
Instituto Politécnico do Porto

Instituto Superior de Engenharia do Porto

ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS EXECUTADAS COM PNEUS

José Filipe Pinto Teixeira

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

Orientador

Engenheiro José Filinto Castro Trigo

Porto

Outubro de 2012

i. AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar aqui expressos os meus sentidos agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao Professor Engenheiro José Filinto Trigo um agradecimento muito especial por toda a orientação e disponibilidade que contribuíram de forma determinante para a realização deste trabalho. Obrigado pelo auxílio, paciência e sabedoria que só os grandes mestres possuem.

Ao LABCARGA|ISEP pela disponibilidade e auxílio na criação de condições que me possibilitaram a realização deste trabalho.

À Susana Silva, por todo o amor e carinho que sempre demonstrou, por todas as palavras de incentivo e colaboração que foram imprescindíveis para a realização deste trabalho. Obrigado por estares sempre presente e por fazeres parte da minha vida.

Aos meus pais, pelo papel fundamental que desempenharam ao longo deste percurso e por terem contribuído de forma crucial para que este sonho se tornasse realidade. Agradeço por todo o apoio, incentivo e carinho que sempre me demonstraram.

À minha irmã, Carina Teixeira, por todo o carinho e amor que sempre me transmitiu.

Aos meus amigos de curso, Pedro Albuquerque, João Moura, Hugo Silva, Pedro Maia, Justin Martins e Pedro Nogueira, pelo privilégio da vossa amizade, por todo o apoio, disponibilidade, estímulo, boa disposição e companheirismo.

A todos, mais uma vez, muito obrigado.

ii. RESUMO

O aproveitamento de pneus em fim de vida revela ser uma alternativa eficaz e promissora na indústria da construção civil, na utilização deste resíduo em muros de suporte. O presente trabalho tem como principal objetivo a apresentação de uma técnica de aproveitamento de pneus em fim de vida na execução de muros de gravidade, combinando solo e pneus.

Neste sentido, tomou-se como referência um estudo realizado no Brasil por Sieira, Sayão, Medeiros e Gerscovich, para avaliar a eficiência e o custo deste tipo de estruturas, comparando-o com um muro de suporte tradicional de betão simples.

Inicialmente, avaliou-se a segurança do muro de solo-pneus, de acordo com a metodologia proposta no Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010), considerando a geometria e as características dos materiais apresentados no estudo referido e usando o programa de cálculo automático Slide, da Rocscience, para a verificação da estabilidade global.

Reproduziu-se a análise numérica realizada no âmbito do caso de estudo brasileiro de referência, recorrendo também a uma formulação por elementos finitos com o programa de cálculo automático Phase2, da Rocscience.

Por último, utilizando uma vez mais o programa Slide, definiu-se a geometria de um muro de betão simples cuja geometria garantisse o mesmo valor do fator de segurança à estabilidade global, obtido com o muro de solo-pneus e compararam-se os custos respetivos.

O presente trabalho confirmou a eficiência e o baixo custo desta solução construtiva, sendo necessários, no entanto, estudos mais detalhados que reforcem estas conclusões.

PALAVRAS-CHAVE: Pneus, Estruturas de suporte, Phase2, Slide, Elementos Finitos

iii. ABSTRACT

The use of tires in the end of their life reveals to be a very effective and promising alternative in the building industry, by using this residue in support walls. This work has as main goal to present a technique for the recovery of tires which consists in the execution of gravity walls, combining soil and tires.

Thus, a study conducted in Brazil by Sieira, Sayão, Medeiros and Gerscovich was taken as reference, to assess the efficiency and cost of such structures, comparing it to a traditional concrete support wall.

Initially the safety of the soil-tire wall was evaluated, according to the methodology proposed in Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010), considering the geometry and characteristics of the materials presented in the mentioned study and the automatic calculation program Slide 6, from Rocscience, was used for the verification of global stability.

The numerical analysis performed in this work reproduced Brazilian study referenced, also resorting to a formulation by finite elements with the Phase2 software from Rocscience.

Finally by once again using the Slide software, the geometry of a simple concrete wall was defined which would guarantee the same safety factor value to the global stability, obtained with the soil-tires wall and the respective costs were compared.

This study confirmed the efficiency and the low cost of the constructive solution with soil end tires, requiring more detailed studies that reinforce these conclusions.

Keywords: Tires, earth retaining structures, Phase2, Slide, Finite Elements

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Enquadramento e Pertinência do Estudo	1
1.2.	Objetivo do Estudo.....	2
1.3.	Metodologia do Estudo	3
1.4.	Organização da Dissertação	3
2	ESTADO DO CONHECIMENTO	5
2.1.	Pneus – A História	5
2.2.	Pneu Enquanto Resíduo.....	6
2.3.	Dimensão do Problema	10
2.4.	Enquadramento Legislativo.....	13
2.5.	Produção de Pneus	15
2.5.1.	Produção Mundial de Pneus Novos.....	15
2.5.2.	Produção Mundial de Pneus em Fim de Vida.....	17
2.5.3.	Produção de Pneus Novos em Portugal.....	19
2.5.4.	Produção de Pneus Usados em Portugal	20
2.6.	Localização Geográfica de Pontos de Recolha de Pneus Usados	21
2.7.	Valorização dos Pneus em Fim de Vida.....	23
3	CARACTERIZAÇÃO DOS PNEUS	25
3.1.	Tipo.....	26
3.2.	Dimensão	28

3.3.	Constituição	29
3.4.	Resistência Mecânica	31
4	AS DIFERENTES TIPOLOGIAS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE	33
4.1.	Definição de Estruturas de Suporte.....	33
4.2.	Estruturas Flexíveis	33
4.2.1.	Cortinas Tipo Berlim.....	35
4.2.2.	Cortinas de Estacas Moldadas.....	37
4.2.3.	Paredes Moldadas.....	39
4.2.4.	Cortinas de Estacas-Pranchas	41
4.3.	Estruturas Rígidas	43
4.3.1.	Muros de Gravidade.....	44
4.3.2.	Muros de Consola ou Flexão	45
4.3.3.	Muros de Gabião	47
4.3.4.	Muros de Terra Armada	48
4.3.5.	Muros “Crib Walls”	50
4.3.6.	Muros Reforçados com Geotêxtil.....	52
4.3.7.	Muros de Pneus.....	54
4.3.7.1.	Dimensionamento de Muros de Pneus	63
4.3.7.1.1.	Determinação do Impulso do Solo pela Teoria de Coulomb.....	63
4.3.7.1.2.	Determinação do Impulso do Solo pela Teoria de Rankine	66
4.3.7.1.3.	Verificação de Segurança Segundo o Eurocódigo 7.....	68

5	ESTUDO DE CASO - UM MURO EXPERIMENTAL DE PNEUS	71
5.1.	Geometria do Problema	71
5.1.1.	Características dos Materiais	74
5.1.1.1.	Pneus	74
5.1.1.2.	Solo de Aterro e Solo da Sobrecarga	74
5.1.1.3.	Conjunto Solo-Pneu	74
5.1.1.4.	Solo de Fundação	75
5.1.2.	Faseamento Construtivo	76
5.1.3.	Verificação de Segurança do Muro de Suporte	78
5.1.3.1.	Ações e Características Resistentes dos Materiais	79
5.1.3.2.	Verificação da Segurança Relativamente à Insuficiente Capacidade Resistente do Solo de Fundação	82
5.1.3.3.	Verificação da Segurança ao Deslizamento	84
5.1.3.4.	Verificação da Segurança à Estabilidade Global	85
5.1.3.4.1.	O Programa Slide	85
5.1.3.4.2.	Avaliação do Coeficiente de Segurança à Estabilidade Global	86
5.2.	Análise Numérica	86
5.2.1.	O Programa Phase2	87
5.2.2.	Caracterização do Estudo	88
5.2.3.	Resultados	89
5.2.3.1.	Deslocamentos Horizontais	89
5.2.3.2.	Tensões Horizontais	93

5.2.3.3.	Fator de Resistência.....	95
5.2.3.4.	Zonas em Cedência.....	97
5.3.	Solução Alternativa em Betão Simples.....	98
6	CONCLUSÃO.....	103
7	PERSPETIVAS FUTURAS.....	105
	BIBLIOGRAFIA.....	107

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1: Parte da produção mundial de pneus, por região geográfica em 2009 (unidades x10 ⁶)	16
Quadro 2: País com maior produção de pneus novos (unidades x10 ⁶).....	16
Quadro 3: Quantidade de pneus usados e em fim de vida e a sua recuperação na Europa em 2010.....	19
Quadro 4: Produção de pneus novos em Portugal por categoria.....	20
Quadro 5: Dimensões transversais dos pneus.....	28
Quadro 6: Abordagem de Cálculo 1 - Coeficientes de segurança parciais relativos às ações e às propriedades do terreno (NP EN 1997-1, 2010).....	70
Quadro 7: Parâmetros do solo de aterro e de sobrecarga.....	74
Quadro 8: Parâmetros do conjunto solo-pneu.....	75
Quadro 9: Parâmetros do solo de fundação	75
Quadro 10: Características dos materiais adotados no Phase2.....	89
Quadro 11: Quantidade de material utilizado para o muro de pneus.....	99
Quadro 12: Tempo necessário para a construção do muro de pneus	100
Quadro 13: Custo total da construção do muro de pneus	100
Quadro 14: Quantidade e custo total na construção do muro de betão simples	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Produção mundial de pneus para automóveis ligeiros e pesados, em milhões de pneus por zona geográfica nos anos 2008 e 2009.....	17
Figura 2: Estimativa da taxa de recuperação dos pneus em fim de vida.....	18
Figura 3: Comparação entre origem de pneus vezes receção nos PR por distritos em 2010 (toneladas).....	22
Figura 4: Pneus do tipo diagonal.....	26
Figura 5: Ângulo formado pelo tecido têxtil no pneu diagonal	26
Figura 6: Pneus do tipo radiais	27
Figura 7: Ângulo formado pelo tecido têxtil no pneu radial.....	27
Figura 8: Índice de carga e de velocidade	29
Figura 9: Constituição de um pneu de automóvel ligeiro.....	30
Figura 10: Comparação entre cortinas tipo Berlim definitivas e provisórias	35
Figura 11: Cortinas tipo Berlim	37
Figura 12: Secção transversal das diferentes cortinas de estacas.....	38
Figura 13: Cortinas de estacas moldadas.....	39
Figura 14: Parede moldada em betão armado	40
Figura 15: Alguns perfis tipos de estacas-pranchas europeus e as suas ligações	42

Figura 16: Estacas-pranchas	42
Figura 17: Muro de alvenaria de pedra e de betão ciclópico.....	45
Figura 18: Muro em consola ou de flexão.....	46
Figura 19: Construção de um muro de gabião	48
Figura 20: Construção de um muro de terra armada	50
Figura 21: Elementos constituintes do muro "crib wall"	51
Figura 22: Muro “crib wall” de elementos pré-fabricados de betão armado.....	52
Figura 23: Muro reforçado com geotêxtil	53
Figura 24: Disposição dos pneus na construção de um muro de pneus	57
Figura 25: Processo construtivo de um nó direito ou então de “marinheiro”	58
Figura 26: Amarração utilizando corda.....	58
Figura 27: Tipo de fixadores metálicos.	59
Figura 28: Forma de amarração de pneus.....	60
Figura 29: Cabouco para a realização de ensaios de campos da densidade de muro de pneus.....	61
Figura 30: Tipologias de muros de pneus ensaiados	62
Figura 31: Representação dos fatores que interferem no cálculo dos coeficientes de impulso.....	65

