não influencie o desenrolar da experiência, é algo abstracto, uma vez que na natureza tal não tem paralelo. Então, para o projecto do equipamento final pensou-se numa alternativa para contornar este aspecto, criando uma superfície curva que estabeleça a ligação entre as duas placas, associada à construção de novos blocos, de secção mais reduzida, que permitam durante o deslize, uma melhor adaptação à configuração da superfície de união entre os dois planos.

Estes aspectos são discutidos com mais pormenor nos pontos seguintes, com exibição de esquemas elucidativos, finalizando-se esta secção com a apresentação do aspecto final do equipamento.

6.5.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A base deste equipamento será novamente o tanque em acrílico já aplicado a outras experiências, dispensando-se a sua apresentação. Relativamente às placas que constituirão os planos de deslizamento, serão as mesmas que estabelecem o sistema de rotação arquitectado para a experiência da demonstração da formação das cunhas de rotura em estruturas de contenção, mudando apenas a sua disposição no interior do referido tanque – Figura 6.23 e 6.26.

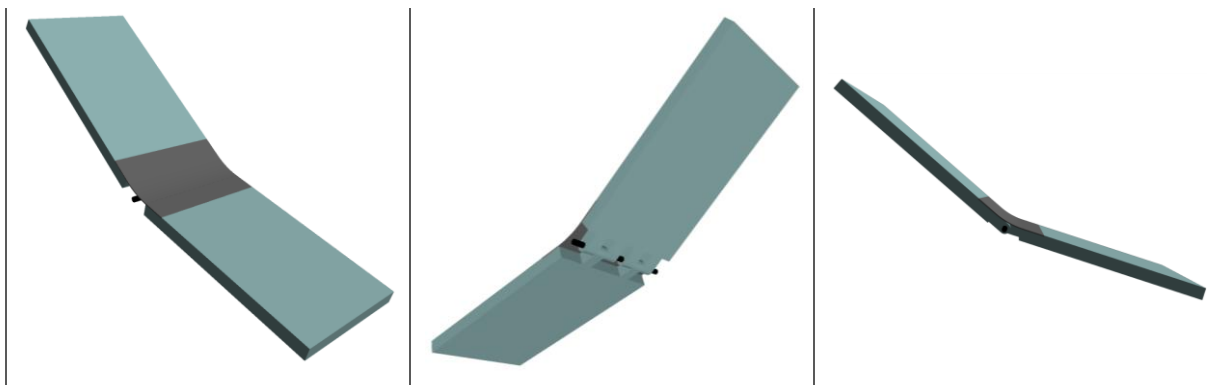


Figura 6.23 - Placas: planos de deslizamento.

O sistema que permite a simulação das superfícies de rotura possuirá uma ampla mobilidade, para possibilitar diversas combinações de inclinações, viabilizando a utilização de diversos materiais na simulação dos depósitos de vertente.

As placas utilizadas nesta demonstração são as que constituem o sistema de rotação mais complexo, no entanto a utilização do outro mais simples não está colocada de parte e caso este estabeleça os planos de deslize a disposição das placas será bastante semelhante.

O pormenor da ligação entre as placas é demonstrado na Figura 6.24, onde se representam também o tipo de blocos que deverão ser construídos, de modo a melhor simular o fenómeno do escorregamento dos depósitos de vertente.

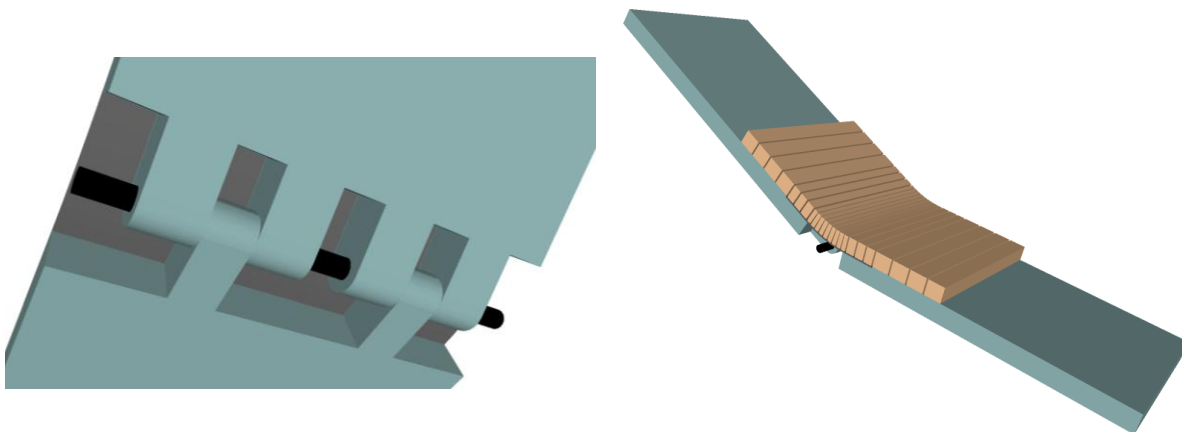


Figura 6.24 - Pormenor da ligação entre placas (à esquerda), configuração dos diversos blocos (à direita).

Estes deverão possuir diferentes secções de modo a melhor se adaptarem à superfície de deslizamento, no local de união entre as duas placas – Figura 6.25.

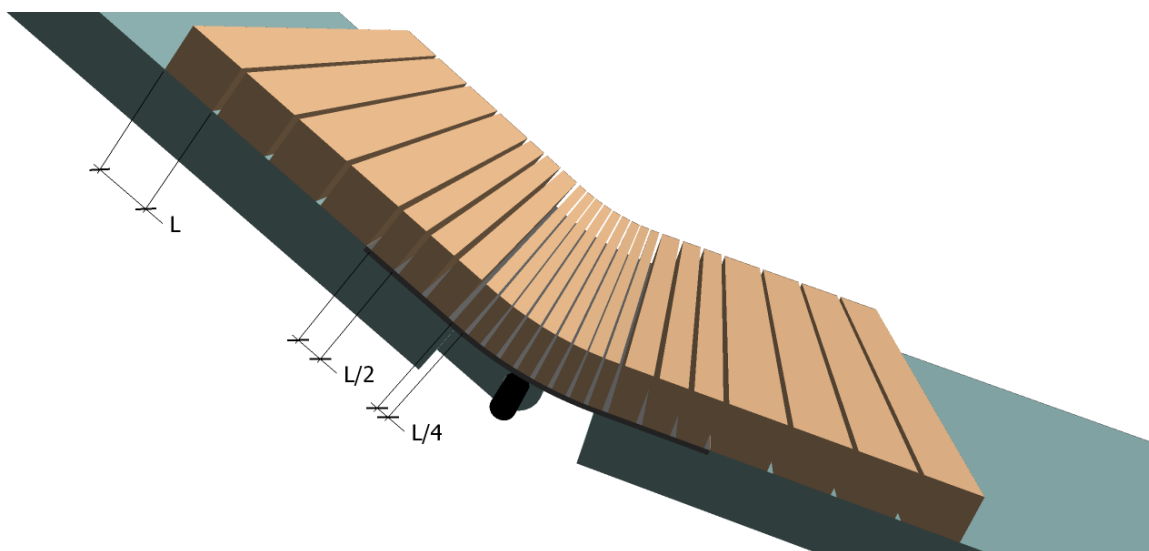


Figura 6.25 - Pormenor dos blocos deslizantes.

Na figura anterior denota-se a existência de um pequeno espaço entre cada bloco, no entanto tal, na experiência real, não acontecerá uma vez que estes se encontrarão justapostos, mas na visualização do modelo tridimensional esse espaço facilita a percepção das diferenças de tamanho entre blocos.

6.5.2 PROJECTO – ESTADO FINAL

Após a definição dos diversos componentes que estruturam este equipamento ilustra-se na Figura 6.26 o aspecto final do mesmo.

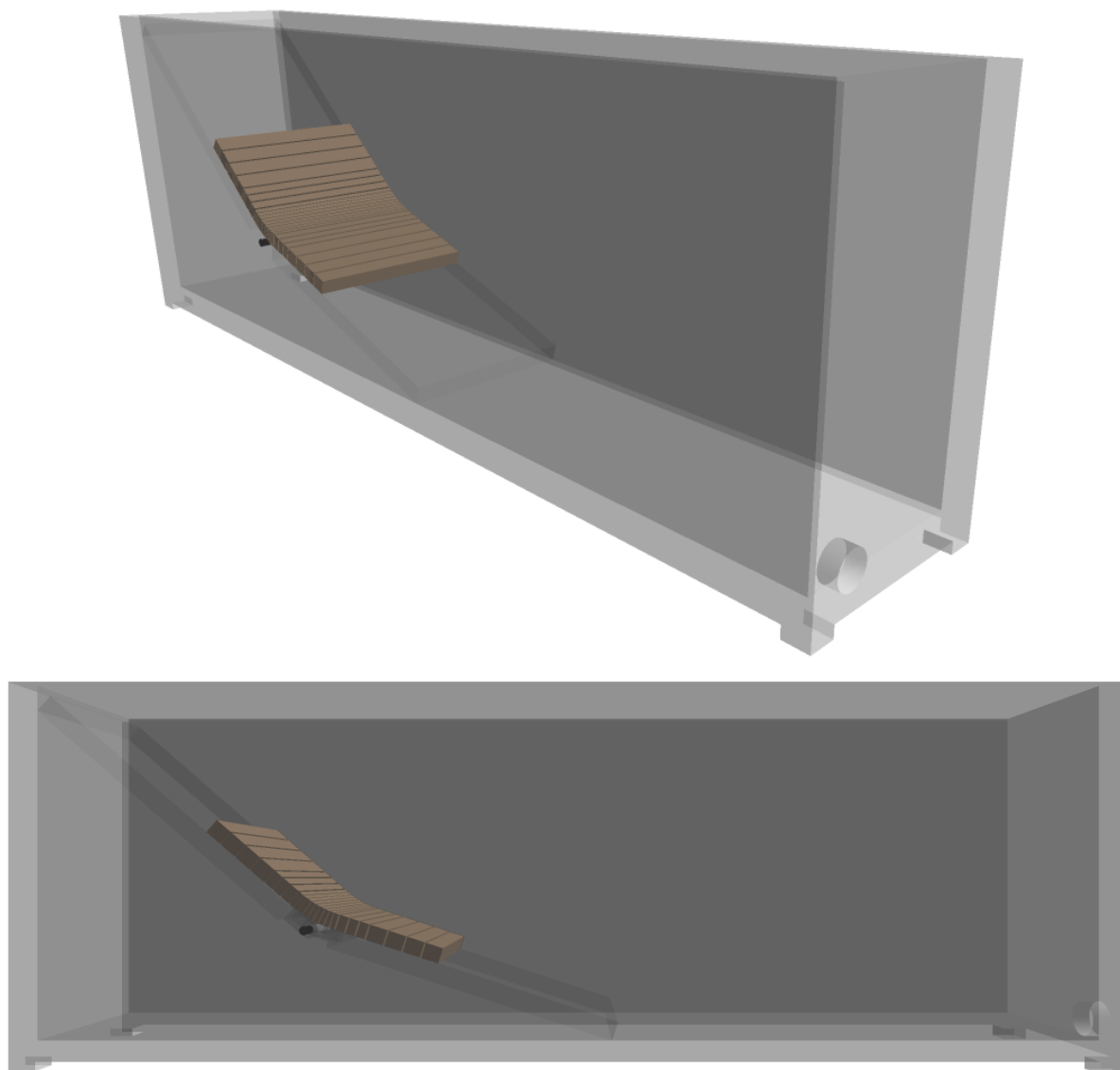


Figura 6.26 - Aspecto final do equipamento.

7

CAPACIDADE DE CARGA DE UMA SAPATA: MECANISMO DE ROTURA

O mecanismo de rotura resultante do carregamento de fundações superficiais possui uma configuração bastante particular. Desenvolvida com o intuito de proporcionar a observação da formação desse mecanismo, a experiência construída é bastante simples e fácil de reproduzir, envolvendo a mobilização de poucos meios.

A construção do equipamento, os materiais intervenientes, a execução da experiência e posterior comparação com um modelo numérico representativo da situação em estudo, serão apresentados nas secções seguintes, efectuando na primeira secção deste capítulo uma introdução teórica, com referência a alguns conceitos base sobre o fenómeno em apreço.

7.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

As fundações constituem o elemento que transmite as cargas aplicadas a determinada estrutura, incluindo o seu peso próprio, directamente para o solo subjacente. De entre os dois tipos de fundações principais existentes, as superficiais e as profundas, o presente capítulo incide apenas no primeiro (Figura 7.1), focando mais concretamente a capacidade de carga de fundações superficiais.

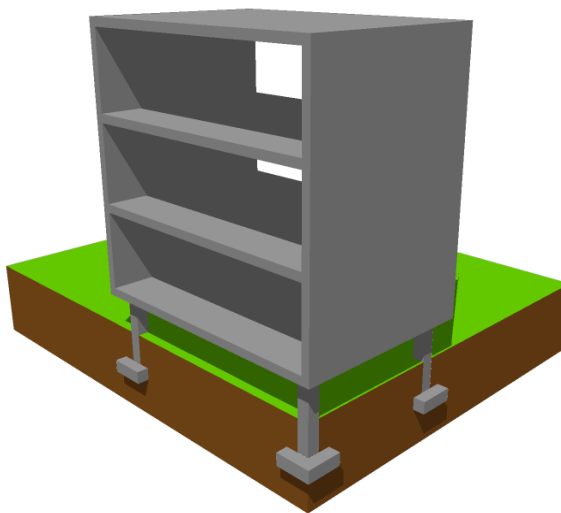


Figura 7.1 - Fundações superficiais (adaptado de [10]).

