

Instituto Politécnico do Porto

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Estruturas de Suporte de Terras Executadas com
Pneus - Modelo à Escala Reduzida

André Filipe Cardoso de Magalhães

Dissertação apresentada no Instituto Superior de Engenharia do
Porto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo
de Estruturas

Orientador

Engenheiro José Filinto Castro Trigo

Porto

Outubro 2014

i. Agradecimentos

Quero deixar aqui expresso o meu agradecimento a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

Em primeiro lugar, ao Professor Engenheiro José Filinto Trigo pela disponibilidade, dedicação, paciência e sabedoria que sempre demonstrou ao longo deste percurso.

Ao Professor Engenheiro José Cândido Freitas pelo apoio que sempre demonstrou, principalmente no que ao trabalho laboratorial diz respeito.

Ao Professor Engenheiro António Agostinho Martins Mendonça pela disponibilização das amostras do material de aterro.

Ao LABCARGA | ISEP – Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada pelo apoio técnico e auxílio prestados relativos a todas as questões relacionadas com os programas de cálculo automático *Phase²* e *RS3*.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto, pela disponibilização das suas instalações, fundamentais para a realização deste estudo.

À empresa *Januário da Silva Monteiro & Ca, Lda*, pela mão-de-obra disponibilizada na construção da estrutura metálica.

Aos meus pais, pelo carinho mas acima de tudo pela paciência que sempre demonstraram ao longo do meu percurso académico.

Aos meus amigos de curso, em particular ao meu amigo Luís Monteiro Melo que me acompanhou na grande maioria deste percurso, pela disponibilidade, boa disposição e, acima de tudo, pela grande amizade.

A todos, o meu obrigado.

ii. Resumo

A ainda não integral valorização dos pneus em fim de vida em países mais desenvolvidos e a percentagem significativa que estes pneus já não reutilizáveis assumem nas regiões menos desenvolvidas, justificam a busca de soluções alternativas para a resolução deste resíduo.

A reciclagem de um pneu é um processo que requer grandes dificuldades técnicas e económicas pelo que se torna imperativo a diversificação de formas da sua valorização. A integração de pneus no setor da construção civil é uma das opções válidas para essa valorização.

O presente trabalho tem como principal objetivo a validação de uma estrutura de solo reforçado com pneus preenchidos com solo.

Procedeu-se a uma revisão bibliográfica do tema e concebeu-se um modelo à escala reduzida para avaliar o desempenho desta tecnologia construtiva. Realizou-se uma modelação numérica do faseamento construtivo do modelo e do seu carregamento com uma sobrecarga na superfície do aterro recorrendo a programas de cálculo automático com análises bidimensional e tridimensional e com formulação por elementos finitos.

Procedeu-se à construção parcial do modelo, por fases, e perspetivou-se a sua instrumentação, de modo a avaliar o desempenho do modelo físico e a permitir a recolha de dados para a calibração do modelo numérico.

Palavras-chave: Pneus, Estruturas de Solo Reforçado, Elementos Finitos, Modelo Reduzido, Valorização.

iii. Abstract

The not yet fully integrated valorization of used up tires in more developed countries and the significant percentage these non-renewable tires assume in less developed regions, justify the pursue of alternative solutions for the resolution of this residue.

Recycling a tire is a process that involves significant technical and economic difficulties, therefore it is imperative to diversify forms of recovery. The integration of tires in the construction sector is one of the valid options for this appreciation.

This study aims to validate the structure of reinforced soil tires filled with soil.

The authors conducted a literature review on the subject and created a model in reduced scale to evaluate the performance of this construction technology. A numerical model of the phased construction of the model and its loading with an overload on the surface of the landfill was generated, using automatic calculation programs with two-dimensional and three-dimensional analysis and finite element formulation.

A model has been partly constructed, developed in stages, and instrumentation was expected to install in order to evaluate the performance of the physical model and to enable the data collection for the calibration of the numerical model.

Keywords: Tires, Reinforced Soil Structure, Finite Elements, Reduced Model, Valorization.

ÍNDICE GERAL

1.	Introdução	1
1.1.	Enquadramento do estudo	1
1.2.	Objetivo do estudo	2
1.3.	Organização da Dissertação	3
2.	Estado do conhecimento	4
2.1.	Introdução	4
2.2.	A técnica do <i>Pneusol</i>	5
2.3.	Exemplos de aplicações.....	9
2.4.	Preocupação ambiental.....	15
2.5.	Ensaio em modelo reduzido	20
3.	Definição do modelo à escala reduzida	24
3.1.	Introdução	24
3.2.	Definição da geometria do muro	25
3.3.	Modelação no programa <i>Google SketchUp</i>	26
3.4.	Caraterização dos materiais	27
3.4.1.	Características dos pneus	27
3.4.2.	Caraterísticas do solo de aterro.....	31
3.4.2.1.	Ensaio laboratoriais sobre o primeiro solo de aterro ..	31
3.4.2.2.	Campanha de prospeção geológica-geotécnica	48

3.4.2.3.	Ensaio laboratoriais sobre o segundo solo de aterro ...	52
3.4.3.	Peso específico do conjunto solo-pneu.....	56
3.5.	Elementos de suporte lateral.....	59
3.6.	Ensaio de carga do vidro de suporte lateral.....	76
3.7.	Estabilidade das diferentes fases construtivas.....	82
4.	Modelação numérica com o programa de cálculo automático <i>Phase2</i>	94
4.1.	Introdução.....	94
4.2.	A modelação.....	95
4.3.	Resultados – <i>Phase²</i>	103
4.4.	Análise tridimensional – <i>RS3</i>	113
5.	Construção do modelo reduzido.....	119
6.	Conclusões.....	126
7.	Desenvolvimentos futuros.....	128
	Bibliografia.....	129

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Gestão de pneus usados na União Europeia (Fonte: ETRMA 2012)	17
Quadro 2 - Peneiração da fração grossa – amostra 1	33
Quadro 3 - Peneiração da fração fina - amostra 1	34
Quadro 4 - Validação do ensaio de compactação em molde pequeno	38
Quadro 5 - Resultados do ensaio Proctor - amostra 1	40
Quadro 6 - Valores para o cálculo do peso específico saturado	43
Quadro 7 - Verificação do teor de humidade	44
Quadro 8 - Caracterização laboratorial do solo	49
Quadro 9 - Zonamento geotécnico proposto	51
Quadro 10 - Peneiração da fração grossa - amostra 2	53
Quadro 11 - Peneiração da fração fina - amostra 2	54
Quadro 12 - Resultados do ensaio Proctor - amostra 2	55
Quadro 13 - Características da solução relativa ao elemento vertical	65
Quadro 14 - Características da solução relativa ao elemento horizontal	70
Quadro 15 - Características do perfil que constituirá a escora	73
Quadro 16 - Características dos elementos constituintes da estrutura de suporte	74
Quadro 17 - Fases construtivas consideradas	97
Quadro 18 - Modelação por elementos finitos - características dos materiais	99

Quadro 19 - Parâmetros da interface solo-*pneusol*..... 101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Posicionamento de pneus em quincôncio. (Fonte: www.facebook.com/pages/A-NOSSA-CASA-Ecofixe)	6
Figura 2 - Passos para execução do "nó de marinheiro" ou nó direito (Fonte: http://prof.augusto.zip.net/arch2009-07-01_2009-07-31.html)	7
Figura 3 - Aterro construído com pneus em Lake Carlsbad (Louisiana, Estados Unidos da América).(Fonte: http://www.americanrecycler.com)	10
Figura 4 - Cincinnati House (construção do muro de pneus) (Fonte: http://www.offthegridbuild.com)	12
Figura 5 - Casa Ecofixe (Fonte: www.facebook.com/pages/A-NOSSA-CASA-Ecofixe)	15
Figura 6 - Queima de pneus a céu aberto (Fonte: www.patoshoje.com.br)	19
Figura 7 - Esquema de ensaio em modelo reduzido (Adaptado de: http://www.pneusol.eu.org/)	22
Figura 8 - Modelo à escala reduzida construído no programa <i>Google SketchUp</i>	27
Figura 9 - Componentes de um pneu de automóvel ligeiro (Fonte: http://www.michelin.pt).....	28
Figura 10 - Secagem do solo em estufa.....	32
Figura 11 - Agitador.....	35
Figura 12 - Curva granulométrica - amostra 1	36

Figura 13 - Máquina de compactação	37
Figura 14 - Mistura da amostra com água.....	39
Figura 15 - Homogeneização do material	39
Figura 16 - Curva de compactação - amostra 1	41
Figura 17 - Curva de saturação e curva de compactação - amostra 1	42
Figura 18 - Estado do solo em função do seu teor de humidade	46
Figura 19 - Teste de caixa.....	47
Figura 20 - Curvas granulométricas das várias amostras recolhidas no local.....	50
Figura 21- Curva granulométrica - amostra 2	54
Figura 22 - Curva de compactação da amostra 2	55
Figura 23 - Prisma para obtenção do peso específico do conjunto solo-pneu.....	57
Figura 24 - Identificação dos elementos considerados no dimensionamento.....	60
Figura 25 - Dimensionamento do elemento vertical da estrutura de suporte lateral.....	61
Figura 26 - Diagrama de esforços transversos – elemento vertical ..	62
Figura 27 - Diagrama de momentos fletores – elemento vertical.....	63
Figura 28 - Área de corte (A_v) da cantoneira (Adaptado de www.samiaco.com.br).....	67
Figura 29 - Dimensionamento do elemento horizontal da base da estrutura de suporte lateral	68
Figura 30 - Diagrama de esforços transversos – elemento horizontal	69

Figura 31 - Diagrama de momentos fletores – elemento horizontal .	69
Figura 32 - Esquemática do elemento escora	71
Figura 33 - Estrutura metálica de suporte lateral	75
Figura 34 - Vidro apoiado nos quatro bordos - ensaio de carga.....	77
Figura 35 - Ensaio de carga - rotura do vidro	78
Figura 36 - Figura de rotura do vidro após o ensaio de carga.....	79
Figura 37 - Verificação da segurança - Cenário 1.....	85
Figura 38 - Verificação da segurança - Cenário 2	87
Figura 39 - Verificação da segurança - Cenário 3 (caso 1 - sem aplicação de sobrecarga).....	89
Figura 40 - Verificação da segurança - Cenário 3 (caso 2 - com aplicação de sobrecarga).....	91
Figura 41 - Modelação por elementos finitos – Fase 1.....	98
Figura 42 - Modelação por elementos finitos - Fase 25	98
Figura 43 - Modelação - Fase 26 (aplicação da sobrecarga).....	100
Figura 44- Interfaces entre materiais	102
Figura 45 - Deslocamentos totais e malha deformada - Fase 25.....	104
Figura 46 - Deslocamentos do paramento do muro - Fase 25	105
Figura 47 - Tensões horizontais - Fase 25.....	106
Figura 48 - Tensões verticais - Fase 25	106
Figura 49 - Elementos em cedência - Fase 25	107
Figura 50 - Deslocamentos totais e malha deformada - Fase 26.....	109
Figura 51 - Deslocamentos do paramento do muro - Fase 26	110
Figura 52 - Tensões horizontais - Fase 26.....	111
Figura 53 - Tensões verticais - Fase 26	111

Figura 54 - Elementos em cedência - Fase 26	112
Figura 55 - Modelação tridimensional por elementos finitos.....	114
Figura 56 - Modelação 3D - deslocamentos totais (Fase 25)	115
Figura 57 - Modelação 3D - elementos em cedência (Fase 25)	116
Figura 58 - Modelação 3D - deslocamentos totais (Fase 26).....	117
Figura 59 - Modelação 3D - elementos em cedência (Fase 26)	118
Figura 60 - Pneu cortado e pneu inteiro.....	120
Figura 61- 1ªcamada de pneus amarrados	121
Figura 62 - Compactador.....	122
Figura 63 - 4ªFase do faseamento construtivo do muro	123
Figura 64 - Estrutura de suporte lateral	124
Figura 65 - Construção do muro de pneus - Final da colocação da 4ªcamada.....	125

LISTA DE SÍMBOLOS

N'_{10} – valor, em percentagem, da quantidade de material grosso presente numa amostra de solo;

m_{10} – massa total retida no peneiro de 2,00 mm ($n^{\circ}10$);

m_t – massa total duma amostra de solo;

P_{200} – valor, em percentagem, da quantidade de finos presentes numa amostra de solo;

w – teor em água de um solo;

Υ_w – baridade húmida de um solo;

Υ_d – baridade seca de um solo;

$\Upsilon_{d,máx.}$ – peso volúmico seco máximo de um solo;

$w_{ót.}$ – teor em água ótimo de um solo;

G – densidade das partículas sólidas de um solo;

$\Upsilon_{sat.}$ – peso específico saturado de um solo;

P_w – peso do solo húmido;

P_s – peso do solo seco;

P – peso da amostra de solo;

LR – limite de retração;

LP – limite de plasticidade;

IP – índice de plasticidade;

LL – limite de liquidez;

ϕ' – ângulo de atrito interno;

c' – coesão de um solo;

E – módulo de deformabilidade;

Υ – peso específico de um solo;

I_a – impulso ativo;

k_a – coeficiente de impulso ativo;

h – altura de terras a suportar;

W_{pl} – módulo de flexão plástico de uma secção transversal;

σ_{Ed} – valor de cálculo da tensão normal atuante;

k_0 – coeficiente de impulso em repouso;

M_{Ed} – valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

f_y – tensão de cedência do aço;

Υ_{M0} – coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe;

h – altura de uma secção transversal;

t – espessura de uma secção transversal;

ε – extensão;

b – largura de uma secção transversal;

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço transversal atuante;

A_v – área resistente ao esforço transversal;

$V_{pl,Rd}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;

$V_{c,Rd}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente;

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{b,Rd}$ – valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;

χ - coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura associado;

A – área de uma secção transversal;

δ – ângulo de atrito da interface solo-estrutura;

R – somatório das forças estabilizadoras;

H – somatório das forças instabilizadoras;

β – ângulo de inclinação do paramento com a horizontal;

i – ângulo de inclinação da superfície do terreno;

V – valor de cálculo da resultante vertical;

δ_b – ângulo de atrito pneusol-pavimento;

q – sobrecarga;

ν – coeficiente de Poisson;

σ_{xx} – tensões horizontais efetivas;

σ_{yy} – tensões verticais efetivas;

$\delta_{máx}$ – deslocamento máximo;

1. Introdução

1.1. Enquadramento do estudo

Em meados do século dezanove, a substituição das rodas de ferro e de madeira pelos pneus de borracha constitui um marco no desenvolvimento do sector dos transportes.

Embora inicialmente a quantidade de pneus em fim de vida não apresentasse dimensão preocupante, nem na época os cuidados de preservação ambiental assumissem particular relevância, com a sua produção crescente a problemática do seu impacto ambiental acabou por ganhar um singular protagonismo.

A importância do controlo do destino dos pneus em fim de vida, evitando o seu abandono ao ar livre, levou à criação de diretrizes em diversos países com o intuito de atenuar os impactos ambientais associados a essa prática frequente.

Ao problema que os pneus materializam enquanto resíduo, associa-se um outro, também importante, enquanto consumo de recursos naturais. Como o pneu é composto por diversos materiais, dispostos em camadas, a separação e a reciclagem destes materiais exigem grandes dificuldades, quer técnicas quer económicas.

A valorização dos pneus em fim de vida é, contudo, uma realidade atual. A percentagem desta valorização tende a assumir valores

próximos de 100% em países desenvolvidos, não sendo ainda esta a realidade, no entanto, em muitos outros países.

Uma das formas de valorização dos pneus em fim de vida é a sua integração no setor da Construção Civil, também este responsável por um elevado consumo de recursos naturais. Uma das utilizações neste setor tem sido a sua aplicação em estruturas de suporte de terras, merecendo destaque neste tema a criação do *Pneusol*, patente registada por Nguyen Thanh Long, em 1984, consistindo esta tecnologia na associação de pneus amarrados entre si e preenchidos com solo.

Em Portugal não há registo da aplicação desta forma de valorização dos pneus em fim de vida em estruturas de dimensão relevante, nem sobre o tema foi também realizada investigação significativa.

1.2. Objetivo do estudo

Com o presente trabalho investiga-se a viabilidade técnica e económica da adoção da tecnologia *Pneusol* em estruturas de suporte de terras, em que o paramento é composto por pneus preenchidos com solo e suporta um aterro reforçado por camadas de pneus, também preenchidos com solo, amarradas ao paramento.

1.3. Organização da Dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 - Enquadramento do estudo e principais objetivos.

Capítulo 2 - Resumo do estado de conhecimento da tecnologia *Pneusol* e suas aplicações.

Capítulo 3 - Definição do modelo à escala reduzida e caracterização dos materiais envolvidos na sua construção.

Capítulo 4 - Modelação numérica com os programas de cálculo *Phase²* e *RS3* da empresa Rocscience.

Capítulo 5 - Faseamento construtivo do modelo reduzido

Capítulo 6 - Conclusões

Capítulo 7 - Aspectos relevantes que merecerão especial consideração em futuros desenvolvimentos.

Bibliografia.

2. Estado do conhecimento

2.1. Introdução

Os muros de suporte são estruturas de contenção de terras concebidas quando estas apresentam instabilidades ou quando há necessidade da existência de desníveis de terreno. São exemplos de aplicação na construção rodoviária e ferroviária, na proteção de margens de cursos de água, na estabilização de taludes, entre outras.

A norma portuguesa NP EN 1997-1 (Eurocódigo 7) define estruturas de suporte como “todos dos tipos de muros e sistemas de sustimento nos quais existam elementos estruturais submetidos a esforços impostos pelo material suportado” e distingue três tipos:

- Muros de gravidade;
- Cortinas;
- Estruturas de suporte compósitas.

O tipo de estrutura a construir depende de diversos fatores, nomeadamente: a existência de nível freático no local e, em caso afirmativo, a sua profundidade, as características geotécnicas e geológicas do terreno, o caráter da estrutura, se se trata de uma estrutura provisória ou definitiva, a profundidade de escavação, os custos associados, entre outros.

2.2. A técnica do *Pneusol*

A base desta técnica consiste na utilização de pneus e solo que, funcionando em conjunto, podem ser empregues em obras de Engenharia Civil, nomeadamente como estruturas de suporte, reforço de aterros, proteção de taludes, defesas marítimas, entre outras.

Esta técnica utiliza pneus em fim de vida que, na sua grande maioria, não têm um destino adequado, isto é, são muitas vezes deixados ao abandono em locais inadequados, o que torna a temática ambiental relevante. Deste modo, a utilização de pneus em obras de engenharia pode considerar-se uma boa alternativa, que associa diversos fatores, nomeadamente o baixo custo do material, a eficiência mecânica, o baixo custo de mão-de-obra e a preservação do meio ambiente.

As grandes vantagens desta técnica são o uso de pneus em fim de vida e ainda a não necessidade de mão-de-obra qualificada, podendo, deste modo, considerar-se uma técnica económica, comparativamente a outras estruturas de suporte de terras.

A sua utilização como estrutura de suporte de terras envolve, em regra, uma estrutura de gravidade, isto é, a sua estabilidade é assegurada pelo peso próprio

Em traços gerais e segundo Zimmerman (2011), a construção de muros de pneus consiste na colocação de pneus no solo e na posterior compactação de solo no seu interior com o recurso a um martelo. Frequentemente, é colocada uma camada de papel na abertura de

fundo dos pneus para evitar que o solo saia pela sua parte inferior, à medida que se realiza a compactação. Depois de efetuadas estas ações para a primeira camada é colocada uma nova camada no topo, repetindo o processo até se atingir a altura do muro desejada para o efeito. As sucessivas camadas devem ser posicionadas em quincôncio (Figura 1), de modo a obter uma ligação mais eficaz e menos espaços vazios, sendo estes últimos igualmente preenchidos com solo compactado. O solo tem como principal objetivo fornecer maior massa ao muro, permitindo contrariar os impulsos exercidos pelo solo a conter.



Figura 1 - Posicionamento de pneus em quincôncio. (Fonte: www.facebook.com/pages/A-NOSSA-CASA-Ecofixe)

Em relação ao processo de amarração dos pneus, este pode ser realizado utilizando corda ou metal, por forma a unir os pneus da mesma camada e entre camadas adjacentes. Segundo Sieira (2009) é recomendável, no processo de amarração com corda, o uso do nó do tipo “marinheiro” (Figura 2) que tem como principal característica o facto de o nó ficar mais apertado à medida que as solicitações aumentam.



Figura 2 - Passos para execução do "nó de marinheiro" ou nó direito (Fonte: http://prof.augusto.zip.net/arch2009-07-01_2009-07-31.html)

Segundo Long (1993), um dos principais problemas deste tipo de muros é o envelhecimento da borracha dos pneus, fenómeno complexo e que depende de diversos fatores, nomeadamente:

- Raios ultravioleta – a luz e o calor podem causar uma decomposição da superfície da borracha, provocando o aparecimento de fissuras; caso o pneu esteja completamente enterrado este fenómeno já não acontece;

- Acidez do solo – ácidos fortes (com pH na ordem de 1) destroem a borracha, devendo este fator ser devidamente controlado.

Assim, e por forma a evitar a exposição direta da borracha a estes fatores e, ao mesmo tempo, conferindo alguma estética, podem ser utilizados vários tipos de revestimentos como uma cobertura vegetal, geotêxtil ou mesmo betão projetado, entre outros. Deste modo, a vida útil da estrutura não ficará comprometida, visto que tanto os pneus como os ligadores que os unem ficam protegidos dos ataques externos.

2.3. Exemplos de aplicações

Os pneus podem ser usados com diversas finalidades em obras de Engenharia, nomeadamente na contenção e na proteção de encostas e de margens dos rios, controlo da erosão (ou recuperação de áreas erodidas), barreiras de proteção rodoviária, estruturas de suporte de terras ou podem ainda ser utilizados na construção de aterros.

Segundo Long (1993), no final do ano de 1993 mais de duzentas e cinquenta estruturas de suporte utilizando pneus foram construídas em França, doze na Argélia, seis nos Estados Unidos da América e outras na Suíça, Alemanha, Jordânia, República do Ruanda e Brasil.

Uma das primeiras aplicações práticas na área da Engenharia Civil, utilizando pneus, data da década de 70 numa via rodoviária no norte da Califórnia, Estados Unidos da América (Hausmann, 1990). Tratou-se da reconstrução de um aterro reforçado com pneus em que as camadas horizontais de pneus ficaram espaçadas verticalmente de 0,60 m e ligadas entre si por alças de metal.

Os primeiros estudos sobre o uso da técnica de solo e pneus, denominada *Pneusol*, foram desenvolvidos em França com a construção de um muro experimental com 5 m de altura e 10 m de extensão (Long, 1984) e que permitiu demonstrar a viabilidade e a economia deste tipo de estruturas.

Desde então são conhecidas algumas obras utilizando esta técnica, nomeadamente o muro de Bussang (França), com um total de 650 m de comprimento e um máximo de 7 m de altura (Long, 1990) e em

Ottawa (Canadá), onde foi construído um aterro experimental com 4 m de altura e 17 m de extensão que permitiu a observação deste tipo de estrutura como muro de contenção (Garga e O’Shaughnessy, 1995 e 2000).

Em Lake Carlsbad (Louisiana, Estados Unidos da América) foi desenvolvido em 1997 um projeto que visou o controle da erosão das margens do lago; os pneus permitiram a formação de um aterro que se prolongou ao longo da margem erodida, ilustrado na Figura 3.



Figura 3 - Aterro construído com pneus em Lake Carlsbad (Louisiana, Estados Unidos da América). (Fonte: <http://www.americanrecycler.com>)

Em Manitou Springs (Colorado, Estados Unidos da América), em 1997 e em Cohasset (Massachusetts, Estados Unidos da América), em 1990 foram igualmente usados pneus para controlo da erosão.

O uso de pneus em obras de Engenharia Civil está também associado ao uso dos mesmos na criação de aterros para pátios de estacionamento, são exemplos da aplicação desta técnica duas obras realizadas nos Estados Unidos da América, uma em Mobile, Alabama, em 1996, e outra em Isle, Louisiana no ano de 1991.