Figura 32: Seções transversais de projeto do muro experimental	73
Figura 33: Etapas correspondentes ao faseamento construtivo	76
Figura 34: Faseamento construtivo do muro experimental	78
Figura 35: Representação das forças e impulsos atuantes no muro	81
Figura 36: Fator de segurança à estabilidade global	86
Figura 37: Faseamento construtivo	88
Figura 38: Malha de Elementos Finitos obtida no programa Phase2	89
Figura 39: Deslocamentos horizontais para a última fase precedente à colocação da sobrecarga.....	90
Figura 40: Deslocamentos horizontais após a colocação da sobrecarga	91
Figura 41: Deslocamentos horizontais na última fase que precede a colocação da sobrecarga.....	92
Figura 42: Deslocamentos horizontais após a colocação da sobrecarga	93
Figura 43: Tensões horizontais	94
Figura 44: Tensões horizontais na última fase precedente à colocação da sobrecarga	95
Figura 45: Fator de Resistência para a última fase precedente à colocação da sobrecarga	96
Figura 46: Fator de Resistência após a colocação da sobrecarga.....	96
Figura 47: Zonas em cedência para a última fase precedente à colocação da sobrecarga...	97

Figura 48: Zonas em cedência após a colocação de sobrecarga	97
Figura 49: Muro em betão - resultados da avaliação da estabilidade global com o programa Slide	98
Figura 50: Geometria do muro de betão	99

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas:

A' – Área efetiva;

B – Largura de uma fundação;

B' – Largura efetiva de uma fundação;

c' - Coesão efetiva;

e – Excentricidade de carga normal na base de uma fundação;

E – Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young;

h - Altura do solo suportado;

H_d – Valor de cálculo da componente horizontal da ação;

i_c, i_q, i_γ – Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação para ter em conta a inclinação da carga;

I_a – Impulso ativo;

I_p – Impulso passivo;

K_a – Coeficiente de impulso ativo;

K_p – Coeficiente de impulso passivo;

L' – Comprimento efetivo de uma fundação;

N_{c}, N_{q}, N_{γ} – Coeficientes de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação;

m – Expoente das fórmulas para o cálculo dos coeficientes de inclinação das ações;

M_d – Valor de cálculo do momento atuante;

q – Sobrecarga aplicada à superfície;

R_d – Valor de cálculo de resistência;

V_d – Valor de cálculo da ação vertical

z – Profundidade;

z_0 – Profundidade máxima de fendilhação de tração;

Letras Gregas:

γ – Peso volúmico;

γ_F – Coeficiente parcial de segurança para ações;

γ_G – Coeficiente parcial de segurança para ação permanente;

γ_M – Coeficiente parcial de segurança para propriedade resistente;

γ_Q – Coeficiente parcial de segurança para ação variável;

ν - Coeficiente de Poisson

β – Inclinação da superfície do solo suportado;

δ – Ângulo de atrito da interface da estrutura-solo;

λ – Ângulo do paramento estrutural com a vertical;

σ_{ha} - Tensão horizontal ativa em tensões efetivas;

σ_{hp} - Tensão horizontal passiva em tensões efetivas;

σ'_v - Tensão vertical efetiva;

ϕ – Ângulo de atrito do solo;

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E PERTINÊNCIA DO ESTUDO

A adaptação do comportamento humano à crescente escassez de recursos naturais é o grande desafio no caminho do desenvolvimento económico sustentável e da evolução da humanidade. Neste sentido, é necessário pensar em alternativas para a substituição desses recursos naturais e noutras possíveis fontes, que apresentem resposta ao aumento exponencial da população. É fundamental, portanto, encontrar um modelo de desenvolvimento que se unifique com a prevenção do ambiente (Santos, 2005).

A indústria da construção civil, segundo estimativas, é responsável por 15 a 50% do consumo dos recursos naturais extraídos do planeta. A utilização de resíduos como matéria-prima poderia apresentar-se como uma solução nesta área, podendo vir a reduzir-se significativamente a quantidade de recursos naturais extraídos do meio ambiente (Fioriti e Akasaki, 2004) Além disso, também poderia dar resposta ao paradigma dos resíduos que não estão a ser reciclados, que na sua maioria acabam por ser depositados em aterros sanitários, desvalorizando o espaço ocupado, principalmente aqueles próximos de centros urbanos (Fioriti e Akasaki, 2004). Os resíduos sólidos, em particular os pneus em fim de vida que não são reaproveitados, são um destes exemplos, na medida que se acumulam rapidamente, principalmente nas regiões urbanas densamente ocupadas. O

destino final dos pneus é um problema de âmbito mundial, existindo uma preocupação crescente com o incentivo à reciclagem, redução e reutilização dos pneus. No entanto, estas medidas são muito dispendiosas (Freires, 2007), sendo importante encontrar outras opções.

A utilização de pneus em fim de vida em obras de engenharia apresenta-se como uma alternativa que associa a eficiência mecânica e o baixo custo do material, favorecendo a prevenção do meio ambiente (Sieira, Sayão, Medeiros, Gerscovich, 2001). Dada a escassez de estudos neste âmbito em Portugal, torna-se pertinente este trabalho com o intuito de avaliar a possibilidade de reutilizar como matéria-prima um resíduo que tem vindo a aumentar exponencialmente nos últimos anos.

1.2. OBJETIVO DO ESTUDO

O objetivo do presente trabalho está na apresentação de uma técnica de consumo substancial de pneus em fim de vida, reaproveitando, assim, um resíduo adverso ao meio ambiente. Esta técnica, que consiste na execução de muros de gravidade constituídos por solo e pneus, procura associar a eficiência mecânica do pneu e o seu baixo custo, aproveitando e motivando para o uso de materiais não convencionais na construção civil (Sieira et al., 2001; Sieira, 2009).

Em Portugal poucos estudos têm em consideração a utilização de solo e pneus para a construção de estruturas de suporte. Neste sentido, estudos que confirmem a sua eficácia em termos de construção e a sua aplicabilidade constituem uma mais-valia. Dada a escassez de estudos deste âmbito no nosso País e principalmente a grande quantidade de pneus em fim de vida disponíveis, torna-se pertinente efetuar um estudo de estruturas de suporte de terras executadas com pneus.

1.3. METODOLOGIA DO ESTUDO

Após uma revisão bibliográfica do tema da dissertação, procurou-se comparar uma estrutura de suporte realizada com pneus com um muro de suporte tradicional de betão simples. Tomou-se como referência um estudo desenvolvido no Brasil por Sieira, Sayão, Medeiros e Gerscovich em 2001. Numa fase inicial avaliou-se a segurança do muro de suporte de pneus relativamente a diferentes estados limites últimos. Em seguida, reproduziu-se a análise numérica realizada por Sieira, et al, recorrendo ao programa de cálculo automático Phase2 da Rocscience na sua versão 8.011, cuja licença está salvaguardada pelo LABCARGA|ISEP, (Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada).

Por último, definiu-se um muro em betão cuja geometria correspondesse ao mesmo valor do fator de segurança à estabilidade global do muro de pneus, obtido recorrendo ao programa de cálculo automático Slide, na sua versão 6.017, também da Rocscience, comparando-se o custo das duas soluções construtivas.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

No 1º capítulo da dissertação apresenta-se uma introdução que pretende enquadrar e justificar o trabalho desenvolvido, bem como a metodologia adotada.

No capítulo 2 apresenta-se um resultado de uma exaustiva recolha bibliográfica sobre os pneus e sobre a sua produção.

É objeto do capítulo 3 a caracterização dos diferentes tipos de pneus.

O capítulo 4 procura reproduzir as características das diferentes tipologias de estruturas de suporte e alguns aspetos do seu dimensionamento.

No capítulo 5 apresenta-se o estudo de um caso, tendo por base um trabalho realizado no Brasil (Sieira et al., 2001) com o recurso a programas de cálculo automático da Rocscience, nomeadamente o Phase2 e o Slide.

No capítulo 6 realçam-se as conclusões do estudo realizado.

No capítulo 7 indicam-se aspetos que merecerão, no futuro, uma investigação mais detalhada.

2

ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1. PNEUS – A HISTÓRIA

Desde o século XIX que os pneus fazem parte da história dos grandes inventos. Desde a sua origem até aos dias de hoje o pneu passou por diversas etapas até atingir a tecnologia atual, tornando-se assim um elemento fundamental para o funcionamento de qualquer veículo.

A invenção do pneu foi ganhando diversas formas até chegar à fórmula final, sendo necessárias muitas pesquisas e muitas tentativas. Charles Goodyear interessou-se por resolver o problema da instabilidade da borracha (Santos, 2005), sendo desta forma o pioneiro na invenção do pneu. Depois de muitas pesquisas e tentativas falhadas, Goodyear descobriu acidentalmente que misturando a borracha com enxofre e carbonato de chumbo e, sujeitando-a a aquecimento, esta ficava com propriedades elásticas estáveis e não voltava a derreter (Campos, 2006); estava, assim, criado o processo de vulcanização, que ficou patenteado em 1844, como um marco importante na história do pneu.

Já em 1845, Robert William Thomson, engenheiro civil, inventou o pneu, demonstrando que uma roda revestida com borracha com ar no seu interior reduziria as derrapagens e o barulho das carruagens (Santos, 2005). No entanto, esta invenção teve pouca utilidade prática e caíria no esquecimento (Santos, 2005). Só em 1888, John Boyd Dunlop, reinventa

o pneu, desta vez aplicado às bicicletas. A reinvenção de Dunlop com a adaptação do pneu às bicicletas fez despertar o interesse pela evolução do pneu.

Alguns anos mais tarde, em 1895, Edward Michelin foi o primeiro a adaptar o pneu a um veículo a motor, uma vez que até então era só utilizado em bicicletas.

Já em 1946, a empresa Michelin vem revolucionar a concepção do pneu, quando inventou e patenteou o pneu designado como pneu radial (Campos, 2006). Os pneus ficaram a ter uma altura de secção mais baixa, bem como uma faixa de rodagem mais larga, permitindo assim uma melhor durabilidade. As características externas do pneu não mudaram sensivelmente desde o pneu radial; contudo, internamente a evolução teve um crescimento exponencial até aos dias de hoje, tendo essa evolução como finalidade o melhoramento do seu desempenho, durabilidade e qualidade ambiental (Shumlman, 2004).

A invenção do pneu radial e a sua evolução, aliados ao desenvolvimento económico e social propiciaram o aumento da produção mundial de pneus, que evoluiu exponencialmente, chegando ao ponto de tornar o pneu um resíduo mundial.

2.2. PNEU ENQUANTO RESÍDUO

Os pneus são um grande comércio mundial, são elementos essenciais da economia que depende de veículos para transportar pessoas e mercadorias. Desde os países mais ricos aos países mais pobres, os pneus são uma parte significativa do comércio internacional (ETRA, 2012)¹. Neste sentido, anualmente são produzidos cerca de 1 400 milhões de pneus

¹ In: <http://www.etra-eu.org/>

novos em todo o Mundo. A Europa contribui com aproximadamente 26,6% dessa produção, e uma percentagem idêntica de pneus usados são retirados dos veículos. Quando os pneus retirados não se podem reutilizar, estes passam para a fase de final de vida, designando-se como: pneus-resíduos, pneus em fim de vida ou pneus inservíveis (Freires e Guedes, 2006).

Segundo Lacerda (2001), um dos muitos problemas que a humanidade deverá enfrentar no século XXI é, sem dúvida, a produção e o destino final dos resíduos produzidos pela sociedade.