Quadrados, círculos, rectângulos e sapatas corridas, constituem as formas mais recorrentes neste tipo de fundações. Cada uma destas formas está adequada a um determinado tipo de estrutura: a fundação quadrada é utilizada na base de pilares; a circular é adequada a estruturas cilíndricas, como reservatórios de água; sapatas corridas suportam muros de suporte; e, finalmente o ensoleiramento geral é habitual sob alguns edifícios – Figura 7.2.

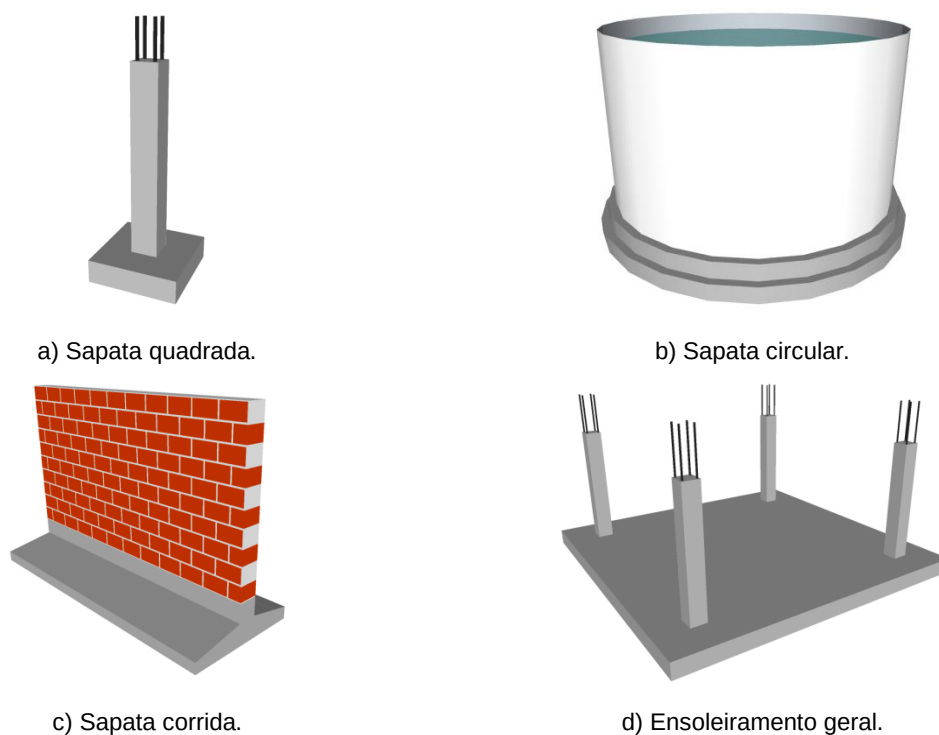


Figura 7.2 - Fundações superficiais: formas mais comuns.

Uma fundação diz-se superficial se a profundidade da sapata (D_f) for menor ou igual à largura (B) da mesma.

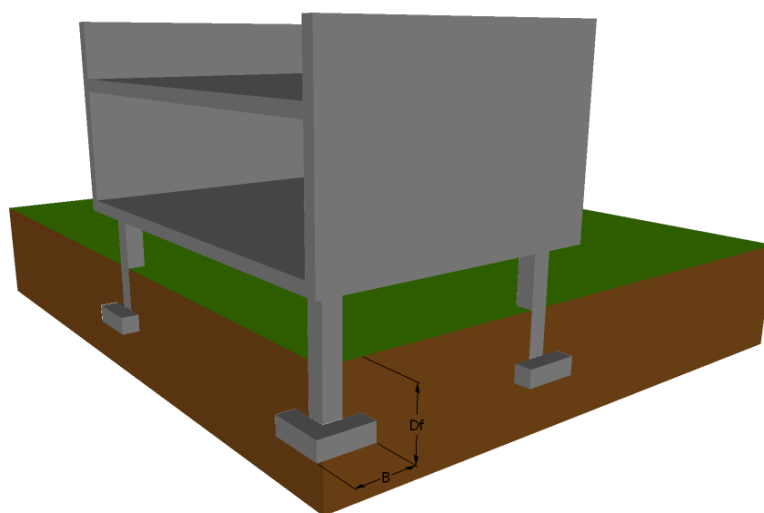


Figura 7.3 - Fundações superficiais: definição.

7.1.1 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

7.1.1.1 Factores que influenciam a capacidade de carga [21]

Existem diversos factores que influem na capacidade de carga de determinada fundação, dos quais se destaca:

- Natureza do solo e as suas propriedades geomecânicas;
- Tipo de fundação, nomeadamente forma, dimensões, profundidade e rigidez da estrutura;
- Assentamentos totais e diferenciais que a estrutura pode sustentar sem prejuízo da sua funcionalidade;
- Posição do nível freático face à profundidade da sapata;
- Tensões iniciais, se existentes.

A grande variabilidade de qualquer um destes factores inviabiliza a criação de uma única solução para a determinação da capacidade de carga de uma fundação. Como tal, é necessário um estudo sistemático, seguindo uma sequência lógica, para uma melhor compreensão do fenómeno. No presente trabalho, a abordagem seguirá os pressupostos da Teoria de *Terzaghi*, derivada do estudo de uma sapata contínua, sobre uma camada de solo homogéneo.

7.1.1.2 Mecanismos de colapso

Define-se capacidade de carga de uma fundação superficial como sendo o nível de pressão que conduz à rotura por corte do solo imediatamente abaixo e adjacente à fundação. Três modos distintos de rotura são conhecidos e estão ilustrados na Figura 7.4 (qualquer um dos três modos de colapso estão referenciados a uma sapata corrida).

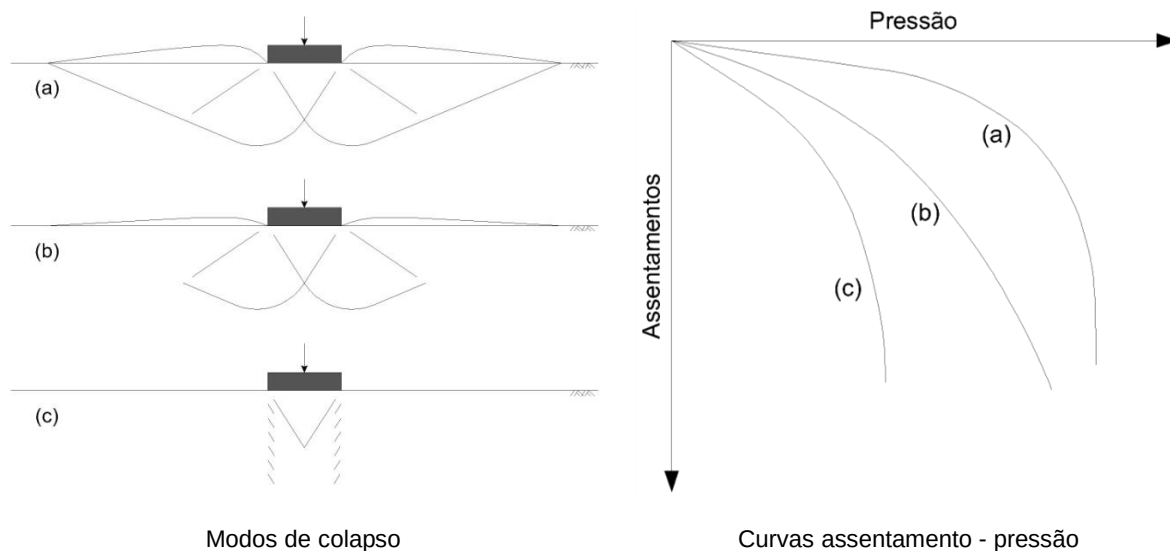


Figura 7.4 - Modos de rotura (adaptado de [6]).

No caso da rotura geral por corte, formam-se superfícies contínuas de rotura que progridem desde os limites da sapata até à superfície do terreno - Figura 5.4 (a). A medida que a pressão aumenta gradualmente em direcção à carga limite última (q_f), o estado de equilíbrio plástico é atingido primeiramente no solo adjacente aos limites da sapata, difundindo-se posteriormente, até que o mecanismo de rotura se desenvolva completamente, e todo o solo acima do mesmo se encontre em

equilíbrio plástico. À superfície verificam-se levantamentos do terreno em ambos os lados da sapata. Este colapso está associado a solos de baixa compressibilidade (solos densos), estando bem definida a capacidade de carga última da fundação – Figura 7.4, curva (a) [6].

No caso do colapso parcial, Figura 7.4 (b), o solo subjacente à sapata sofre uma forte compressão não ocorrendo plastificação na mesma extensão que no primeiro caso. A envolvente de rotura não alcança a superfície, existindo, no entanto, um levantamento do solo lateral à sapata, mas a uma escala menor que no colapso geral. Este tipo de colapso está associado a solos altamente compressíveis, e a carga limite última não está bem definida – Figura 7.4, curva (b) [6].

Na Figura 7.4 (c) o colapso desenvolve-se quando à compressão do solo se associa o corte na direcção vertical, nos limites da sapata. Nesta rotura por punçoamento, não é característica a elevação da superfície do terreno, e, como no caso anterior a carga limite não está bem definida (curva (c)). Sucede usualmente em solos soltos de baixa compressibilidade, se a fundação estiver localizada a alguma profundidade, estando a sua ocorrência dependente essencialmente destes dois últimos factores [6].

7.1.1.3 CAPACIDADE DE CARGA - TEORIA DE TERZAGHI

O problema da determinação da capacidade de carga pode ser considerado em termos da Teoria da Plasticidade, fazendo uso dos Teoremas da Região Inferior e Superior. As soluções obtidas por esta constituem aproximações à exacta, conduzindo a expressões formalmente idênticas, embora com certa variação nos parâmetros nelas intervenientes.

Considere-se então uma sapata de largura B e comprimento infinito, que se encontra a uma profundidade D , num maciço homogêneo de superfície horizontal e peso volúmico γ , carregada verticalmente. Um mecanismo de rotura por corte implica a formação de três zonas plastificadas sob a sapata – Figura 7.5.

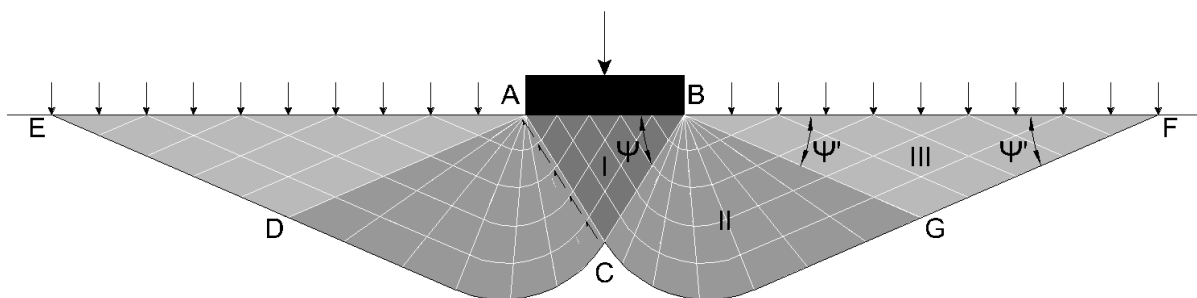


Figura 7.5 - Mecanismo de rotura numa fundação superficial (adaptado de [6] e [20]).

A zona I, que na rotura desce solidária com a sapata e se encontra no estado limite activo de *Rankine*, obriga a zona II, em corte “radial”, a deslocar-se lateralmente, a qual, por sua vez, induz um deslocamento lateral e ascendente da zona III, em estado passivo de *Rankine*. O movimento descendente da cunha ABC ocorre ao longo das superfícies AC e BC inclinadas de $45 + \phi/2$ (ψ). A zona II desenvolve-se ao longo de uma superfície circular, para o caso de solos atríticos, ou espiral logarítmica, para os restantes; superiormente é limitada pela direcção $45 - \phi/2$ (ψ'), que estabelece a fronteira com a zona III. O deslize desta última desenvolve-se ao longo da superfície GF e DE tangentes aos arcos CG e CD, respectivamente, inclinadas de $45 - \phi/2$. Pode-se então concluir que, acima da superfície EDGCF, o solo encontra-se num estado de equilíbrio plástico, e o remanescente em equilíbrio elástico [6].

7.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

A experiência delineada para esta demonstração é bastante simples. Fazendo uso da caixa já utilizada em outros dois ensaios, tendo sido apenas necessário preparar um elemento que permitisse a simulação de uma fundação superficial – Figura 7.6.

A descrição do protótipo e das etapas da experiência serão realizados nos pontos subjacentes.

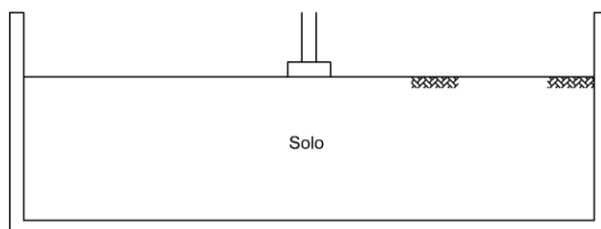


Figura 7.6 - Esquema geral da experiência.