Mais recentemente, em Cincinnati (Ohio, Estados Unidos da América) foi construída uma casa “verde”, devido à preocupação ambiental envolvida na sua construção, denominada Cincinnati House (Figura 4), onde foram utilizados pneus compactados com terra para contenção de um talude sendo que os espaços vazios entre os pneus foram preenchidos com betão.



Figura 4 - Cincinnati House (construção do muro de pneus) (Fonte: <http://www.offthegridbuild.com>)

Apesar de se tratar de uma técnica relativamente recente, já são várias as aplicações na área da Engenharia Civil. A viabilidade das obras é reconhecida, bem como a sua economia relativamente a outro tipo de estruturas de suporte mais correntes.

Dois dos estudos mais reconhecidos nesta área foram realizados em Ottawa, Canadá e outro no Rio de Janeiro, Brasil. Ambos tiveram como base a construção de muros experimentais e a sua instrumentação para posterior análise dos resultados.

O muro experimental, construído em Ottawa, apresentava 30 m de comprimento, 4 m de altura e foi ainda adicionada uma sobrecarga de aterro de 2 m. O muro foi instrumentado com inclinómetros, extensómetros e células de pressão. O muro foi dividido em três

partes iguais (10 m cada) e parte dos pneus foram preenchidos com argila e outros com areia, usando pneus cortados e inteiros, respectivamente, perfazendo no total cerca de 10000 pneus usados em obra.

No Brasil foi realizado um estudo neste âmbito pela PUC-Rio (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro) e que contou com a participação de diversas entidades, nomeadamente a Fundação Geo-Rio (Prefeitura do Rio de Janeiro) e a Universidade de Ottawa com o apoio do IRDC (International Development Research Centre do Canadá). O projeto iniciou-se em 1995 e teve como base a construção de um muro experimental de 60 m de comprimento, 4 m de altura e sujeito a uma sobrecarga adicional de 2 m de aterro. O muro foi devidamente instrumentado, sendo que os pneus foram dispostos em camadas horizontais, amarrados horizontalmente com arame e posteriormente compactados com solo (Souza, 2002; Sieira, 2009).

O objetivo principal deste projeto foi comparar o comportamento de diferentes arranjos no muro, nomeadamente o uso de pneus cortados *versus* pneus inteiros e amarração com corda *versus* arame. Para o efeito, foram consideradas quatro seções distintas do muro. A sua construção permitiu igualmente analisar a viabilidade, determinar os parâmetros representativos do material composto solo-pneu e ainda analisar a deformabilidade do muro (Sieira 2009).

A modelação do muro recorrendo a um programa de elementos finitos e a aferição com os resultados da instrumentação permitiu retirar

algumas conclusões relativas ao comportamento mecânico do muro, nomeadamente:

- O material solo-pneu cortado apresenta-se menos deformável e mais homogéneo do que o material solo-pneu inteiro;
- A remoção da banda lateral do pneu reduz de uma forma significativa a amplitude dos deslocamentos;
- A amarração dos pneus com arame reduz até 20% os deslocamentos horizontais da estrutura.

De referir que a remoção da banda lateral do pneu facilita de uma forma significativa o preenchimento do mesmo com solo, bem como o processo de amarração que se revelou mais prático e fácil de realizar quando com recurso a arame, visto que a amarração com corda implica a realização de um nó mais específico e conseqüentemente mais trabalhoso e moroso.

Em Portugal encontra-se em construção a Casa Ecofixe (Figura 5), projeto iniciado por um casal da Trofa, concelho do distrito do Porto, que decidiu adotar materiais como pneus, latas, areia, palha e cimento, entre outros, para erguer a sua casa, poupando, deste modo, segundo os próprios, milhares de euros em relação ao preço de uma casa equivalente mas de construção tradicional.

As paredes exteriores da casa serão feitas com pneus, posteriormente preenchidos com terra que, quando combinados com as latas, irão formar uma barreira altamente impermeável e isolante, segundo os responsáveis. De frisar que os pneus utilizados na construção desta

casa foram fornecidos por uma empresa de reciclagem que se associou ao projeto.

Como foi acima descrito e referenciado, as aplicações desta técnica são vastas e viáveis, mas ainda pouco exploradas.



Figura 5 - Casa Ecofixe (Fonte: www.facebook.com/pages/A-NOSSA-CASA-Ecofixe)

2.4. Preocupação ambiental

“O acelerado ímpeto de lançamento de inovações no mercado cria um alto nível de obsolescência desses produtos e reduz os seus ciclos de vida, com clara tendência à descartabilidade” (Leite, 2003). Este aumento significativo da criação de produtos e consequente abandono no final do período de vida útil dos mesmos, faz com que surjam

problemas ambientais relacionados com a sua disposição incorreta no meio ambiente (Mattosinho e Costa, 2005).

A reciclagem é, hoje em dia, um método de reaproveitamento de produtos em fim de vida, permitindo minimizar o recurso às fontes naturais, bem como a necessidade de tratamento através de incineração ou aterro.

O destino final a dar aos pneus em fim de vida pode ter várias formas, nomeadamente, no armazenamento em depósitos de água e consequente contaminação, na queima a céu aberto contaminando o solo e o ar, ou na criação de depósitos clandestinos (Hered de Souza, Andrade, 2007). Os pneus podem ser classificados como renováveis ou não renováveis, sendo que apenas estes últimos se tornam um produto em final de vida. Os pneus renováveis, isto é, aqueles que podem ser reaproveitados, são sujeitos a um processo industrial denominado recauchutagem, que consiste na “remoção da banda de rodagem desgastada da carcaça do pneu, para que, através de um novo processo de vulcanização, se coloque uma nova banda de rodagem” (Andrade, 2005). É importante frisar que para que possam ser sujeitos a este processo de reaproveitamento, os pneus têm que cumprir certos requisitos, tais como: ausência de cortes e deformações, a banda de rodagem não pode estar totalmente desgastada (Andrade, 2005). Este processo não elimina o problema dos pneus inservíveis, apenas permite um prolongamento da sua vida útil (Filho, 2005).

Em geral, os pneus de veículos ligeiros podem ser recauchutados poucas vezes, enquanto os pneus de veículos pesados podem ser sujeitos a várias recauchutagens (Campos, 2006).

A indústria automóvel é aquela que mais contribui para a produção mundial de pneus. Segundo ETRMA (2012), a produção mundial de pneus no ano de 2011 estimou-se em 20 milhões de toneladas, das quais, 24% (4,8 milhões de toneladas) correspondem à produção na União Europeia. A produção no ano de 2011 sofreu um aumento de 6,6% em relação ao ano anterior.

O Quadro 1 a seguir apresentado, mostra os valores registados relativamente a anos anteriores na União Europeia, no que diz respeito à gestão de pneus usados:

Quadro 1 - Gestão de pneus usados na União Europeia (Fonte: ETRMA 2012)

	1994	1996	1998	2000	2002	2004	2006	2008	2009	2010
Reutilização e exportação	11%	8%	11%	10%	11%	9%	9%	8%	9%	10%
Recauchutagem	10%	12%	11%	11%	11%	12%	12%	11%	9%	8%
Recuperação de material	6%	11%	18%	19%	25%	28%	34%	39%	38%	40%
Recuperação de energia	11%	20%	20%	21%	27%	31%	32%	36%	40%	38%
Aterro/Local desconhecido	62%	49%	40%	39%	26%	20%	13%	6%	4%	4%
Total	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Como se pode observar no Quadro 1, os países da União Europeia têm vindo a melhorar o seu desempenho no que diz respeito ao

reaproveitamento de pneus usados. No ano de 2010 a percentagem de pneus que foram deixados ao abandono foi de 4%, valor baixo, principalmente quando comparado com os 64% no ano de 1994. Assim, e segundo a informação disponível, conclui-se que a taxa de reaproveitamento de pneus no ano de 2010 foi de 96%.

A indústria da construção civil é uma das que mais contribui na extração de recursos naturais do planeta, como tal, a utilização de resíduos em fim de vida como matéria-prima, no caso particular os pneus, pode revelar-se uma boa alternativa no que a este problema diz respeito, “contribuindo dessa maneira para a proteção ambiental e a conservação das fontes naturais de materiais convencionalmente utilizados, pois os resíduos da recauchutagem de pneus podem ser definidos como resíduos sólidos particularmente intratáveis, já que a sua decomposição pode estender-se até 240 anos” (Fioriti e Akasaki, 2004).



Figura 6 - Queima de pneus a céu aberto (Fonte: www.patoshoje.com.br)

Em Portugal, no ano de 2002, foi formada a Valorpneu – Sociedade de Gestão de Pneus, Lda, empresa sem fins lucrativos, organizada por produtores de pneus em associação com industriais dos setores da recauchutagem, com o principal objetivo de organizar e gerir o sistema de recolha e destino final de pneus usados em Portugal.

2.5. Ensaios em modelo reduzido

O recurso a modelos físicos desenvolvidos à escala reduzida foi caindo em desuso face ao aparecimento e ao aperfeiçoamento de programas de cálculo automático que possibilitam a modelação numérica de variados problemas de Engenharia Civil e Geotecnia. A modelação computadorizada está em constante evolução e as ferramentas automáticas à disposição dos projetistas são cada vez mais e melhores.

Antigamente, nada disto era verdade e, como tal, o recurso a modelos reduzidos era frequente com o objetivo de analisar o comportamento de determinados detalhes de uma estrutura e do seu faseamento construtivo. Uma das primeiras experiências registadas com recurso a modelos reduzidos foi realizada na década de 60, no projeto e na construção da barragem do Funil, no estado do Rio de Janeiro, Brasil. Esta obra, em betão armado e dupla curvatura, foi projetada por dois Engenheiros portugueses, Manuel Rocha e Laginha Serafim. Em Portugal, a barragem de Cabril foi uma das primeiras barragens de abóbada a ser construída, estávamos no ano de 1954 e o seu projeto teve como base os resultados obtidos em modelos reduzidos. Nesta época, este tipo de ensaios tinha uma importância tão significativa que conduziu o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) a criar um núcleo de elaboração de modelos reduzidos.

O objetivo de previsão do comportamento de estruturas reais a partir das conclusões obtidas da observação de modelos à escala reduzida envolve o cumprimento de condições de semelhança. Estas condições

são, muitas vezes, difíceis de garantir, especialmente em problemas de Geotecnia. Curiosamente, o estabelecimento de condições de semelhança em Mecânica dos Solos foi objeto de um trabalho pioneiro de Manuel Rocha, em 1953. Neste trabalho, aplicado ao estudo de barragens, foram definidas diversas escalas de semelhança entre o modelo e o protótipo, tais como a escala de coeficientes de dilatação térmica, de módulos de elasticidade, de dimensões, entre outras, por forma a reproduzir da maneira mais exata possível a estrutura a edificar.

Os modelos à escala reduzida aplicados a estruturas de suporte com pneus foram utilizados em Lyon, França, no Laboratório de Geotecnia do instituto INSA (Institut National des Sciences Appliquées). O objetivo principal deste ensaio foi conhecer o comportamento de um muro de suporte reforçado com pneus até atingir a rotura.

A Figura 7 mostra o esquema do modelo constituído por um paramento em betão, com a altura de 70 cm e pneus com as seguintes dimensões:

- altura = 12 mm;
- diâmetro exterior = 60 mm;
- diâmetro interior = 30 mm.

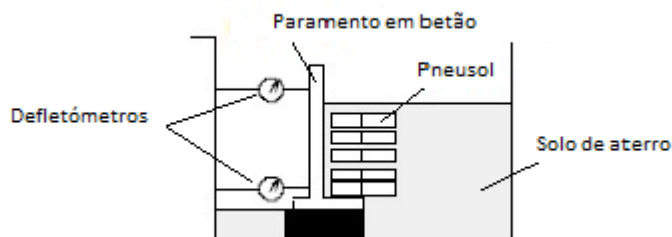


Figura 7 - Esquema de ensaio em modelo reduzido (Adaptado de: <http://www.pneusol.eu.org/>)

Foi feita uma primeira análise da influência, em termos de deslocamentos, do número de pneus não ligados por fiada. Esta análise foi igualmente realizada para pneus ligados entre si e os resultados foram comparados com a solução de pneus não ligados.

Como já foi dito anteriormente, a reprodução de modelos reais em modelos à escala reduzida apresenta várias condicionantes mas os resultados obtidos permitem retirar importantes informações sobre como poderá comportar-se uma estrutura semelhante à escala real.

Este ensaio realizado em Lyon, França, permitiu retirar conclusões importantes, nomeadamente:

- A utilização de pneus misturados com solo num muro de suporte permite aumentar a rigidez do conjunto garantindo, desta forma, economia nas dimensões do muro;
- O número de pneus por fiada é determinante na variação da rigidez até um valor correspondente ao limite da superfície de

rotura. A partir desse limite, o aumento do número de pneus por fiada praticamente não acrescenta rigidez à estrutura;

- O patamar de rotura, usando pneus ligados, é atingido mais lentamente (ganhos na ordem dos 10%), ou seja, a ligação entre pneus torna a solução mais eficaz.

3. Definição do modelo à escala reduzida

3.1. Introdução

O presente trabalho desenvolveu-se em simultâneo com um outro, em que se perspectivava a construção de um protótipo de uma estrutura de suporte de terras com pneus.

Para a materialização do modelo à escala reduzida pretendia-se a utilização do mesmo material de aterro a usar na construção do protótipo.

Uma primeira hipótese de localização do protótipo numa empreitada em curso levou à realização de um conjunto de ensaios sobre amostras recolhidas na mancha de empréstimo escolhida para o aterro. Este material tinha sido já objeto de uma detalhada prospeção geológica-geotécnica cujos resultados serão apresentados no item 3.4.2.2.

A impossibilidade de realização do protótipo nesta empreitada e a perspectiva de o poder executar numa outra, levou à repetição da bateria de ensaios realizados sobre as amostras do primeiro material.

3.2. Definição da geometria do muro

A definição da geometria do modelo e do protótipo procurou o cumprimento de algumas relações de semelhança.

O modelo foi construído com pneus de 260 mm de diâmetro e 85 mm de largura. Estas dimensões são cerca de duas vezes e meia menores do que as de um pneu comum de um automóvel ligeiro. Foi esta a relação adotada entre as alturas dos paramentos do modelo e do protótipo.

A profundidade do modelo, 2 m, foi definida de forma a não interferir com o desenvolvimento da cunha de impulso ativo no tardo do paramento. A largura, 2 m, foi igualmente estabelecida de modo que nas secções centrais não se detetem interferências das fronteiras laterais.

O paramento foi considerado inicialmente inclinado, porque as sucessivas camadas de pneus foram dispostas com os pneus de camadas adjacentes em posição alternada; no entanto, com as várias modelações numéricas realizadas verificou-se que esta seria uma geometria muito conservativa e tornaria a estrutura muito rígida.

Considerou-se, então, uma segunda alternativa geométrica com o paramento vertical, com os pneus das diferentes camadas alinhados e duas camadas de reforço - uma primeira na camada base do modelo e outra na penúltima camada.

O modelo à escala reduzida será devidamente instrumentado para uma detalhada observação do seu comportamento.

3.3. Modelação no programa *Google SketchUp*

Previamente à construção do modelo foi feito um esboço do mesmo com recurso ao programa *Google SketchUp*. Este produto pertence à empresa *Google* e permite desenvolver modelos tridimensionais, de fácil execução e com uma apresentação final apelativa. É, hoje em dia, um programa muito usado nas áreas da arquitetura, design e engenharia, permitindo a criação de maquetes e uma grande liberdade de alteração de formas, de modo a obter o melhor resultado final.

Esta modelação permitirá ter uma ideia bastante aproximada de como será o aspeto final do muro na realidade. Ao longo do desenvolvimento da maquete que se apresenta na Figura 8, ainda com o paramento inclinado, foram sendo realizadas várias alterações de modo a obter um produto final que se aproximasse do pretendido.

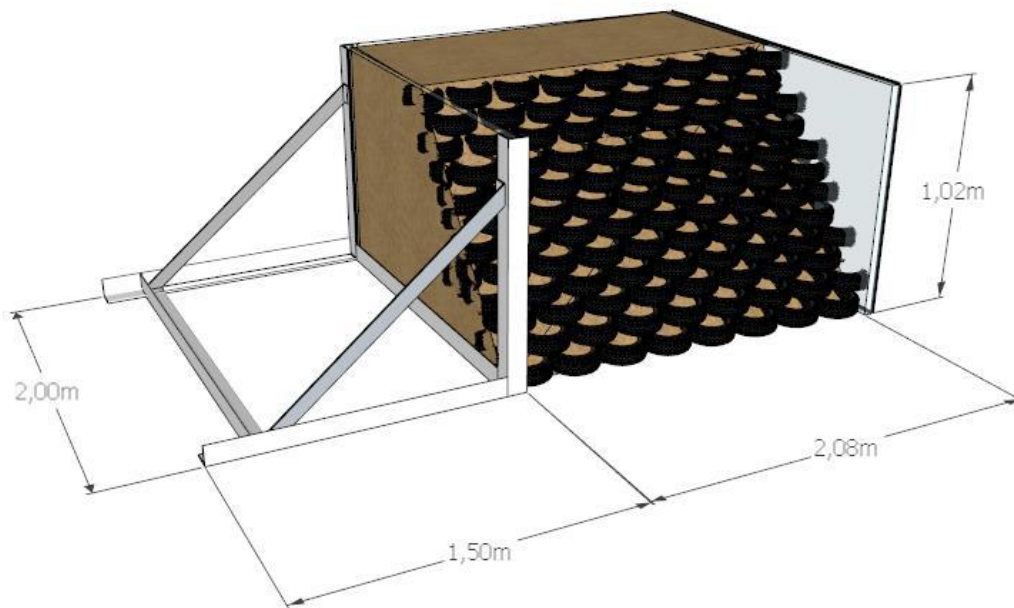


Figura 8 - Modelo à escala reduzida construído no programa *Google SketchUp*

3.4. Caracterização dos materiais

O conhecimento e a caracterização de todos os materiais envolvidos na construção do modelo à escala reduzida são fundamentais, de modo a garantir a fiabilidade dos resultados obtidos.

3.4.1. Características dos pneus

O pneu é um componente de um veículo que permite a sua ligação ao solo. Mecanicamente e segundo Goodyear (2010), um pneu define-se como “um recipiente de pressão e único ponto de apoio do veículo à superfície da estrada”. Hoje em dia, os pneus são parte integrante de todos os veículos motorizados e não motorizados e têm como principais funções as seguintes:

- Capacidade de suportar cargas;
- Capacidade amortecedora;
- Capacidade de transmissão de binário;
- Capacidade de resposta direcional;
- Capacidade de aderência ao solo.

São um dos principais responsáveis pela segurança e conforto dos veículos, permitindo vencer adversidades como o estado do piso em que os veículos circulam (por exemplo: más condições das estradas) ou se este se encontra seco ou molhado, entre outras.

De uma forma geral, os pneus correntes utilizados em veículos automóveis apresentam os componentes apresentados na Figura 9.



Figura 9 - Componentes de um pneu de automóvel leveiro
(Fonte:<http://www.michelin.pt>)

Legenda da Figura 9:

1 – **Revestimento de borracha interior** – camada de borracha sintética estanque ao ar. Encontra-se no interior do pneu e faz a função de câmara-de-ar;

2 – **Carcaça** – estrutura flexível formada por filamentos (têxteis ou de aço) encastrados na borracha, que formam arcos e se enrolam no aro do talão do pneu. É sobre este elemento que se colocam as lonas e as camadas de borracha que constituem o pneu;

3 – **Zona baixa** – tem como função transmitir a potência do veículo, em aceleração e travagem, da jante para a zona de contato com o solo;

4 – **Aro de talão** – parte do pneu que se fixa e ajusta à jante, sendo formado por um filamento de aço inextensível, de forma e dimensão variável segundo a dimensão e tipo de pneu;

5 – **Flanco** – zona compreendida entre a banda de rolamento e os talões do pneu. Representa a altura do pneu;

6 – **Lonas de reforço** – constituídas por finos cabos de aço revestidos de borracha;

7 – **Lonas de topo** – são constituídas por filamentos metálicos revestidos de borracha. Situam-se sobre a carcaça, formando uma cintura que garante a resistência mecânica do pneu;

8 – **Banda de rolamento** – parte do pneu que está diretamente em contato com o solo, constituída por uma camada de borracha com uma série de ranhuras.

Segundo Filho (2005), e de uma maneira generalizada, pode afirmar-se que os pneus correntes são constituídos por 10% de borracha

natural, 30% de borracha sintética e 60% de aço e tecidos, responsáveis pelo fortalecimento do pneu. A sua composição química é complexa, sendo constituído maioritariamente por carbono (83% segundo Filho, 2005) mas também por outros elementos como oxigénio, cinzas, hidrogénio, enxofre e nitrogénio.

As propriedades mecânicas dos componentes de um pneu podem ser facilmente alteradas devido ao envelhecimento físico-químico, radiação ultra violeta, deformação e impactos na construção (principalmente devido ao processo de compactação).

Como já foi descrito anteriormente, os pneus são constituídos por diversos componentes entre os quais os flancos e a banda de rodagem que, por sua vez, são reforçados com cordões de aço. Foi realizado em França um ensaio de resistência à tração em pneus de automóveis ligeiros e as principais descobertas reportadas por Long (1990) foram as seguintes:

- A resistência média à tração da banda de rodagem de um pneu é de 56 kN com um desvio padrão de 24 kN; a probabilidade dessa resistência ser superior a 26 kN é de 90%; para um valor da resistência superior a 36 kN a probabilidade é de 80%;
- No que diz respeito aos flancos, as diferenças encontradas entre dois flancos do mesmo pneu foram praticamente nulas; a resistência à tração variou entre 17 kN (pneus com reforço mínimo) e 52 kN (máximo reforço), com um valor médio de 25kN e um desvio padrão de 10kN.

3.4.2. Caraterísticas do solo de aterro

A caracterização do solo de aterro a utilizar na construção do modelo reduzido foi feita com base em amostras recolhidas nos locais onde se perspectivava a materialização do protótipo. Numa primeira fase foi recolhida uma amostra do primeiro local e mais tarde com a alteração do mesmo, foi repetida a bateria de ensaios sobre amostras do segundo local. Em ambos os casos o material foi alvo de uma série de ensaios com vista à determinação das suas características e consequente classificação, utilizando para o efeito a Classificação Unificada.

3.4.2.1. Ensaios laboratoriais sobre o primeiro solo de aterro

A amostra recolhida no primeiro local apresentava-se bastante húmida, devido à chuva que se fez sentir durante os dias anteriores à sua recolha; como tal, e antes de ser efetuado qualquer ensaio, todo o material foi seco na estufa (Figura 10) à temperatura de 105°C e durante um período de 24h.



Figura 10 - Secagem do solo em estufa

Para classificar o solo de aterro realizaram-se os seguintes ensaios de laboratório: análise granulométrica, incluindo a peneiração da fração grossa e a sedimentação da fração fina, limites de Atterberg e ensaio de compactação.

Análise granulométrica por peneiração húmida

O ensaio de granulometria foi realizado por peneiração húmida e segundo a norma E 239-1970 do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Portugal).

A análise granulométrica divide-se em dois componentes, fração grossa e fração fina, respetivamente o material que fica retido no peneiro de 2,00 mm e o que passa nesse mesmo peneiro.

- **Análise granulométrica da fração grossa**

Para a realização deste ensaio foi utilizada uma amostra de 1,0kg de solo previamente seco e realizou-se a peneiração nos peneiros de malha de abertura superior a 2,00 mm (cascalho/seixo), tendo sido registadas as massas das frações retidas em cada peneiro. Os valores obtidos foram os seguintes:

Quadro 2 - Peneiração da fração grossa – amostra 1

Fração retida no peneiro de 2.00mm (n°10)				
Malha (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Acumulada Retida	% Acumulada que passa
25,00	0,0	0,0	0,0	100,0
19,00	12,5	1,3	1,3	98,8
9,50	29,1	2,9	4,2	95,8
4,75	70,1	7,0	11,2	88,8
2,00	161,0	16,1	27,3	72,7
< 2,00	727,3	72,7	100,0	0,0
Total	1000,0			

A quantidade de material grosso presente na amostra, segundo a norma em uso, é a seguinte:

$$N'_{10} = \frac{m_{10}}{m_t} \times 100 \Leftrightarrow N'_{10} = \frac{272,7}{1000} \times 100 \Leftrightarrow N'_{10} = 27,27\%$$

em que:

N'_{10} – percentagem de material grosso presente numa amostra de solo;

m_{10} - massa total retida no peneiro de 2,00 mm (n°10)

m_t - massa total da amostra.