O Decreto-Lei nº 178/2006, de 5 de Setembro define resíduo como: quaisquer substâncias ou objetos de que o detentor se desfaz ou tem a intenção ou obrigação de se desfazer (...) Os resíduos apresentam-se nos estados sólido, líquido ou gasoso e são resultado de diversas atividades de origem industrial, de serviços, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola e outros (Viana, 2009).

Os pneus em fim de vida são classificados como um resíduo não perigoso (Diretiva 75/442/CEE alterada pela Diretiva 91/156/CEE) e definidos pela Comissão Europeia e também Mundialmente como um fluxo de resíduos, devido à sua alta visibilidade e potencial ameaça que acarretam para o ambiente ou para a saúde pública sendo, como tal, sujeitos a objetivos de reciclagem, tratamento e eliminação.

Os pneus são considerados como resíduos quando estes chegam ao seu estado de fim de vida, quando não são mais utilizados ou reaproveitados nos veículos, deixando de servir para o fim a que se destinam. Contudo, os pneus que são sujeitos a tratamentos, como a recauchutagem ou, então, pneus que são utilizados novamente, iniciando-se, assim, um

novo ciclo de vida, não são considerados como pneus em fim de vida, mas sim pneus usados.

Ao longo dos anos noventa do século passado, o problema da gestão dos pneus em fim de vida chamou a atenção da sociedade e dos governos em geral. Inicialmente, era necessário assegurar o controlo da recolha deste produto, garantindo que os pneus em fim de vida não seriam depositados em locais inadequados. Apesar de esta questão estar associada a determinadas diretivas Europeias, não existe uma diretiva específica para os pneus-resíduo (Freires, 2007).

Segundo a European Tyre & Rubber Manufacturers' Association (sigla em inglês – ETRMA) (2010-2011), na Europa, anualmente, são produzidos cerca 3,2 milhões de toneladas de pneus usados. Desses 3,2 milhões de toneladas, cerca de 2,6 milhões de toneladas permanecerão no mercado da União Europeia para recuperação e reciclagem. Para este fluxo de resíduos o depósito em aterros sanitários é a forma mais praticada na maioria dos países. A fim de realizar uma gestão correta desta enorme quantidade de resíduos, muitas opções foram consideradas, entre as quais podem citar-se as térmicas.

Em 2009, na União Europeia somente cerca de 5% de pneus em fim de vida é que tiveram como destino final os aterros, tendo sido 95% desses pneus encaminhados corretamente. Face às boas percentagens apresentadas, a Europa é um dos continentes mais avançados no que diz respeito à reciclagem e valorização de pneus em fim de vida. No entanto, cerca de 2,5 milhões de toneladas de pneus em fim de vida foram encaminhados para a reciclagem e para processos de recuperação, sendo utilizados na produção de energia e na valorização do material.

Em todo o mundo, os pneus em fim de vida são geralmente depositados em aterros sanitários, sendo isto problemático (Freires e Guedes, 2006) uma vez que os pneus são resíduos de difícil compactação, ocupando muito espaço no seu armazenamento e no seu transporte; quando dispostos em aterros, tendem a subir e a reaparecer na superfície, são inflamáveis e representam uma ameaça à saúde pública (Lacerda, 2001). Os pneus contam com uma estrutura complexa que, ao envolver, basicamente, borracha, aço, tecido de nylon ou poliéster, dá-lhes características necessárias à segurança e ao bom desempenho, constituindo, por outro lado, materiais de difícil decomposição, não biodegradáveis. A decomposição total dos pneus leva, aproximadamente, 600 anos, sendo, por conseguinte, resíduos de difícil eliminação (Nohara et al., 2005).

Por sua vez, Fioriti e Akasaki (2004) consideram que os resíduos de pneus podem ser definidos como resíduos sólidos particularmente intratáveis, já a que sua decomposição é lenta e pode durar até 240 anos. Já segundo o *Open-ended Working Group of de Basel Convention on the Control of Transboundary Movements of Hazardous Wastes and their Disposal* (2010) os pneus não são biodegradáveis, dado que o tempo que levam para decompor é indeterminado. Neste sentido, ainda não existe um consenso geral entre os autores, relativamente ao tempo da decomposição dos pneus em fim de vida.

Nos últimos anos, tem-se dado cada vez mais importância a esta problemática, uma vez que os pneus em fim de vida têm crescido exponencialmente em todo o mundo. Outrora, nos países em desenvolvimento, conhecidos como países de segundo e terceiro mundo, o problema da disposição final dos pneus era simplesmente ignorado; já nos países mais desenvolvidos era dada alguma importância; no entanto, muitas das vezes esses pneus eram colocados em aterros, rios, beira de estradas, entre outros, sendo esse o seu destino final (Lagarinhos e Tenório, 2009).

Os pneus começam a ocupar um papel de destaque na discussão dos seus impactos reais sobre o meio ambiente e sobre a saúde pública. Segundo Freires (2007) os pneus em fim de vida são considerados um dos maiores problemas ambientais da atualidade e a estimativa aponta para que existam mais de três mil milhões de pneus em fim de vida dispostos de forma inadequada no planeta.

2.3. DIMENSÃO DO PROBLEMA

Em 1845, os pneus de borracha substituíram rodas de ferro e madeira usados em carroças e carruagens; este evento não marcou apenas a revolução do setor dos transportes, mas a utilização dos pneus de borracha trouxe consigo *“a problemática do impacto ambiental, uma vez que a maior parte dos pneus não usados estão abandonados em locais inadequados, gerando grandes perturbações para a saúde e a qualidade de vida”* (Boletim Informativo da Bolsa de Reciclagem Sistema FIEP, 2001, p. 3).

Segundo a ETRA, Annual Report 2010-2011, a indústria de pneus é a grande responsável pelo consumo de 70% da borracha natural produzida mundialmente; as estimativas apontam para que, nos próximos 30 anos, esse consumo duplique. É, portanto, essencial a reciclagem e a recuperação da borracha, nomeadamente dos pneus.

A reciclagem dos pneus exige grandes dificuldades, quer técnicas quer económicas, fazendo com que seja um processo dispendioso, pois o pneu é composto por diferentes materiais que estão dispostos em camadas distintas, o que dificulta o processo de separação e reciclagem destes materiais (Freires, 2007). Não havendo interesse comercial na sua reciclagem, a alternativa passa então por os abandonar em locais inadequados e ilegais, o

que explica a grande quantidade de pneus velhos amontoados em grandes depósitos, chegando alguns a atingir milhões de pneus em pilhas ao ar livre.

Apesar de os pneus não apresentarem propriedades perigosas, quando não são devidamente tratados e eliminados podem apresentar certos riscos para a saúde e para o ambiente. Os depósitos ao ar livre de pneus em fim de vida que são abandonados em locais impróprios armazenam água no seu interior, tornando-os propícios à criação e à multiplicação de mosquitos e de outros vetores de doenças (Freires e Guedes, 2006). Representam, ainda, um risco constante de incêndios, na medida que a sua combustão é difícil de controlar e de extinguir. Em alguns casos, as grandes pilhas de pneus estão em combustão por vários meses (Reschner, 2008), sendo o óleo pirolítico e as cinzas dois subprodutos que constituem o maior risco de contaminação do meio ambiente devido à combustão não controlada. Devido às condições de diminuição da quantidade de oxigênio no ar e o calor intenso que se cria durante uma queima incontrolada de pneus, ocorrem reações de pirólise. Por sua vez, a produção de óleo pirolítico ocorre a uma temperatura de 200°C (Lagarinhos e Tenório, 2008), esse óleo é derramado, infiltrando-se e contaminando o solo e os lençóis freáticos (Freires e Guedes, 2006). Além disso, devido à sua composição química complexa, essencialmente compostos de carbono orgânico com enxofre e com presença de cloro ou bromo (Campos, 2006), a combustão não controlada leva à formação de um fumo negro de forte odor (contendo dióxido de enxofre), cuja constituição é altamente tóxica. A isso, junta-se ainda a elevadíssima quantidade de cinzas voláteis, que se libertam e que apresentam elevado teor em zinco (Lagarinhos e Tenório, 2008). No estudo realizado por Lagarinhos e Tenório (2008), na análise a cinzas produzidas de um subproduto da combustão ao ar livre de pneus, revela-se a presença comum de metais

pesados, que podem existir em altas concentrações, como no caso do chumbo, do cádmio e do zinco. A queima de pneus é proibida pela legislação ambiental.

Outro problema a ter em conta é a lixiviação do pneu, pois a água ao passar pelo pneu pode contaminar o solo e as águas superficiais e subterrâneas no local onde se encontra o pneu e nas áreas circundantes. Porém, e segundo *Open-ended Working Group of de Basel Convention on the Controlo of Transboundary Movements of Hazardous Wastes and their Disposal* (1999) no estudo realizado pela *Rubber Manufacturers Association* (Estados Unidos) e a *Minnesota Pollution Control Agency*, concluíram que a lixiviação de resíduos de pneus em ambientes neutros não provocava ameaça para a terra ou água de superfície. Corroborando a mesma ideia *Open-ended Working Group of de Basel Convention on the Controlo of Transboundary Movements of Hazardous Wastes and their Disposal* (2010), citando uma pesquisa recentemente realizada pela Associação Europeia da Indústria da Borracha, sugere que os efeitos devido à lixiviação em geral são insignificantes.

Além de os pneus serem um problema enquanto resíduo, são também um problema enquanto consumo de recursos naturais, em especial de petróleo e borracha mas também, do ferro, enxofre e zinco, entre outros (Campos, 2006).

Todos estes impactos ambientais negativos, originados pelos pneus ao ar livre, tornam necessárias uma série de medidas relativas ao armazenamento de pneus em aterros, em unidades de pré-tratamento, coprocessamento, bem como o acondicionamento de pneus após a sua fabricação (Lagarinhos e Tenório, 2008). Nesse âmbito, foram criadas diretrizes em diversos países, para melhorar o controlo e o bom encaminhamento dos pneus em fim de vida, para atenuar os impactos ambientais daí decorrentes.

2.4. ENQUADRAMENTO LEGISLATIVO

Num mundo em crescente consciência da necessidade de preservar o ambiente, quer evitando a perturbação causada pela deposição de resíduos, quer evitando a extração de matérias-primas, torna-se evidente a necessidade de que os governos legislem, a fim de serem controlados todos os aspetos do ciclo de vida dos bens que levam à produção significativa de resíduos ou à extração exaustiva de recursos naturais (Campos, 2006).

Devido aos problemas ambientais e aos riscos de saúde causados pelos pneus, vários países têm desenvolvido diversas leis no sentido de atenuar esse problema, implementando diretrizes cujo objetivo é tornar o pneu um resíduo ambientalmente seguro. Este problema não está somente relacionado com aspetos ambientais, mas também empresariais, tecnológicos e da sociedade em geral. Para isso, foram tomadas algumas medidas, nomeadamente a limitação da quantidade de pneus armazenados em certos locais e, fundamentalmente, o incentivo à reciclagem e à valorização.

De acordo com Freires (2007), a legislação sobre a gestão dos pneus em fim de vida é recente, estando mais avançada na União Europeia.

Na Comissão dos países membros da Comunidade Europeia, a legislação sobre a gestão de pneus em fim de vida está associada a diretrizes que adequam a gestão dos pneus-resíduos à realidade de cada estado membro. A diretiva sobre deposição de resíduos em aterros sanitários (Diretiva 1999/31/CE do conselho de 26 de Abril de 1999) determina que os pneus em fim de vida inteiros não podem ser dispostos em aterros desde 2003 e a partir de 2006 nem mesmo os pneus em fim de vida triturados. Esta diretiva define as regras para a deposição de resíduos em aterros, para que sejam seguras e controladas, tentando com isso a eliminação dos riscos que isso acarreta para a saúde pública e para o ambiente. Vem

também garantir que não sejam desperdiçados recursos que deverão ser aproveitados para a produção de energia.