7.2.1 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO

7.2.1.1 Aspectos construtivos

Os aspectos relativos à dimensão da caixa que atende esta experiência já se discutiram anteriormente, apresentando-se na Figura 7.7 o esquema do protótipo.

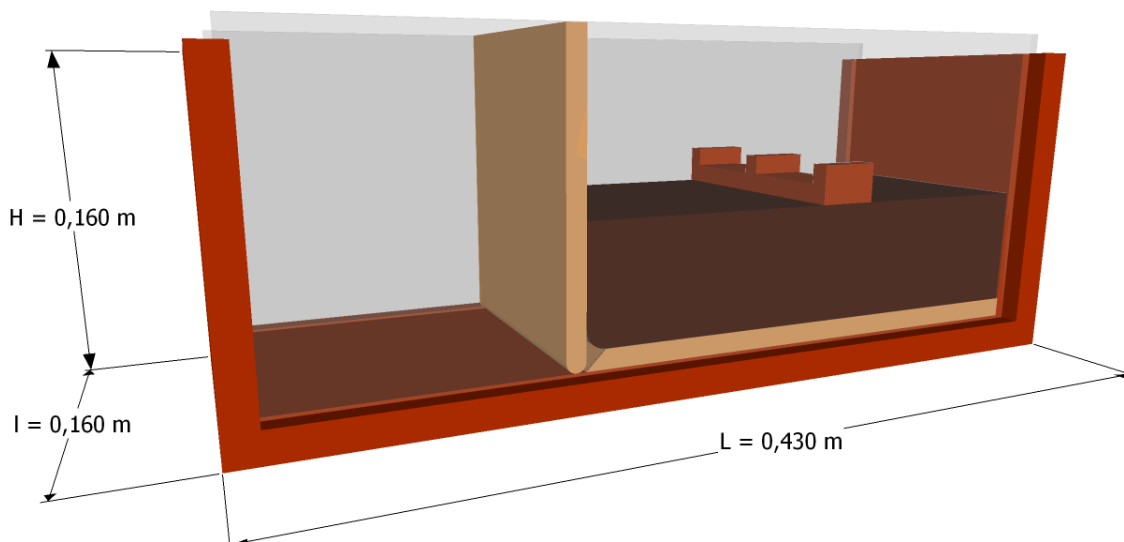


Figura 7.7 - Esquema final do protótipo.

Refere-se apenas, que para aumentar a altura disponível de material na simulação do solo se utilizou o sistema de rotação como limite (mantendo-o estático na posição vertical), encurtando assim a extensão total da superfície do material.

7.2.1.2 Estado final do protótipo

Os aspectos discutidos anteriormente materializaram-se no protótipo ilustrado na Figura 7.7.



a) Vista frontal.



b) Vista a três quartos.

Figura 7.8 - Estado final do protótipo.

7.2.2 DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA

Seguidamente apresentam-se as várias fases da experiência:

- Deposição no interior da caixa do material que irá simular o solo;
- Colocação da sapata numa posição a definir pelo utilizador, sugerindo-se o centro da caixa, que permite a visualização em toda a extensão do mecanismo de rotura, ou encostada às placas laterais, fazendo uso da simetria que o mecanismo de colapso possui;

- Aplicar uma carga à sapata, gradualmente, de modo a que se visualize correctamente o desenvolvimento progressivo do mecanismo de rotura.

7.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL

Nesta secção serão expostos os resultados obtidos através da experimentação do equipamento criado, comparando o resultado obtido com a solução proposta por *Terzaghi*. O material utilizado na simulação do solo corresponde ao descrito na secção 5.3.2, Quadro 5.1.

7.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na Figura 7.8 mostra-se a fase inicial da experiência. A altura de material atribuída foi a determinada como sendo suficiente para que a base do equipamento não influenciasse o resultado final.

Durante o processo de experimentação realizaram-se dois ensaios diferentes, em que se alterou a posição da fundação. No primeiro a sapata ocupa uma posição lateral, encostada a uma das placas verticais; na segunda a mesma foi centrada à superfície. Com estas duas variantes pretendeu-se obter duas perspectivas diferentes do mecanismo de rotura: primeiramente através da simetria que o mesmo possui e posteriormente observá-lo em toda a sua extensão.

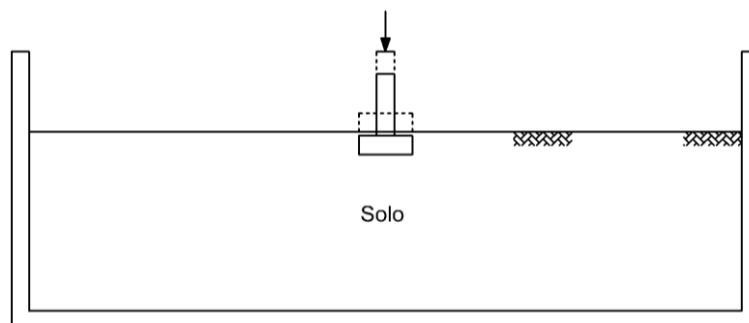


Figura 7.9 - Esquema geral do ensaio realizado.

Com o auxílio do ábaco proposto por *Meyerhof* (Figura 7.10) para as dimensões da zona plastificada sob a sapata em solos não coesivos, determinou-se a altura mínima de material que deve preencher a caixa, assim como a extensão lateral do mecanismo de rotura, ficando assim com a geometria do mecanismo de rotura completamente definida, constituindo esta, um ponto de comparação para com o resultado obtido experimentalmente.

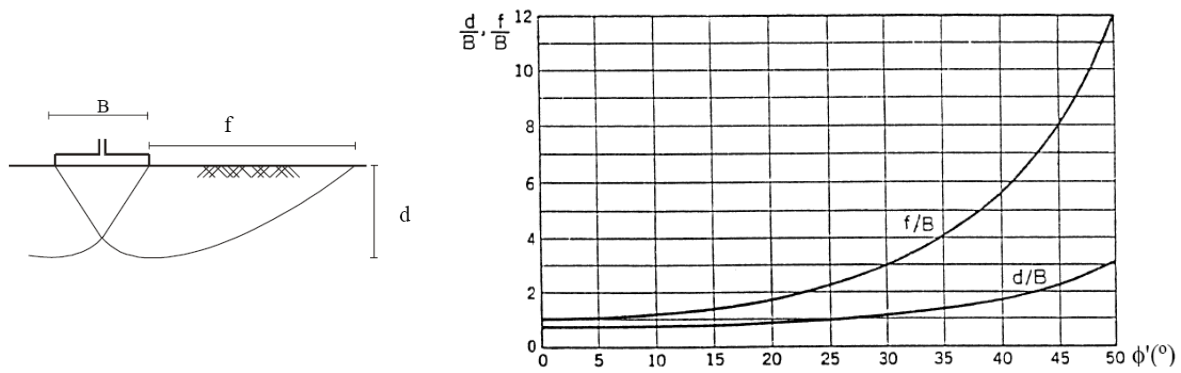


Figura 7.10 - Dimensões da zona plastificada sob a zona da sapata segundo Meyerhof.¹

$$\begin{aligned} \frac{f}{b} &= 2,5 \rightarrow f = 9,0 \text{ cm} \\ B &= 3,6 \text{ cm} \\ \frac{d}{b} &= 1,0 \rightarrow d = 3,6 \text{ cm} \end{aligned} \quad (7.1)$$

Para a altura de material estabeleceram-se então cerca de 10 cm, enquanto que, para o desenvolvimento lateral se deixaram livres 23 cm, para o primeiro ensaio, e 11,5 cm para cada lado no segundo.

7.3.2 ENSAIO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Preparado o equipamentos procedeu-se à execução da experiência, ilustrando-se nas imagens seguintes (Figura 7.11 e 7.12), os resultados alcançados.

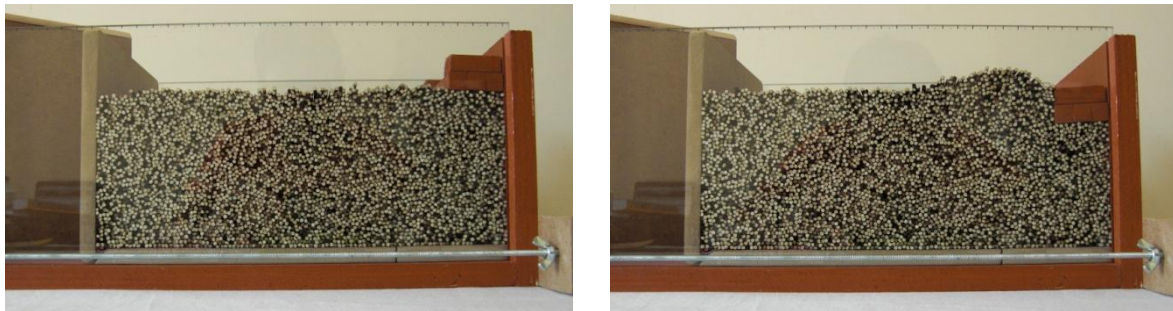


Figura 7.11 - Ensaio 1.

¹ Considerou-se que, apesar da escala do equipamento ser bastante reduzida, face a situações reais, a aplicação do ábaco proposto por Meyerhof continua a ser válida.

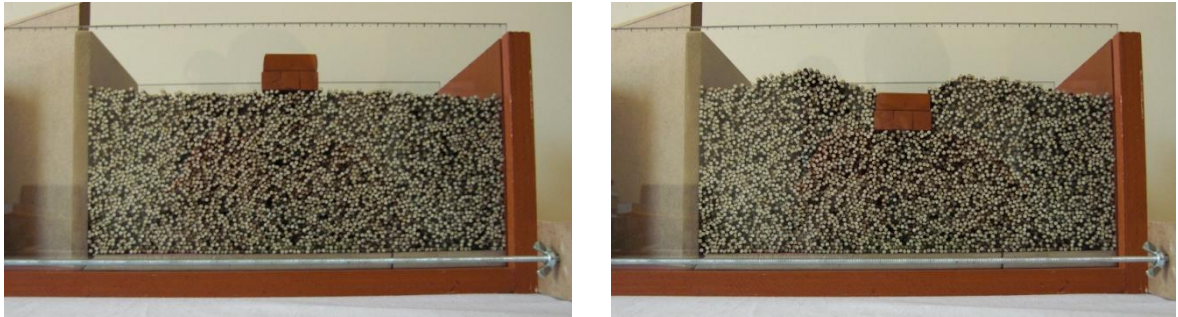


Figura 7.12 - Ensaio 2.

Tal como no ensaio da cortina de retenção também neste caso nas fotos não é completamente perceptível o desenvolvimento das superfícies de colapso, evidenciando-se na Figuras 7.13, com a ajuda de linhas, a forma do mesmo.

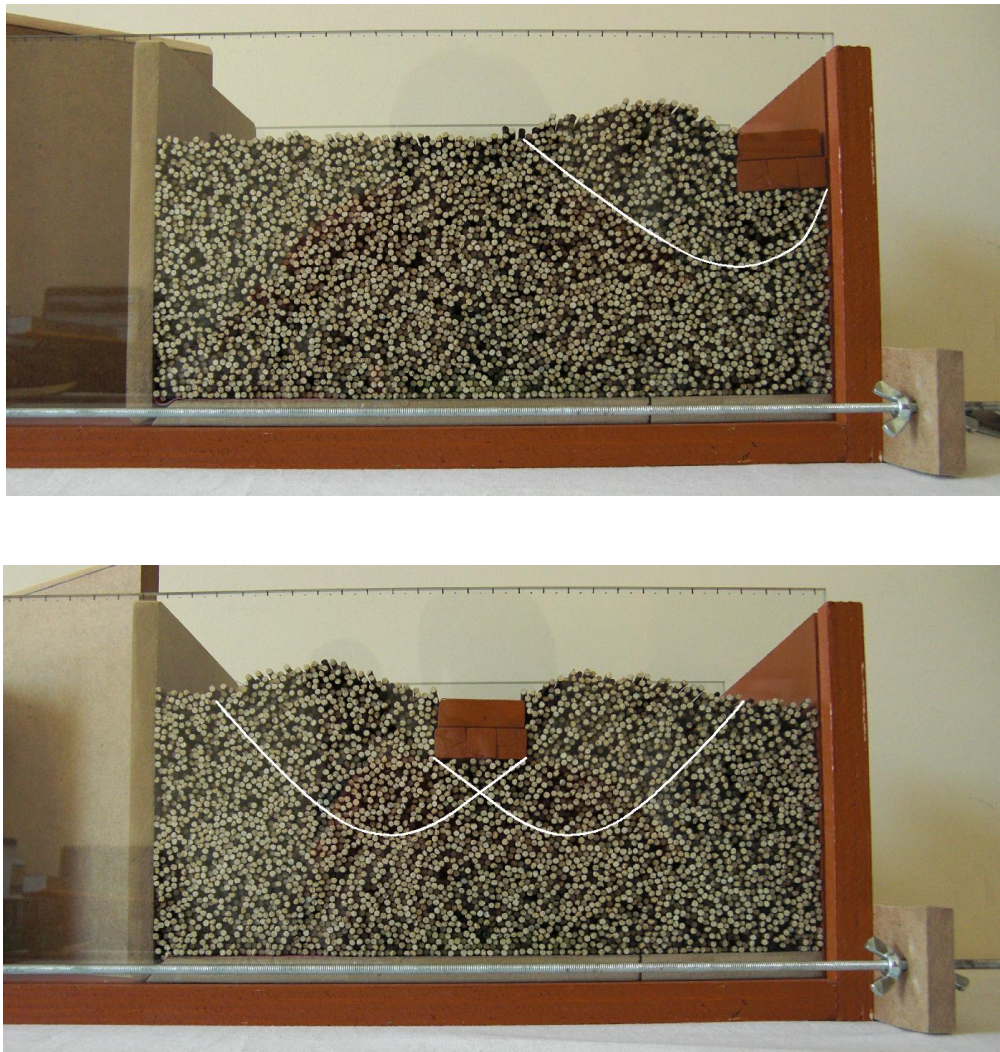


Figura 7.13 - Mecanismo de rotura: linhas sobrepostas.