- **Análise granulométrica da fração fina**

Com vista à análise desta fração, tomaram-se 100g da amostra de solo passado no peneiro de 2,00 mm; posteriormente, esta porção foi lavada, processo esse que permitiu a separação da areia, da argila e do silte, sendo que os dois últimos foram rejeitados. A amostra arenosa foi, em seguida, seca em estufa e, por último, peneirada com recurso ao agitador (Figura 11) durante cerca de 15 minutos. No final destas operações foram registados os valores das massas das frações retidas em cada peneiro, tendo-se obtido os seguintes valores:

Quadro 3 - Peneiração da fração fina - amostra 1

Fração passada no peneiro de 2.00mm (n°10)				
Malha (mm)	Massa retida (g)	% Retida (Total)	% Acumulado Retida (Total)	% Acumulada que passa (Total)
0,850	22,1	16,07	43,34	56,66
0,425	22,8	16,58	59,93	40,07
0,250	13,7	9,96	69,89	30,11
0,106	12,7	9,24	79,13	20,87
0,075	1,0	0,73	79,85	20,15
< 0,075	27,7	20,15	100,00	0,00
Total	100,0			



Figura 11 - Agitador

Os resultados obtidos permitem determinar a quantidade de finos existentes na amostra:

$$\%Finos = P_{200} = 20,15\%$$

Utilizando a Classificação Unificada, conclui-se que o material em estudo é um material com finos visto que a percentagem presente na amostra é superior a 12%.

Os ensaios efetuados permitiram obter a curva granulométrica do solo em estudo, apresentada na Figura 12.

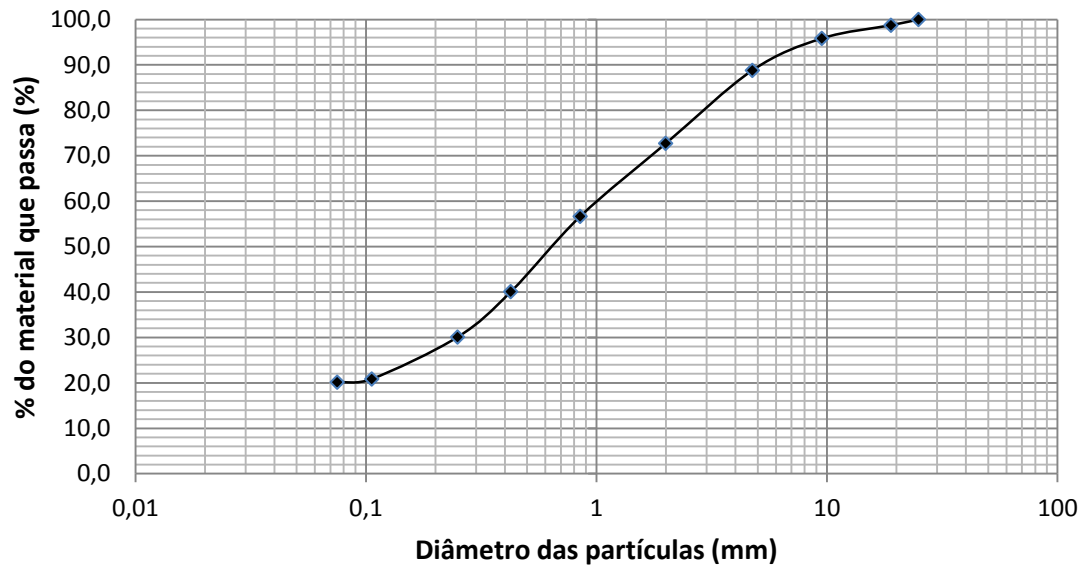


Figura 12 - Curva granulométrica - amostra 1

Ensaio de compactação

O ensaio de compactação tipo Proctor consiste na compactação de uma amostra de solo num molde, determinando-se o teor em água e o peso volúmico seco. A repetição deste procedimento para diferentes quantidades de água adicionadas ao solo permite obter a curva de compactação e o teor em água ótimo do solo.

O processo mecânico realizado segundo a norma E 197-1966 do LNEC, consiste na aplicação repetida de uma massa (pilão) no solo, de uma determinada altura (Figura 13), resultando numa diminuição do seu volume e conseqüente diminuição do índice de vazios e aumento do peso volúmico seco.



Figura 13 - Máquina de compactação

A compactação provoca um aumento do grau de saturação do solo, devido à expulsão de ar durante o processo, bem como uma diminuição da sua deformabilidade, tornando-se menos permeável.

Os resultados obtidos experimentalmente dependem fundamentalmente de dois fatores: do teor em água utilizado e da carga aplicada.

A norma sugere vários tipos de compactação; no entanto, no ensaio realizado em laboratório, foi utilizada a compactação pesada (Proctor modificado) em molde pequeno.

O solo recolhido no campo foi previamente seco em estufa e posteriormente peneirado no peneiro n°4 (malha de 4,75 mm), utilizando-se apenas a fração passada para se proceder ao ensaio. A percentagem de retidos não deve ser superior a 20% do total para que o ensaio seja considerado válido. Para o efeito, utilizaram-se três amostras de 1,0kg cada e peneiraram-se, obtendo-se os seguintes resultados:

Quadro 4 - Validação do ensaio de compactação em molde pequeno

Amostra n°	Massa retida no peneiro n°4 (g)	% Retida no peneiro n°4
1	178	17,8
2	150	15,0
3	172	17,2
Média	167	16,7

A média realizada permite concluir que a percentagem de retidos no peneiro n°4 foi de 16,7%, inferior aos 20% acima referidos, concluindo-se, deste modo, que o ensaio é válido em molde pequeno.

Depois de efetuada esta verificação, procedeu-se à realização do ensaio utilizando amostras de 2,5kg (a Norma aplicada sugere um valor mínimo de 2,0kg) cada e adicionaram-se quantidades de água distintas, de modo a obter diferentes teores em água (w). Misturou-se o solo com a água até obter um material uniforme (Figura 14) e colocou-se no molde dividido em cinco camadas distribuídas uniformemente, aplicando posteriormente 25 pancadas com recurso ao pilão de compactação.



Figura 14 - Mistura da amostra com água



Figura 15 - Homogeneização do material

No final deste processo o molde húmido foi pesado, obtendo-se os seguintes resultados:

Quadro 5 - Resultados do ensaio Proctor - amostra 1

Número do Molde	4	Volume do molde (cm ³)			Peso do molde (g)			1816
		952						
Peso da água adicionada (g)		150	200	225	250	275	300	350
Peso do provete húmido + Peso do molde (g)		3816	3872	3898	3928	3918	3890	3874
Peso do provete húmido (g)		2000	2056	2082	2112	2102	2074	2058
Baridade húmida (g/cm ³)		2,10	2,16	2,19	2,22	2,21	2,18	2,16
Peso do solo seco (g)		2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
Teor de humidade (%)		6	8	9	10	11	12	14
Baridade seca (g/cm ³)		1,98	2,00	2,01	2,02	1,99	1,95	1,90

Os valores das baridades do quadro anterior foram obtidos da seguinte forma:

- Baridade húmida (Υ) = $\frac{\text{Peso do provete húmido}}{\text{Volume do molde}}$ (em g/cm³);

- Baridade seca (Υ_d) = $\frac{\Upsilon_w}{1 + \frac{w}{100}}$ (em g/cm³)

Com os valores calculados é possível construir a curva de compactação para o solo em estudo. Assim, relacionam-se os valores do teor em água com os valores da baridade seca correspondente, obtendo-se a curva representada na Figura 16.

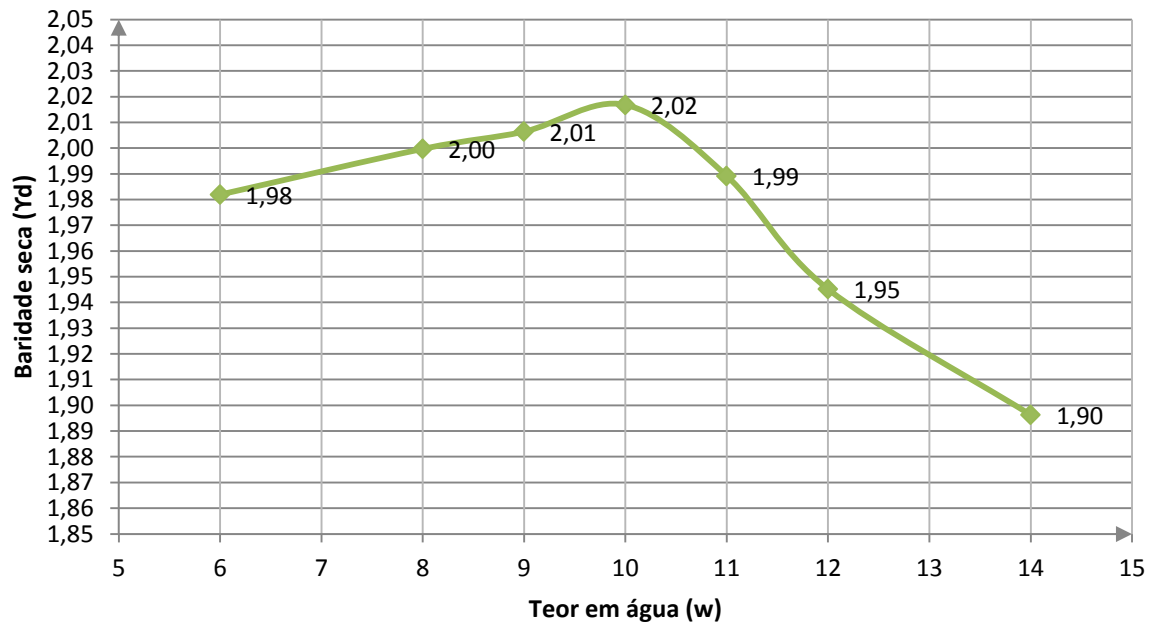


Figura 16 - Curva de compactação - amostra 1

O gráfico permite constatar a existência de um peso volúmico seco máximo ($\gamma_{d,m\acute{a}x}$) e que este ocorre para um determinado teor em água, designado por teor em água ótimo ($w_{\acute{o}t.}$), sendo que este valor divide o gráfico em dois ramos distintos: o ramo seco (à esquerda do ponto ótimo) e o ramo húmido (à direita do ponto ótimo).

Conclui-se, assim, que para o solo em estudo, o ponto ótimo ocorre para a um teor em água de aproximadamente 10% ($w=10\%$), correspondente a um valor do peso volúmico seco máximo de 20,20 kN/m^3 , admitindo $g = 10\text{m/s}^2$.

Em simultâneo, é possível traçar a curva de saturação ($S=100\%$), situação limite correspondente à total expulsão do ar. Esta curva é um limite superior para as curvas de compactação de um dado solo.

A curva de saturação obtida para o solo em estudo é ilustrada na Figura 17.

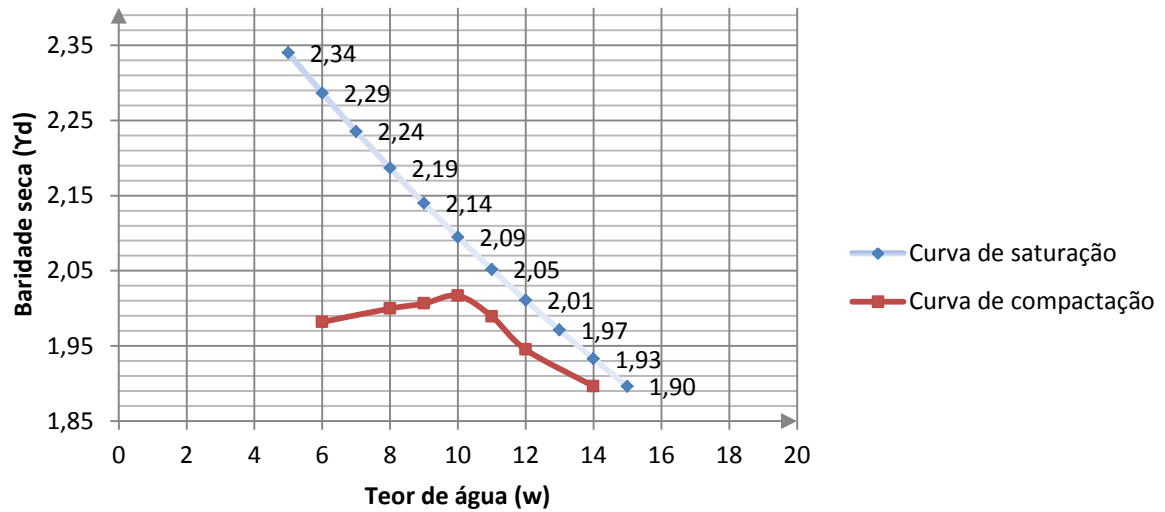


Figura 17 - Curva de saturação e curva de compactação - amostra 1

Os pontos da curva de saturação foram obtidos através da seguinte expressão:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G} + w}$$

onde:

- γ_d - baridade seca do solo (em g/cm³);
- γ_w - peso específico da água (aproximadamente igual a 10 kN/m³);
- w - teor em água do solo (em %);
- G - densidade das partículas sólidas (admitiu-se, por simplificação, G=2,65).

Fazendo variar o teor em água e mantendo os valores da densidade das partículas sólidas (G) e do peso específico da água (γ_w), foram-se obtendo os valores da baridade seca da curva de saturação.

Para além do peso específico seco do solo, foi igualmente calculado o peso específico saturado nas condições ótimas de compactação; para tal, efetuou-se novo ensaio de compactação para o teor em água ótimo obtido ($w=10\%$). Em seguida, o molde foi deixado mergulhado em água durante três dias e os valores encontrados foram os seguintes:

Quadro 6 - Valores para o cálculo do peso específico saturado

Peso da água adicionada (g)	250
Peso do provete húmido + Peso do molde (g)	3934
Peso do provete húmido (g)	2118
Baridade húmida (g/cm^3)	2,22
Peso do solo seco (g)	2500
Teor de humidade (%)	10
Baridade seca (g/cm^3)	2,02
Peso do provete saturado + peso do molde (g)	3962
Peso do provete saturado (g)	2146

Assim, o peso específico saturado para o solo em estudo foi calculado do seguinte modo:

$$\gamma_{sat} = \frac{2146}{952} = 2,254 \text{ g/cm}^3 = 22,54 \text{ kN/m}^3$$

Admitiu-se que, dada a natureza granulométrica do solo, os três dias foram suficientes para uma quase saturação do solo.

Ainda segundo a norma em uso no ensaio de compactação, foram retiradas porções de solo de cada um dos moldes ensaiados para verificação do teor em água utilizado. Estas porções foram pesadas em cápsulas e posteriormente levadas à estufa, de modo a obter o peso seco e conseqüentemente o teor em água. Os valores obtidos foram os seguintes:

Quadro 7 - Verificação do teor de humidade

Verificação do teor de humidade							
Cápsula n°	3	12	200	123	3	14	200
Teor em água (%)	6	8	9	10	11	12	14
Peso da cápsula (g)	35,33	21,94	33,92	34,27	35,33	20,91	33,88
Peso da cápsula + solo húmido (g)	115,51	94,28	111,16	146,63	94,72	106,53	169,83
Peso da cápsula + solo seco (g)	110,86	88,66	104,59	136,5	88,84	97,49	153,2
Teor em água utilizado(%)	6	8	9	10	11	12	14
Teor em água real (%)	6,16	8,37	9,30	9,91	10,99	11,80	13,94

O teor em água real foi obtido pela seguinte expressão:

$$w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{P - P_s}{P_s} = \frac{P}{P_s} - 1 = \frac{P - P_{cápsula}}{P_s - P_{cápsula}} - 1$$

onde:

P_w – Peso do solo húmido (g/cm^3);

P_s – Peso do solo seco (g/cm^3);

P – Peso do solo (g/cm^3).

Os valores do teor em água obtidos após a compactação são muito próximos dos valores iniciais usados, sendo que a maior diferença encontrada apresenta um erro inferior a 5%; assim sendo, podem considerar-se plausíveis os valores usados no ensaio laboratorial.

Determinação dos limites de consistência

A determinação dos limites de consistência de um solo, segundo a norma NP 143-1969 do LNEC, só é aplicável a solos com cerca de 30%, ou mais, em massa, de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm. Apesar da possibilidade de realização dos ensaios, estes perdem o seu significado. No caso da amostra em análise, a percentagem de material com dimensões inferiores a 0,075 mm é de 20,15%, determinado na peneiração da fração fina. Verifica-se que este valor é inferior aos 30% impostos pela norma e, como tal, os ensaios não teriam qualquer significado. No entanto, foi realizado o ensaio de retração, geralmente aplicado a argamassas, sobre a amostra de solo em estudo, cujos resultados são apresentados a seguir.

- **Ensaio de retração**

O tipo e a quantidade de argila presentes num determinado solo são os principais responsáveis pelos movimentos de retração e expansão do mesmo, movimentos esses que se observam com a variação do teor de humidade presente.

O estado do solo varia, portanto, com o teor de humidade existente, isto é, quanto maior é o teor de humidade mais líquido é o solo; assim sendo, o solo pode encontrar-se em três estados distintos: sólido (com ou sem retração), plástico ou líquido, como mostra a Figura 18.

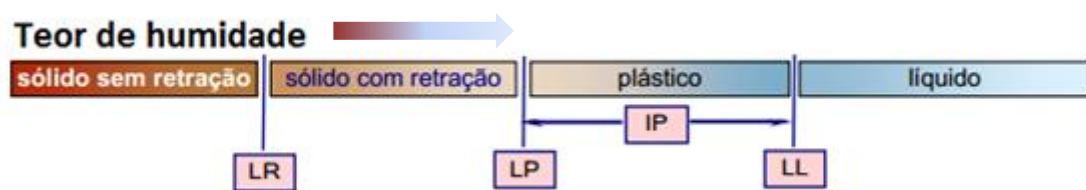


Figura 18 - Estado do solo em função do seu teor de humidade

Como se pode verificar na Figura 18, o limite de retração (LR) marca a passagem do estado sólido sem retração para o estado sólido com retração e é determinado pelo teor de humidade a partir do qual o volume do solo permanece constante, quando se dá a evaporação de água.

Se a evaporação de água é abaixo do limite de retração, o solo mantém o seu volume, enquanto acima desse valor o solo retrai, provocando a abertura de fissuras.

No caso de o solo em estudo, foi utilizada uma amostra de 100g de solo previamente seco e passado no peneiro nº40 (0,425 mm); em seguida, a este material adicionou-se água até atingir a consistência de uma argamassa. Posteriormente, esta “pasta” foi colocada num equipamento apropriado (Figura 19), ocupando uniformemente todo o seu volume e nivelando a parte superior com uma régua.



Figura 19 - Teste de caixa

Depois de 24h a secar ao ar, observou-se que o solo não apresentava retração, como tal, conclui-se que o mesmo não apresenta plasticidade.

3.4.2.2. Campanha de prospeção geológica-geotécnica

O material constituinte da amostra tinha sido já objeto de uma detalhada prospeção geológica-geotécnica, tendo em vista a avaliação da competência mecânica do terreno. Assim, levou-se a cabo o seguinte programa de prospeção:

- 7 sondagens à rotação, com profundidades compreendidas entre os 7,5 e 18 metros, num total de 81 metros;
- 45 ensaios SPT, realizados em solos e em rochas brandas;
- medições dos níveis de água nos furos das sondagens;
- 5 perfis sísmicos;
- ensaios laboratoriais – identificação e caracterização dos solos.

As amostras de solo recolhidas no local da obra foram sujeitas a ensaios laboratoriais de identificação e caracterização física. Os resultados da caracterização laboratorial, estão resumidos no Quadro 8.

Quadro 8 - Caracterização laboratorial do solo

Identificação da amostra			Ensaio de identificação de solos					Classificação	
N° Amostra	Profundidade (m)		< 0,074mm (%)	w(%)	LL	LP	IP	AASHTO	ASTM
	de	até							
12137	1,0	3,0	30,0	19,9	-	-	NP	A-2-4(0)	SM
12138	3,1	3,8	19,0	19,4	-	-	NP	A-1-b(0)	SM
12139	1,0	3,0	32,0	14,1	-	-	NP	A-2-4(0)	SM
12140	3,5	3,9	20,0	16,0	-	-	NP	A-1-b(0)	SM
12141	3,1	3,6	19,0	18,7	-	-	NP	A-1-b(0)	SM
12142	1,0	3,5	37,0	20,1	-	-	NP	A-4-b(0)	SM
12143	3,9	4,1	16,0	15,4	-	-	NP	A-1-b(0)	SM
12144	1,5	2,9	22,0	22,0	-	-	NP	A-1-b(0)	SM

Legenda: w – teor em água; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade.

Os resultados apresentados no Quadro 8 permitem concluir, de uma forma genérica, que o solo em estudo é constituído por material granular não plástico, fundamentalmente areia, com presença de silte e argila. A análise granulométrica realizada sobre estas amostras permitiu traçar as curvas granulométricas correspondentes, a seguir representadas (Figura 20).

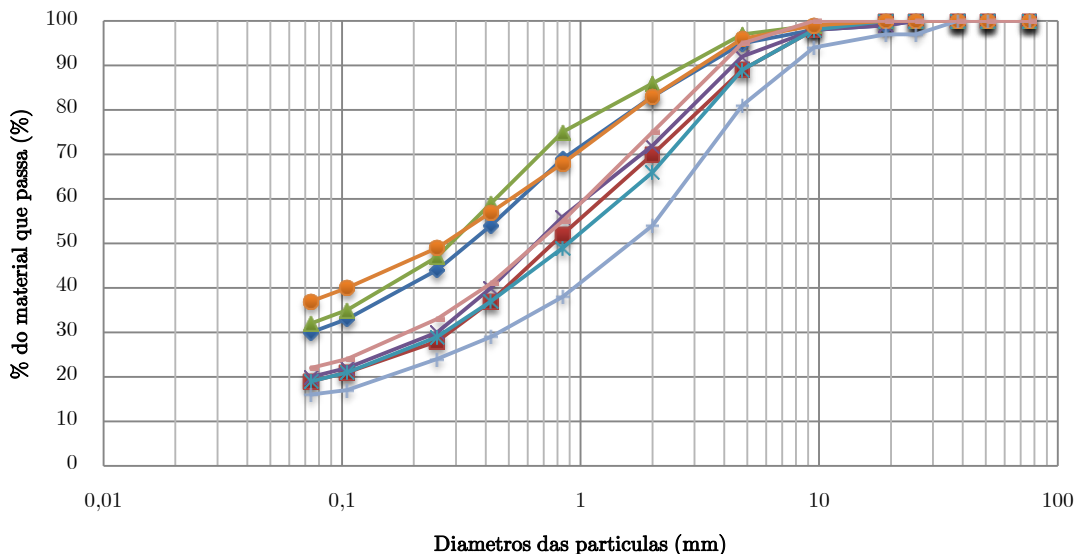


Figura 20 - Curvas granulométricas das várias amostras recolhidas no local

A amostra 1 foi retirada do local onde se fez previamente a prospeção geotécnica que conduziu ao traçado das curvas granulométricas representadas na Figura 20.

A campanha de prospeção efetuada forneceu dados importantes para a modelação da estrutura de suporte e permitiu também uma comparação com os resultados obtidos em laboratório realizados no presente estudo.

A informação recolhida, resultante da campanha de prospeção, permitiu a apresentação de uma proposta para zonamento geotécnico do maciço em estudo nos locais das sondagens. Esta proposta resultou da análise de diversos fatores, entre os quais se destacam a evolução dos registos dos ensaios SPT em profundidade, a génese da formação geológica, a capacidade de carga e a suscetibilidade a

assentamentos e as características lito-estratigráficas dos materiais.

O zonamento geotécnico proposto é ilustrado no Quadro 9.