Em Portugal, enquanto estado membro da Comunidade Europeia, foi implementado um sistema de gestão, relativamente aos pneus usados, sendo publicado o Decreto-Lei 111/2001 de 6 de Abril, para responder às imposições da Diretiva do Conselho 1999/31/CE, de 26 de Abril. Posteriormente, foi publicado o Decreto-Lei 73/2011 de 17 de Junho que veio alterar o Decreto-Lei 43/2004 de 2 de Março e o Decreto-Lei 111/2001 de 6 de Abril.

O Decreto-Lei nº 111/2001, de 6 de Abril, estabelece os princípios e as normas aplicáveis à gestão de pneus e pneus usados, tendo como objetivos a prevenção da produção destes resíduos, a recauchutagem, a reciclagem e outras formas de valorização, por forma a reduzir a quantidade de resíduos a eliminar, bem como a melhoria do desempenho ambiental de todos os intervenientes, durante o ciclo de vida dos pneus. O presente diploma é aplicável a todos os pneus colocados no mercado nacional e a todos os pneus usados (Decreto-Lei nº 111/2001, de 6 de Abril).

De referir que o Decreto-lei nº 111/2001, acima referido, estabelece a proibição da combustão de pneus por qualquer forma, exceto para recuperação energética, bem como o encaminhamento para deposição em aterros. De acordo com o mesmo Decreto-lei, no caso em que os pneus sejam utilizados na construção civil, não se considera que o valorizador seja um operador de resíduos e, por isso, não necessita de qualquer licença. Nos termos do Decreto-lei nº 111/2001, a responsabilidade da gestão dos pneus usados terá obrigatoriamente de ser delegada a uma entidade gestora sem fins lucrativos, devidamente licenciada para o efeito. Atualmente, em Portugal o sistema de gestão de pneus e pneus

usados é representado pela Sociedade de Gestão de Pneus, Lda., designada como Valorpneu (Valorpneu, 2011). Neste contexto, foi criado o Sistema Integrado de Gestão de Pneus Usados – SGPU, que se define como sendo um sistema de processos e de responsabilidade que tem como objetivo direcionar os pneus em fim de vida para locais apropriados, sendo estes locais pontos de armazenagem, denominados pela Valorpneu como Pontos de Recolha, promovendo assim a recolha, a separação, a retoma e a valorização de pneus.

2.5. PRODUÇÃO DE PNEUS

2.5.1. PRODUÇÃO MUNDIAL DE PNEUS NOVOS

Segundo Andrade (2007) a procura de pneus é de 60% para reposição e de 40% para veículos novos ligeiros de passageiros; já no que diz respeito a pneus de autocarros e de camiões esta relação é na ordem de 85% de reposição e 15% para veículos novos. Sendo desta forma que se estima a produção anual de pneus.

O volume de produção de pneus de automóveis (para veículos de quatro rodas) no mundo, em 2009, foi estimado em 1,27 mil milhões de pneus, diminuindo 8% em relação ao ano anterior, devido à desaceleração económica global (JATMA, 2011).

Segundo os dados da JATMA (2011), ao nível da distribuição geográfica, a Ásia e a Oceânia lideraram a produção mundial de pneus novos em 2009 (Quadro 1), com 653 milhões de pneus, sendo 440 milhões para automóveis ligeiros de passageiros e 213 milhões para veículos comerciais (incluí camiões e autocarros), representando 51% da produção mundial.

Os valores da produção mundial de pneus, em função da região geográfica, são indicados no Quadro 1.

Quadro 1: Parte da produção mundial de pneus, por região geográfica em 2009 (unidades x10⁶)

	2009			Porcentagem		
	PC	CV	Total	PC	CV	Total
América do Norte	141	34	175	16	10	14
Centro e Sul da América	43	29	72	5	8	6
Europa	256	69	325	28	19	26
Médio Oriente e África	31	14	45	3	4	3
Ásia e Oceânia	440	213	653	48	59	51
Total	910	359	1 270	100	100	100

Legenda: PC - pneus de carros de passageiros; CV - pneus para veículos comerciais, incluindo pneus de caminhões e de autocarros

Fonte: JATMA, 2011

Já em termos de países, a China está em primeiro lugar nos países com maior produção de pneus, como se pode observar no Quadro 2, com um total de 230 milhões; destes, 168 milhões são pneus para automóveis ligeiros de passageiros e 62 milhões para veículos comerciais (onde estão incluídos caminhões e autocarros), representando 18% da produção mundial.

Quadro 2: País com maior produção de pneus novos (unidades x10⁶)

	2009			Porcentagem		
	PC	CV	Total	PC	CV	Total
China	168	62	230	19	17	18
U. S. A.	119	30	149	13	8	12
Japão	105	28	133	12	8	11
Coreia	58	17	75	6	5	6
Alemanha	55	7	62	6	2	5

Legenda: PC - pneus de carros de passageiros; CV - pneus para veículos comerciais, incluindo pneus de caminhões e de autocarros

Fonte: JAMA, 2011

Na Figura 1 apresenta-se a distribuição da produção de pneus nos anos 2008 e 2009.

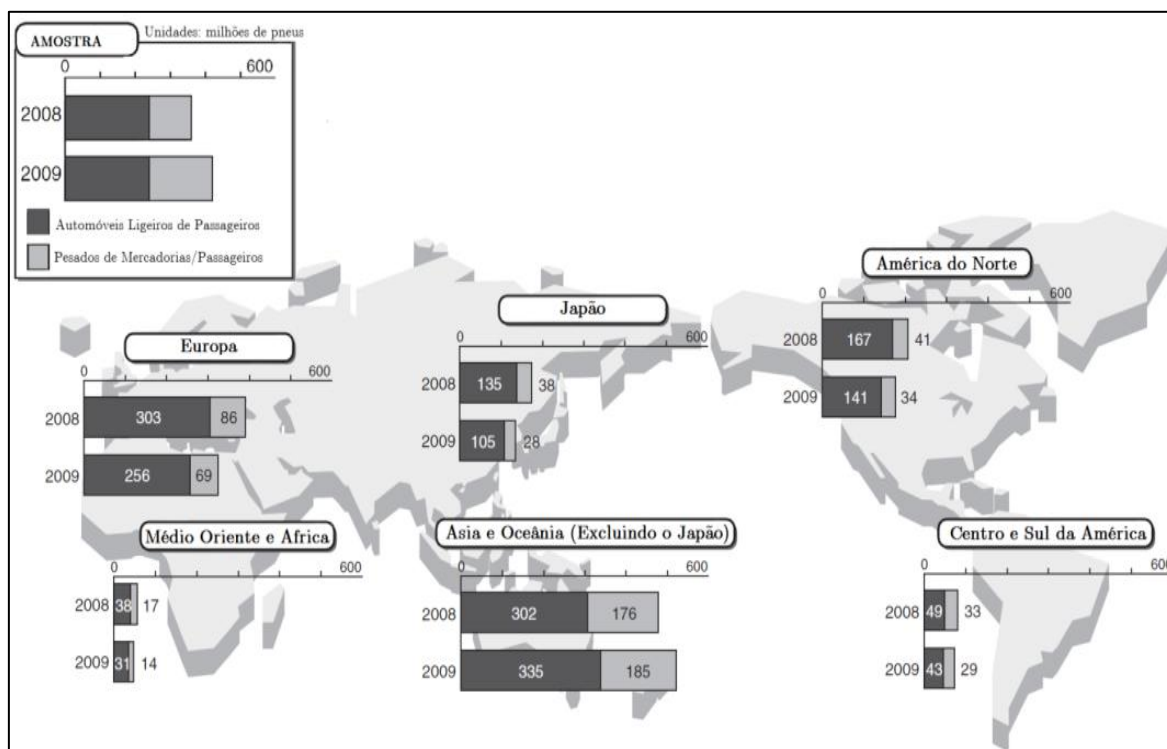


Figura 1: Produção mundial de pneus para automóveis ligeiros e pesados, em milhões de pneus por zona geográfica nos anos 2008 e 2009

Fonte: JATMA, 2011

2.5.2. PRODUÇÃO MUNDIAL DE PNEUS EM FIM DE VIDA

Estima-se que em cada ano, em todo o mundo, cerca de mil milhões de pneus cheguem ao fim da sua vida útil, ou seja, sensivelmente 17 milhões de toneladas. Esta quantidade tem vindo a crescer rapidamente nos últimos anos e as perspetivas para o futuro é que o número aumente.

Os maiores produtores de pneus em fim de vida são os países mais desenvolvidos, como os Estados Unidos da América, os países da Europa e o Japão, na medida que contêm uma grande frota de automóveis, produzindo assim quantidades de pneus usados, em que a maior parte são considerados pneus em fim de vida, sendo os restantes reutilizados novamente ou então recauchutados. Contudo, nesses países, nos últimos anos, assistiu-se a

um bom desempenho na recolha de pneus usados, tendo aumentado drasticamente a taxa de recuperação de pneus em fim de vida, como se pode observar na Figura 2.

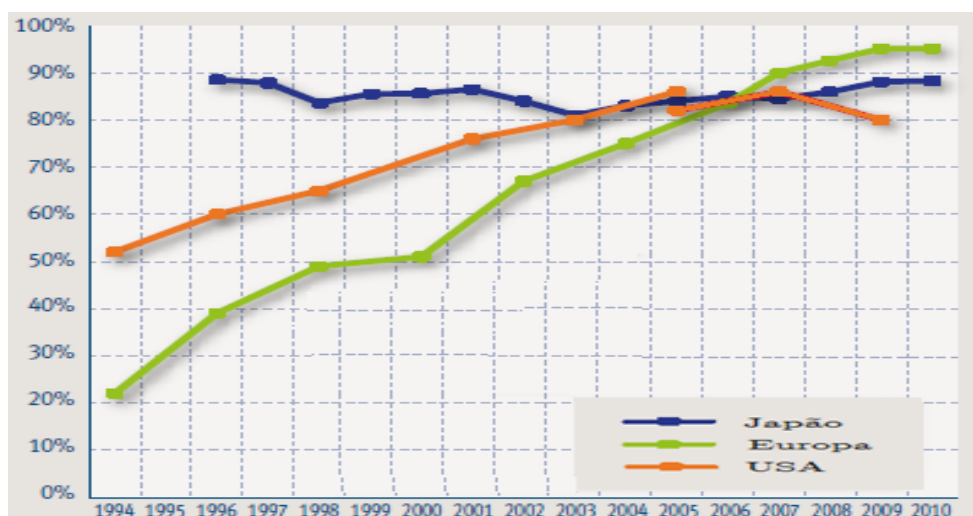


Figura 2: Estimativa da Taxa de Recuperação dos Pneus em Fim de Vida

Fonte: ETRMA, 2011

A Europa tem tido um bom desempenho nos últimos anos, a este nível; esse desempenho melhorou drasticamente a partir de 2000, após ter sido implementada a Diretiva Europeia relativa à deposição de resíduos em aterros, tendo-se refletido em 2010 numa melhor taxa de recuperação dos pneus em fim de vida, com valor próximo dos 96%. Como resultado, apenas 4% dos pneus em fim de vida são atualmente abandonados em aterros sanitários ou têm destinos de recuperação desconhecidos, enquanto a reciclagem, reutilização, recuperação e recauchutagem contribuem para uma substancial recuperação de 96% de pneus em fim de vida (ETRMA, 2011).