A graduação presente na aresta superior da lâmina de vidro frontal, permite realizar uma estimativa da extensão do mecanismo de rotura e durante a realização da experiência mediu-se a profundidade alcançada pelo mesmo, ilustrando-se no Quadro 7.3 ambos os valores.

É então possível concluir que os registos obtidos se aproximam bastante da solução proposta por *Terzaghi*, no que diz respeito à configuração das superfícies de colapso, assim como as suas dimensões corroboram o ábaco elaborado por *Meyerhof*, apesar da escala reduzida a que se desenvolve o ensaio.

7.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

O modelo numérico desenvolvido para a simulação deste fenómeno, foi construído novamente por intermédio do programa de cálculo *Plaxis*. Nos pontos seguintes são apresentados os vários passos realizados no desenrolar deste estudo numérico, procedendo-se no final a uma comparação com os resultados alcançados experimentalmente.

Este fenómeno também foi estudado à luz dos Métodos de Equilíbrio Limite com o auxílio do programa de cálculo *LimitState GEO*, entrando também os resultados conseguidos, na comparação com os obtidos por via experimental e numérica.

7.4.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

7.4.1.1 Modelo Numérico

A geometria do problema em análise mostra-se na Figura 7.14, assim como a malha de elementos finitos gerada. Realça-se, que tal como na execução experimental também nesta simulação numérica se reproduziram duas situações: na primeira a sapata encontra-se numa posição central; na segunda esta remeteu-se para o lado direito. A malha concebida é constituída por 1370 elementos triangulares de 16 nós.

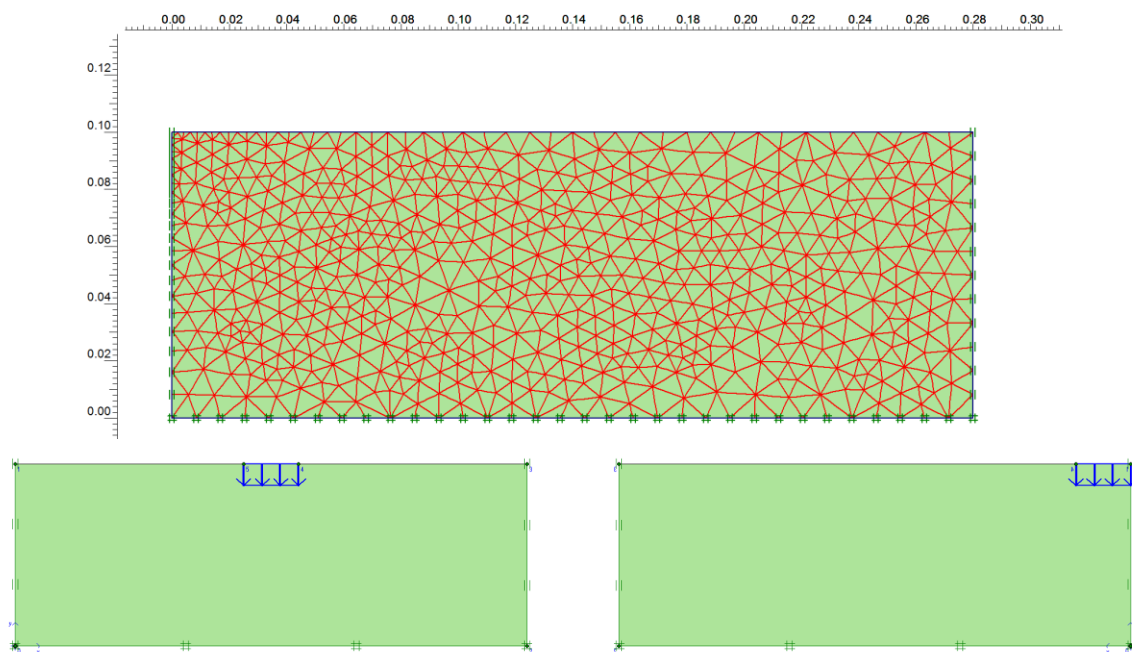


Figura 7.14 - Malha de elementos finitos e condições de fronteira.

Neste modelo numérico a sapata materializou-se através de deslocamentos impostos ao longo da sua largura (3,6 cm), concretamente 1 cm ao longo dessa distância.

As características mecânicas do solo são as apresentadas no Quadro 5.3, do capítulo relativo à demonstração da formação das cunhas de rotura.

7.4.1.2 Resultados obtidos

A execução de ambos os modelos numéricos permitiu determinar a possível aparência dos mecanismos de colapso, ilustrando-se na Figura 7.15 a configuração obtida.

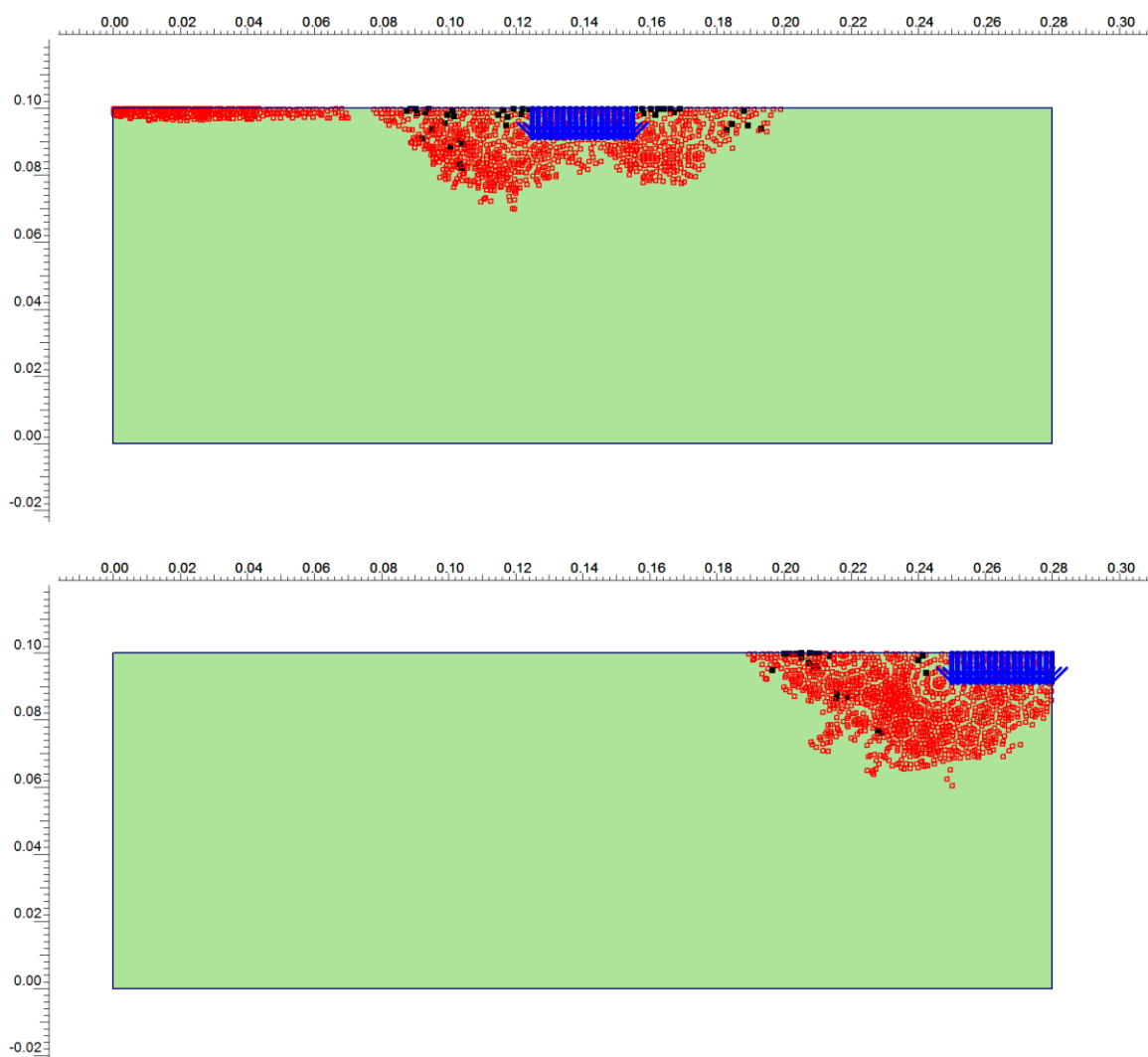


Figura 7.15 - Mecanismo de rotura: sapata centrada (em cima), sapata simétrica (em baixo).

Qualitativamente as formas atingidas para os mecanismos por via numérica são bastantes satisfatórias, porém, na sua extensão, lateral e em profundidade, apresentam alguma discrepância face aos determinados experimentalmente, com maior disparidade no caso da sapata centrada no equipamento. As principais dimensões das superfícies de rotura apresentam-se no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 - Configuração dos mecanismos de rotura.

	Sapata centrada	Sapata simétrica
Extensão lateral	5,5 cm	7,4 cm
Profundidade de influência	2,9 cm	4,1 cm

7.4.2 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

7.4.2.1 Modelo de cálculo

O modelo de cálculo construído para este processo de análise possui a mesma geometria que o gerado para o cálculo via MEF, apresentando-se o aspecto do mesmo nas figuras seguintes.

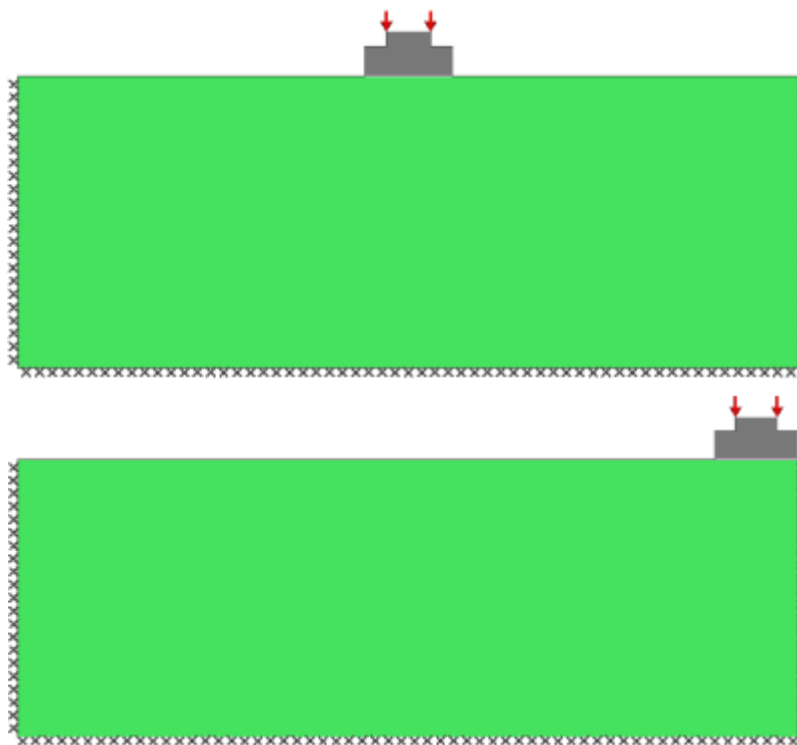


Figura 7.16 - Modelos de cálculo adoptados.

As condicionantes impostas pelo programa usado, obrigaram a que a solicitação aplicada na sapata fosse uma carga, em vez do assentamento que se considerou no MEF.

Quanto às características do material, estas são as mesmas que foram utilizadas na simulação por intermédio de elementos finitos.

7.4.2.2 Resultados obtidos

Estabelecida a geometria do modelo de análise procedeu-se ao início do cálculo, obtendo os resultados expostos na figura seguinte.

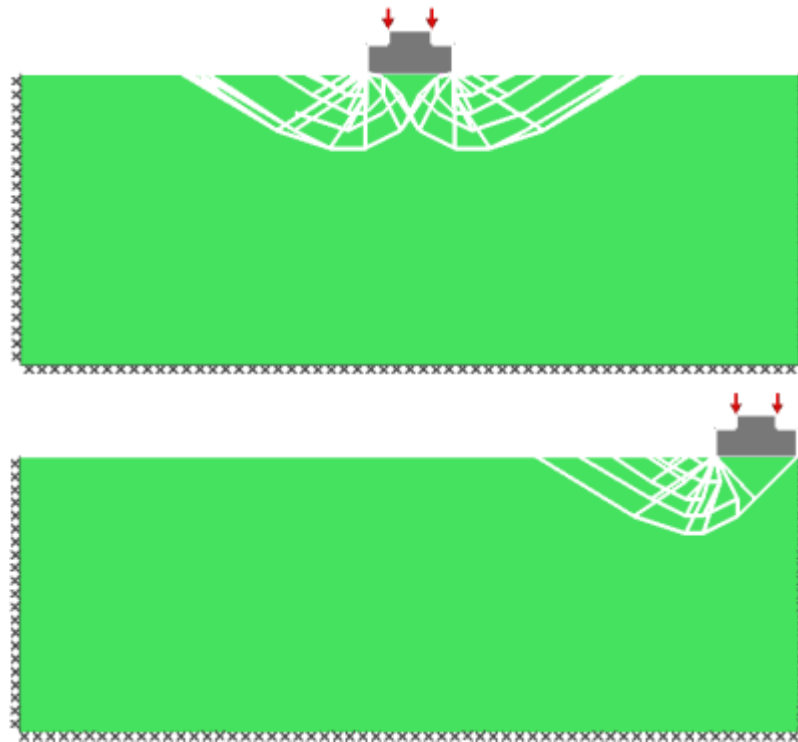


Figura 7.17 - Mecanismos de rotura obtidos para as duas situações em estudo.