Quadro 9 - Zonamento geotécnico proposto

Parâmetros	Zona geotécnica (descrição)			
	ZG4	ZG3	ZG2	ZG1
	Solos com contaminação orgânica (NSPT < 4)	Granito decomposto (30 < NSPT < 50)	Granito muito alterado (NSPT > 50)	Granito medianamente alterado a pouco alterado
Ângulo de atrito interno (ϕ')	20° a 25°	30 a 34°	34° a 40°	31° a 43°
Coesão (c')	0 kPa	2 a 5 kPa	5 a 10 kPa	1,8 a 6,1 MPa
Módulo de deformabilidade (E)	< 3MPa	35 a 50 MPa	50 a 70 MPa	3,0 a 20 GPa
Peso específico (γ')	18 a 19 kN/m ³	20 a 21 kN/m ³	22 a 24 kN/m ³	25 a 26 kN/m ³

Os valores apresentados no Quadro 9 serviram como base para a modelação numérica descrita no capítulo seguinte.

3.4.2.3. Ensaio laboratoriais sobre o segundo solo de aterro

A alteração do local previsto para a construção do protótipo levou à recolha de nova amostra de solo e da posterior repetição dos ensaios efetuados.

Os ensaios realizados sobre esta amostra foram os seguintes: análise granulométrica e ensaio de compactação.

A mancha de empréstimo apresentava-se seca, pelo que não houve necessidade de proceder à sua secagem.

- Análise granulométrica por peneiração húmida

- **Análise granulométrica da fração grossa**

Para a análise da fração fina foram utilizadas 500g de material e os resultados da peneiração foram os seguintes:

Quadro 10 - Peneiração da fração grossa - amostra 2

Fração retida no peneiro de 2.00mm (n°10)				
Malha (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Acumulado Retida	% Acumulada que passa
25,00	0,0	0,0	0,0	100,0
19,00	0,0	0,0	0,0	100,0
9,50	2,8	0,6	0,6	99,4
4,75	31,4	6,3	6,8	93,2
2,00	64,9	13,0	19,8	80,2
< 2,00	400,9	80,2	100,0	0,0
Total	1000,0			

Segundo a norma, a percentagem de material grosso presente na amostra é calculada da seguinte forma:

$$N'_{10} = \frac{m_{10}}{m_t} \times 100 \Leftrightarrow N'_{10} = \frac{99,1}{500} \times 100 \Leftrightarrow N'_{10} = 19,82\%$$

- **Análise granulométrica da fração fina**

A peneiração da fração fina foi realizada com uma amostra de 100g de material, tendo-se obtido os seguintes resultados:

Quadro 11 - Peneiração da fração fina - amostra 2

Fração passada no peneiro de 2.00mm (n°10)				
Malha (mm)	Massa retida (g)	% Retida (Total)	% Acumulado Retida (Total)	% Acumulada que passa (Total)
0,850	18,0	14,4	34,2	65,7
0,425	20,5	16,4	50,7	49,3
0,250	12,8	10,3	61,0	39,0
0,106	13,9	11,1	72,1	27,9
0,075	1,9	1,5	73,6	26,4
< 0,075	32,9	26,4	100,0	0,0
Total	100,0			

A percentagem de finos presentes na amostra é de 26,4% (P_{200}), maior do que 12%, ou seja, trata-se de um material com finos. A curva granulométrica da amostra 2 é ilustrada na Figura 21.

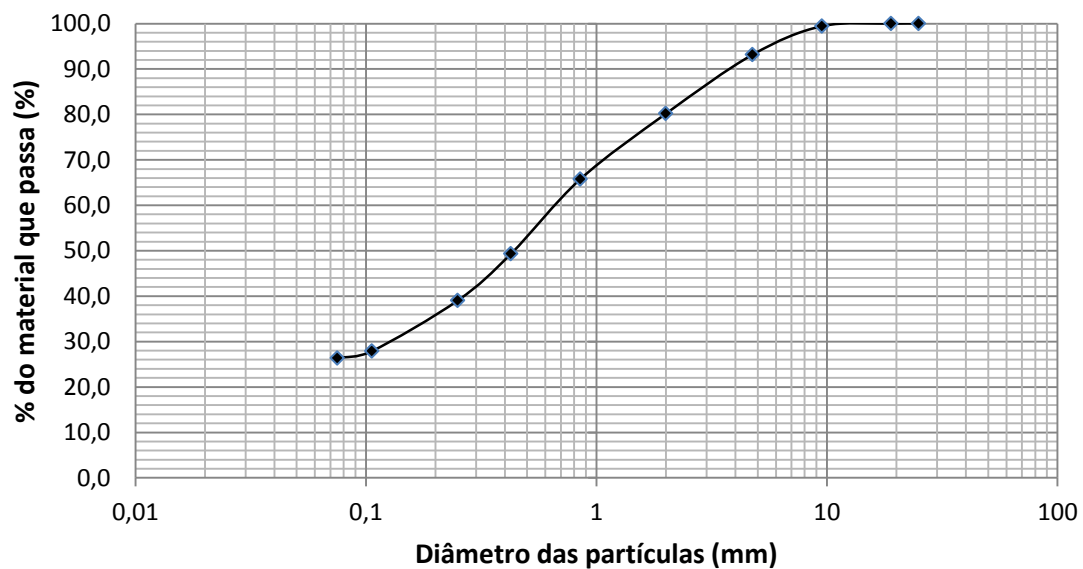


Figura 21- Curva granulométrica - amostra 2

- Ensaio de compactação Proctor

Os resultados do ensaio de compactação relativos à amostra 2 são apresentados no Quadro 12.

Quadro 12 - Resultados do ensaio Proctor - amostra 2

Número do Molde	4	Volume do Molde (cm ³)			Peso do Molde (g)		
		952	952	952	1816	1816	1816
Peso da água adicionada (g)		160	180	200	220	240	280
Peso do provete húmido + Peso do molde (g)		3766	3812	3862	3886	3872	3838
Peso do provete húmido (g)		1950	1996	2046	2070	2056	2022
Baridade húmida (g/cm ³)		2,05	2,10	2,15	2,17	2,16	2,12
Peso do solo seco (g)		2000	2000	2000	2000	2000	2000
Teor de humidade (%)		8	9	10	11	12	14
Baridade seca (g/cm ³)		1,90	1,92	1,95	1,96	1,93	1,86

A Figura 22 ilustra a curva de compactação relativa à amostra 2.

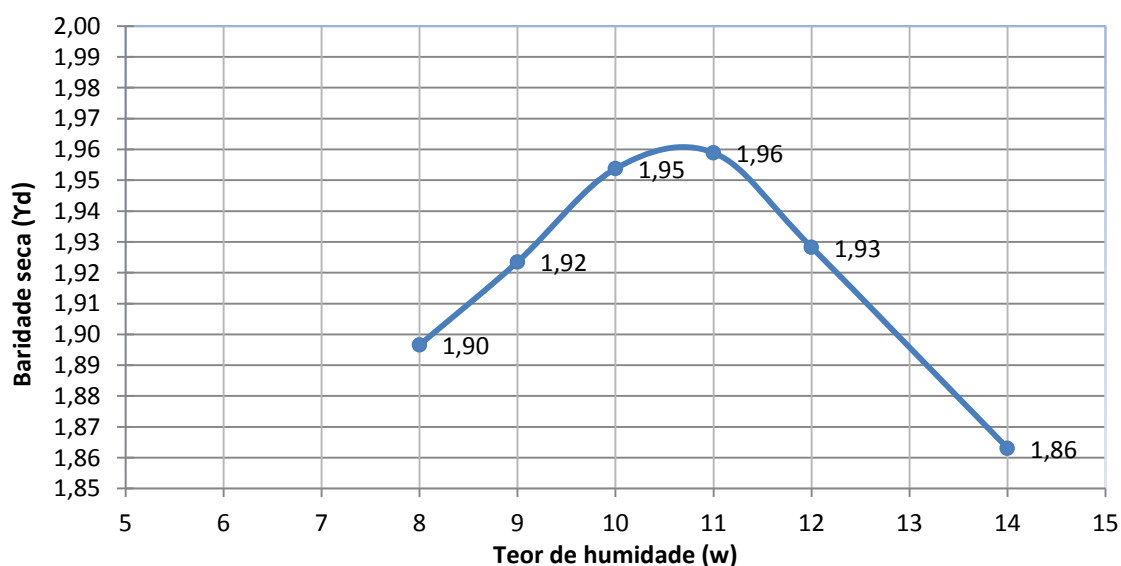


Figura 22 - Curva de compactação da amostra 2

A Figura 22 permite constatar que o peso volúmico seco máximo da amostra tem o valor de $19,60 \text{ kN/m}^3$, admitindo $g = 10\text{m/s}^2$ e ocorre para um teor ótimo em água de 11%.

3.4.3. Peso específico do conjunto solo-pneu

O peso específico do conjunto solo-pneu pode ser determinado através de um ensaio que consiste na construção de uma caixa, com volume conhecido e que permita que os pneus com solo compactado ocupem todo o volume no seu interior (Sieira 2009). O muro experimental construído no Rio de Janeiro, descrito no item 2.3 desta Dissertação, demonstrou que a utilização de pneus cortados permite obter um conjunto mais denso; isto deve-se, fundamentalmente, à maior facilidade de compactação do solo no interior dos pneus.

Assim, no presente trabalho, foi construído um prisma em madeira, de forma triangular e volume conhecido (Figura 23). Posteriormente, o seu interior foi preenchido com pneus compactados com solo e amarrados entre si e os restantes espaços vazios preenchidos com solo até que todo o volume do prisma estivesse preenchido.

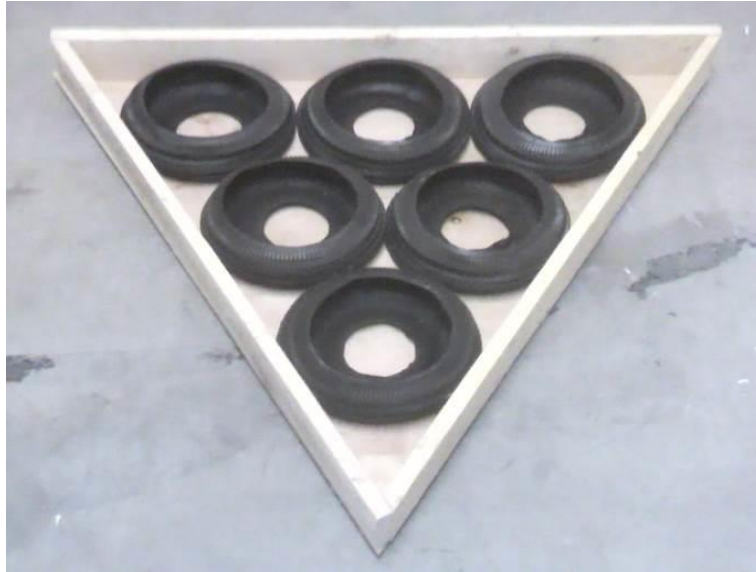


Figura 23 - Prisma para obtenção do peso específico do conjunto solo-pneu

A compactação do solo no interior dos pneus bem como do solo adjacente é um processo que, apesar de difícil controlo, deve ser cuidadoso e homogéneo, de modo a que não exista um grande volume de espaços vazios no final.

Finda a realização destes trabalhos, todo o material foi pesado e os resultados obtidos foram os seguintes:

- Volume do prisma = $0,0374 \text{ m}^3$;
- Peso do material no interior do prisma = $61788 \text{ g} = 61,78 \text{ kg}$;

Então:

$$\gamma_{pneusol} = \frac{61,78 \text{ kg}}{0,0374 \text{ m}^3} = \frac{0,606 \text{ kN}}{0,0374 \text{ m}^3} = 16,20 \text{ kN/m}^3$$

Este ensaio foi repetido mas, desta vez, com uma energia de compactação bastante superior à adotada no primeiro. Os resultados obtidos foram os seguintes:

- Volume do prisma = $0,0374 \text{ m}^3$;

- Peso do material no interior do prisma = $76726 \text{ g} = 76,73 \text{ kg}$;

Então:

$$Y_{pneusol} = \frac{76,73 \text{ kg}}{0,0374 \text{ m}^3} = \frac{0,753 \text{ kN}}{0,0374 \text{ m}^3} = 20,13 \text{ kN/m}^3$$

Na modelação posteriormente realizada com recurso ao programa *Phase*² foi adotado um valor igual a $17,00 \text{ kN/m}^3$ correspondente ao peso específico do *pneusol*. Este valor justifica-se pela utilização, durante a construção do modelo, duma energia de compactação que se aproxima mais daquela que foi empregue durante o primeiro ensaio realizado.

3.5. Elementos de suporte lateral

O muro de suporte construído tem necessidade de ser suportado lateralmente por uma estrutura metálica que será realizada com recurso a cantoneiras e a tubos quadrangulares ocos, previamente dimensionadas. Estes elementos de suporte lateral apenas serão colocados numa das extremidades laterais da estrutura de suporte de terras visto que o lado oposto, bem como a parte posterior, encostam em paredes.

O dimensionamento foi efetuado para três secções distintas com diferentes ações atuantes. Assim, foram considerados os seguintes elementos: elemento vertical central (1), elemento horizontal inferior (2) e escora (3), identificados na Figura 24.



Figura 24 - Identificação dos elementos considerados no dimensionamento

1 – Elemento vertical central

O elemento vertical central está sujeito à ação do solo de aterro; deste modo, e tendo em consideração as suas características, foi calculado o valor do impulso que as terras exercem no elemento, admitindo a mobilização de um impulso ativo. Assim, temos:

- peso específico do solo (γ) = 21,0 kN/m³;
- ângulo de atrito interno do solo (ϕ') = 30°.

O coeficiente de impulso ativo será igual a:

$$Ka = \left[\frac{\frac{1}{\operatorname{sen}(90^\circ)} * \operatorname{sen}(90^\circ - 30^\circ)}{\sqrt{\operatorname{sen}(90^\circ + 0^\circ)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(30^\circ + 0^\circ) * \operatorname{sen}(30^\circ - 0^\circ)}{\operatorname{sen}(90^\circ - 0^\circ)}}} \right]^2 = 0,333$$

O diagrama de pressões terá uma forma triangular com um valor máximo da tensão horizontal igual a:

$$\sigma_{ed} = 0,333 \times 21,0 \times 1,0 = 7,0 \text{ kPa}$$

Simplificadamente, e para efeitos de cálculo, a estrutura foi introduzida no programa de cálculo FTool, da forma ilustrado na Figura 25.

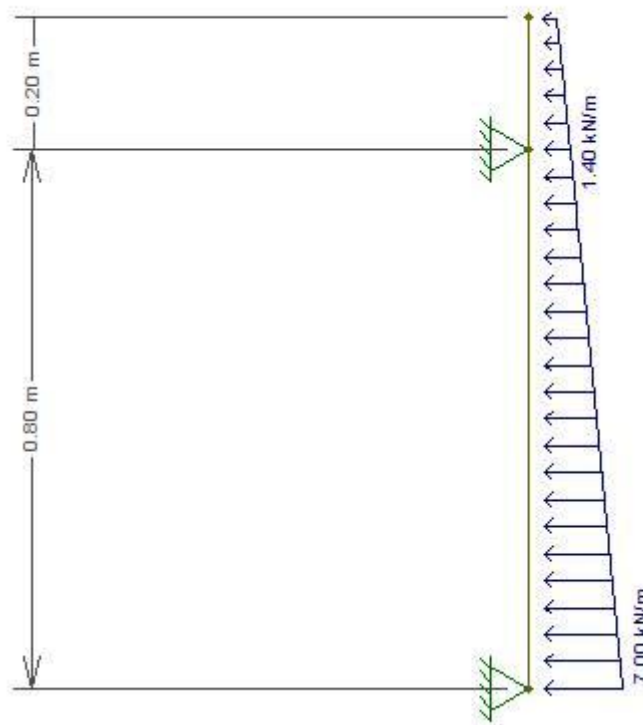


Figura 25 - Dimensionamento do elemento vertical da estrutura de suporte lateral

Os diagramas de esforços transversos e de momentos fletores correspondentes são ilustrados nas Figuras 26 e 27, respectivamente.

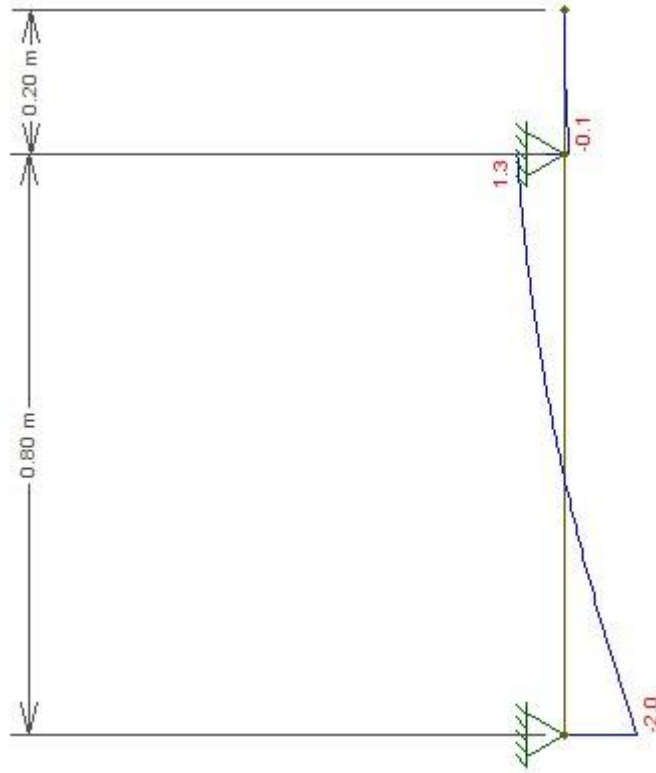


Figura 26 - Diagrama de esforços transversos – elemento vertical

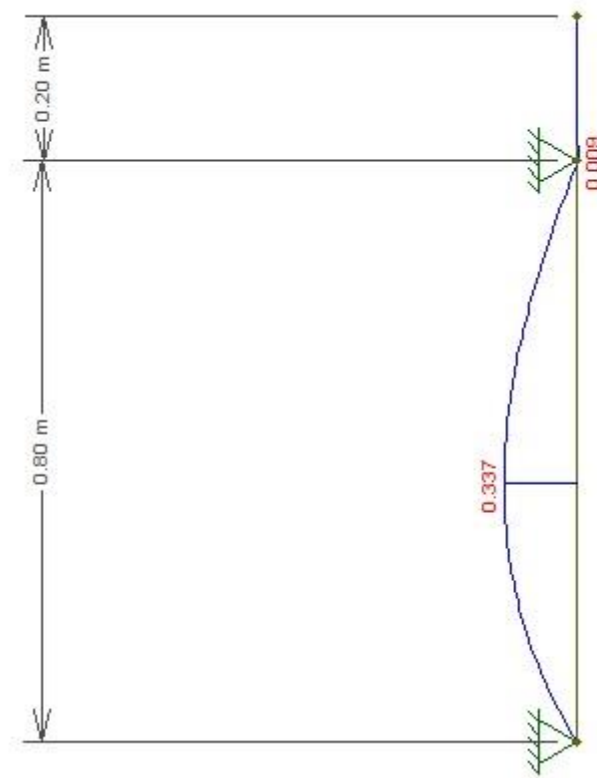


Figura 27 - Diagrama de momentos fletores – elemento vertical

Verifica-se que o valor do momento máximo ocorre para uma altura de 0,35 m, com o valor igual a 0,337 kN.m, enquanto o esforço transversal máximo, sobre o apoio inferior, é igual a 2,0 kN.

- **Verificação da segurança relativamente ao estado limite último de rotura por flexão**

Garantindo a segurança relativamente ao estado limite último e utilizando o aço S235 na construção da estrutura metálica, o valor de cálculo do momento fletor atuante deve satisfazer a seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

resultando,

$$W_{pl} \geq \frac{0,337 \times 1,0}{235000}$$

e,

$$W_{pl} \geq 1,434 \text{ cm}^3$$

onde:

M_{Ed} – valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a ao eixo principal da secção transversal;

W_{pl} – módulo de flexão plástico de uma secção transversal;

f_y – tensão de cedência do aço A235;

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança.

Com o valor obtido para o módulo de flexão plástico e consultando as Tabelas Técnicas, a solução encontrada é apresentada no Quadro 13, com as respectivas características.

Quadro 13 - Características da solução relativa ao elemento vertical

Perfil	Dimensões (b x e)	Área (cm ²)	Massa (kg/m)	Módulo de flexão W (cm ³)
Cantoneira de abas iguais	35x5	3,28	2,57	1,45

Obtida a secção da cantoneira, é necessário classificá-la segundo a Norma Portuguesa NP EN 1993-1-1 (Eurocódigo 3).

- Para ser classificada como secção da Classe 3 terão que ser cumpridas as seguintes condições:

$$\begin{cases} h/t \leq 15\varepsilon \\ \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon \end{cases}$$

onde:

h – altura da secção;

t – espessura da secção;

ε – extensão;

b – base da secção.

O valor da extensão é calculado do seguinte modo: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

Assim, virá:

$$\begin{cases} \frac{35}{5} \leq 15 \\ \frac{35+35}{2 \times 5} \leq 11,5 \end{cases}$$

resultando,

$$\begin{cases} 7 < 15 \\ 7 < 11,5 \end{cases}$$

Verificadas ambas as condições, pode afirmar-se que a secção obtida é da Classe 3, segundo a classificação do EC3.

- **Verificação da segurança relativamente ao estado limite último de rotura por corte**

O valor de cálculo do esforço transversal atuante V_{Ed} , em cada secção transversal, deve, segundo o EC3, satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

No caso de um cálculo plástico, $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico, $V_{pl,Rd}$, obtido por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

em que:

$V_{pl,Rd}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;

A_v – área resistente ao esforço transversal;

f_y – tensão de cedência do aço A235;

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança.

O esforço transversal atuante na secção transversal em estudo tem o valor de 2,0 kN. Assim obtém-se:

$$A_v \geq \frac{2,0 \times 1,0}{235000/\sqrt{3}}$$

resultando,

$$A_v \geq 1,47 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,147 \text{ cm}^2$$

Considerando a área de corte da cantoneira representada na Figura 28, representando cerca de 50% da área total da cantoneira, verifica-se que o perfil obtido no dimensionamento à flexão tem uma área de corte muito superior ao necessário para o cumprimento da condição do esforço transversal.

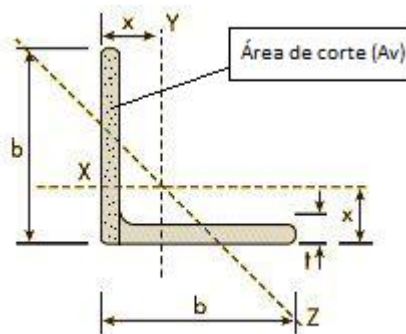


Figura 28 - Área de corte (A_v) da cantoneira (Adaptado de www.samiaco.com.br)

Conclui-se, assim, que a verificação à flexão é condicionante no dimensionamento da cantoneira correspondente ao elemento vertical.

2 – Elemento horizontal inferior

No dimensionamento do perfil horizontal da base da estrutura, admitiu-se, para o valor da carga atuante nesse elemento, a reação no apoio inferior do elemento vertical calculado anteriormente. O valor da reação no apoio inferior do elemento vertical tem o valor igual a 2,0 kN. Aplicando este valor uniformemente no elemento horizontal, a modelação no programa FTool é ilustrada na Figura 29.