Como anteriormente referido, na Europa a estimativa aponta para que aproximadamente 3,2 milhões de toneladas ingressem para a categoria de pneus em fim de vida; são países como Alemanha, Reino Unido, França, Itália, Espanha e Polónia, responsáveis pela grande parte da produção Europeia de pneus usados e pneus em fim de vida, tendo uma produção

anual entre 250 e 600 mil toneladas. Já os restantes países produzem menos de 100 mil toneladas por ano.

Quadro 3: Quantidade de pneus usados e em fim de vida e a sua recuperação na Europa em 2010

Principais Países	Quantidade Pneus Usados (toneladas)	Reaproveitamento dos Pneus Usados (toneladas)		
		Reutilização	Exportação	Recauchutagem
França	381 000	36 000	0	43 000
Alemanha	614 000	10 000	84 000	45 000
Itália	426 000	0	12 000	43 000
Polónia	239 000	0	0	20 000
Espanha	292 000	31 000	0	27 000
Reino Unido	465 000	44 000	54 000	32 000
Portugal	92 000	1 000	2 000	18 000
Total ¹	3 273 000	130 000	186 000	258 000

Principais Países	Quantidade Pneus em Fim de Vida (toneladas)	Recuperação de Pneus em Fim de Vida (toneladas)			Pneus Tratados
		Engenharia Civil	Reciclagem	Recuperação de Energia	
França	302 000	38 000	128 000	147 000	103%
Alemanha	475 000	0	215 000	15 000	105%
Itália	371 000	20 000	80 000	180 000	79%
Polónia	219 000	0	51 000	168 000	100%
Espanha	234 000	8 000	114 000	112 000	100%
Reino Unido	335 000	75 000	149 000	102 000	98%
Portugal	71 000	0	50 000	26 000	105%
Total ¹	2 699 000	242 000	1 073 000	1 248 000	96%

¹Total da União Europeia mais Suíça e Noruega;

Fonte: ETRMA, 2011

2.5.3. PRODUÇÃO DE PNEUS NOVOS EM PORTUGAL

Segundo a Valorpneu (2011), em 2011 foram colocados no mercado Português cerca de 7.048.377 unidades de pneus novos, o que corresponde a 72.785 toneladas, sendo 1.451 colocadas na Região Autónoma da Madeira, 1.442 toneladas na Região Autónoma dos Açores e 69.892 toneladas no Continente. Relativamente aos pneus novos colocados no

mercado, 60.796 toneladas dizem respeito a pneus de substituição, 11.259 toneladas a pneus que equipam veículos novos, 401 toneladas de pneus que equipam veículos usados que são importados e 3.976 toneladas a carcaças importadas. Aos quantitativos referidos há que retirar 2.841 toneladas de pneus que são exportados, não fazendo parte dos pneus que foram colocados no mercado Português (Valorpneu, 2011).

No Quadro 4 está representada a distribuição de pneus por categorias de veículos, podendo constatar-se que os pneus ligeiros de passageiros (turismo) são dos que apresentam uma maior distribuição no mercado Português.

Quadro 4: Produção de pneus novos em Portugal por categoria

Categoria	Pneus novos (unidades)	Pneus novos (toneladas)
Ligeiros de passageiros/turismo	4.392.262	36.317
4x4 “on/off road”	244.799	3.573
Comercial	587.980	7.449
Pesado	270.977	16.496
Agrícola (diversos)	74.841	1.581
Agrícola (rodas motoras)	38.947	2.965
Industrial (8” a 15”)	22.274	322
Maciço (até 15”)	21.695	546
Eng. Civil e Macios (até 24”)	2.265	141
Eng. Civil e Macios (superior a 24”)	4.829	1.393
Moto (superior a 50cc.)	158.161	824
Moto (até 50cc.)	399.695	671
Aeronaves	1.216	10
Bicicletas	828.436	497
Total	7.048.377	72.785

Fonte: Valorpneu, 2012

2.5.4. PRODUÇÃO DE PNEUS USADOS EM PORTUGAL

Em 2011, segundo a Valorpneu (2011), a estimativa apontou para 7.210.276 unidades de pneus usados, o que corresponde a 78.881 toneladas, de acordo com o SGPU; dessas, 1.572

toneladas foram produzidas na Região Autónoma da Madeira, 1.562 toneladas na Região Autónoma dos Açores e 75.747 toneladas no Continente. Desses pneus usados, 53.094 toneladas de pneus foram substituídos, devido ao desgaste, por pneus novos, 17.071 toneladas foram substituídos por pneus recauchutados e 15.455 toneladas por pneus que equiparam veículos usados, que são importados; deve ainda referir-se que 6.73 toneladas foram exportadas.

Como já anteriormente mencionado, em 2011 foram colocados no mercado Português 72.785 toneladas de pneus novos; contudo, produziu-se 78.881 toneladas de pneus usados. Esta diferença deve-se em grande parte aos pneus que são recauchutados; estes são reutilizados várias vezes ao longo do seu ciclo de vida; com isso, cada vez que o pneu é recauchutado corresponde a um pneu usado, não sendo, desta forma um pneu em fim de vida.

2.6. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DE PONTOS DE RECOLHA DE PNEUS USADOS

Uma das medidas da atual legislação corresponde à necessidade da implementação de circuitos de recolha de pneus usados, para assegurar uma correta triagem dos pneus passíveis de recauchutagem e encaminhamento dos restantes para reciclagem ou outras formas de valorização (Decreto-Lei n° 111/2001, de 6 de Abril).

Os pneus usados que são recolhidos devem ser armazenados em locais especializados para o devido efeito, devendo ser licenciados e autorizados em conformidade com a legislação em vigor; esses locais são denominados como pontos de recolha, onde qualquer entidade, pública ou privada, pode entregar quaisquer tipo ou quantidade de pneus, sem qualquer encargo.

Assim, a Valorpneu implementou um sistema de recolha que tem tido sucesso, muito devido ao bom desempenho do SGPU, que tem alcançado elevadas taxas de recolha ao longo dos anos.

Em 2011, existiam 49 pontos de recolha, sendo 40 pontos situados no continente, 8 na Região Autónoma dos Açores e apenas 1 na Região Autónoma da Madeira. Os pontos de recolha aceitam todos os pneus usados, desde que cumpram determinados requisitos, tais como: os pneus em fim de vida não podem apresentar contaminações, e deve ser apresentada toda a documentação necessária para o efeito, como: a guia de acompanhamento de resíduo; fotocópia do cartão de contribuinte e a ficha de caracterização de origens. Posto isto, os pontos de recolha ficam com os pneus em fim de vida, não tendo qualquer encargo financeiro para os seus proprietários. Na figura seguinte está expressa a comparação entre a origem dos pneus e a receção nos pontos de recolha por distritos, em 2011 (Valorpneu, 2011).

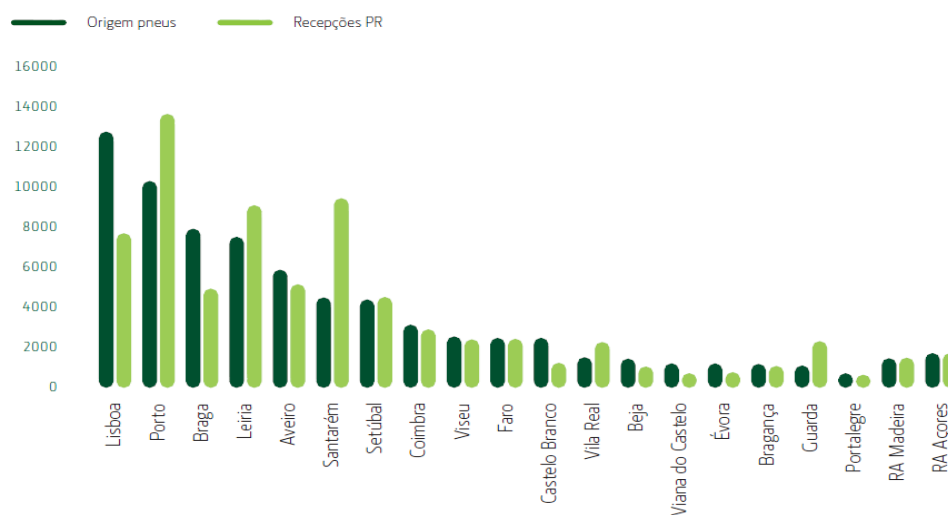


Figura 3: Comparação entre origem de pneus vezes receção nos PR por distritos em 2010 (toneladas)

Fonte: Valorpneu, 2011

2.7. VALORIZAÇÃO DOS PNEUS EM FIM DE VIDA

Os resíduos devem ser valorizados sem pôr em perigo a saúde humana e sem a utilização de processos ou métodos suscetíveis de prejudicar o ambiente (Diretiva 75-442-CEE). Os materiais constituintes do pneu podem ser recuperados e utilizados, fazendo com que o pneu seja um resíduo 100% reciclado.

A Valorização de acordo o artigo nº2 do Decreto-Lei nº 111/2001 de 6 de Abril 2001 visa a utilização de pneus em fim de vida para outros fins que não os iniciais, nomeadamente a reciclagem de pneus, a valorização energética, bem como a sua utilização na construção civil, na proteção de embarcações, molhes marítimos ou fluviais e no revestimento dos suportes dos separadores de vias de circulação automóvel.

Em conformidade com o Decreto-Lei n.º 111/2001, de 6 Abril, foi estabelecida uma hierarquia na gestão dos pneus em fim de vida, tendo sido definido como prioritária a prevenção da sua produção, aliada ao aumento da vida útil dos pneus, a promoção da recauchutagem e a implementação e desenvolvimento de sistemas de reciclagem e de outras formas de valorização dos pneus usados, nomeadamente, ao nível da construção civil.

Em Portugal, a rede atual da valorização da Valorpneu conta com um total de oito infraestruturas para a recolha de pneus em fim de vida. Os pneus fim de vida recolhidos no âmbito do SGPU têm como destino a recauchutagem, reciclagem, valorização energética e fragmentação.

Do processo de reciclagem é obtido um granulado de borracha, cuja principal utilização verificada em 2011 foi o enchimento de campos de futebol de relva sintética, mantendo-se a sua comercialização fortemente dependente deste mercado e o que justifica uma maior

valorização ao nível da reciclagem. Além deste tipo de aplicação, o granulado de pneus reciclados tem ainda outros âmbitos de utilização, misturas betuminosas com borracha (MBB), entre outras.

Em Portugal, as tecnologias mais utilizadas para a reutilização dos pneus são: a reciclagem e a valorização energética, que conta com cerca de 80,5% da valorização dos pneus. Em 2011 cerca de 47.570 toneladas (52,7%) foram enviadas para a reciclagem, 21.928 toneladas (27,8%) tiveram como finalidade a valorização energética e 9.383 toneladas (19,5%) foram encaminhadas para a recauchutagem bem como para a reutilização (Valorpneu, 2011).

3

CARACTERIZAÇÃO DOS PNEUS

O pneu é um dos elementos fundamentais para o bom funcionamento de qualquer veículo e sem dúvida um dos mais importantes, pois faz a ligação do veículo ao solo, tendo como função suportar o peso do veículo e transformar a força do motor em tração, garantindo estabilidade nas curvas. Por isso, é fundamental conhecer as suas características para que possam ter maior rendimento nas várias circunstâncias.