Exportando os resultados para um programa de desenho assistido mediu-se a extensão lateral e a profundidade de influência de cada uma das simulações calculadas – Quadro 7.2.

Quadro 7.2 - Configuração dos mecanismos de rotura.

	Sapata centrada	Sapata simétrica
Extensão lateral	8,3 cm	8,4 cm
Profundidade de influência	3,3 cm	3,5 cm

7.4.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Os vários estudos efectuados por intermédio dos métodos explicados permitiram obter uma série de valores para a definição da configuração do mecanismo de rotura de fundações superficiais. Os resultados obtidos por via numérica, concretamente através do MEF, são aqueles que apresentam um maior desvio face aos alcançados pelos outros processos, por sinal bastante coerentes entre si – Quadro 7.3.

Quadro 7.3 - Resultados obtidos pelos diferentes métodos.

	Meyerhof	Experimental	MEF	MEL
Extensão lateral	9,0 cm	8,5/8,5 cm	5,5/7,4 cm	8,3/8,4 cm
Profundidade de influência	3,6 cm	3,2/4,0 cm	2,9/4,1 cm	3,3/3,5 cm

*/• - Sapata centrada/Sapata simétrica

Este estudo realizado permitiu atestar a viabilidade da experiência arquitectada para a demonstração deste fenómeno. A coerência dos resultados obtidos experimentalmente face aos determinados por via computacional e analítica, torna o equipamento uma base a ser explorada dentro do conteúdo programático da Mecânica dos Solos, dando a oportunidade aos alunos de visualizar um fenómeno, que de outra maneira apenas seria apresentado teoricamente, consistindo num elemento motivador para ambos os intervenientes, docente e aluno.

7.5 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO

No ensaio do protótipo relativo a esta demonstração obtiveram-se bons resultados face ao mecanismo que se pretendeu demonstrar. Contudo no processo de carregamento sentiram-se algumas dificuldades em manter a fundação completamente horizontal, havendo uma tendência para esta experimentar um movimento rotacional, que obrigatoriamente influenciava o desenvolvimento do mecanismo de rotura. Para se suprimir esta incidência recorrente nos diversos ensaios praticados, para o equipamento final optou-se por, usando a estrutura metálica desenhada para o suporte do dinamómetro, na demonstração da tensão efectiva, adaptar um sistema de rotação através do furo realizado a meio vão, que viabilize o incremento gradual do deslocamento imposto à fundação, sem que esta experimente rotação.

Nos pontos seguintes descrevem-se os pormenores construtivos a implementar na estrutura metálica e apresenta-se o aspecto final do equipamento.

7.5.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

O sistema estudado para este ensaio assentará num pequeno dispositivo a instalar no furo realizado na estrutura metálica, o qual é ligado à mesma com o auxílio de dois elementos fixadores roscados (porcas) – Figura 7.18.

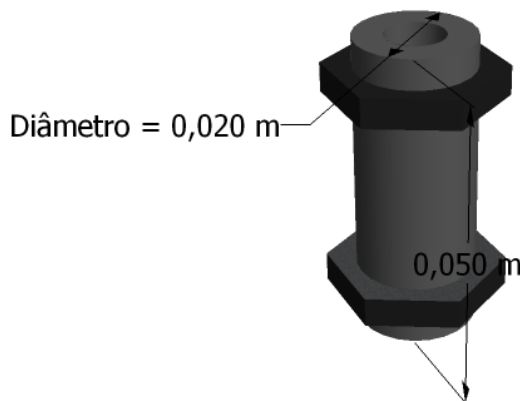


Figura 7.18 - Pormenor do dispositivo.

Salienta-se ainda que o elemento a instalar na estrutura metálica, deverá ser roscado no seu interior de modo a permitir a instalação de um varão. Este ao rodar sobre o encaixe irá imprimir um deslocamento crescente da sapata, mantendo a horizontalidade da mesma ao longo de todo o ensaio – Figura 7.19.

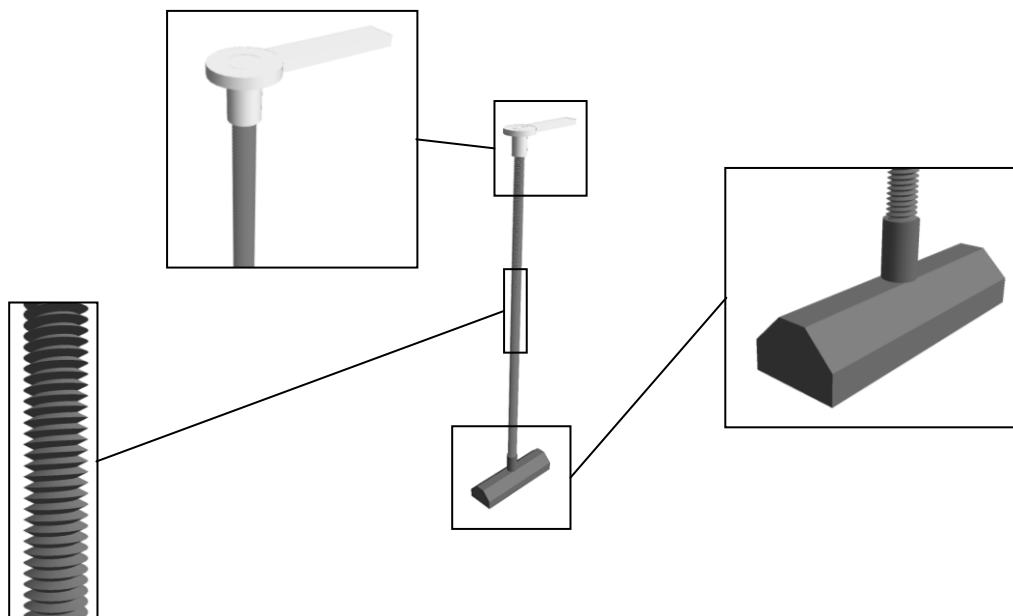


Figura 7.19 - Elemento roscado destinado a aplicar um deslocamento incremental.

De modo a facilitar a transmissão do movimento de rotação ao varão incorporado, dever-se-á implementar um manípulo no topo do mesmo, como ilustrado na Figura 7.19. O varão roscado deverá ter um diâmetro compatível com o do dispositivo que se instalar no furo, podendo o seu comprimento variar. Relativamente ao elemento que simula a sapata, a sua largura deverá ser compatível com a extensão do mecanismo de rotura e o tanque onde se executa a experiência, devendo este elemento ser facilmente alterado para permitir o estudo de diferentes situações.

7.5.2 PROJECTO – ESTADO FINAL

As considerações a nível construtivo foram expostas nos pontos anteriores, contemplando-se na Figura 7.20 a aparência final do protótipo.

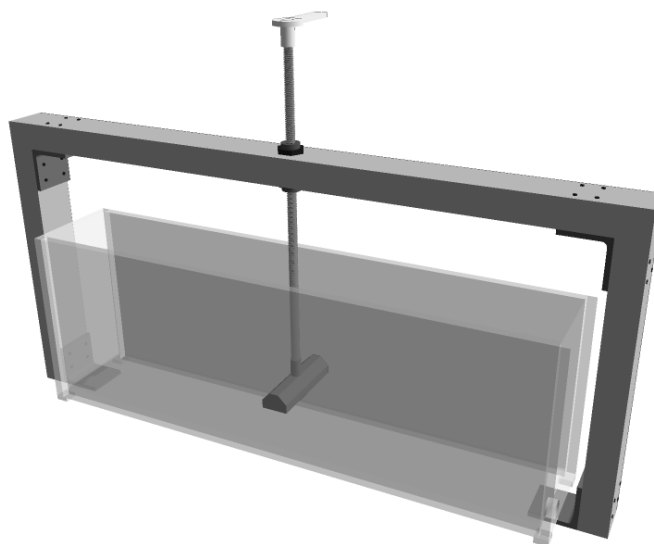


Figura 7.20 - Aspecto final do equipamento.

8

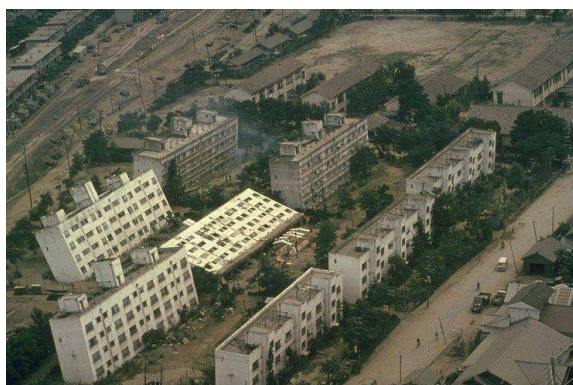
LIQUEFACÇÃO DE AREIAS

A liquefacção de areias constitui um assunto sobre o qual já se desenvolveram diversos equipamentos que permitem simular os seus efeitos. Desde equipamentos de grandes dimensões, utilizados em projectos de investigação, a equipamentos didácticos, mais pequenos, destinados a permitir a visualização do fenómeno e suas consequências, a uma escala bastante reduzida. Enquadrando-se neste último grupo, a experiência construída tem como objectivo facultar aos alunos a percepção das consequências da liquefacção em estruturas fundadas em areias soltas.

O primeiro ponto introduz alguns conceitos relativos ao fenómeno em estudo, após o qual se descreve o equipamento desenvolvido, partindo depois para a sua experimentação.

8.1 LIQUEFACÇÃO

Ao longo dos séculos inúmeros registos dão conta de elevados prejuízos económicos, perdas humanas e danos no meio ambiente, causados pela liquefacção de areias saturadas.



a) Colapso de edifícios durante o sismo de Niigata [26].



b) Bolsas de areia [24].

Figura 8.1 - Imagens da destruição devido à liquefacção.

Em zonas sísmicas este fenómeno constitui uma séria preocupação, sendo os projectistas geotécnicos cada vez mais impelidos a realizar o dimensionamento com base em previsões numéricas realistas do comportamento do maciço e das estruturas nele construídas. Para tal, é necessário compreender o desenvolvimento do fenómeno e identificar os mecanismos que controlam a liquefacção de depósitos naturais.

Sendo um fenómeno de alguma dimensão, com este trabalho pretendeu-se simular a uma escala bastante reduzida as consequências do mesmo, através de um equipamento que permita a fácil visualização do assentamento de uma determinada estrutura, durante a actuação de uma força indutora da liquefacção. São então descritos nas secções seguintes, os factores que influenciam este fenómeno, os aspectos construtivos e a modelação experimental do equipamento desenvolvido.

8.1.1 DEFINIÇÃO DE LIQUEFACÇÃO DOS SOLOS [12]

Constituindo um dos fenómenos mais destrutivos causado pela acção sísmica, a liquefacção ocorre essencialmente em solos incoerentes, saturados, com granulometria fina ou média. A origem deste fenómeno pode estar relacionada com duas situações diferentes:

- a tendência que os solos granulares soltos possuem, em reduzir o seu volume quando sujeitos a um carregamento cíclico, conduz a uma reorganização estrutural das partículas com vista a alcançar um estado físico mais compacto, de tal modo, que a tensão na água intersticial (tensão neutra) sofre um aumento progressivo a cada ciclo, alcançando um valor igual ao da tensão total no solo. Atingido esse valor, constata-se uma quebra na resistência ao corte do solo em questão, e, conseqüentemente, o fluxo do solo granular como um líquido denso (“areia movediça”). Este tipo de liquefacção está associado à ocorrência de sismos, ou à solicitação de forças exteriores, como por exemplo, a vibração provocada pelo tráfego ferroviário e rodoviário.
- em areias muito soltas, os excessos de pressão neutra podem ocorrer com a aplicação estática de uma força, que posteriormente conduz à liquefacção do solo.

Directamente relacionado com este fenómeno estão as condições de drenagem existentes nas proximidades da zona susceptível de liquefazer, assim como dois parâmetros de estado do solo: o índice de compactidade e o índice de vazios. No ponto 8.1.2 serão aprofundadas estas questões, e ainda mencionados outros factores que influenciam o potencial de liquefacção de um solo.