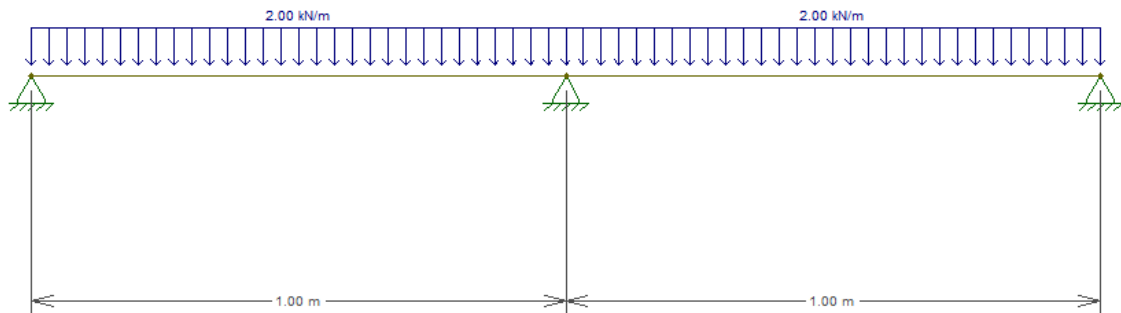


Figura 29 - Dimensionamento do elemento horizontal da base da estrutura de suporte lateral

Os diagramas de esforços transversos e de momentos fletores atuantes, obtidos para a carga representada, são apresentados nas Figuras 30 e 31, respetivamente.

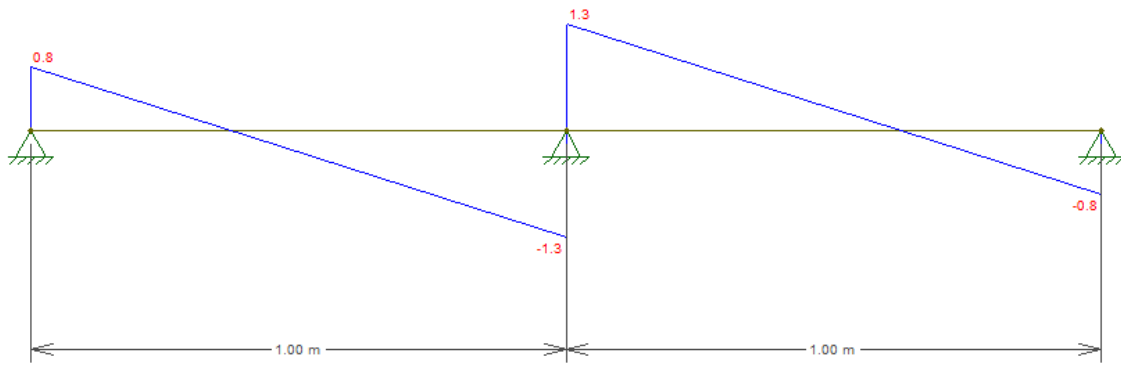


Figura 30 - Diagrama de esforços transversos – elemento horizontal

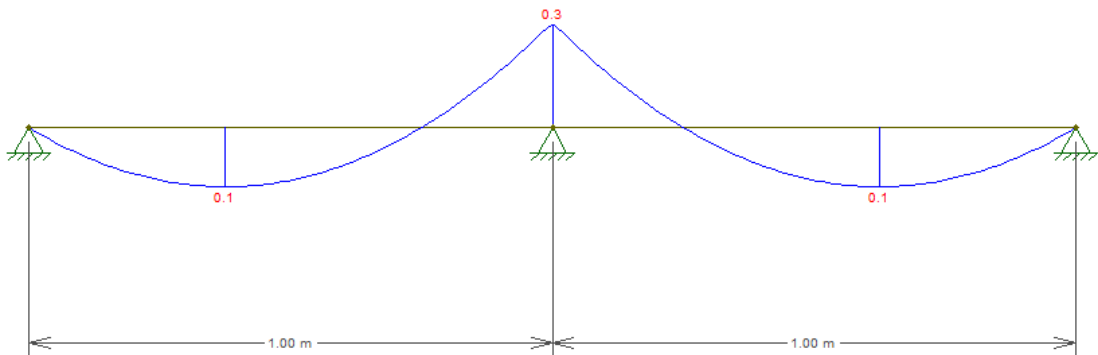


Figura 31 - Diagrama de momentos fletores – elemento horizontal

- **Verificação da segurança relativamente ao estado limite último de rotura por flexão**

O momento máximo obtido ocorre no apoio intermédio do elemento e tem um valor igual a 0,3 kN.m. Utilizando a mesma metodologia do caso anterior, deverá ser cumprida a mesma condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

resultando,

$$W_{pl} \geq \frac{0,3 \times 1,0}{235000}$$

e,

$$W_{pl} \geq 1,276 \text{ cm}^3$$

A solução encontrada, consultando as Tabelas Técnicas, é apresentada no Quadro 14.

Quadro 14 - Características da solução relativa ao elemento horizontal

Perfil	Dimensões (b x e)	Área (cm ²)	Massa (kg/m)	Módulo de flexão W (cm ³)
Cantoneira de abas iguais	35x5	3,28	2,57	1,45

Como o perfil obtido para o elemento horizontal é igual ao elemento vertical calculado anteriormente, a secção é igualmente da Classe 3.

- **Verificação da segurança relativamente ao estado limite último de rotura por corte**

O esforço transversal máximo obtido tem o valor de 1,3 kN, ocorrendo a meio vão do elemento, sobre o apoio central. Fazendo cumprir a condição:

$$V_{Ed} \leq \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{1,0}$$

resulta,

$$A_v \geq \frac{1,3 \times 1,0}{235000 / \sqrt{3}}$$

e,

$$A_v \geq 9,58 \times 10^{-6} \text{ m}^2 = 0,0958 \text{ cm}^2$$

Verifica-se igualmente para este elemento, que o perfil obtido no dimensionamento à flexão apresenta uma área de corte (A_v) muito superior ao necessário, sendo essa a verificação condicionante.

Por último, foi feito o dimensionamento do perfil que constituirá uma escora na estrutura esquematizada na Figura 32. Este elemento encontra-se sujeito a um esforço de compressão, esforço esse que foi obtido com recurso ao programa FTool, a partir da reação no apoio superior para o caso de carga ilustrado na Figura 25.

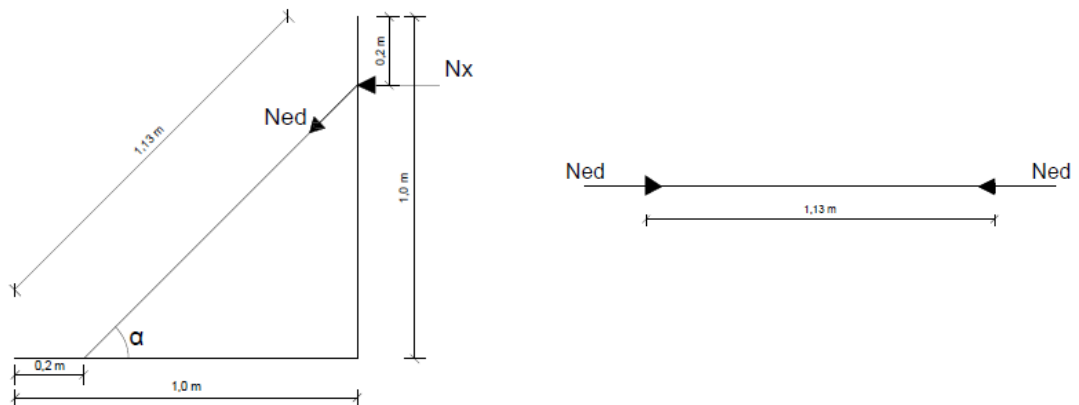


Figura 32 - Esquemática do elemento escora

Assim, os valores utilizados foram:

- $N_x = 1,4 \text{ kN}$ (reação de apoio);
- $\alpha = 45^\circ$

Então, o esforço axial na escora será igual a:

$$N_{Ed} = \frac{1,4}{\text{sen}(45^\circ)} = 1,98 \text{ kN}$$

Garantindo a segurança relativamente ao estado limite último, um elemento comprimido deverá ser verificado em relação à encurvadura através de:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi x A x f_y}{\gamma_{M0}}$$

onde:

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ – valor do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido (em kN);

χ – coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante.

A – área da secção (em m²);

f_y – tensão de cedência do aço A235 (em kPa);

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança.

Arbitrando $\chi = 0,5$ virá:

$$A \geq \frac{1,98 \times 1,0}{235000 \times 0,5}$$

resultando,

$$A \geq 1,68 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,168 \text{ cm}^2$$

Consultando as Tabelas Técnicas, apresenta-se no Quadro 15 a solução mínima do perfil a adotar.

Quadro 15 - Características do perfil que constituirá a escora

Perfil	Dimensões (b x e)	Área (cm ²)	Massa (kg/m)	Módulo de flexão W (cm ³)
Perfil oco de secção quadrada	20x2	1,42	1,12	0,76

Para a secção em compressão obtida e para que seja classificada como sendo da Classe 1, terá de ser cumprida a seguinte condição:

$$d/t \leq 50\varepsilon^2$$

onde:

d – altura/base da secção;

t – espessura da secção;

ε – extensão.

Assim,

virá:

$$20/2 < 50 \times 1$$

resultando,

$$10 < 50$$

Verificada a condição, é possível afirmar que o perfil tubular oco é da Classe 1.

Realizado o dimensionamento, a estrutura foi construída. De modo a facilitar processo de soldadura dos elementos constituintes, optou-se por utilizar cantoneiras iguais em toda a estrutura e um perfil tubular com a mesma largura (b) das anteriores ($l=60$ mm); assim, a estrutura final construída apresenta as seguintes características:

Quadro 16 - Características dos elementos constituintes da estrutura de suporte

Perfil	Dimensões (b x e)	Área (cm ²)	Massa (kg/m)	Módulo de flexão W (cm ³)
Cantoneira de abas iguais	60x6	6,91	5,42	5,29
Perfil oco de secção quadrada	60x3	7,22	5,67	12,9

A Figura 33 ilustra a estrutura final de suporte ao modelo reduzido



Figura 33 - Estrutura metálica de suporte lateral

3.6. Ensaio de carga do vidro de suporte lateral

Finda a construção da estrutura de suporte lateral, é necessário verificar a segurança dos elementos envidraçados que nela apoiarão. As terras exercerão pressão diretamente no vidro, como tal, é necessário garantir que este elemento apresente capacidade resistente suficiente para equilibrar essa ação. Face ao desconhecimento das características resistentes do vidro, foi realizado um ensaio de carga ao elemento envidraçado

O vidro, com as dimensões em planta de 84,5 x 96,0 cm e com a espessura de 6 mm, à imagem do que se reproduzirá no modelo, foi apoiado nos quatro bordos em elementos de madeira, como ilustra a Figura 34.



Figura 34 - Vidro apoiado nos quatro bordos - ensaio de carga

Posteriormente, o vidro foi carregado na zona central com elementos de betão, paralelepípedicos, com 50 cm de lado e 4 cm de espessura, até atingir a rotura, ilustrada na Figura 35. Cada um destes elementos apresenta um peso igual a 22,0 kg, aproximadamente.

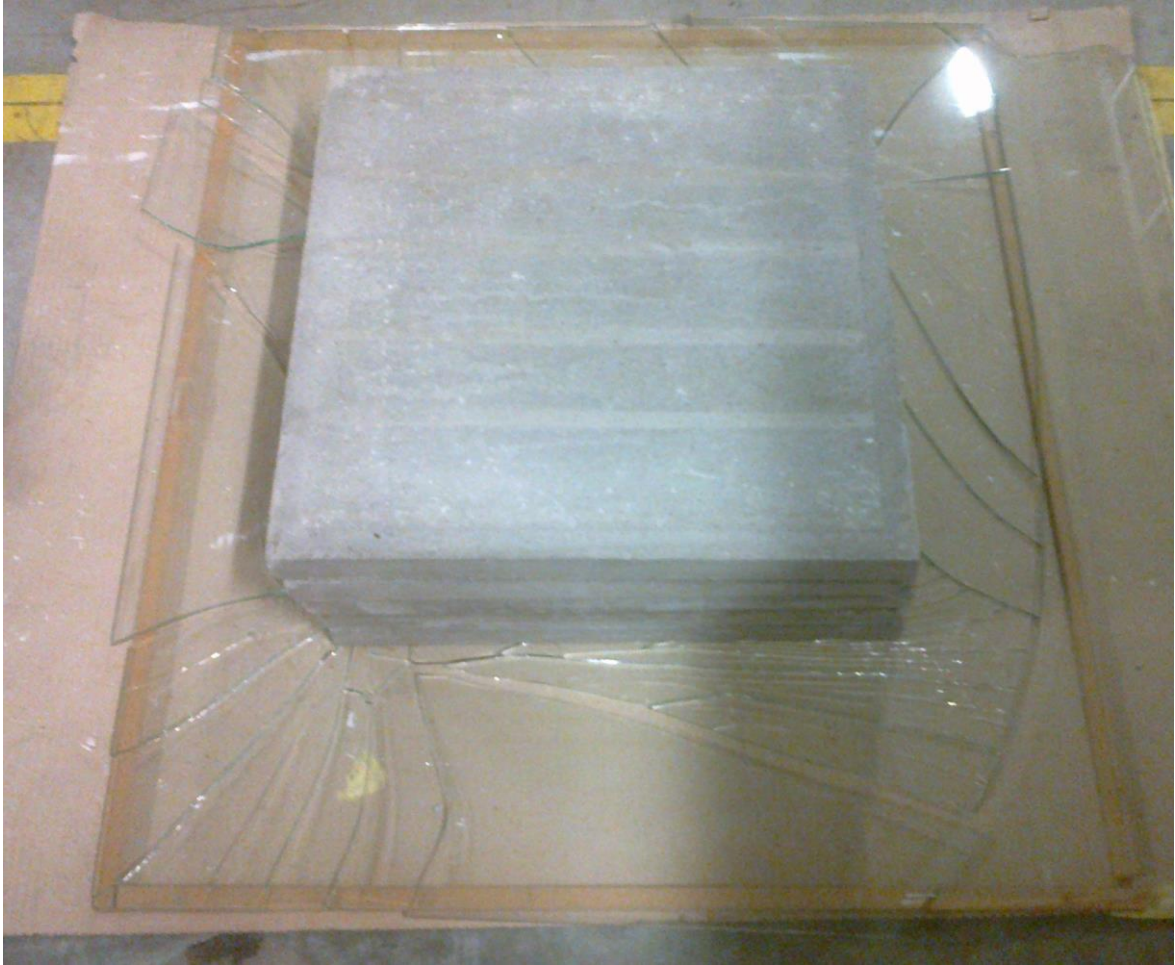


Figura 35 - Ensaio de carga - rotura do vidro

O vidro não apresentou qualquer indício de rotura até à colocação do quarto elemento. Após a colocação do quinto elemento e passados breves instantes, deu-se a rotura do vidro.

O vidro foi capaz de suportar cerca de 88,0 kg de carga, aproximadamente 3,45 kN/m², atingindo a sua capacidade máxima já depois de estar sujeito a um peso na ordem dos 110 kg, equivalente a uma carga distribuída aproximadamente igual a 4,30 kN/m².

A Figura 36 permite observar a figura de rotura do vidro depois de retirados os pesos.



Figura 36 - Figura de rotura do vidro após o ensaio de carga

Tentando usar material disponível no ISEP, reduzindo o custo do modelo, procurar-se-á instalar quatro vidros de 6 mm, sobrepostos dois a dois.

Será necessário, no entanto, ainda que de forma expedita, avaliar a capacidade resistente do conjunto dos dois vidros. Admitindo a mobilização do impulso em repouso, pode calcular-se a tensão atuante sobre a superfície do vidro, provocada pelo solo de aterro.

Assim, temos:

- peso específico do solo (γ) = 21 kN/m³;
- ângulo de atrito interno do solo (ϕ') = 30°.

O coeficiente de impulso em repouso será igual a:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$$

resultando,

$$K_0 = 1 - \text{sen}(30^\circ)$$

e,

$$K_0 = 0,5$$

O diagrama de pressões terá uma forma triangular com um valor máximo da tensão horizontal igual a:

$$\sigma_{Ed} = 0,5 \times 21,0 \times 1,0 = 10,5 \text{ kPa}$$

A tensão na base do conjunto de placas de betão colocadas sobre o vidro é da ordem de 3,50 kPa. Se a capacidade resistente do vidro tiver sido esgotada por corte, a duplicação da sua espessura poderá, aproximadamente, considerar-se que não excederá o dobro da correspondente a um só vidro. Haverá aqui que referir o facto de os dois vidros não se encontrarem colados, facto que reduz a capacidade resistente quando comparada com a de um vidro com espessura dupla da inicial. Por outro lado, há que atender aos factos de a carga aplicada não se estender a toda a área do vidro, de as placas de betão serem rígidas e, por isso, não acompanharem a deformação

experimentada pela placa de vidro e de o diagrama de pressões de terras ter uma forma triangular.

Contudo, apesar de todas estas considerações, esta comparação permite perspetivar que os vidros assim instalados possam suportar a instalação do aterro mas dificilmente equilibrarão a solicitação associada à aplicação da sobrecarga na superfície do terreno.

3.7. Estabilidade das diferentes fases construtivas

Previamente à construção do modelo reduzido, foi necessário verificar a sua viabilidade em diferentes fases construtivas. Assim, foi feita a verificação de segurança do muro ao deslizamento e ao derrubamento. A verificação da segurança à estabilidade global não faz sentido neste caso, porque a ocorrer a instabilidade relativamente a este estado limite, tal implicaria o envolvimento das resistências do *pneusol* ou do pavimento em betão que não deverão aqui ser postas em causa.

Os cenários considerados para a verificação da segurança foram os seguintes:

- **Cenário 1** – Verificação da segurança do muro vertical, sem reforços.
- **Cenário 2** – Verificação de segurança na fase imediatamente anterior à colocação da segunda camada de reforço;
- **Cenário 3** – Verificação da segurança no final da construção do muro.

Em todas as situações foi considerada a teoria de Coulomb, para a avaliação do coeficiente de impulso ativo. Por simplificação, o valor do ângulo de atrito solo-estrutura (δ) adotou-se igual a zero. Foram ainda usadas as características dos materiais previamente determinadas:

- Peso específico do solo – $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$;
- Peso específico do *pneusol* – $\gamma_{pneusol} = 17 \text{ kN/m}^3$.

As verificações de segurança foram realizadas considerando coeficientes globais de segurança.

A segurança ao deslizamento consiste na verificação de equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, devendo garantir-se a seguinte condição:

$$\frac{R}{H} \geq 1,5$$

em que:

R – somatório das forças estabilizadoras;

H – somatório das forças instabilizadoras.

As pressões laterais exercidas pelo solo sobre a estrutura de suporte estão fortemente relacionadas com a deformação que a estrutura possa experimentar; assim, a resultante dessas pressões constitui o impulso de terras determinado pela expressão:

$$I_a = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

onde:

K_a – coeficiente de impulso ativo;

γ – peso específico do solo (kN/m³);

h – altura de terras suportadas (m).

O coeficiente de impulso ativo é calculado através da seguinte expressão:

$$K_a = \left[\frac{\frac{1}{\text{sen } \beta} * \text{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) * \text{sen}(\phi' - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

sendo:

- i – inclinação da superfície do terreno;
- β - inclinação do paramento com a horizontal;
- ϕ' - ângulo de resistência ao corte do solo;
- δ - ângulo de atrito solo-estrutura.

Para todos os cenários, a seguir apresentados o valor do coeficiente de impulso é calculado da seguinte forma:

$$K_a = \left[\frac{\frac{1}{\text{sen}(90^\circ)} * \text{sen}(90^\circ - 30^\circ)}{\sqrt{\text{sen}(90^\circ + 0^\circ)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(30^\circ + 0^\circ) * \text{sen}(30^\circ - 0^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 0^\circ)}}} \right]^2 = 0,333$$

A verificação da segurança ao derrubamento relaciona os momentos estabilizadores e instabilizadores, em relação ao vértice da estrutura identificado pela letra A nas Figuras 37, 38, 39 e 40. A segurança estará assegurada se for cumprida a seguinte condição:

$$\frac{\Sigma M_{estabilizador}}{\Sigma M_{instabilizador}} \geq 1,5$$

- **Cenário 1**

Neste cenário é considerado um modelo com a altura definida ($h=1,02\text{m}$) sem a presença de nenhum tipo de reforço como mostra a Figura 37.

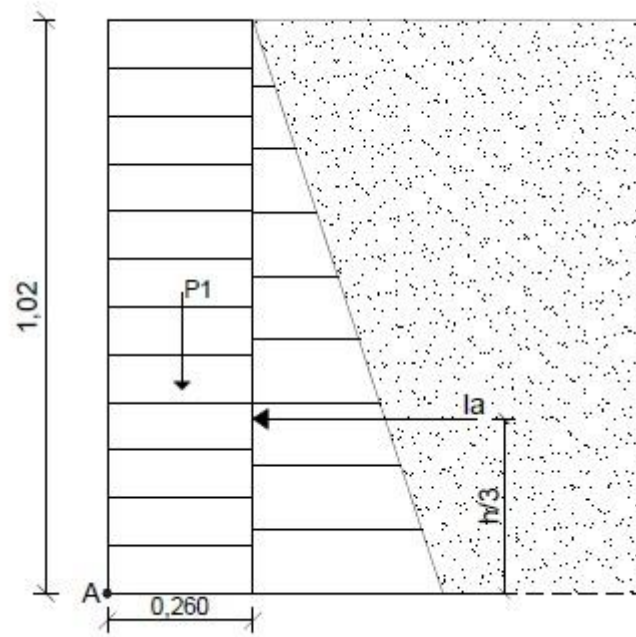


Figura 37 – Verificação da segurança - Cenário 1

- Cálculo do impulso ativo:

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2.$$

$$\Leftrightarrow I_a = \frac{1}{2} * 0,333 * 21 * 1,02^2 = 3,638 \text{ kN/m}$$

- **Verificação da segurança ao deslizamento**

- Cálculo da resultante vertical (V):

$$V = P1 = (0,26 * 1,02) * 17 = 4,508 \text{ kN/m}$$

- Cálculo das forças estabilizadoras (R):

$$R = V.tg(\delta_b) = 4,508 x tg(20^\circ) = 1,641 \text{ kN/m}$$

em que:

δ_b – ângulo de atrito entre o *pneusol* e o pavimento (admitido igual a $2/3.\phi' = 20^\circ$)

- Cálculo das forças instabilizadoras (H):

$$H = I_a = 3,638 \text{ kN/m}$$

logo,

$$F.S.\text{deslizamento} = \frac{1,641}{3,638} = 0,45$$

Não é verificada a segurança da estrutura ao deslizamento.

- **Verificação da segurança ao derrubamento**

- Cálculo dos momentos atuantes em relação ao ponto A identificado na Figura 37.

$$M_{estabilizador} = (0,26 * 1,02 * 17) * \left(\frac{0,26}{2}\right) = 0,586 \text{ kN.m}$$

$$M_{instabilizador} = 3,638 * \left(\frac{1,02}{3}\right) = 1,237 \text{ kN.m}$$

então,

$$F.S._{derrubamento} = \frac{0,586}{1,237} = 0,47$$

Não é cumprida a condição de segurança da estrutura ao derrubamento.

- Cenário 2

Nesta fase será verificada a estabilidade da parte que fica acima do primeiro reforço (primeira camada) e antes da colocação da segunda camada de reforço, como mostra a Figura 38.

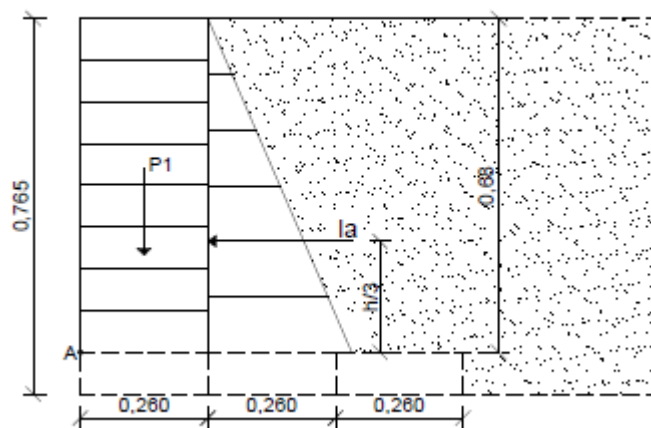


Figura 38 - Verificação da segurança - Cenário 2

- **Verificação da segurança ao deslizamento**

No que se refere a este cenário, a verificação da segurança relativamente ao deslizamento é desnecessária, visto que o muro está a ser analisado apenas do ponto A para cima, ou seja, estaria a considerar-se a possibilidade de ocorrência de deslizamento entre a

primeira e a segunda camada de pneus, o que não faz sentido, já que estas camadas se encontram amarradas com cordas.