Goodyear (2010) define mecanicamente o pneu como um recipiente de pressão e único ponto de apoio do veículo à superfície da estrada e tendo como principais funções: capacidade de suportar e transportar cargas, capacidade de amortecer impactos, capacidade de resposta direcional e capacidade de aderência ao solo. Estas funções devem permanecer praticamente estáveis, oferecendo uma durabilidade satisfatória e, sobretudo, proporcionando segurança durante todo o seu tempo de utilização. Já a Continental (2008) caracteriza o pneu como sendo uma componente técnica complexa, devendo executar uma variedade de funções, como amortecer, assegurar boa estabilidade direcional e um período de vida de longo prazo. O mais importante de tudo, porém, é que deve ser capaz de transmitir as forças longitudinais e laterais, provenientes da frenagem e das curvas, a fim de assegurar ótima qualidade de aderência ao pavimento.

3.1. TIPO

No processo de fabricação de pneus existem dois tipos de pneus, os radiais e os pneus diagonais ou convencionais. Porém, existem vários modelos de pneus, para satisfazer as diversificações do mercado. Os pneus podem variar quanto ao seu tamanho, ao tipo de borracha utilizada e ao tipo de piso, conforme a superfície a que são destinados.

De acordo com o fabricante *Hankook driving emotion*² os pneus diagonais são constituídos por sobreposição cruzada de tecido de fibra têxtil, nylon ou poliéster, que é colocado em camadas sobre a carcaça do pneu de forma diagonal, fazendo um ângulo que varia de 25 a 40 graus em relação à linha central da faixa de atrito.



Figura 4: Pneus do tipo diagonal

Fonte: <http://www.hankooktire-eu.com/es/tecnologia/tipos-de-neumaticos/segun-la-estructura.html>

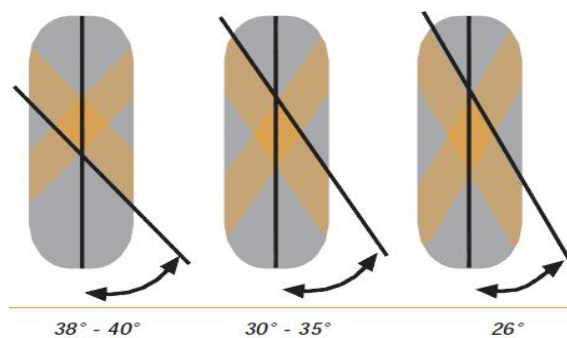


Figura 5: Ângulo formado pelo tecido têxtil no pneu diagonal

Fonte: Continental, 2008

² <http://www.hankooktire-eu.com/es/tecnologia/tipos-de-neumaticos/segun-la-estructura.html>

Por sua vez, os pneus radiais são os mais utilizados, pois permitem a condução a uma maior velocidade e proporcionam uma maior estabilidade. Sendo constituídos por cordões de fibra têxtil, nylon ou poliéster, que são executados numa linha radial, formando um ângulo de 90 graus com a linha central da faixa de atrito, revestidos por borracha, e ainda composto por uma estrutura interna de aço designada por cintura metálica, que fornece maior estabilidade ao pneu (Honkook driving emotion² e Michelin³). Segundo a Michelin, este modelo tem funções diferentes entre o piso e a sua parte lateral.

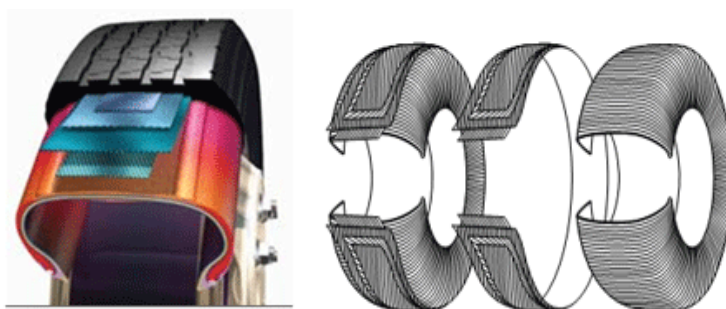


Figura 6: Pneus do tipo radiais

Fonte:<http://www.hankooktire-eu.com/es/tecnologia/tipos-de-neumaticos/segun-la-estructura.html>

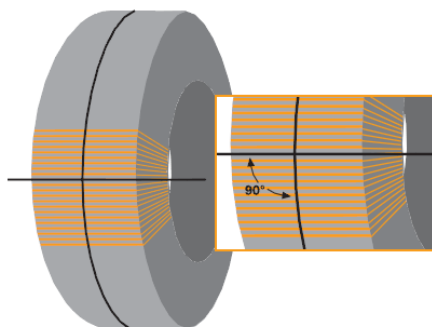


Figura 7: Ângulo formado pelo tecido têxtil no pneu radial

Fonte: Continental, 2008

³ <http://www.michelin.pt>

Com o aparecimento dos pneus radiais, os pneus diagonais têm vindo a ser menos utilizados.

3.2. DIMENSÃO

Devido à diversidade de uso, os fabricantes de pneus oferecem uma vasta gama de modelos com várias dimensões e pisos, dependendo do tipo de utilização, a carga e a velocidade de circulação.

O Quadro 5 apresenta as possíveis dimensões da secção transversal que um pneu pode ter para um veículo de turismo, 4x4 e comerciais, de acordo com a Michelin⁴ e a Pirelli⁵.

Quadro 5: Dimensões transversais dos pneus

Dimensões	145	155	165	175	185	185	195	205	215	225	235
(mm)	245	255	265	275	285	295	305	315	325	335	345

Fonte: Michelin⁴ e Pirelli⁵

Num pneu são indicadas várias medidas, como exemplo 175/70 R 13 82 T, em que 175 representa a largura do pneu em mm (largura transversal) e 70 indica a relação percentual entre a altura e a largura da secção do pneu. Por sua vez, o R indica pneu radial, podendo ser também definido por D, de diagonal. Já o numérico 13 indica o diâmetro interno do pneu em polegadas (o diâmetro da jante), tendo como possíveis diâmetros 13”, 14”, 15”, 16”, 17”, 18”, 19”, 20”, 21” e 22” (mínimo e máximo) para veículos de turismo, de acordo com Pirelli. O 82 representa o índice de carga, ou seja, a capacidade de carga máxima que

⁴ http://www.michelin.pt/pneus-turismo/pneus-turismo/#type=type_3

⁵ <http://www.pirelli.com/tyre/pt/pt/car/catalog.html>

o pneu pode suportar, como representado na Figura 8. Por último, o T indica a velocidade máxima a que o pneu pode ser submetido, designado como índice de velocidade.

IC	Kg	IC	Kg	IC	Kg	IC	Kg	IC	Kg	IC	Kg
0	45	10	60	20	80	30	106	40	140	50	190
1	46,5	11	61,5	21	82,5	31	109	41	145	51	195
2	47,5	12	63	22	85	32	112	42	150	52	200
3	48,7	13	65	23	87,5	33	115	43	155	53	206
4	50	14	67	24	90	34	118	44	160	54	212
5	51,5	15	69	25	92,5	35	121	45	165	55	218
6	53	16	71	26	95	36	124	46	170	56	224
7	54,5	17	73	27	97,5	37	127	47	175	57	230
8	56	18	75	28	100	38	130	48	180	58	236
9	58	19	77,5	29	103	39	133	49	185	59	243
60	250	70	335	80	450	90	600	100	800	110	1060
61	257	71	345	81	462	91	615	101	825	111	1090
62	265	72	355	82	475	92	630	102	850	112	1120
63	272	73	365	83	487	93	650	103	875	113	1150
64	280	74	375	84	500	94	670	104	900	114	1180
65	290	75	387	85	515	95	690	105	925	115	1215
66	300	76	400	86	530	96	710	106	950	116	1250
67	307	77	412	87	545	97	730	107	975	117	285
68	315	78	425	88	560	98	750	108	1000	118	1320
69	325	79	437	89	580	99	775	109	1030	119	1360

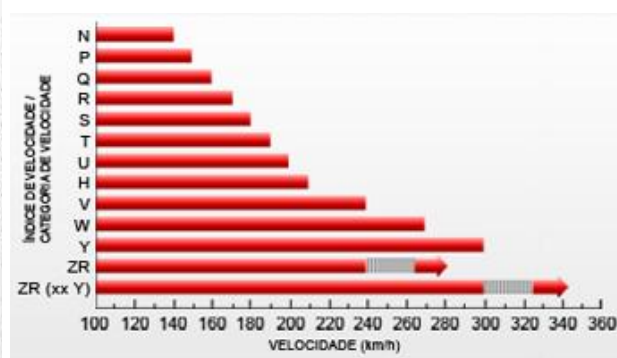


Figura 8: Índice de carga e de velocidade

Fonte: http://www.pirelli.com/tyre/pt/pt/car/genericPage/all_about_tyres

3.3. CONSTITUIÇÃO

Inicialmente, os pneus eram produzidos totalmente com borracha natural, obtida do látex proveniente de árvores e outras plantas; porém, os pneus foram contendo quantidades de borracha sintética, borracha essa que contém compostos químicos idênticos aos da borracha natural. Nos dias atuais a maior parte dos pneus são confeccionados com aproximadamente 10% de borracha natural, 30% de borracha sintética e 60% de aço e tecidos, que servem para fortalecer a estrutura do pneu (Filho, 2005), incluindo, assim, cerca de 60 matérias-primas na fabricação de um pneu de carro típico.

Em geral, os pneus são constituídos por uma capa de borracha sintética, carcaça, talão, arcos de talão, flanco de borracha, lonas de reforço, lonas de topo e faixa de atrito, como se descreve seguidamente na Figura 9, de forma esquemática, para um pneu de automóveis ligeiros.

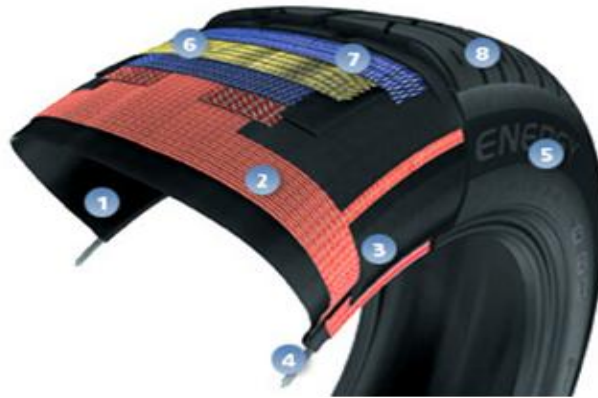


Figura 9: Constituição de um pneu de automóvel ligeiro

Fonte:<http://www.michelin.pt/pneus-turismo/conselhos/tudo-sobre-o-pneu/o-que-compoe-um-pneu>

- 1- **Capa de Borracha Sintética** - camada de borracha sintética situada no interior do pneu que garante a retenção do ar, funcionando, assim, como câmara-de-ar.
- 2- **Carcaça** – é composta por cabos finos de nylon ou poliéster, que são dispostos no sentido diagonal ou radial e revestidos a borracha. É sobre a carcaça que são colocadas as lonas e as camadas de borracha que formam o pneu.
- 3- **Zona Baixa** – é a ligação da zona em contacto com o solo e a jante.
- 4- **Aro de talão** – formado por fios de aço inextensíveis.
- 5- **Flanco de borracha macia** – é constituído por borracha reforçada e flexível.
- 6- **Lonas de reforço** – constituídas por finos cabos de aço revestidos de borracha.

- 7- **Lonas de topo** – constituída por cordões de nylon, revestida por camadas de borracha.
- 8- **Faixa de atrito** – parte do pneu que está em contacto direto com a estrada, formada por uma camada de borracha que contém uma série de ranhuras que dão origem ao piso.