Na Figura 8.2 está representada uma sequência esquemática da liquefacção, proposta por *Ishihara*:

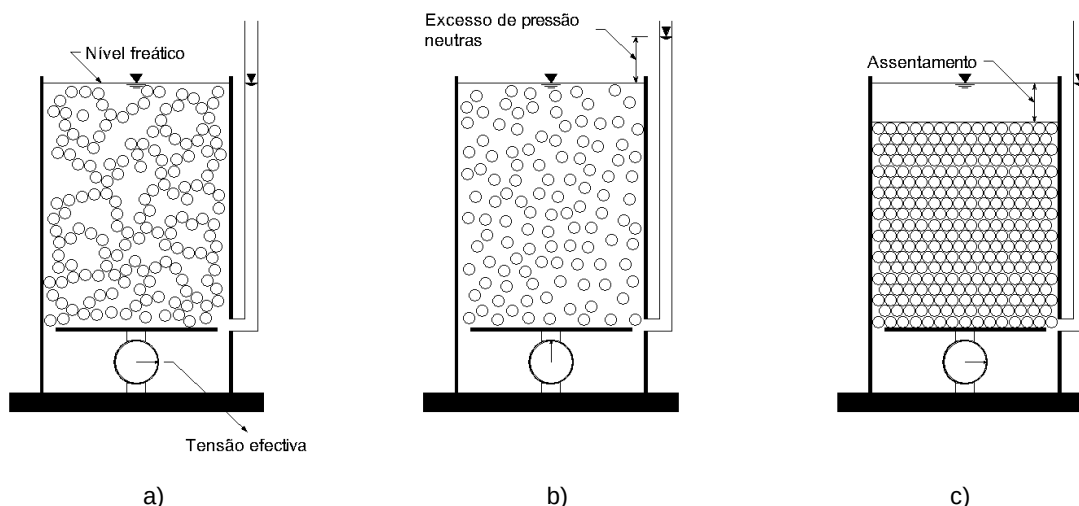


Figura 8.2 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefacção: a) antes da liquefacção; b) durante a liquefacção; c) após a liquefacção (adaptado de [14]).

8.1.2 FACTORES QUE INFLUEM NA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO [21]

Baseados em resultados de ensaios laboratoriais, assim como em observações “*in situ*” estabeleceram-se quais os factores mais importantes que influenciam a ocorrência da liquefacção, dos quais se destacam:

- **Intensidade e duração do sismo:** a vibração do solo e determinadas questões ligadas ao movimento do mesmo, como a aceleração e duração de um determinado sismo, estabelecem o modo como as deformações e consequentes excessos de pressão se desenvolvem, conduzindo à possível liquefacção do solo. O potencial de liquefacção cresce com a intensidade e duração do sismo. Além dos sismos, as explosões, operações de cravação de estacas e vibrações provenientes do tráfego ferroviário, criam condições para que o fenómeno se origine.

- **Nível freático:** a presença do nível freático perto da superfície do terreno constitui o factor mais importante na indução da liquefacção do solo.

- **Tipo de solo:** os solos puramente atríticos, ou seja, com coesão nula, são os mais susceptíveis a liquefazer quando sujeitos a uma solicitação cíclica, existindo, contudo, excepções; solos que, apesar de possuírem alguma coesão, ao respeitarem estes três critérios:

- o solo deve ter menos de 15% de partículas mais finas que 0,005 mm;
- o seu limite de liquidez (w_L) deve ser inferior a 35%;
- o teor em água (w) presente no solo deve ser maior que $0,9w_L$.

são susceptíveis a liquefazer.

- **Índice de vazios:** as areias que exibam um índice de vazios superior ao crítico, encontrando-se submersas, e que, eventualmente, sejam solicitadas por corte, tendem a diminuir de volume. Esta diminuição acarreta um aumento das pressões intersticiais, promovendo a liquefacção das areias em causa. [13]

- **Gradação do solo:** solos uniformemente graduados tendem a formar massas menos estáveis e são mais passíveis de liquefazer que os solos bem graduados. Estes últimos, devido às partículas de menor dimensão que preenchem os espaços entre as maiores, têm o seu potencial contractivo reduzido, resultando em excessos de pressão neutra menores, quando sujeitos a um carregamento cíclico.

- **Condições de drenagem:** se se proporcionar a dissipação de excessos de pressão neutra com alguma celeridade, o solo poderá não liquefazer. A presença de drenos ou camadas de gravilha podem reduzir o potencial de liquefacção do solo adjacente.

- **Forma das partículas:** um solo com partículas cuja forma é tendencialmente esférica, detém uma maior apetência para contrair, densificando-se mais que um solo com partículas predominantemente angulares. Logo os primeiros são mais susceptíveis de liquefazer que os últimos.

- **Idade do maciço e cimentação:** depósitos recentes tendem a ser menos resistentes à liquefacção do que os solos mais antigos. O acréscimo de resistência face à liquefacção que se constata em solos mais antigos está relacionado com a deformação e o rearranjo estrutural que os solos vão sofrendo ao longo do tempo, permitindo-lhes alcançar uma estrutura mais estável. A este facto, alia-se a cimentação que ocorre entre as partículas, nos pontos de contacto entre elas.

- **História do maciço:** maciços que já foram sujeitos a uma acção sísmica, possuem um incremento de resistência à liquefacção, comparativamente a um solo de características semelhantes, mas recentemente formado.

Analisando os diversos factores expostos pode-se concluir que um solo susceptível à liquefacção, terá de reunir as seguintes condições:

- Nível freático próximo da superfície;
- Proximidade do epicentro do sismo;
- Relativamente ao tipo de solo e de acordo com as condições “*in situ*” acima referidas, este deverá ser areia solta, com uma graduação uniforme, constituído por partículas arredondadas, recentemente depositadas, sem cimentação entre os grãos e sem história de tensões aplicadas.

8.1.3 ROTURA DOS SOLOS RESULTANTE DA LIQUEFACÇÃO DAS AREIAS [18]

O colapso motivado pela liquefacção das areias deve-se essencialmente ao rearranjo estrutural das partículas do solo que, para restabelecerem o equilíbrio estático após a solicitação de um carregamento cíclico, se rearrumam procurando alcançar um novo equilíbrio. A localização e extensão da zona susceptível de liquefazer influencia o nível de deformação e a grandeza dos deslocamentos que se verificam à superfície:

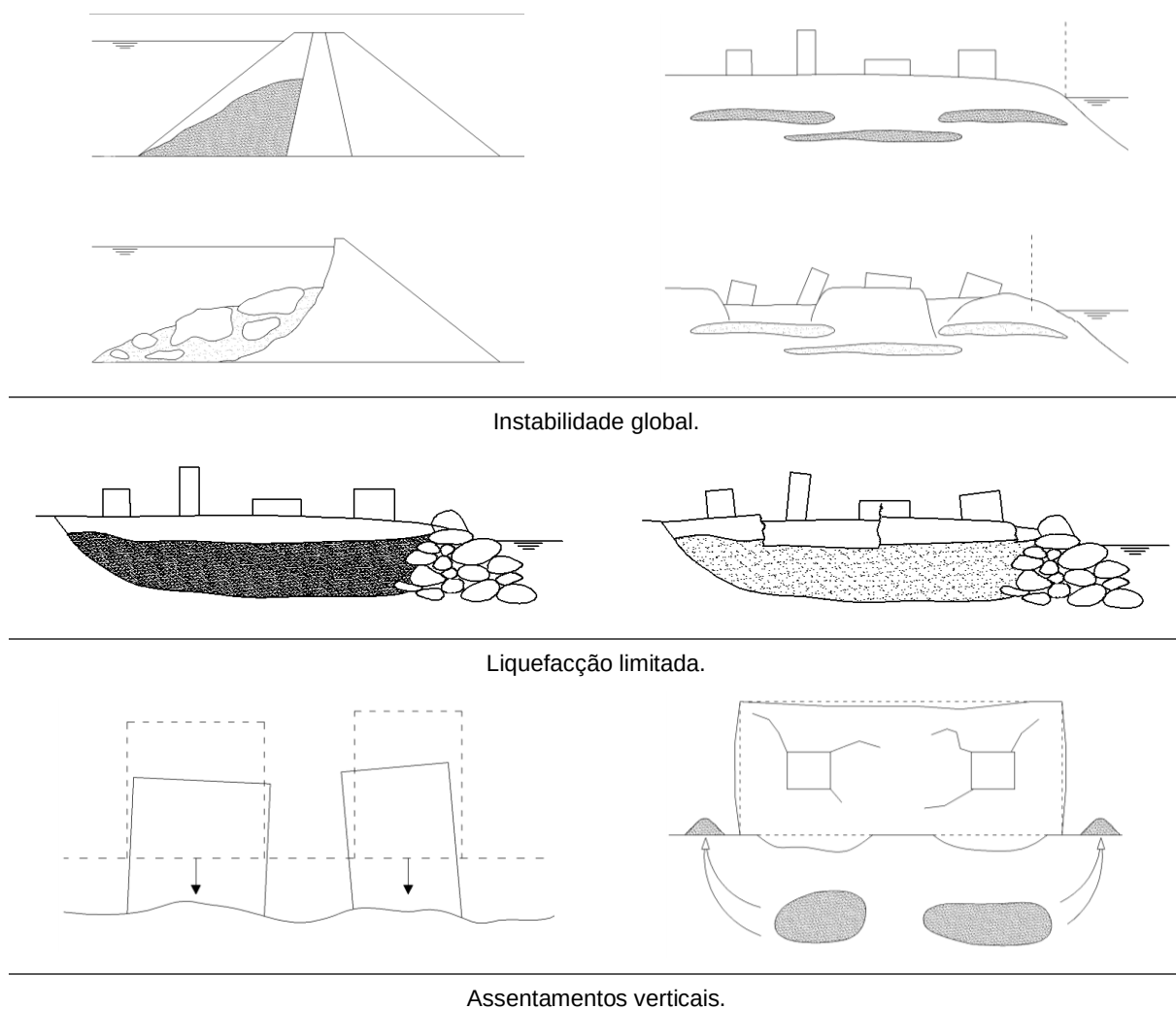


Figura 8.3 - Tipos de colapso motivados pela liquefacção.

8.2 EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

Nos pontos seguintes reúnem-se os equipamentos de características semelhantes encontrados durante a fase de pesquisa e são apresentados os aspectos construtivos de maior relevância, assim como o aspecto final do protótipo. No último ponto são descritas as várias etapas da realização da experiência, cujo esquema geral é ilustrado na imagem seguinte.

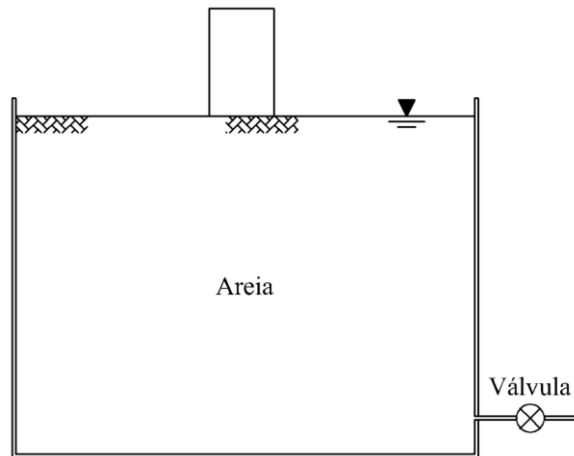


Figura 8.4 - Esquema da experiência.

8.2.1 EQUIPAMENTOS EXISTENTES DE CARACTERÍSTICAS SEMELHANTES

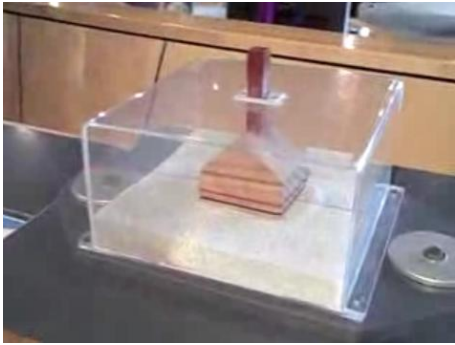
Seguindo o objectivo de recolher informações sobre equipamentos existentes que se enquadrassem no pretendido, efectuou-se uma pesquisa, da qual se obtiveram os seguintes resultados:



Dimensões Desconhecidas

Materiais Mesa vibratória;
Caixa transparente;
Areia.

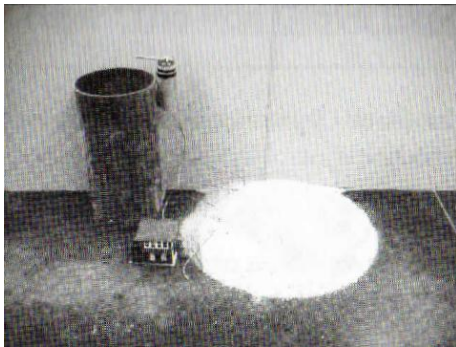
a) [30]



Dimensões Desconhecidas

Materiais Mesa vibratória;
Caixa transparente;
Areia

b) [28]



Dimensões Diâmetro 15,2 cm
Altura: 30,5 cm

Materiais Molde cilíndrico;
Areia;
Motor com excêntrico.

c) [9]



Dimensões Desconhecidas

Materiais Recipientes cilíndricos transparentes;
Areia;
Tubo de ligação entre os cilindros;

d) [29]

Figura 8.5 - Equipamento de características semelhantes.

Os equipamentos apresentados nas Figuras 8.5a) e 8.5b) possuem uma característica comum: em ambos a vibração é induzida no solo através de uma mesa vibratória, sendo necessário um maior

investimento e um maior aparato para a concretização da experiência. A Figura 8.5c) mostra um equipamento mais modesto, sendo que, neste caso a vibração é transmitida ao solo, accionando um motor com um excêntrico acoplado. Por último, na Figura 8.5d), constituído por dois cilindros transparentes, ligados por um tubo flexível, apresenta-se um equipamento, cuja vibração é comunicada ao solo, percutindo no cilindro com um objecto rígido.