- **Verificação da segurança ao derrubamento**

A verificação de segurança ao derrubamento será feita em relação ao ponto A, identificado na Figura 38.

- Cálculo do impulso ativo:

$$I_a = 1/2 * 0,333 * 21 * 0,68^2 = 1,617 \text{ kN/m}$$

- Cálculo dos momentos atuantes:

$$M_{estabilizador} = (0,26 * 0,68 * 17) * \left(\frac{0,26}{2}\right) = 0,391 \text{ kN.m}$$

$$M_{instabilizador} = 1,617 * \left(\frac{0,68}{3}\right) = 0,366 \text{ kN.m}$$

então,

$$F.S.derrubamento = \frac{0,391}{0,366} = 1,07$$

Apesar de a segurança ao derrubamento não estar assegurada, é importante também referir que este cenário tem uma curta duração pois acontece em pleno processo construtivo. Isto, aliado ao facto de a ligação da segunda fiada de pneus à primeira (base do muro) ser

desprezada para efeitos de cálculo permite concluir que o valor do fator de segurança é, nestas condições aceitável.

- Cenário 3

Para este cenário serão feitos dois cálculos distintos: sem e com aplicação de sobrecarga (casos 1 e 2, respetivamente).

- **Caso 1 – Sem aplicação de sobrecarga**

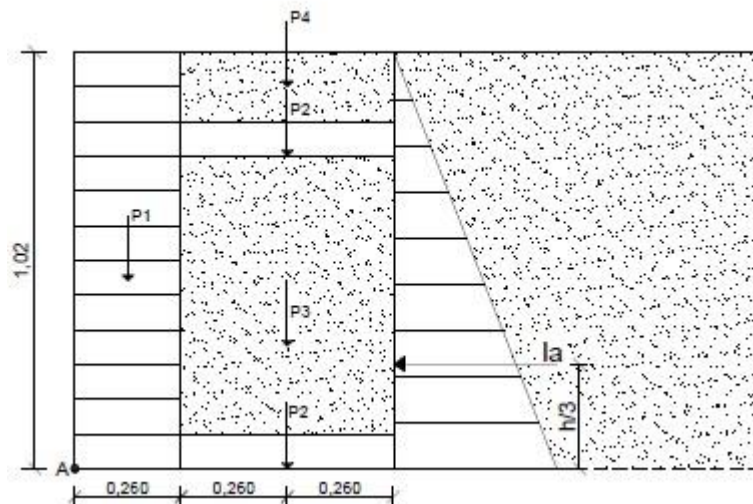


Figura 39 - Verificação da segurança - Cenário 3 (caso 1 - sem aplicação de sobrecarga)

- Cálculo do impulso ativo:

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2.$$

$$\Leftrightarrow I_a = \frac{1}{2} * 0,333 * 21 * 1,02^2 = 3,638 \text{ kN/m}$$

- **Verificação da segurança ao deslizamento**

- Cálculo da resultante vertical (V):

$$\begin{aligned} V &= P1 + 2 * P2 + P3 + P4 \\ &= 0,26 * 1,02 * 17 + 2 * [0,52 * 0,085 * 17] + 0,52 * 0,68 * 21 + 0,52 * 0,17 * 21 \\ &= 4,508 + 2 * 0,751 + 7,426 + 1,856 \\ &\Leftrightarrow V = 15,293 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Cálculo da força estabilizadora (R):

$$R = V \cdot \text{tg}(\delta_b) = 15,293 \times \text{tg}(20^\circ) = 5,566 \text{ kN/m}$$

- Cálculo da força instabilizadora (H):

$$H = I_a = 3,638 \text{ kN/m}$$

Então:

$$F.S._{\text{deslizamento}} = \frac{5,566}{3,638} = 1,53$$

Verifica-se a segurança ao deslizamento da estrutura.

- **Verificação da segurança ao derrubamento**

- Cálculo dos momentos atuantes na estrutura em relação ao ponto A, identificado na Figura 39.

$$\begin{aligned} M_{\text{estabilizador}} &= 4,508 * \left(\frac{0,26}{2}\right) + 2 * 0,751 * 0,52 + 7,426 * 0,52 + 1,856 * 0,52 \\ &\Leftrightarrow M_{\text{estabilizador}} = 6,194 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{instabilizador}} = 3,638 * \left(\frac{1,02}{3}\right) = 1,237 \text{ kN.m/m}$$

então,

$$F.S.\text{derrubamento} = \frac{6,194}{1,237} = 5,0$$

O fator de segurança obtido permite concluir que a segurança da estrutura ao derrubamento é garantida.

- **Caso 2 - Com aplicação de sobrecarga ($q=10\text{kPa}$)**

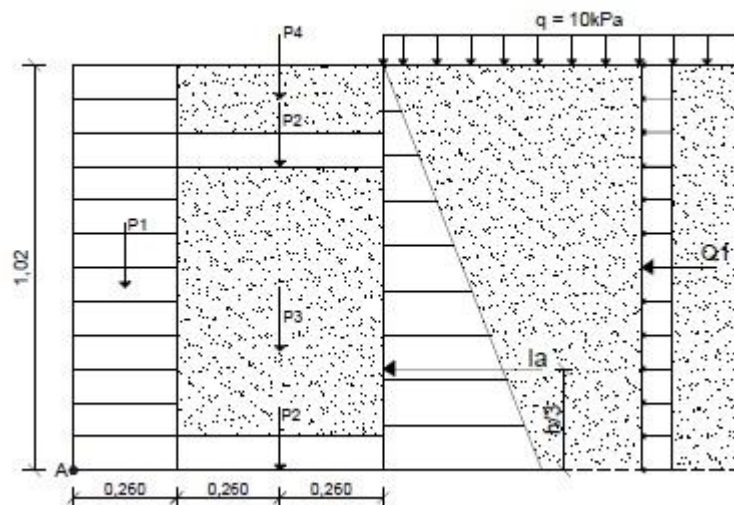


Figura 40 - Verificação da segurança - Cenário 3 (caso 2 - com aplicação de sobrecarga)

- **Verificação da segurança ao deslizamento**

- Cálculo da resultante vertical (V):

O valor da resultante vertical não é alterado com a aplicação da sobrecarga, assim, o valor é o mesmo calculado para o caso anterior (V=15,293 kN/m)

- Cálculo da força estabilizadora (R):

$$R = V \cdot \operatorname{tg}(\delta_b) = 15,293 \times \operatorname{tg}(20^\circ) = 5,566 \text{ kN/m}$$

- Cálculo da resultante horizontal (H):

$$H = I_a + Q1 = 3,638 + K_a \cdot q \cdot h = 7,107 \text{ kN/m}$$

então,

$$F.S._{\text{deslizamento}} = \frac{5,566}{6,968} = 0,80$$

Este valor do fator de segurança é inferior à unidade. No entanto, o posicionamento da sobrecarga, conforme representado no esquema, implicaria também o aumento da carga vertical e conseqüente acréscimo de força horizontal estabilizadora.

- **Verificação da segurança ao derrubamento**

- Cálculo dos momentos atuantes na estrutura em relação ao ponto A, identificado na Figura 40:

A sobrecarga interfere na força horizontal atuante introduzida, logo, o valor do momento estabilizador permanece inalterado ($M_{\text{estabilizador}} = 6,194 \text{ kN.m}$).

$$M_{\text{estabilizador}} = 3,638 * \left(\frac{1,02}{3}\right) + 3,397 * \left(\frac{1,02}{2}\right) = 2,969 \text{ kN.m}$$

então,

$$F.S._{\text{derrubamento}} = \frac{6,194}{2,969} = 2,09$$

Os cálculos de estabilidade efetuados permitem concluir que a solução sem reforços não seria viável e ao mesmo tempo validam o modelo que se pretende construir.

4. Modelação numérica com o programa de cálculo automático *Phase2*

4.1. Introdução

Com o objetivo de melhor caracterizar o comportamento do muro a construir, procedeu-se à sua reprodução com o auxílio do programa de cálculo automático *Phase²*.

O programa *Phase²* é um *software* desenvolvido pela empresa Rocscience, sediada em Ontario, Canadá. Trata-se de um programa de análise bidimensional elastoplástica, que permite estudar o comportamento e a relação tensão-deformação em escavações de superfície e (ou) subterrâneas em solo e (ou) em rocha através do método dos elementos finitos, que se baseia no método dos deslocamentos e na discretização de uma estrutura em subestruturas. A partir do conhecimento do comportamento de cada uma destas subestruturas, denominadas por elementos finitos, determina-se o comportamento global da estrutura que é a soma de todas as partes.

Desde a sua criação que o programa tem vindo a ser atualizado e melhorado, por forma a permitir responder aos mais variados problemas, sendo presentemente a versão 8.0 a mais atual, permitindo diversas aplicações, tais como escavações faseadas, aplicação de vários materiais em simultâneo com comportamento

plástico ou elástico e aplicação de suportes tais como pregagens, betão, geossintéticos, entre outros (Pires, 2009).

Modelos complexos com várias etapas construtivas podem facilmente ser criados, tais como, túneis em rocha, cavernas subterrâneas, minas a céu aberto, encostas, aterros, e muitos outros.

Os resultados podem ser expressos numa grande variedade de parâmetros: deslocamentos, tensões, elementos em cedência e outros, existindo ainda uma opção designada por *Shear Strenght Reduction* (SSR) que permite analisar a estabilidade de taludes com elementos finitos, através da redução da resistência ao corte, isto é, os parâmetros de resistência do talude vão consecutivamente sendo reduzidos até este se tornar instável. Deste modo, é possível obter o valor de redução de resistência (SRF), que corresponde ao fator de segurança do talude.

4.2. A modelação

O modelo a inserir no programa *Phase²* permitirá analisar e interpretar o comportamento expectável do muro experimental à escala reduzida a construir, posteriormente.

A modelação com este programa de cálculo é realizada por fases, tentando-se reproduzir o faseamento construtivo, alternando, em cada camada a instalação do *pneusol* com a colocação do solo de aterro. No Quadro 17 indicam-se as fases construtivas consideradas e

nas Figuras 41 e 42, observam-se as Fases 1 e 25 da modelação, respetivamente.

A malha de elementos finitos adotada neste problema é constituída por 837 elementos triangulares. A malha, inicialmente pré-definida pelo programa, foi refinada na zona envolvente à estrutura de suporte de terras, de modo a que fosse constituída, nessa zona, por um maior número de elementos.

Quadro 17 - Fases construtivas consideradas

Fase n°	Descrição
1	Consideração do pavimento e da parede do edifício
2	Instalação da 1ª camada de <i>pneusol</i> (1ª camada de reforço)
3	Instalação da 1ª camada de aterro
4	Instalação da 2ª camada de <i>pneusol</i>
5	Instalação da 2ª camada de aterro
6	Instalação da 3ª camada de <i>pneusol</i>
7	Instalação da 3ª camada de aterro
8	Instalação da 4ª camada de <i>pneusol</i>
9	Instalação da 4ª camada de aterro
10	Instalação da 5ª camada de <i>pneusol</i>
11	Instalação da 5ª camada de aterro
12	Instalação da 6ª camada de <i>pneusol</i>
13	Instalação da 6ª camada de aterro
14	Instalação da 7ª camada de <i>pneusol</i>
15	Instalação da 7ª camada de aterro
16	Instalação da 8ª camada de <i>pneusol</i>
17	Instalação da 8ª camada de aterro
18	Instalação da 9ª camada de <i>pneusol</i>
19	Instalação da 9ª camada de aterro
20	Instalação da 10ª camada de <i>pneusol</i> (2ª camada de reforço)
21	Instalação da 10ª camada de aterro
22	Instalação da 11ª camada de <i>pneusol</i>
23	Instalação da 11ª camada de aterro
24	Instalação da 12ª e última camada de <i>pneusol</i>
25	Instalação da 12ª e última camada de aterro
26	Aplicação da sobrecarga

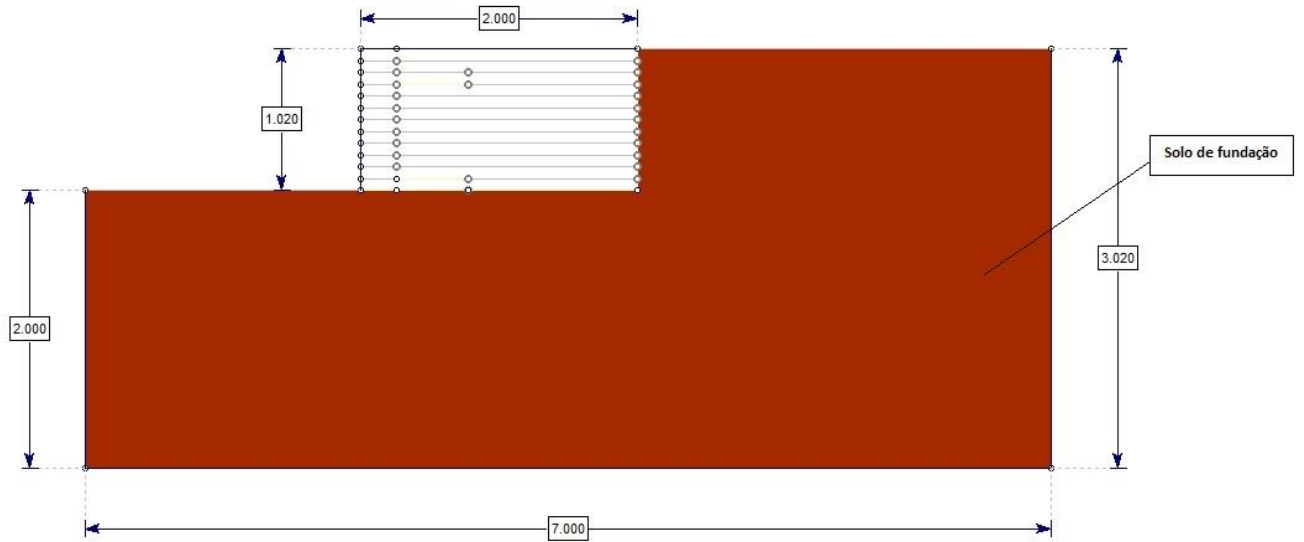


Figura 41 – Modelação por elementos finitos – Fase 1

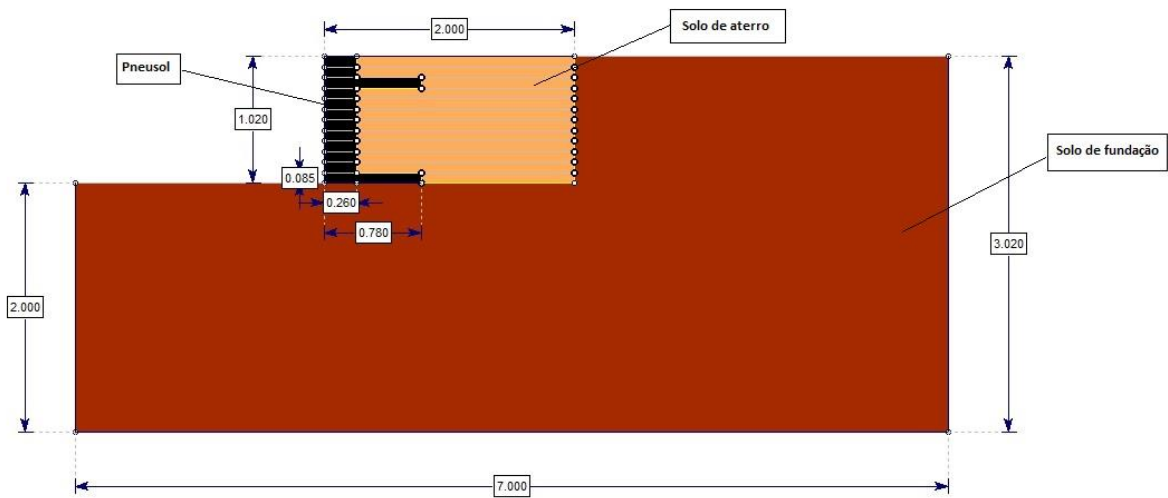


Figura 42 – Modelação por elementos finitos - Fase 25

As características consideradas dos materiais envolvidos na modelação são indicadas no Quadro 18.

Quadro 18 - Modelação por elementos finitos - características dos materiais

Material		Propriedades				
		Peso específico (γ)	Ângulo de atrito (ϕ')	Módulo de deformabilidade (E)	Coesão (c')	Coefficiente de poisson (ν)
<i>Pneusol</i>	Direção horizontal	17 kN/m ³	30°	150 MPa	1 kPa	0,3
	Direção vertical			225 MPa		0,15
Solo de aterro		21 kN/m ³	30°	20 MPa	1 kPa	0,40
Terreno de fundação		21 kN/m ³	35°	2,0x10 ⁶ MPa	10,5 MPa	0,40

As características dos materiais foram obtidas através dos ensaios realizados em laboratório, do relatório de prospeção geológica-geotécnica e da bibliografia disponível sobre o tema. Os estudos realizados por O'Shaughnessy (1997) e Siera (2009) representaram um papel importante nesta área. Para o solo de aterro e para o terreno de fundação admitiu-se um comportamento isotrópico, enquanto para o *pneusol*, à imagem do que foi considerado por O'Shaughnessy (1997), admitiu-se um comportamento isotrópico transversal, distinguindo-se as características do material nas direções horizontal e vertical.

O modelo, como já foi referido, estará assente num pavimento e encostado a uma parede numa das suas extremidades. A consideração

de um material constituinte desses elementos, com elevada rigidez e com comportamento elástico, pretende representar o seu real comportamento.

Finda a construção do modelo, este será carregado com uma sobrecarga aplicada sobre a superfície do aterro (Fase 26) com o valor de 10 kPa (Figura 43). O objetivo será perceber qual a capacidade de carga do modelo.

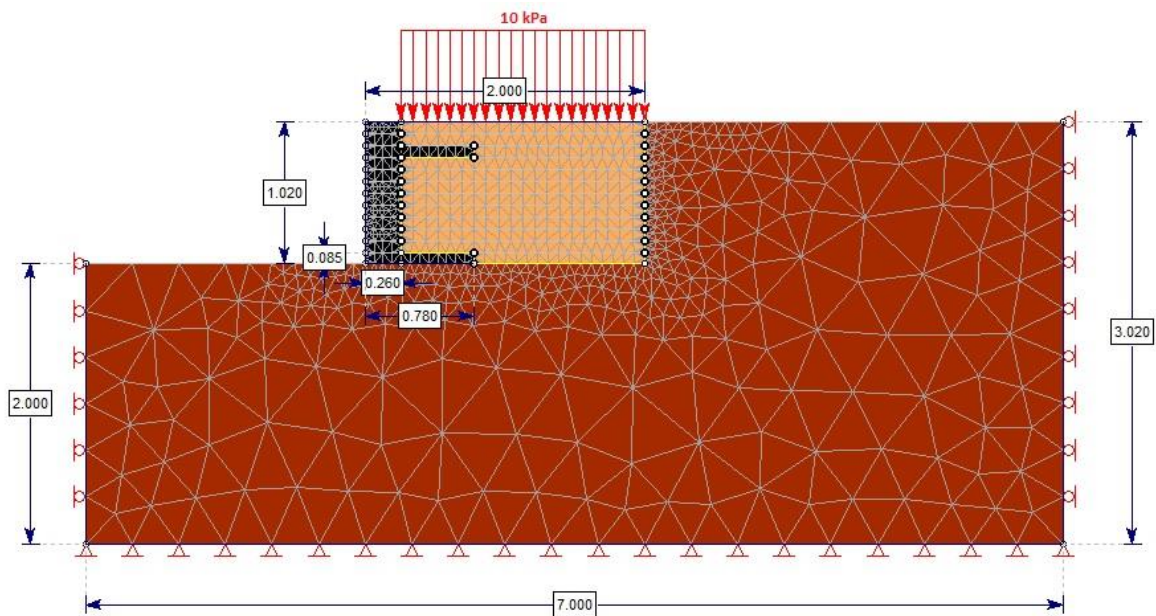


Figura 43 - Modelação - Fase 26 (aplicação da sobrecarga)

A restrição de movimentos da estrutura é essencial para uma reprodução fidedigna do modelo físico. À superfície, quer no modelo como no solo de fundação, os movimentos são livres, ou seja, não foi colocado qualquer tipo de restrição. O terreno de fundação, que para o estudo em questão pretende representar um elemento de rigidez bastante elevada, foi restringido lateralmente por apoios simples,

com os movimentos verticais a encontrarem-se livres. Já na zona inferior está impedido de se movimentar vertical e horizontalmente, materializado com a colocação de apoios duplos. A Figura 43 ilustra as restrições acima descritas.

A interface solo-*pneusol* foi igualmente alvo de estudo por O'Shaughnessy (1997). As conclusões retiradas desse estudo serviram como base na definição das características da interface nesta modelação. Os parâmetros da interface introduzidos foram os indicados no Quadro 19.

Quadro 19 - Parâmetros da interface solo-*pneusol*

Parâmetros da interface solo-<i>pneusol</i>	
Rigidez normal	100000 MPa/m
Rigidez tangencial	66,7 MPa/m

Esta interface, na Figura 44 representada pela linha amarela, foi introduzida na modelação, fase a fase, nas fronteiras *pneusol*-solo de aterro, *pneusol*-terreno de fundação e solo de aterro-parede.

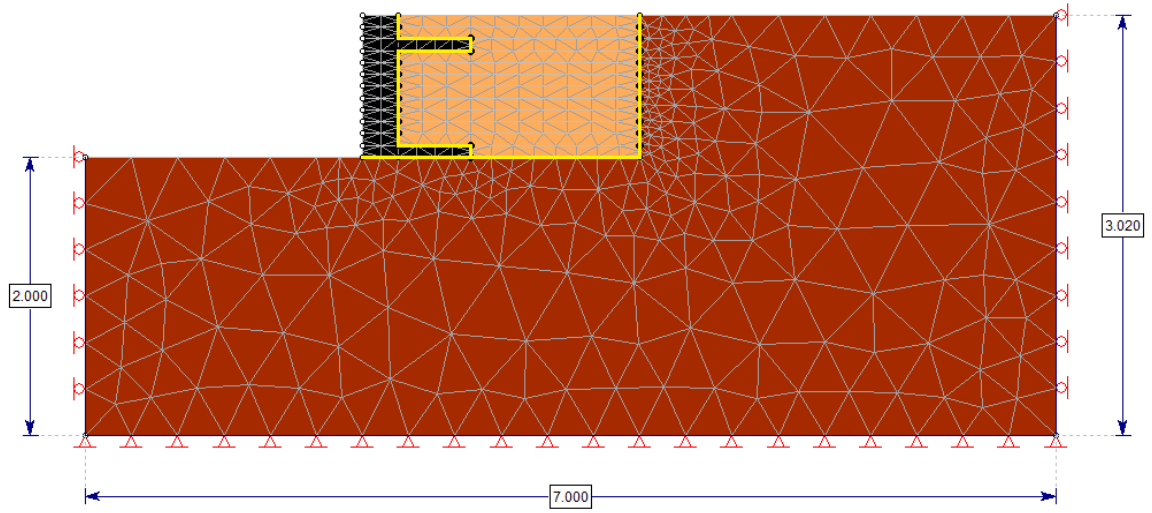


Figura 44- Interfaces entre materiais

4.3. Resultados – *Phase*²

Realizada a modelação, o programa *Phase*² é capaz de fornecer diferentes conjuntos de resultados. No estudo em questão, serão observados e interpretados com mais atenção os valores obtidos em termos de deslocamentos do paramento, tensões verticais e horizontais junto à estrutura de suporte e elementos em cedência.

A análise em termos de deslocamentos foi realizada para treze pontos do paramento, desde a base até ao topo do muro. Cada ponto dista 8,5 cm do anterior, valor correspondente à largura dos pneus usados na construção.

A interpretação dos resultados será feita considerando dois cenários distintos:

- **Cenário 1** – Muro final sem sobrecarga (Fase 25);
- **Cenário 2** – Muro final com sobrecarga (Fase 26).