No entanto, cada fabricante de pneus tem a sua própria fórmula especial para fornecer características únicas da marca, mas em geral partilham muitas semelhanças e contêm todos os ingredientes necessários para proporcionar qualidade ao pneu (Shulman, 2005). Além disso, dentro da própria marca a composição do pneu varia de modelo para modelo e também varia segundo a categoria do veículo.

3.4. RESISTÊNCIA MECÂNICA

Tal como foi referido, o pneu é um elemento composto por borracha, materiais reforçados por fibras sintéticas e aços de alta resistência, que produz um material com propriedades únicas, tais como: resistência à tração e à fricção muito elevada, flexibilidade e propriedades mecânicas que permanecem disponíveis mesmo no fim de vida (Huat, Aziz, e Chuan, 2008).

Segundo os mesmos autores (Huat, et al., 2008), não existe nenhum padrão de testes para a resistência à tração de um pneu em fim de vida. No entanto, nos seus estudos experimentais, constataram que pneus em fim de vida poderiam facilmente ter um comportamento relativamente à resistência à tração de 20 kN. Realizaram dois ensaios relativamente às propriedades físicas e mecânicas dos pneus, utilizando treze pneus em fim de vida, com dimensões R 12 e R 15. O primeiro ensaio foi realizado com os pneus

inteiros, utilizando uma máquina de tração. O pneu foi tracionado com uma taxa constante de 50 mm/min, e obteve-se uma média de resistência máxima à tração de 55,81 kN.

Já num segundo ensaio, foram estudados o módulo de elasticidade, bem como a resistência à tração. Neste ensaio, os pneus foram cortados em 100 mm de largura e 300 mm de comprimento. Foi fixada uma taxa de deformação de 10% por minuto, tendo-se obtido uma resistência máxima a variar de 21,293 a 59,754 kN, registrando-se alongamentos na ordem dos 9,94% a 50,10%. Os máximos valores registados para o módulo de elasticidade foram entre 1928,95 N/mm a 3721,90 N/mm.

Verifica-se também que o processo de corte das amostras de pneus induzia grandes perturbações relativamente ao comportamento do pneu à tração. A estrutura de anel de um pneu é um elemento contínuo que é concebido para distribuir as tensões uniformemente a toda a estrutura (Huat, et al., 2008).

AS DIFERENTES TIPOLOGIAS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE

4.1. DEFINIÇÃO DE ESTRUTURAS DE SUPORTE

As estruturas de suporte são obras de engenharia executadas com a finalidade de providenciar a estabilidade de maciços de terra ou de rocha.

A análise de uma estrutura de contenção consiste no estudo do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo ou rocha e a própria estrutura. Este equilíbrio é condicionado pelas características de resistência, de deformabilidade, de permeabilidade e pelo peso próprio desses dois elementos, além das condições que regem a interação entre eles (Costa, 2010).

As estruturas de suporte incluem todos os tipos de muros ou sistemas de contenção nos quais elementos estruturais estão combinados com solo ou rocha. As obras de suporte classificam-se, assim, em estruturas flexíveis e em estruturas rígidas.

4.2. ESTRUTURAS FLEXÍVEIS

O Eurocódigo 7 define estruturas de contenção flexíveis como estruturas relativamente pouco espessas, habitualmente de aço, betão ou madeira, suportadas por ancoragens,

escoras e (ou) pelo maciço mobilizado de forma passiva. Estas estruturas devem ter um peso pouco significativo para o volume de solo a conter (ao contrário dos muros de gravidade) e grande capacidade de suportar os esforços a que estão sujeitas (Matos, 2010). Neste tipo de estruturas a deformação por flexão é significativa. Devido a essas deformações, existem pontos que apresentam maiores deslocamentos relativamente a pontos vizinhos. Estas diferenças ao longo da altura da parede induzem um mecanismo de efeito de arco que agrava as pressões de terras nas zonas com deslocamentos mais reduzidos e reduz as mesmas nas zonas com maiores deslocamentos (Sousa, 2008).

Estas estruturas podem ser agrupadas em monoapoiadas, autoportantes e multiapoiadas. As cortinas monoapoiadas caracterizam-se pela presença de um nível de apoio, geralmente junto ao topo, materializado, em regra, por escoras ou ancoragens. As cortinas autoportantes são encastradas no solo, devido à mobilização dos impulsos passivos à frente da cortina, dispensando, assim, qualquer outro elemento de apoio. Por último, as cortinas multiapoiadas possuem vários níveis de apoio ao longo da sua altura, constituídas geralmente por escoras ou ancoragens (Sousa, 2008). O que distingue este tipo de estruturas das designadas rígidas são os elementos que lhe conferem estabilidade, os materiais que são utilizados e o processo construtivo.

O seu processo de construção pode apresentar-se em duas vertentes. As cortinas ou paredes podem ser construídas antes da escavação, sendo inseridas no terreno por cravação ou por abertura de valas ou, então, podem ser executadas durante a escavação, sendo a construção realizada à medida que se vai escavando.

Para a escolha do tipo de estruturas flexíveis é essencial a análise de vários fatores, como, por exemplo: a profundidade que é necessário escavar, as características geológicas e

geotécnicas do terreno, o nível freático e se a estrutura é de carácter provisório ou temporário. Após análise dos vários fatores pode optar-se pela estrutura que a estes melhor se adequa.

4.2.1. CORTINAS TIPO BERLIM

Segundo Sousa (2008) “*as cortinas tipo Berlim são uma das formas mais antigas de estruturas de contenção usadas em escavações profundas. Surgiram em obras de construção do metropolitano em cidades como Berlim, Nova Iorque e Londres*”.

Este tipo de estruturas é utilizado quando a contenção é de carácter provisório, uma vez que possibilita recuperar os materiais aplicados quando a contenção deixar de ser necessária. Também pode ser utilizado em situações em que a contenção seja de carácter definitivo. Neste caso, os painéis são de betão armado, betonados “*in situ*” entre os perfis metálicos, podendo ser ancorados, caso seja necessário (Guerra, et al, 2003).

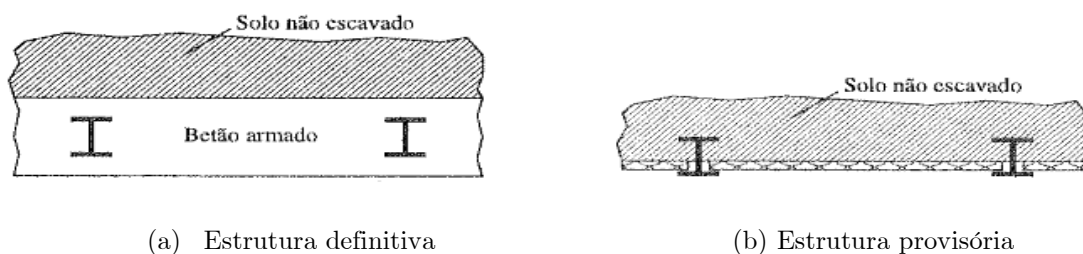


Figura 10: Comparação entre cortinas tipo Berlim definitivas e provisórias

Fonte: Guerra, et al, 2003

As cortinas tipo Berlim provisórias implicam a introdução de perfis metálicos H ou I no terreno, colocados na vertical e com os banzos paralelamente à face da escavação, garantindo a absorção das pressões do terreno através da sua rigidez à flexão (Guerra, et al, 2003). Estes perfis são espaçados geralmente de 1,5 a 3,5 metros uns dos outros, ao

longo do perímetro da futura escavação, que se processa com entivações simultâneas, com a aplicação de pranchas de madeira, para contenções de curta duração e elementos pré-fabricados (placas metálicas ou de lajes de betão), para contenções de carácter mais duradouro. Os elementos horizontais são encaixados entre os perfis verticais e o terreno e dispostos uns sobre outros, conforme a escavação avança. Os perfis verticais são estabilizados por escoras ou ancoragens (Coelho, 1996).

Por seu turno, as estruturas de contenção tipo Berlim de carácter definitivo consistem na instalação de perfis metálicos, do mesmo modo que nas estruturas de carácter temporário. Posteriormente, é executada uma viga de coroamento, seguida da escavação de um primeiro nível por painéis alternados; coloca-se a armadura e a cofragem e betonam-se esses painéis, podendo ser necessário ancorá-los. Concluído o primeiro nível, executam-se, do mesmo modo, os níveis seguintes até se atingir a profundidade desejada. Segundo Guerra et al, (2003), os perfis verticais não são usualmente contabilizados como elementos conferindo rigidez à flexão, uma vez que essa função é conseguida através da parede de betão armado, sendo a função dos perfis verticais apenas a de transmitir as cargas verticais que provêm do peso próprio da parede de betão e da componente vertical das forças das ancoragens.

As principais vantagens das estruturas tipo Berlim são: serem construções económicas, reaproveitarem o material, no caso das estruturas de carácter temporário, e não necessitarem de mão-de-obra especializada. Por sua vez, apresentam como desvantagem o mau desempenho para níveis freáticos elevados, menor rigidez face a outros tipos de estruturas de contenção, poderem ser afetados por imprecisão da verticalidade na cravação dos perfis metálicos, além de poderem provocar vibrações indesejadas e estarem relativamente limitadas em termos de profundidade (Sousa, 2008).



a) Cortinas tipo Berlim temporárias

b) Cortinas tipo Berlim definitivas

Figura 11: Cortinas tipo Berlim

Fonte: <http://www.engenhariacivil.com/cortinas-contencao-tipo-berlim>

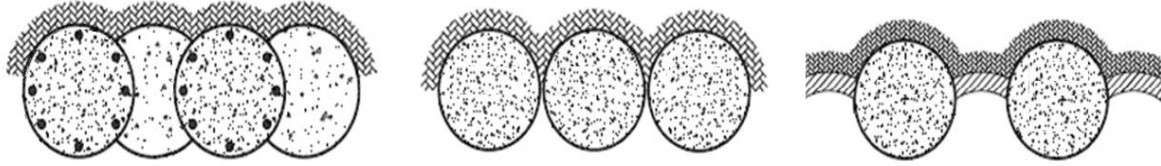
4.2.2. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

As cortinas de estacas moldadas são utilizadas como estruturas de caráter permanente e para contenções que atinjam profundidades consideráveis.

As cortinas de estacas moldadas de betão armado são constituídas por estacas e por uma viga de coroamento que as une no topo. Este tipo de estrutura é realizado anteriormente à escavação, executando-se inicialmente as estacas pelos métodos correntes (perfuração, estabilização do terreno, colocação da armadura e betonagem), procede-se com a escavação até ao nível necessário para realização da viga de coroamento, e por fim, realiza-se o resto da escavação, (Nunes, 2010). A cortina é geralmente estabilizada com o uso de escoras ou de ancoragens, aplicadas, em regra, em vigas de repartição.

As cortinas de estacas moldadas podem ainda ser subdivididas em secantes, contíguas ou espaçadas, consoante o espaçamento entre elas. A utilização destas diferentes soluções tem como objetivo controlar os problemas que possam associar-se à coesão do solo, à posição do nível freático e à estanquidade exigida para a obra a realizar, ou seja, ao controlo da

permeabilidade aumentando, diminuindo ou anulando o espaçamento entre as estacas (Nunes, 2010). As diferentes soluções dos sistemas construtivos são ilustradas na Figura 12. Nas cortinas de estacas separadas é comum a utilização de projeção de betão nos espaços entre estacas.