8.2.2 EQUIPAMENTO CONSTRUÍDO

8.2.1.1 Aspectos construtivos

A construção do protótipo envolveu a utilização do pequeno recipiente em plástico descrito no Capítulo 4, com diâmetro de 22 cm e 18 cm de altura – Figura 8.6.

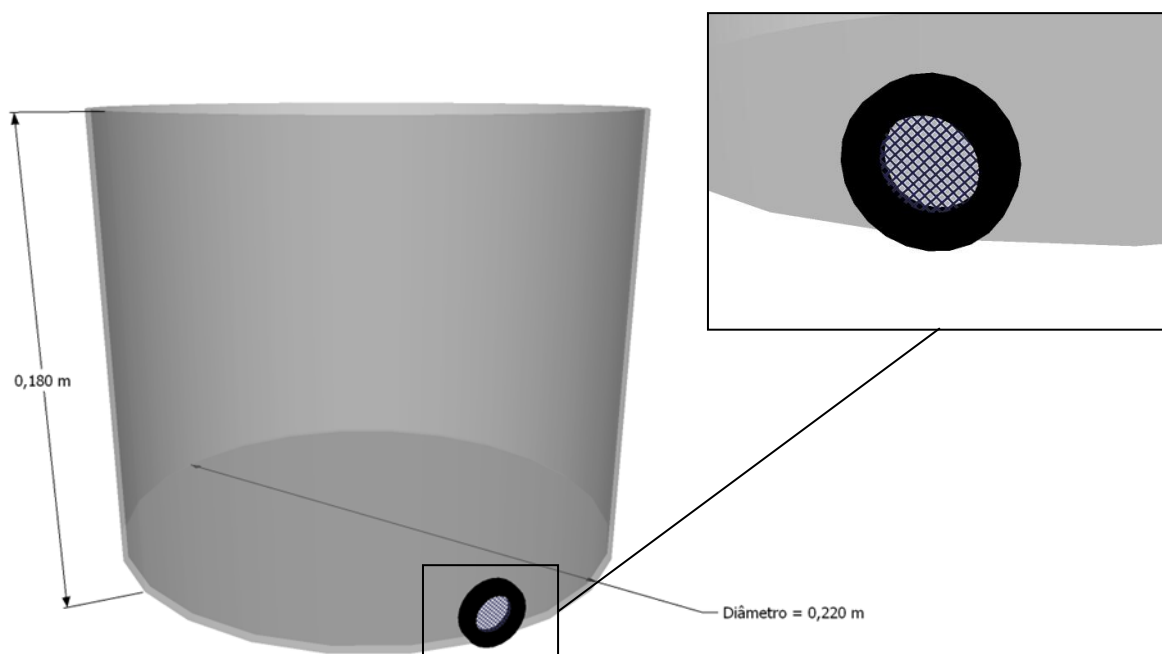


Figura 8.6 - Esquema do protótipo construído.

Um aspecto relevante para esta experiência em concreto é a espessura do recipiente, bastante reduzida, rondando 1 mm na zona superior e 2 mm na zona inferior.

8.2.1.2 ESTADO FINAL DO PROTÓTIPO

Apresentadas as diversas considerações construtivas tomadas no desenvolvimento deste protótipo, é mostrado na Figura 8.7 o aspecto final do protótipo, e ainda o pormenor do furo.

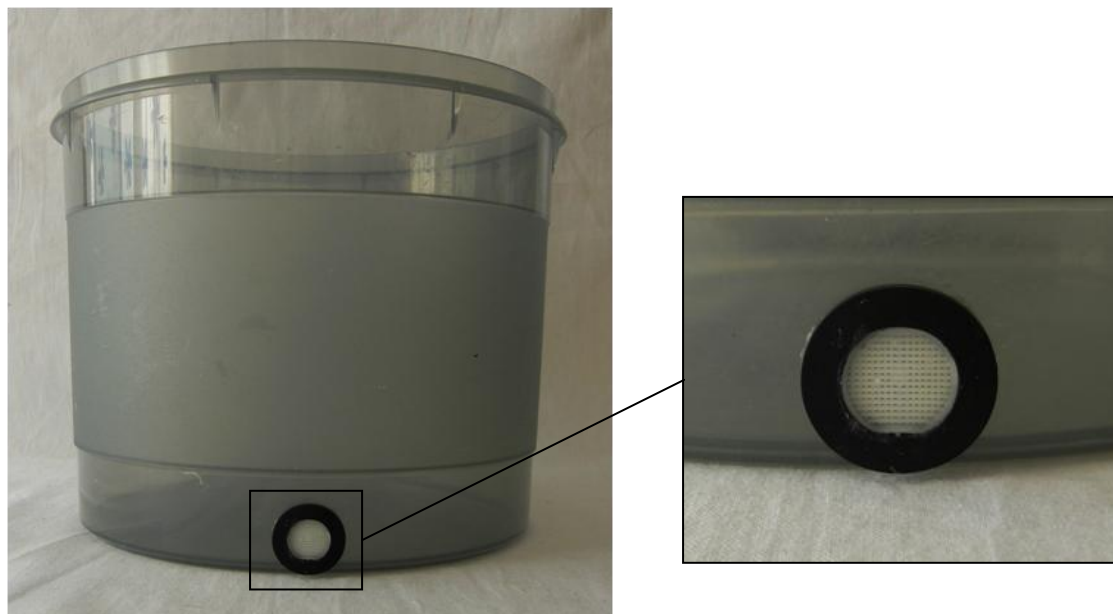


Figura 8.7 - Vista frontal do equipamento construído.

8.2.3 DESCRIÇÃO GERAL DA EXPERIÊNCIA

Esta experiência a par da demonstração da tensão efectiva é de mais simples execução, descrevendo-se o modo de proceder nos seguintes pontos:

- Encher o recipiente com areia e água, devendo a superfície do solo coincidir com o nível freático;
- Solicitar o recipiente com uma acção dinâmica de modo a transmitir ao solo a vibração necessária à sua liquefacção.

8.3 MODELAÇÃO EXPERIMENTAL

À semelhança da experiência descrita no Capítulo 4, sobre a tensão efectiva, também este ensaio se revelou de simples preparação e posterior realização. Nos pontos seguintes descreve-se o material usado na simulação e são apresentados os resultados provenientes da experimentação do equipamento construído.

8.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A elaboração deste ensaio é bastante semelhante à realizada para a demonstração da tensão efectiva, a menos da instalação de uma estrutura enterrada e da interveniência do tubo que permite a subida do nível freático. A altura de areia colocada no recipiente é a mesma que foi estabelecida para a experiência referenciada, sendo de notar que, logo na primeira etapa desta, o nível freático já se encontrava perto da superfície (condição importante no desencadear deste fenómeno).

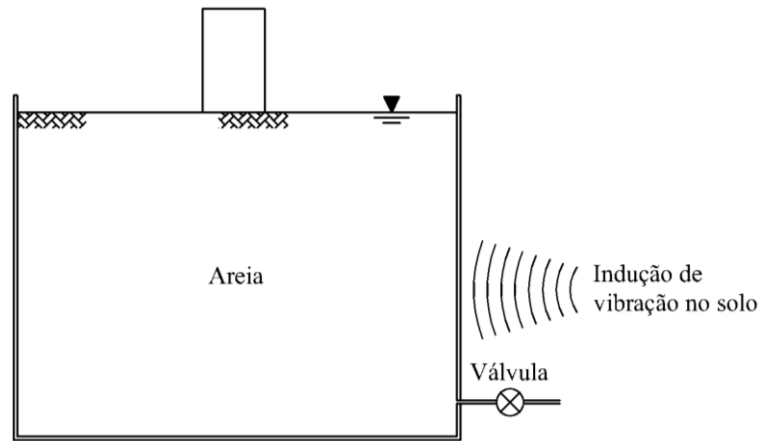


Figura 8.8 - Esquema geral do ensaio realizado.

8.3.2 MATERIAIS UTILIZADOS [16]

A areia utilizada neste ensaio é idêntica à descrita no Capítulo 4, apresentando-se novamente a sua curva granulométrica para referência.

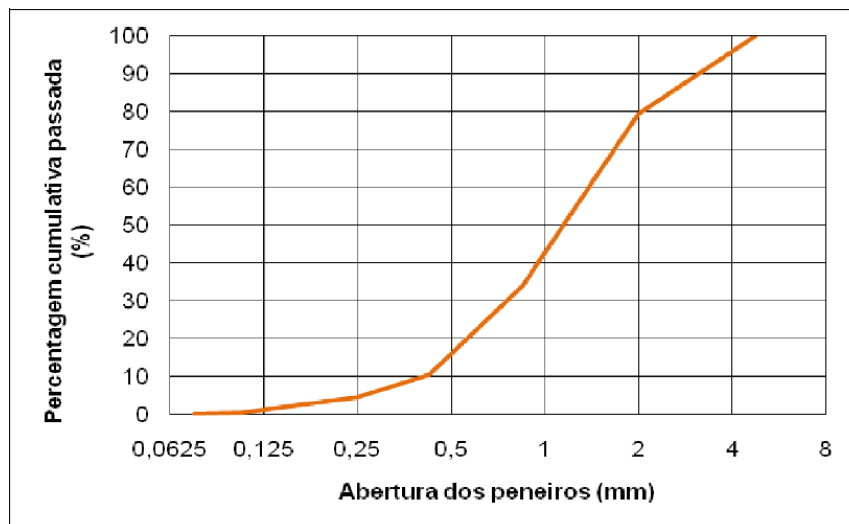


Figura 8.9 - Curva granulométrica da areia utilizada.

8.3.3 ENSAIO DA LIQUEFACÇÃO DE AREIAS

Preparado o equipamento experimental (Figura 8.10) deu-se início ao ensaio, percutindo repetidamente o recipiente com um martelo de borracha, mas aplicando uma força moderada.



Figura 8.10 - Experiência preparada.

A vibração transmitida através deste processo permitiu observar claramente o efeito devastador que um sismo pode exercer, ao induzir um aumento das tensões neutras no solo de fundação de uma determinada estrutura – Figura 8.11.



Figura 8.11 - Estado da estrutura após o ensaio.

Uma observação mais cuidada permite ainda obter uma noção do assentamento que a areia sofreu devido ao rearranjo estrutural das suas partículas constituintes: inicialmente o nível do terreno encontrava-se acima da fronteira entre a zona mais transparente e outra mais opaca do recipiente, no final do ensaio achava-se coincidente com esse limite.

Esta simples experiência permitiu a visualização de um fenómeno, ao qual muitas vezes apenas se tem acesso através de outros meios, nomeadamente fotográficos, facultando aos alunos uma percepção concreta da liquefacção das areias aquando da ocorrência de um sismo.

8.4 PROJECTO FINAL DO EQUIPAMENTO

Após o ensaio do pequeno equipamento cedo se percebeu que a rigidez do recipiente influenciava claramente o processo de propagação da vibração ao solo e, como tal, a espessura da parede deveria reflectir a rigidez necessária à correcta transmissão da vibração. O furo realizado, apesar de não ter funcionado correctamente, permitiu concluir que o mesmo, se bem executado irá agilizar a realização do ensaio, impedindo o vazamento da areia aquando do esvaziamento do recipiente.

Nas secções seguintes são apresentados os aspectos construtivos do equipamento arquitectado, assim como diversos pormenores, relevantes para o correcto funcionamento da experiência, e finalmente será apresentada a sua configuração final.

8.4.1 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

O protótipo construído possibilitou a determinação das dimensões mais adequadas a adoptar para o equipamento final, assim como outras considerações, principalmente ao nível do sistema hidráulico. Relativamente a este último ponto, optou-se pela utilização de dois recipientes, ligados por um tubo flexível, cuja pormenorização foi realizada na Secção 4.5. Como já referido, para permitir a clara visualização do fenómeno em estudo, elegeu-se como material de construção o acrílico, o que também permitiu alcançar a qualidade desejada neste tipo de estrutura, que tem como requisito principal a completa estanqueidade em todas as ligações, nomeadamente entre o tubo flexível e os cilindros, assim como entre estes e as respectivas bases de suporte.

Na subsecção 8.4.1.1 são apresentadas as dimensões e pormenores construtivos dos recipientes.

8.4.1.1 Recipientes em acrílico

Na Figura 8.12 apresenta-se um esquema tridimensional, onde se identificam as dimensões principais dos cilindros em acrílico e respectivas bases de suporte que conferem uma maior estabilidade ao conjunto.

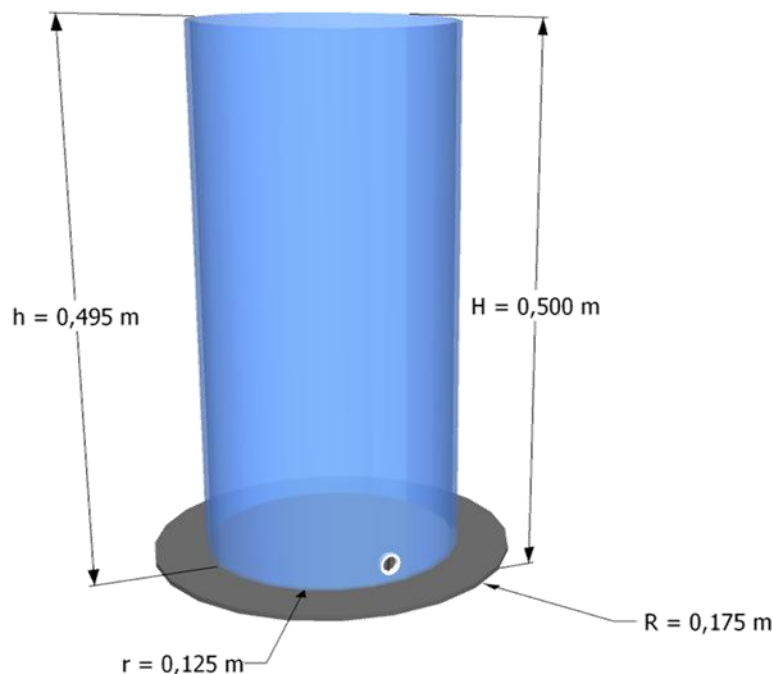


Figura 8.12 - Esquema de um dos cilindros.