Não se registou a evolução dos deslocamentos do paramento ao longo do faseamento construtivo pela dificuldade em reproduzir, com fiabilidade, o efeito na estrutura de suporte de terras da compactação do aterro no seu tardoz.

- Cenário 1

- **Deslocamentos totais**

Na Figura 45 são apresentados os resultados, em termos de deslocamentos totais da estrutura no final da Fase 25, representando-se a malha deformada.

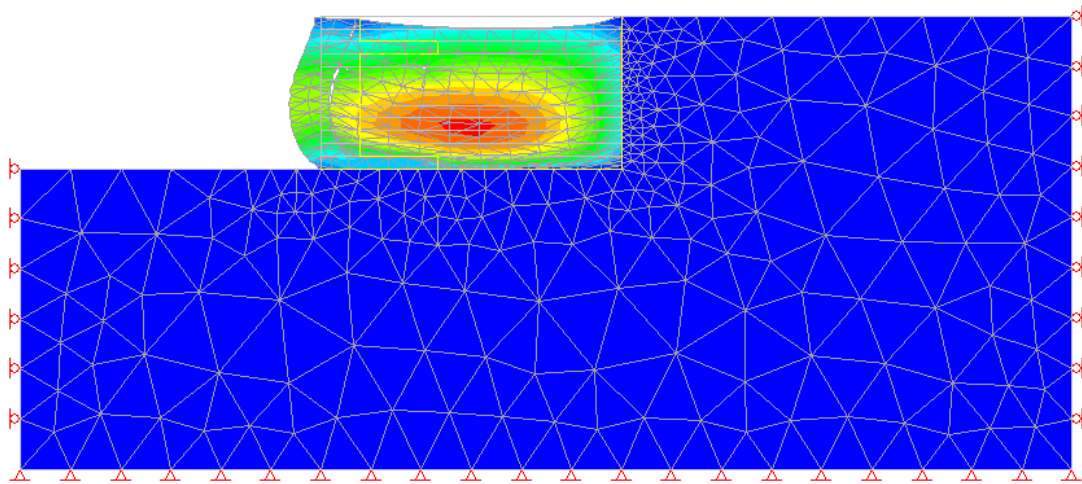


Figura 45 - Deslocamentos totais e malha deformada - Fase 25

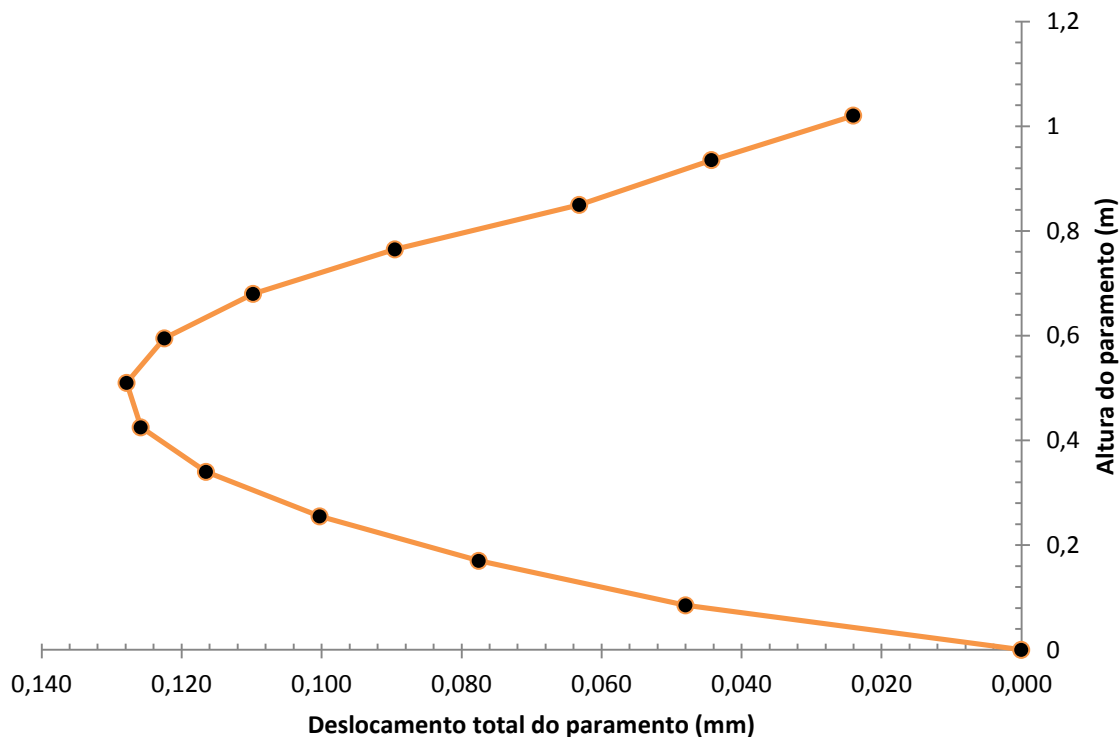


Figura 46 - Deslocamentos do paramento do muro - Fase 25

A Figura 46 permite concluir que os deslocamentos mais significativos ocorrem a meia altura do tardoz, sendo nesta zona que se verifica o deslocamento máximo com um valor de 0,128 mm, correspondente a uma altura do paramento de 0,51 m.

Os resultados em termos de tensões horizontais (σ_{xx}) e verticais (σ_{yy}) são ilustrados nas Figuras 47 e 48, respetivamente.

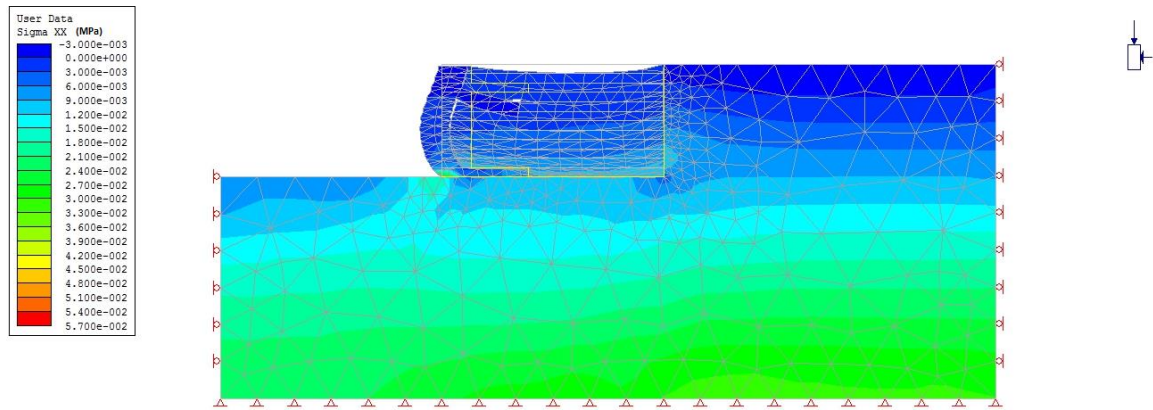


Figura 47 - Tensões horizontais - Fase 25

O valor da tensão máxima horizontal ao nível do paramento ocorre na sua base com um valor de 17,2 kPa.

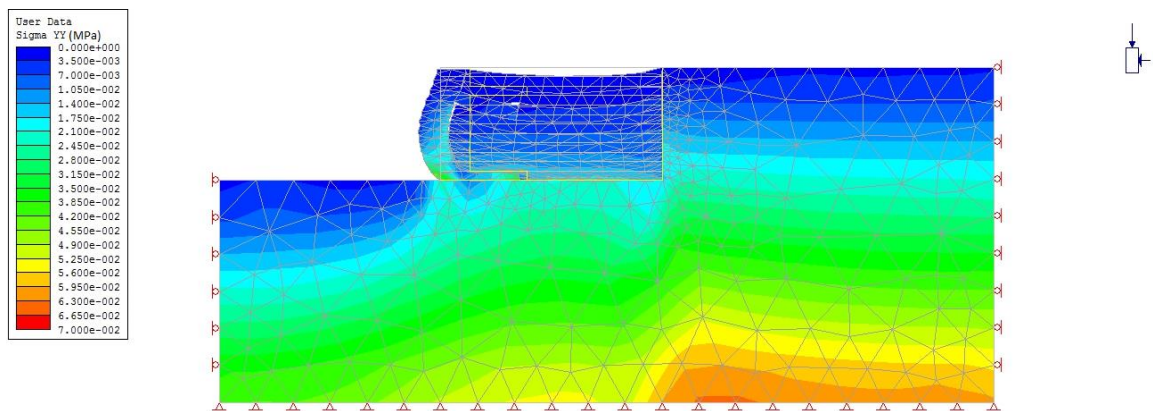


Figura 48 - Tensões verticais - Fase 25

O valor da tensão vertical máxima no paramento para a Fase 25, ocorre no topo da primeira camada de *pneusol* ($h=0,085$ m) com o valor de 47,1 kPa. À medida que a construção do muro foi evoluindo observou-se uma concentração de tensões numa zona localizada na

base do paramento, facto que pode ser justificado com a tendência em rodar que o muro apresenta em relação a um ponto localizado nessa mesma zona.

A análise em termos de elementos em cedência é de extrema importância em estruturas deste tipo pois fornece informação sobre os elementos ou zonas que já atingiram a sua capacidade resistente. Esgotada a capacidade resistente nesses elementos, as tensões neles instalados “migrarão” para elementos vizinhos. Este fenómeno propagar-se-á pela malha até que esta redistribuição de tensões não seja já mais possível, atingindo-se a cedência do conjunto.

Na Figura 49 são apresentados estes elementos para o cenário em estudo.

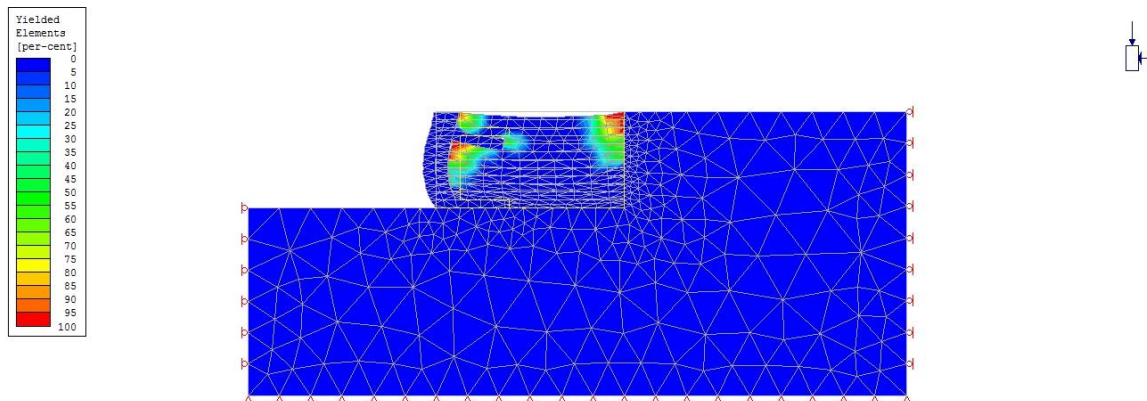


Figura 49 - Elementos em cedência - Fase 25

É possível observar a existência de duas zonas principais e distintas que se encontram em cedência, embora ambas com desenvolvimento

limitado: uma a meia altura no paramento e outra, localizada na zona da interface entre o muro e a parede (na modelação representada pelo terreno de fundação).

Cenário 2

A Figura 50 ilustra os deslocamentos totais obtidos com o programa *Phase²* para a Fase 26 (com aplicação de sobrecarga) da estrutura em estudo, bem como a respectiva malha deformada.

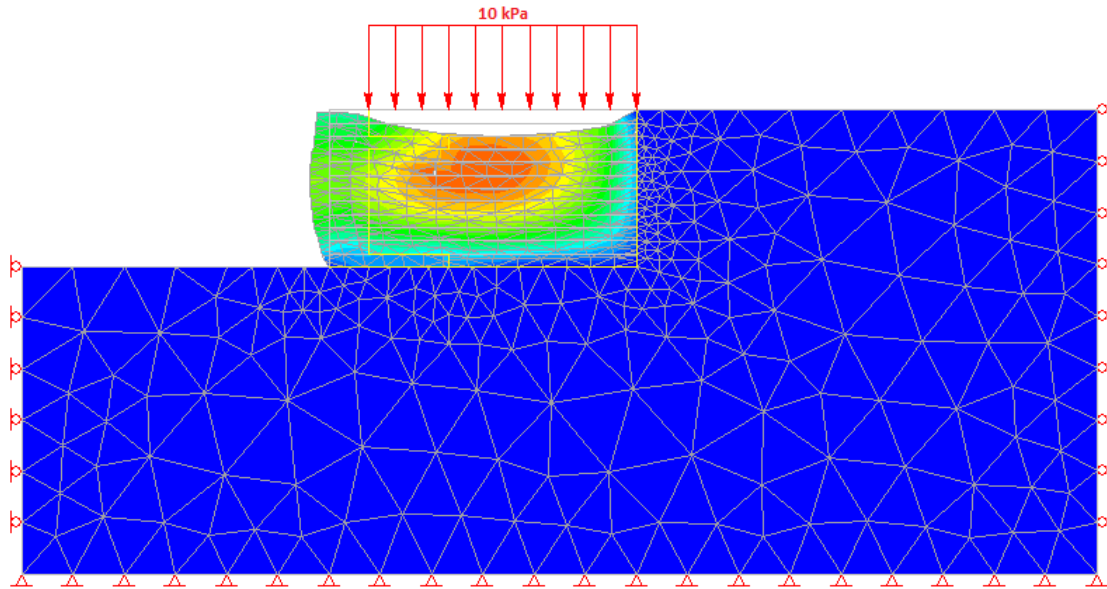


Figura 50 - Deslocamentos totais e malha deformada - Fase 26

Na Figura 51 observa-se a evolução dos deslocamentos totais do paramento da estrutura, após a aplicação de uma sobrecarga com o valor de 10 kPa.

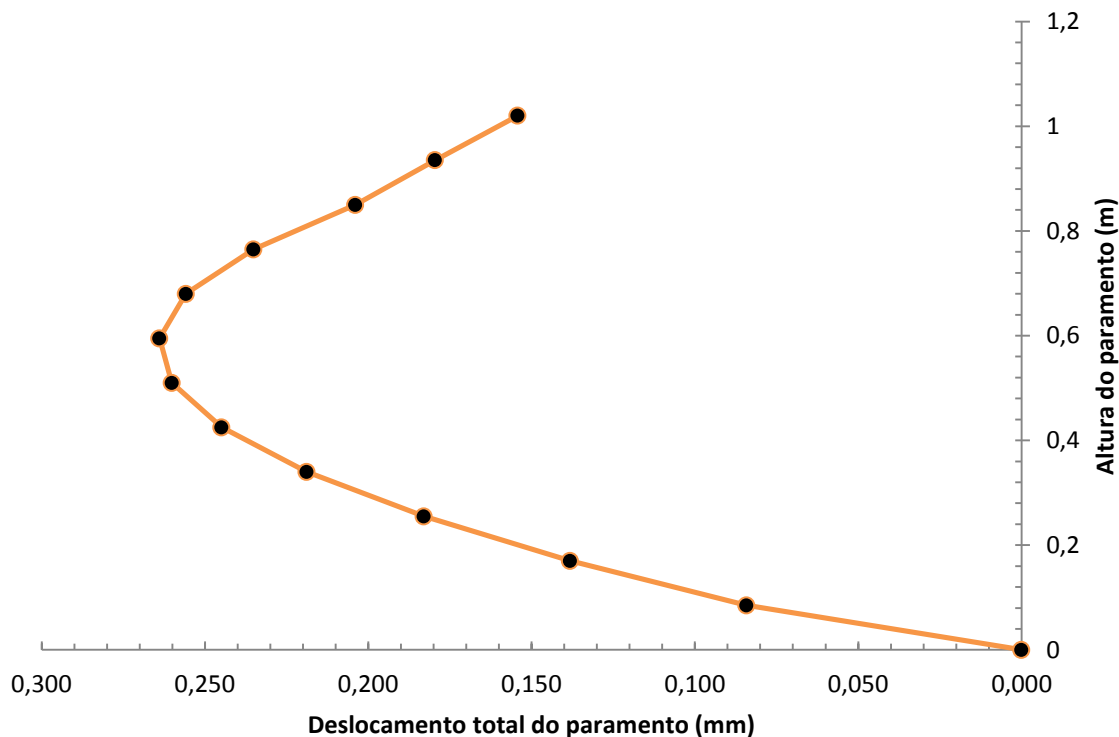


Figura 51 - Deslocamentos do paramento do muro - Fase 26

Conclui-se que os deslocamentos totais ocorrem a meia altura do muro, diminuindo à medida que os pontos em estudo estão mais próximos quer da base quer do topo do modelo. O valor máximo obtido tem o valor de 0,264 mm correspondente a uma altura de 0,595 m, sensivelmente o dobro do valor obtido para o cenário anterior (0,128 mm).

Nas Figuras 52 e 53 ilustram-se as tensões horizontais e verticais, respetivamente, na Fase 26 do faseamento construtivo.

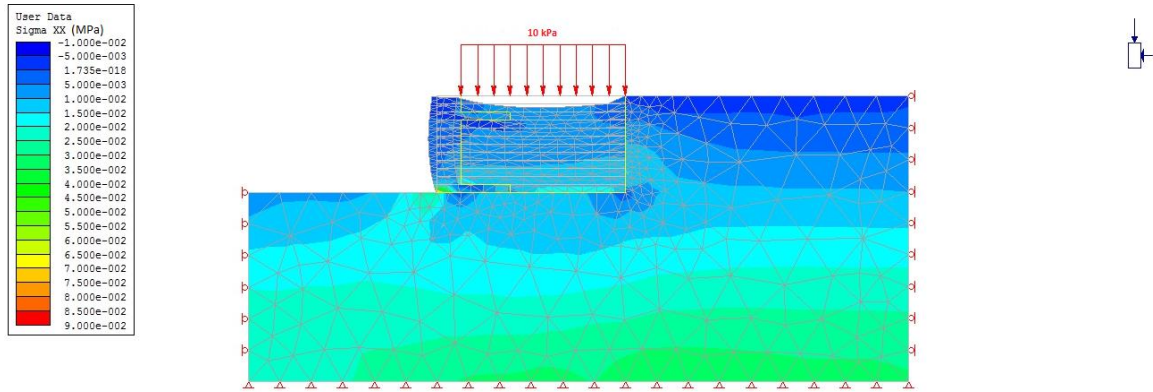


Figura 52 - Tensões horizontais - Fase 26

Verifica-se que a tensão máxima horizontal ocorre para um ponto na base do paramento com o valor de 25,6 kPa.

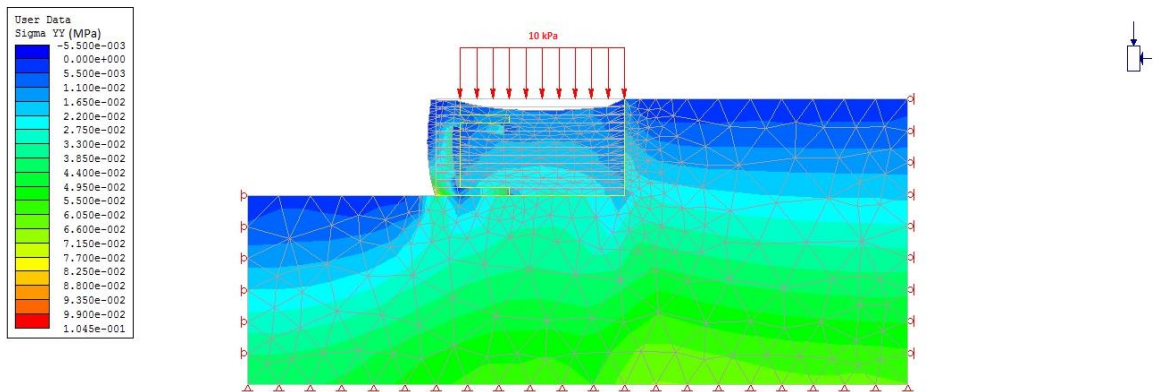


Figura 53 - Tensões verticais - Fase 26

No que diz respeito às tensões verticais, o valor máximo obtido no paramento da estrutura foi de 80,2 kPa, verificando-se a sua ocorrência para uma altura de 8,5 cm desde a base do paramento.

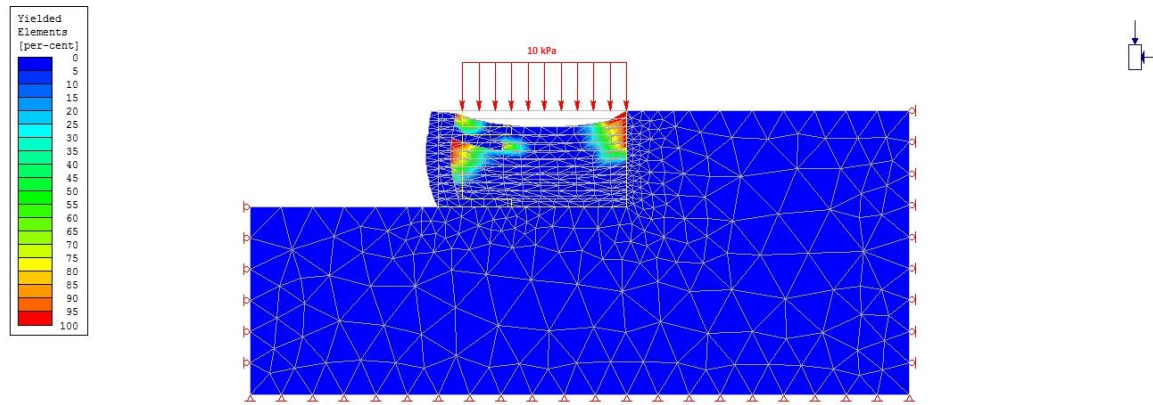


Figura 54 - Elementos em cedência - Fase 26

A Figura 54 ilustra os elementos em cedência no final da Fase 26. As zonas em cedência, com a aplicação da sobrecarga, são semelhantes ao cenário anterior (Fase 25), notando-se apenas um aumento ligeiro. Pode, assim, concluir-se que a introdução da sobrecarga com o valor de 10 kPa não altera significativamente a configuração das zonas em cedência, sendo o seu efeito mais relevante em termos de deslocamentos totais da estrutura.

4.4. Análise tridimensional – *RS3*

A análise e a interpretação dos resultados foi igualmente realizada com recurso a um programa, também da empresa Rocscience, denominado *RS3*. Este programa permite a análise a três dimensões de estruturas em rocha ou em solo utilizando, assim como o *Phase²*, o método dos elementos finitos.

O programa *RS3* permite a importação de ficheiros do *Phase²*, utilizando a modelação já definida.

Assim como o *Phase²*, o programa de cálculo *RS3* permite analisar uma vasta gama de parâmetros. Este estudo terá como foco principal os valores obtidos em termos de deslocamentos e de elementos em cedência, para os dois cenários acima descritos (cenários 1 e 2 - Fase 25 e 26 da modelação, respetivamente), tentando comparar estes resultados com os obtidos na análise bidimensional.

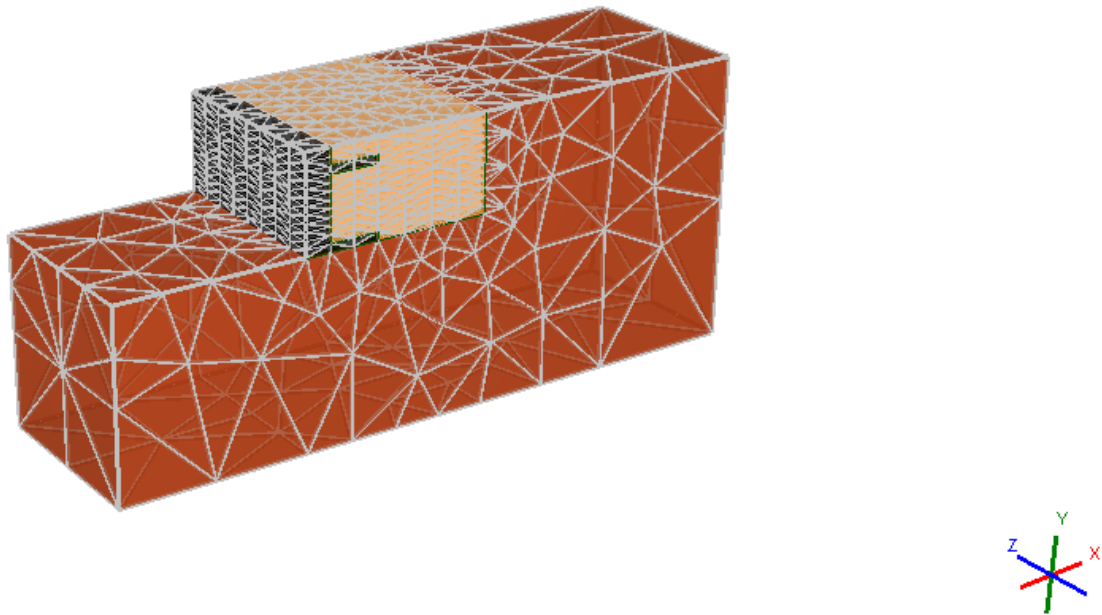


Figura 55 – Modelação tridimensional por elementos finitos

- **Cenário 1**

Este cenário, como já foi referido, refere-se ao final da construção do modelo (Fase 25 da modelação), sem aplicação de sobrecarga.

A Figura 56 ilustra os resultados obtidos em termos de deslocamentos totais no final da Fase 25 da modelação.

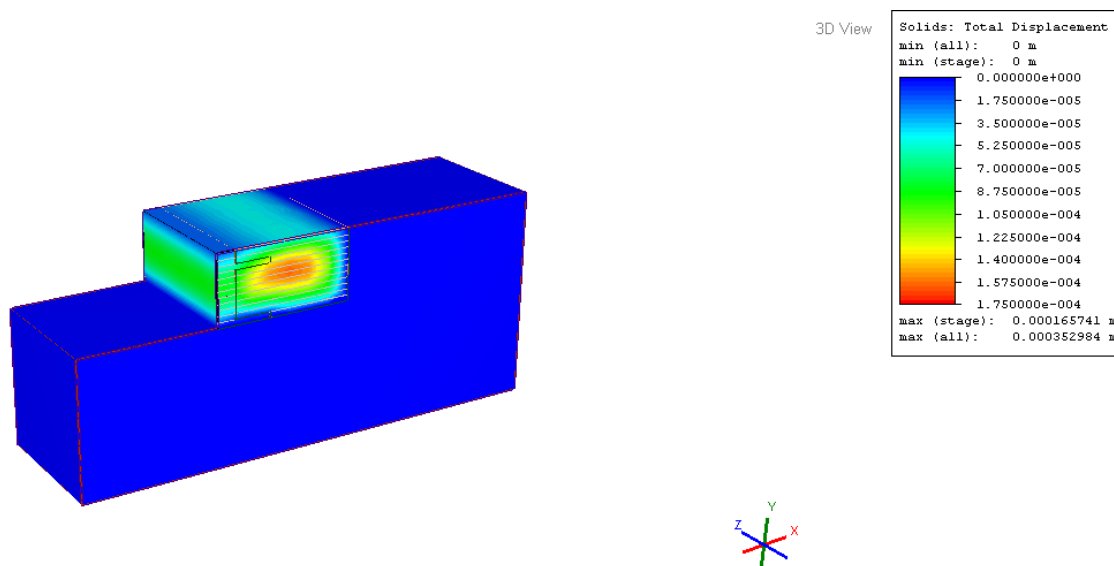


Figura 56 – Modelação 3D – deslocamentos totais (Fase 25)

O valor do deslocamento máximo obtido para esta fase foi de 0,166 mm numa secção que se situa numa zona central do muro. Este valor é aproximadamente igual ao obtido com a análise bidimensional ($\delta_{\text{máx}}=0,128$ mm), o que valida a análise em estado plano de deformação.

Os elementos em cedência encontram-se representados na Figura 57.

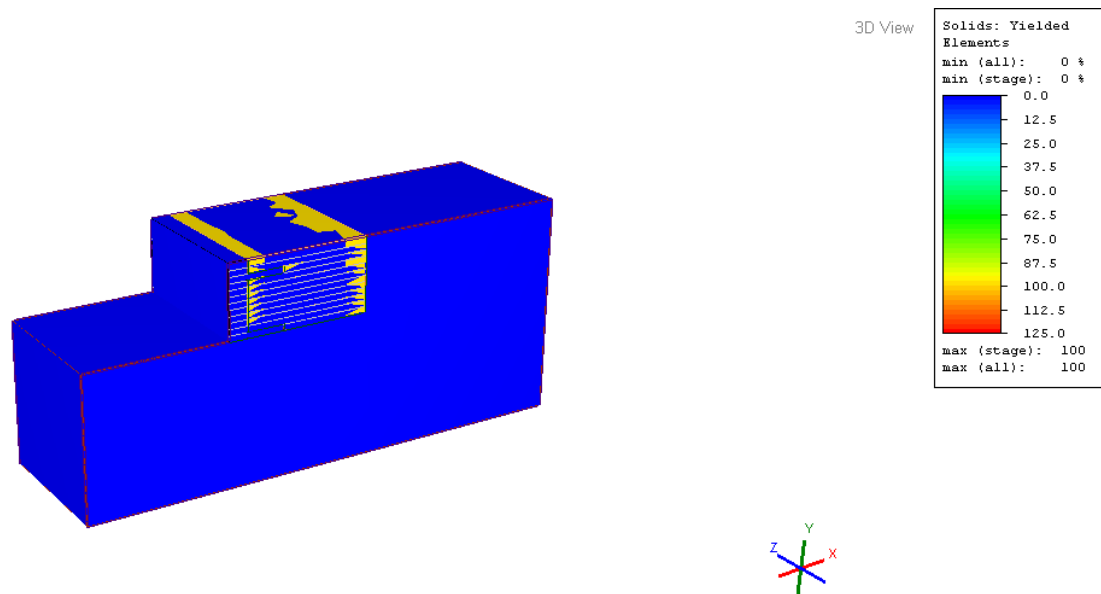


Figura 57 – Modelação 3D - elementos em cedência (Fase 25)

Tal como na análise plana, verifica-se a existência de duas zonas distintas, na figura representadas a amarelo, com elementos que já atingiram a sua capacidade resistente – uma na interface *pneusolo* de aterro e outra na interface solo de aterro-parede.

- **Cenário 2**

Serão apresentados aqui os resultados obtidos para os parâmetros em estudo depois da aplicação da sobrecarga com o valor de 10 kPa.

Na Figura 58 observam-se os deslocamentos totais obtidos com o programa *RS3* no final da Fase 26 da modelação.

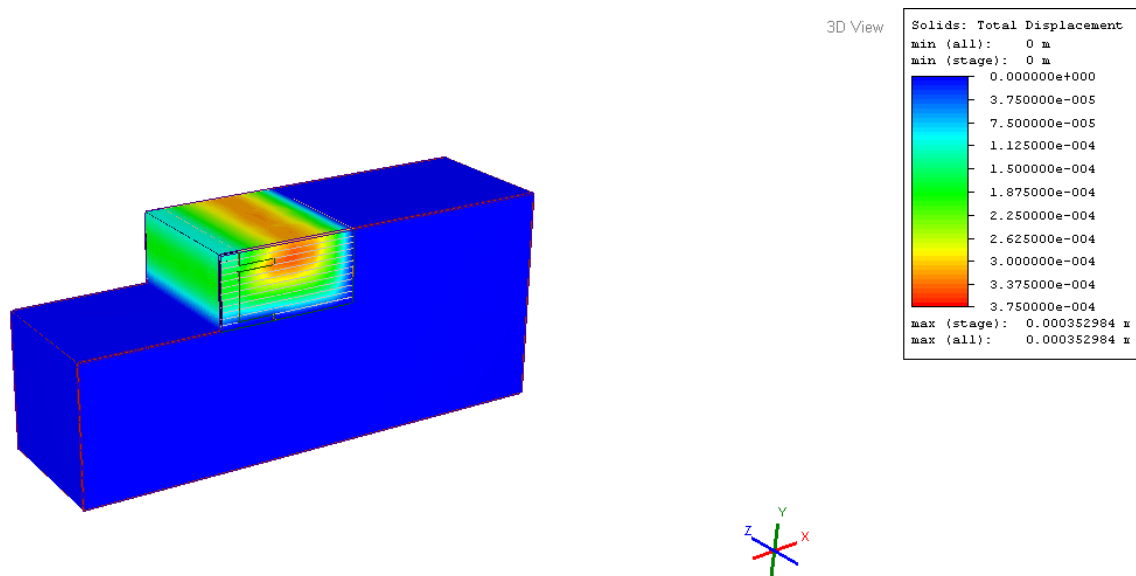


Figura 58 – Modelação 3D - deslocamentos totais (Fase 26)

O valor máximo obtido nesta análise é de 0,353 mm, superior ao dobro da fase anterior. Comparativamente com a análise bidimensional, o valor do deslocamento é ligeiramente superior ($\delta_{\text{máx}}=0,264$ mm), cerca de 25%.

A Figura 59 ilustra os elementos em cedência, depois da aplicação da sobrecarga no modelo.

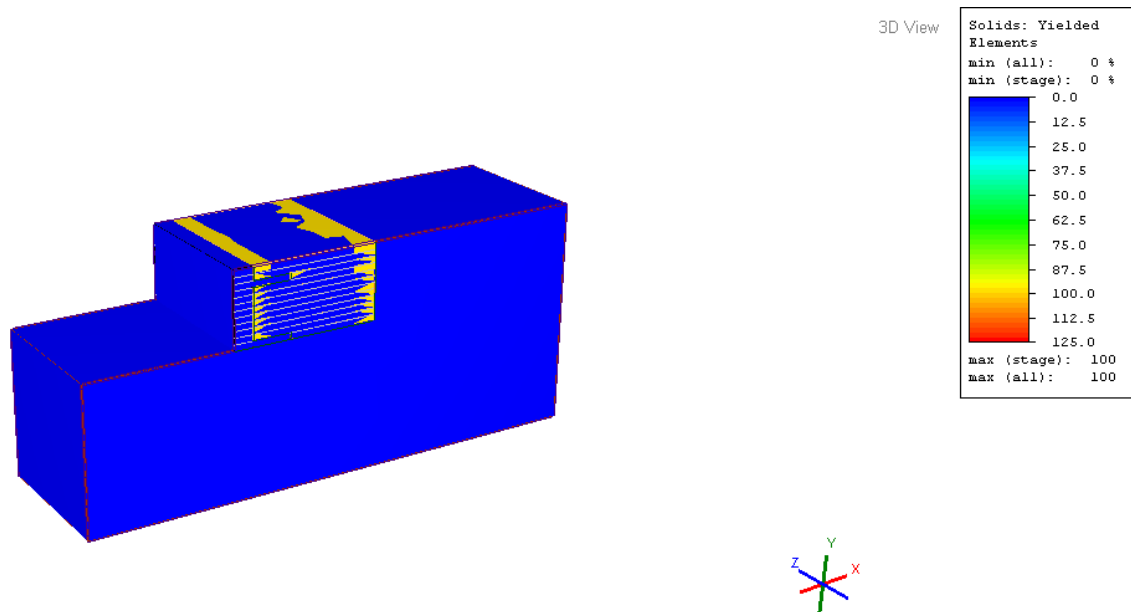


Figura 59 – Modelação 3D - elementos em cedência (Fase 26)

As zonas com elementos em cedência, evidenciadas na Figura 59, são em tudo semelhantes às encontradas para o cenário anterior; assim, tal como na análise bidimensional, pode concluir-se que a introdução da sobrecarga não altera significativamente a configuração destas zonas.

5. Construção do modelo reduzido

Foram várias as dificuldades encontradas na construção do modelo físico. Numa primeira fase, a indefinição em torno do local onde o muro seria construído foi um entrave para o início da sua construção. Mais tarde, a recolha das amostras de solo e o seu transporte, a construção e o transporte da estrutura metálica de suporte lateral e o corte e transporte dos vidros para colocação nessa estrutura, foram algumas das questões mais complexas encontradas ao longo deste percurso.

O modelo foi construído com pneus de 260 mm de diâmetro e 85 mm de largura e com uma das bandas laterais cortadas, como ilustra a Figura 60. A amarração dos pneus da mesma camada e entre pneus de camadas adjacentes foi feita com recurso ao nó de marinheiro e corda de polipropileno com 6 mm de espessura.



Figura 60 - Pneu cortado e pneu inteiro

A construção foi realizada por fases, podendo o faseamento ser resumido da seguinte forma:

- Colocação da camada de pneus;
- Amarração dos pneus com corda;
- Preenchimento do interior dos pneus com solo e respetiva compactação;
- Colocação do aterro no tardo dos pneus e compactação do mesmo.

Este processo foi repetido nas doze camadas de pneus até ser atingida a altura do muro previamente definida.

Como já foi referido no item 3.2 desta Dissertação, o paramento do muro foi considerado, numa primeira fase, inclinado, com as sucessivas camadas de pneus dispostas em posição alternada

relativamente aos adjacentes. A primeira camada de *pneusol* colocada, correspondente à 1ª Fase do faseamento construtivo do modelo, constitui uma camada de reforço como ilustra a Figura 61.



Figura 61- 1ªcamada de pneus amarrados

A compactação do interior dos pneus foi realizada com o auxílio de um martelo para que o seu interior ficasse com o menor espaço vazio. Para compactação do aterro, recorreu-se a um compactador em aço com uma base quadrada com 25 cm de lado, soldada a um tubo cilíndrico oco, também em aço, com 1,20 m de comprimento, como ilustra a Figura 62, para uma maior energia de compactação.



Figura 62 - Compactador

Na Figura 63 observa-se o muro na 4ª Fase do faseamento construtivo, com duas camadas de *pneusol* e solo de aterro.



Figura 63 – 4ª Fase do faseamento construtivo do muro

No entanto, as várias modelações numéricas realizadas permitiram verificar que esta geometria tornaria a estrutura muito rígida.

Considerou-se, então, uma segunda alternativa com o paramento vertical, com os pneus das diferentes camadas alinhados e duas camadas de reforço – uma na base do modelo e outra na antepenúltima camada. Assim, procedeu-se à remoção da segunda camada previamente realizada, mantendo-se a camada base de reforço. O processo construtivo prosseguiu, fase a fase, até ser atingida a altura total do muro.

A estrutura de suporte lateral, materializada por cantoneiras de abas iguais 60 x 60 mm e 6 mm de espessura, por tubos de secção 60 x 60

mm e 3 mm de espessura e por quatro vidros, sobrepostos dois a dois, conforme ilustra a Figura 64, foi colocada na extremidade lateral, oposta à parede.



Figura 64 - Estrutura de suporte lateral

A Figura 65 ilustra o muro de suporte de terras já com a quarta fiada de pneus colocada e amarrada.



Figura 65 - Construção do muro de pneus - Final da colocação da 4ª camada

6. Conclusões

O uso de pneus em fim de vida no setor da construção civil, nomeadamente em estruturas de suporte de terras, revelou ser uma solução viável. Trata-se de uma solução económica e sem necessidade de mão-de-obra especializada, principalmente quando comparada com outras tipologias de estruturas de suporte de terras mais correntes.

O estudo realizado permitiu verificar a segurança e o comportamento adequado do modelo de estrutura de suporte de terras materializado com solo reforçado com pneus, integrando-o no conceito de sustentabilidade e preocupação ambiental. Esta solução construtiva pode, assim, revelar-se, uma boa alternativa como reforço de solos.

As variações ensaiadas à geometria do muro permitiram concluir que um paramento com a inclinação suficiente para garantir a alternância da posição dos pneus em camadas sucessivas, sem perda de solo nos intervalos entre pneus tornaria a estrutura com acentuada rigidez enquanto, por outro lado, um modelo vertical sem camadas de reforço não seria viável. A geometria com o modelo vertical e duas camadas de reforços evidenciou um comportamento mais flexível mas ainda com baixos níveis de deformação.

O modelo físico em construção, cumprindo algumas relações de semelhança, permitirá retirar conclusões importantes que servirão como base para a aferição do modelo numérico desenvolvido e

auxiliarão na modelação e na construção de um futuro modelo à escala real.

Numa fase inicial, com o auxílio do programa *Google SketchUp*, foi possível idealizar e reproduzir uma “maquete”, permitindo obter um esboço bastante aproximado da solução final.

A modelação numérica, com recurso aos programas de cálculo automático *Phase²* e *RS3*, da Rocsiense, de análise bidimensional e tridimensional, respetivamente, foi fundamental neste estudo, permitindo retirar conclusões importantes relativas à resistência e à rigidez da estrutura, por forma a encontrar a geometria que melhor se adequasse ao estudo em causa. A comparação de resultados destas duas análises permitiu comprovar, ainda, a validade da consideração de um estado plano de deformação no estudo desta tipologia de estruturas.

Os materiais que envolveram a construção do modelo físico – pneus, solo, corda – foram alvo de diversos ensaios de caracterização, dos quais resultaram parâmetros fundamentais utilizados na modelação numérica.

7. Desenvolvimentos futuros

Numa abordagem futura deverão ser realizados novos estudos experimentais, de modo a melhor conhecer o comportamento do muro de solo reforçado com pneus. Nesse sentido, será importante caracterizar de uma forma mais rigorosa a resistência e a deformabilidade do pneu e do conjunto *pneusol*, bem como da interface solo-pneu.

As modelações numéricas deverão ser repetidas, suportadas agora pela caracterização mais cuidada dos diferentes materiais envolvidos.

A construção do modelo físico deverá evoluir, após a substituição dos vidros instalados no suporte lateral por uma chapa de acrílico transparente. Deverá proceder-se à respetiva instrumentação e à aplicação de uma sobrecarga crescente, à superfície do aterro, até à rotura. Os resultados da monitorização deverão permitir calibrar o modelo numérico.

Este modelo numérico poderá permitir uma definição da geometria do protótipo e perspetivar com maior fiabilidade o seu comportamento.

Bibliografia

Andrade H.S., 2007. Pneus Inservíveis: Alternativas Possíveis de Reutilização. Universidade Federal de Santa Catarina. 101pp. (Monografia).

Beroni M. & Specht L.P., 2006. Construção de um muro experimental de pneus. In: XXI Congresso de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia, VI Feira de Protótipos.

Campos P.S., 2006. Aproveitamento Industrial da Borracha Reciclada de Pneus Usados (a reciclagem do resíduo 160103 da L.E.R.). Universidade do Minho. 141pp. (Dissertação de Mestrado).

Continental, 2008. Tyre Basics – Passenger Car Tyres. In: <http://www.continental-tires.com/>.

Costa B.G., 2010. Efeito de Translação do Centro de Rotação na Análise de Muros de Suporte Gravíticos Fundados em Terrenos Compressíveis. Universidade do Porto. 78pp. (Dissertação de Mestrado).

ETRMA – European Tyre & Rubber Manufacturers Association, Annual Report - Edition 2012. In: <http://www.etrma.org/>.

Farinha, J.S.B. & Correia dos Reis, A., 1992. Tabelas Técnicas. Edição P.O.B..

Fernandes, M. M., 2011. Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica 1ª Edição. FEUP Edições, Porto. 592pp.

Fernandes, M.M., 1990. Estruturas de Suporte de Terras. Apontamentos de Estruturas de Suporte de Terras do Curso de Mestrado de Engenharia Civil da Universidade de Engenharia do Porto, 354 pp.

Filho L.S., 2005. A Logística Reversa de Pneus Inservíveis: O Problema da Localização dos Pontos de Coleta. Universidade Federal de Santa Catarina. 99pp (Dissertação de Mestrado).

Freires F.G.,2007- A Influência dos Componentes Físicos e da Cooperação entre os Atores sobre o Desempenho de Sistemas Logísticos Inversos: o Caso dos Pneus-Resíduo. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 253pp (Tese de Doutoramento).

Goodyear, 2010. Vida longa sem segredos - Cuidados simples no dia a dia prolongam de forma significativa a vida útil dos pneus do seu veículo. Boletim de Orientação Técnica Goodyear. pp. 1-27.

Hossain S. & Jayawickrama P.W., 2000. Use of whole tires and fly ash in earth retaining structures. Center for Multidisciplinary Research in Transportation Texas Tech University. 87pp.

Huat B.B., Aziz A.A. & Chuan L.W., 2008. Application of Scrap Tires as Earth Reinforcement for Repair of Tropical Residual Soil

Slope. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, 13, pp. 1-9.

Lagarinhos C.A. & Tenório J.A., 2009. Reciclagem de Pneus: discussão do impacto da política Brasileira. *Engevista*, 11 (1), pp.32-49.

Long N. T., 1993. *Le Pneusol : Recherches – Réalisations - Perspectives*. Institut National des Sciences Appliquees. 42 pp. (Tese de Doutorado).

Loureiro, F.J., 2011. Impulsos ativos sobre estruturas de suporte em consola. Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa. 130pp (Dissertação de Mestrado).

Medeiros L.V., Garga V.K., Gerscovich D.M., Sayão A.S. & Andrade M.H., 1999. Analysis of the Instrumentation of a Reinforced Scrap Tire Retaining Wall. *Revista de Ciências & tecnologia*, 7, pp. 9-16.

Medeiros L.V., Gerscovich D.M., Sieira A.C. & Sayão A.S., 2004. Scrap Tire: A Civil Engineering Material. *International Journal of Engineering*, pp. 1-24.

Medeiros L.V., Sayão A.S., Gerscovich D.M. & Sieira A.C., 2000. Reuso de Pneus em Geotecnia. Seminário Nacional sobre Reuso/Reciclagem de Resíduos Sólidos Industriais, São Paulo, pp. 1-19.

Nohara J.J., Acevedo C.R., Pires B.C. & Corsino R.M., 2005. GS - 40 - Resíduos sólidos: Passivo ambiental e reciclagem de pneus. Thesis , 3 (1), pp. 21-57.

O'Shaughnessy V., 1997. Reinforcement of Earth Structures Using Scrap Tires. University of Ottawa. 405pp (Tese de Doutorado).

Rocha M. & Serafim J.L., 2013. Temperatura em Barragens de Concreto – Parte A. IME Rio de Janeiro. pp. 1-19.

Sayão A.S., Medeiros L.V., Sieira A.C. & Gerscovich D.M., 2002. Retaining Walls Built Scrap Tyres. Geotechnical Engineering ,49 (4), pp. 1-3.

Sayão A. & Nunes A.L, 2011. Pneus Usados em Engenharia Civil. In: 2º Seminário Estabilização de Taludes em solo e rochas: experiência Brasileira casos de obra Portugueses/ Universidade do Porto.

Sieira A.C., 2009. Geossintéticos e Pneus: Alternativas de Estabilização de Taludes. Engevista, 11, (1), pp. 50-59.

Sieira A.C., Medeiros L.V., Sayão A.S. & Gerscovich D.M., 2001. Comportamento de um Muro de Pneus para Estabilização de Encostas. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 91, pp. 39-55.

Silva D.F., 2006. Contenção de Taludes com Pneus: Uma alternativa Ecológica e de baixo Custo. Universidade Anhembi Morumbi,93 pp. (Monografia).

Silva R.R., 2008. Desenvolvimento de Ferramentas de Cálculo para Dimensionamento de Muros de Suporte de Terras. Universidade do Porto, 108 pp. (Dissertação de Mestrado).

Souza A.N., 2002. Muro de Contenção Utilizando Pneus: Análise e Alguns Comparativos de Custo. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 110 pp. (Dissertação de Mestrado).

Valorpneu, 2011. Relatório Anual e Contas. In: <http://www.valorpneu.pt/>.

Viana L.O., 2009. A logística Reversa e o Tratamento de Pneus Inservíveis no Estado do Piauí. Universidade de Fortaleza, 159 pp. (Dissertação de Mestrado).

Vinevala Q.J., 2011. Programa de Cálculo de Muros de Suporte de Terras em Betão Armado. Universidade de Aveiro, 105 pp. (Dissertação de Mestrado).

Zimmerman A., 2011. Testing and Analysis of Modified Rammed Earth Tire Walls. Swarthmore College, E90 Project, pp. 1-57.