Os pormenores relativos aos orifícios (diâmetro de 2 cm) desenhados para estabelecer a comunicação entre os dois recipientes já foram discutidos no Capítulo 4.

As paredes dos cilindros deverão possuir uma espessura que lhes confira alguma rigidez, característica bastante importante para o correcto desempenho do ensaio. Como tal considera-se que uma espessura de 1 cm deverá ser suficiente para garantir este requisito fundamental. No entanto este será um aspecto a discutir com o fabricante, de modo a garantir o cumprimento deste requisito de deformabilidade.

A altura dos cilindros foi aumentada face ao protótipo, com o objectivo principal de impedir, aquando da transmissão da vibração ao solo através da pancada de um martelo, o ressalto da água para o exterior.

A base de suporte dos cilindros, pensada para conferir uma maior estabilidade, possui um diâmetro de 35 cm e uma espessura de 1 cm, o que confere uma altura total de 50 cm ao conjunto: base de suporte – cilindro transparente.

Os cilindros podem conter um volume total de água de cerca de 25 litros cada, quando completamente cheios. No entanto, em operação apenas deverão albergar 10 litros.

Na Figura seguinte é possível contemplar o possível aspecto final do equipamento.

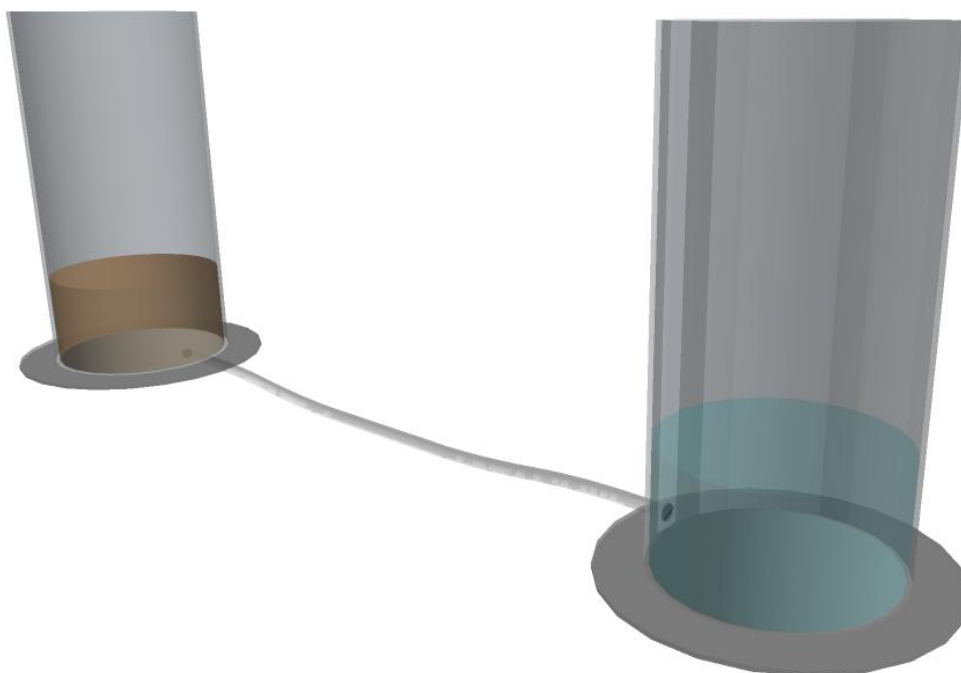


Figura 8.13 - Aspecto final do equipamento.

9

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este relatório pretendeu realizar-se uma abordagem esclarecedora dos aspectos de maior relevância que culminaram no desenvolvimento de cinco projectos para equipamentos didácticos de auxílio ao ensino da Mecânica dos Solos.

Os protótipos construídos e ensaiados, e os estudos realizados a diversos níveis – numérico, equilíbrio limite e analítico – possibilitaram validar os resultados obtidos experimentalmente. Estes, aliados à descrição apresentada dos conceitos teóricos inerentes a cada um dos fenómenos demonstrados, estabeleceram os equipamentos desenvolvidos como um excelente suporte para o desenvolvimento dos projectos relativos aos equipamentos finais.

A construção dos protótipos, de natureza bastante artesanal, foi, no geral, bastante célere não envolvendo grande mobilização de recursos. Todavia, o desenrolar dos ensaios já ocorreu a um ritmo mais lento, sobretudo devido à susceptibilidade dos mesmos no que diz respeito à forte influência humana na execução experimental, propiciando o acontecimento de determinadas eventualidades, como por exemplo, a rotação do elemento que simulava a sapata, no caso da demonstração dos mecanismos de rotura de fundações superficiais, ou a ocorrência de pequenos movimentos translacionais, em vez do movimento puramente rotacional que se pretendia na formação das cunhas activa e passiva, alterando forçosamente os resultados alcançados.

O material utilizado para representar o solo foi eleito, principalmente, devido à facilidade com que supostamente, facultaria a visualização dos diversos fenómenos. No entanto tal apenas se torna patente aquando da visualização em tempo real, ou através da observação de pequenos vídeos, pois, por intermédio de registos fotográficos tal é imperceptível sem o auxílio de alguns artifícios, como a sobreposição de linhas desenhadas com base na observação do fenómeno durante o seu acontecimento.

Embora a experimentação dos protótipos só por si já permita adquirir uma percepção razoável das diversas temáticas abordadas, referentes ao conteúdo programático da disciplina de Mecânica dos Solos, a concretização dos projectos apresentados traduzir-se-á num processo de preparação e execução dos equipamentos definitivos bastante mais lesto e preciso. As alterações prescritas decorrentes da experiência acumulada com o desenvolvimento dos protótipos, pretendem atenuar a influência humana no decorrer dos próprios ensaios (muito presente em algumas experiências executadas nos equipamentos construídos) e clarificar a própria visualização dos fenómenos seleccionados, pois esta estará facilitada, uma vez que um dos critérios assumido como essencial no decorrer do delineamento das demonstrações arquitectadas, consistiu na atribuição ao equipamento de determinados requisitos de transparência, elegendo-se então como material de construção o acrílico.

Os procedimentos experimentais, combinados com estudos numéricos por intermédio da modelação, quer por via dos Métodos dos Elementos Finitos, quer dos Métodos de Equilíbrio Limite, transformam estes equipamentos em ferramentas de aprendizagem poderosas, convidando os alunos a entrar numa

temática cada vez mais proeminente no meio da Engenharia Civil, ao mesmo tempo que permitem uma apreensão dinâmica e interactiva dos conceitos teóricos presentes em muitos problemas que se lhes apresentam durante o seu percurso académico e mesmo profissional.

Como tal considera-se que o objectivo de fornecer uma base sustentada para a construção futura de alguns equipamentos didácticos se encontra cumprido. A apresentação dos projectos arquitectados faculta as bases necessárias para a correcta execução por pessoal especializado, dos equipamentos delineados. Contudo, certos aspectos, como as válvulas a instalar, o próprio dinamómetro a adquirir e processo de transmissão da vibração ao solo, ficaram em aberto, não deixando de se propor para este último a adaptação de um pequeno motor com um excêntrico acoplado, que será colocado em contacto com o cilindro destinado a demonstrar o fenómeno da liquefacção, tornando a recriação do mesmo mais espectacular.

Se a construção dos projectos se proporcionar, sugere-se a simulação dos diversos fenómenos eleitos, com a utilização de diferentes materiais para reproduzir fisicamente o solo. Tal envolverá uma pesquisa e estudo das propriedades mecânicas dos mesmos (ângulo de atrito, pesos volúmicos, compacidade, entre outros), que se relacionam intimamente com o conteúdo programático da Mecânica dos Solos, primeira parte. Estes conhecimentos migrariam para o segundo semestre, período de leccionamento da segunda parte da disciplina, onde se enquadram a maioria dos equipamentos desenvolvidos.

Os alunos poderiam então estimar os resultados expectáveis, tendo por base as teorias apresentadas (*Rankine* no caso das cunhas passiva e activa, *Terzaghi*, nas situações do mecanismo de rotura de fundações superficiais, etc.), e posteriormente executar os ensaios preparados, comparando no final os resultados obtidos através de ambos os estudos. Já numa fase mais avançada poder-se-á introduzir a modelação numérica, mas sendo este um procedimento moroso face aos outros apresentados, possivelmente tal não se revelará exequível dentro do período de tempo disponível, dando-se preferência à experimentação física dos fenómenos.

A temática na qual se insere esta dissertação apresenta um forte potencial de progressão. Existem vários fenómenos, para além dos apresentados ao longo do presente relatório, passíveis de serem reproduzidos a uma escala reduzida, com fins meramente didácticos ou mesmo ao nível da investigação, e cujo futuro desenvolvimento poderá constituir a base de outros trabalhos da mesma natureza que o presente. Estes tipos de estruturas de apoio tornam-se numa mais-valia no ensino, devendo esta ser uma área cuja exploração e desenvolvimento deverá prosseguir, podendo contribuir assim para uma dinamização dos conteúdos programáticos, não só da Mecânica dos Solos, mas também de outras disciplinas inseridas no ensino da Engenharia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Atkinson, J., *The Mechanics of Soils and Foundations, Second Edition*, Taylor and Francis, USA and Canada, 2006
- [2] Aysen, A., *Soil Mechanics: Basic Concepts and Engineering Applications*, A. A. Balkema Publishers, Lisse, 2002
- [3] Cardoso, A. S., *Modelos em Geotecnia Elasticidade e Plasticidade*, FEUP, Porto
- [4] Cismasiu, Corneliu, FCTUNL, *Método dos Elementos Finitos 2007/2008*, Lisboa, 2008
http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Elementos_finitos/MEF.pdf
- [5] Couto Marques, J. M. M., *Apontamentos sobre o Método dos Elementos Finitos*
- [6] Craig, F.R., *Craig's Soil Mechanics, Seventh edition*, Spon Press, Londres, 2004
- [7] Das, B. M., *Principles of Geotechnical Engineering, Fifth Edition*, Thomson, Canada, 2006
- [8] Delgado, R. M. D., *Método dos Elementos Finitos*, Dissertação, FEUP
- [9] Elton, D. J., *Soils Magic*, Geotechnical Special Publication 114, 2000, ASCE, Alabama
- [10] Helwany, S., *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications*, John Wiley & Sons, Inc., New Jersey, 2007
- [11] Hunt, R. E., *Geologic Hazards : A Field Guide For Geotechnical Engineers*, CRC Press, Boca Raton, 2007
- [12] Jefferies, M., Been, K., *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*, Taylor and Francis, Nova Iorque, 2006
- [13] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais*, Volume 1. FEUP Edições, Porto, 2006
- [14] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos*, Volume 2. FEUP, Porto, 1995
- [15] Murthy, V.N.S., *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Marcel Dekker, Nova Iorque

- [16] Pereira Ferreira, C. R. C. D., *Desenvolvimento de um equipamento laboratorial para o estudo de problemas de percolação em modelo reduzido*, Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Ramo de Geotecnia, FEUP, 2008
- [17] Potts, D. M., Zdravkovic, L., *Finite Elements Analysis in Geotechnical Engineering*, Volumes 1 e 2, Thomas Telford, Londres, 1999
- [18] R. B. Seed, K. O. Cetin, R. E. S. Moss, A. M. Kammerer, J. Wu, J. M. Pestana, M. F. Riemer, R.B. Sancio1 J.D. Bray, R. E. Kayen, and A. Faris, *RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK*, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, 30 de Abril de 2003, H.M.S. Queen Mary, p.44, p.49, p. 50, Long Beach, California
- [19] Smoltczyk, U., *Geotechnical Engineering Handbook*, Ernst & Sohn, Berlim, 2002
- [20] Terzaghi, K., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Nova Iorque, 1996
- [21] Venkatramaiah, C., *Geotechnical Engineering, Revised Third Edition*, NEW AGE INTERNATIONAL PUBLISHERS, Nova Deli, 2006
- [22] William Lambe, T., Whitman, R.V. *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Nova Iorque, 1969

SÍTIOS DA INTERNET

- [23] <http://engenium.wordpress.com/2007/07/02/estruturas-de-suporte-de-terras-muros-de-gravidade-e-cortinas/>
- [24] <http://gallery.usgs.gov/tags/liquefaction>
- [25] <http://unufms.net/seaside/gcs/ipl>
- [26] <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/quakes/niigata/niigata.html>
- [27] <http://www.foundationperformance.org/pastpresentations/RonLangstonPres-13Jul05.html>
- [28] <http://www.youtube.com/watch?v=Xow8X-bVDqM>
- [29] <http://www.youtube.com/watch?v=YlSuosOTAV0>

[30] <http://www2.ess.ucla.edu/~glesener/>