(a) Cortina de estacas secantes (b) Cortina de estacas contíguas (c) Cortinas de estacas separadas

Figura 12: Secção transversal das diferentes cortinas de estacas

Fonte: Meireles e Martins 2006

De salientar a particularidade da construção das cortinas de estacas secantes, sendo estas diferentes das outras duas soluções, uma vez que existem duas fases construtivas distintas. A primeira fase é constituída por estacas primárias, que usualmente são construídas com betão de resistência inferior às estacas secundárias e sem armadura. Antes que o betão das estacas primárias obtenha uma resistência elevada, é executada a segunda fase, que consiste na perfuração destas, pelas estacas secundárias, já com armadura, resultando assim a estrutura final.

Estas estruturas de contenção têm associadas vantagens e alguns problemas que é necessário ter em atenção. Apresentam como vantagens a possibilidade de a realização das estacas constituírem uma prospeção geotécnica complementar cujos resultados podem comparar-se com os dados admitidos em projeto; tem ainda as vantagens associadas à ampla gama de diâmetros de estacas disponíveis na construção e à possibilidade de atingir grandes profundidades. No entanto, tem como desvantagens a dificuldade em manter a

verticalidade de todas as estacas, o controlo do recobrimento das armaduras e a necessidade de mão-de-obra e de equipamento especializado.

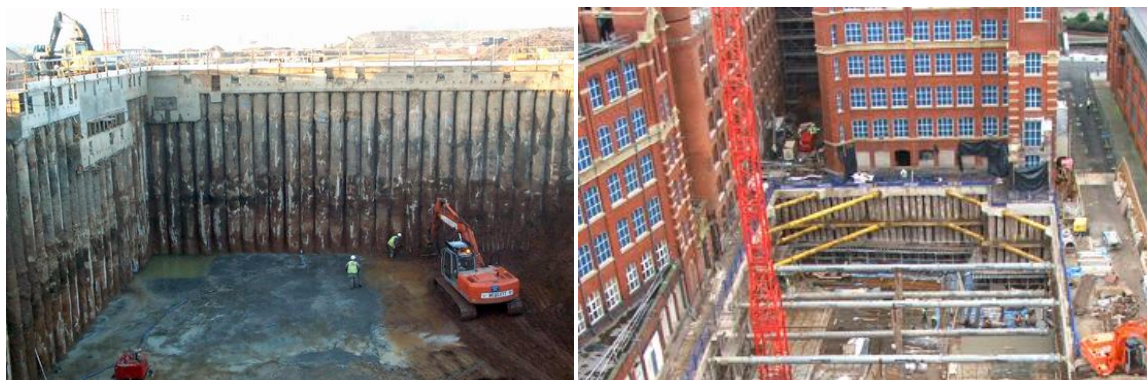


Figura 13: Cortinas de estacas moldadas

Fonte: <http://www.terraingeotech.com/papers.html#papers>

4.2.3. PAREDES MOLDADAS

Segundo Coelho (1996), “*Chama-se parede moldada no solo ao muro ou cortina, executada no solo, em grandes painéis sucessivos, betonados em trincheira escavada mecanicamente.*”

As paredes moldadas são estruturas de betão armado, moldadas “*in situ*” ou pré-fabricadas em betão armado ou pré-esforçado. São estruturas de carácter definitivo, para escavações profundas, podendo ser utilizadas como elementos de fundação, como paredes resistentes de caves e também como elementos de impermeabilização, na medida que impedem a infiltração de água no interior da escavação, quando o nível freático se encontra elevado.

As paredes moldadas são executadas previamente à escavação e consistem na construção faseada de painéis de betão armado. O sistema construtivo baseia-se na construção de muros-guia para definir o alinhamento da estrutura. Em seguida, entre os muros-guia, sem cofragem, é aberta uma vala ao longo do eixo da parede, executada habitualmente com um balde de maxilas, e introduzindo no seu interior lamas bentoníticas que asseguram a

estabilidade da contenção do terreno durante as operações de escavação. Concluído o procedimento anterior, é instalada no interior da vala uma armadura pré-montada e betonada de baixo para cima, de forma a expulsar as lamelas betônicas do seu interior, dando origem à parede moldada. Após a sua execução, procede-se à escavação do terreno, situado no interior da parede moldada.

Este tipo de estrutura de contenção é adequado a grandes profundidades, normalmente entre os 15 e os 30 metros. Nunes (2010) refere que a profundidade não é nenhuma fronteira, pois a profundidade só é limitada pelos meios disponíveis para a sua execução (tenha-se como exemplo a barragem de La Villita no México, onde foram atingidas profundidades de 90 metros). Para conseguir escavações de grande profundidade é utilizada a hidrofresa, que além de escavar grandes profundidades tem capacidade de escavar em solos e rochas de natureza e resistência variada. Relativamente à espessura da parede, esta pode variar entre 0,4 e 1,2 metros.



Figura 14: Parede moldada em betão armado

Fonte: <http://www.stroyinject.com/en/galleries/bulgaria-mall-multifunctional-entertainment-center>

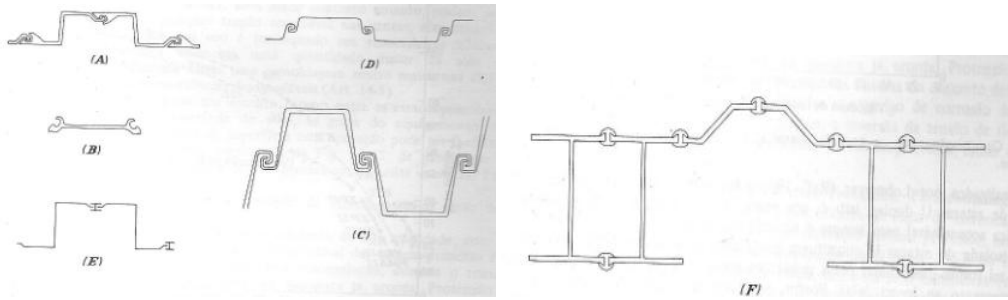
4.2.4. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHAS

Para formar cortinas de estacas-pranchas, é necessária a cravação vertical no solo (por percussão ou vibração) de perfis laminares, constituídos por estacas-pranchas justapostas, formando-se por aposição sequencial das juntas das secções adjacentes das cortinas, de modo a formar uma parede contínua e estanque.

Este tipo de contenção tem como propósito a contenção de solo em escavações verticais e também a interseção de fluxos de água através do terreno ou a contenção de água, sendo portanto frequentemente utilizado em obras com uma forte componente hidráulica (Matos, 2010). Na eventualidade deste tipo de contenções atingir uma elevada profundidade é necessário realizar o seu escoramento.

As estacas-pranchas podem ser de aço, de madeira ou ainda de betão armado; contudo, o material mais utilizado é o aço, uma vez que existe uma grande variedade de secções transversais, bem como de gamas de resistência, sendo mais fácil a sua cravação no solo, a garantia da estanquidade, para além da vantagem económica face à possibilidade de reutilização dos perfis, no caso de profundidades consideráveis, caso contrário esta recuperação torna-se dispendiosa.

Se as pranchas de aço tiverem que resistir a impulsos associados ao solo ou à água, trabalhando como vigas verticais apoiadas em longarinas, é de máxima importância a sua resistência à flexão, a qual é governada pelo módulo de flexão do perfil. Nesse caso empregam-se perfis de alma grande, do tipo estaca-prancha em U, correspondendo às estacas-pranchas Larssen europeias, (Figura 15), (Tschebotarioff, 1978).



(A) Hoesch e Frodingham; (B) Arbed-Belval; (C) e (D) Larssen; (E) e (F) Peine
Figura 15: Alguns perfis tipos de estacas-pranchas europeias e as suas ligações

Fonte: Tschebotarioff, 1978

Segundo Sousa (2008) as principais vantagens deste sistema são a facilidade em trabalhar abaixo do nível freático e mesmo dentro de água, a formação de uma parede de contenção contínua, a estanquidade à água e o baixo peso comparativamente à solução de betão armado. Apresenta ainda como desvantagens a corrosão a longo prazo, se estiver permanentemente em contato com a água; a dificuldade em garantir a verticalidade na cravação dos perfis. O processo de cravação em terrenos mais resistentes torna a escavação difícil, podendo danificar as estacas-pranchas.



Figura 16: Estacas-pranchas

Fonte: http://www.tuenkers.com.br/tunkersConstrucao/obras/obra_06.html

4.3. ESTRUTURAS RÍGIDAS

Nesta designação englobam-se as estruturas de contenção de terras de grande rigidez, isto é, as estruturas que sob a ação dos impulsos de terras, ainda que experimentem deslocamentos, não exibem praticamente deformações (Matos Fernandes, 1990). Os muros de suporte de terras conferem estabilidade ao conjunto estrutura-solo através da grande massa que possuem. A resistência ao derrubamento e ao escorregamento pela base é conferida na sua maior parte pelo peso próprio da estrutura de suporte (Menezes, 1990).

A principal vantagem deste tipo de estruturas é a sua simplicidade de execução, pois a sua construção não requer, em geral, mão-de-obra especializada. No entanto, tem como desvantagem consumir muito material em estruturas de grande porte, o que restringe a sua utilização a estruturas de pequeno e médio porte (Costa, 2010).

Neste tipo de estruturas de contenção os materiais utilizados e o formato da estrutura podem ser muito variados, tendo como forma base um corpo maciço, que pode ser constituído por betão ciclópico, betão armado, pedras ou gabiões. Nesta tipologia enquadram-se também os muros constituídos por pneus em fim de vida, objeto desta dissertação.

Em função do tipo de material e do formato utilizado para a sua construção, estas estruturas rígidas podem designar-se por muros de gravidade, muros de consola, muros de gabiões, muros de terra armada, muros “crib walls”, muros de solo reforçado com geotêxtil e muros de pneus.

4.3.1. MUROS DE GRAVIDADE

Os muros de gravidade são os mais utilizados em contenções de terras, sendo estruturas de pedra, de betão ciclópico ou de betão simples, nas quais o peso próprio da estrutura e, por vezes, o de massas estabilizantes de solo, de rocha ou de aterro de reenchimento, desempenham uma função significativa na estabilidade da contenção (Matos Fernandes, 1990; Nunes, 2010). Estas estruturas são de grande rigidez, sendo por isso desprezáveis as deformações por flexão e os impulsos são calculados através das teorias clássicas de Mecânica dos Solos (Nunes, 2010).

Os muros de alvenaria de pedra podem ser realizados com ou sem argamassa para preencher os vazios dos blocos de pedra; a sua resistência resulta exclusivamente da sobreposição dos blocos de pedras que são travadas contra o solo de aterro à medida que se executa o muro. Os muros de pedra sem argamassa têm a vantagem de, em regra, não necessitarem de qualquer sistema de drenagem de água e de terem custos reduzidos, relativamente aos muros impermeáveis, ou seja, aos muros de alvenaria de pedra que contêm argamassa e aos muros de betão ciclópico; nestes casos, é imprescindível a instalação de um sistema de drenagem.

Os muros de betão ciclópico podem incorporar, aquando da betonagem, blocos de pedra, sendo o volume máximo de blocos de $0,4 \text{ m}^3$ por metro cúbico de betão ciclópico (Coelho, 1996). Estes, normalmente, têm uma secção transversal trapezoidal, podendo ser com faces inclinadas ou em degraus, o que pode resultar numa redução de custo e de material significativo. A base deste tipo de muros deve ser apoiada numa cota inferior à do terreno, para que não se dê a rotura por deslizamento pela base, um dos estados limites pertinentes a considerar neste tipo de estruturas de suporte. Para garantir um adequado comportamento destes muros é de extrema importância a sua drenagem.

As grandes vantagens destas estruturas são a facilidade e a rapidez de execução, não necessitarem de mão-de-obra ou de equipamento especializado e, no caso de muros de alvenaria sem argamassa não é, em regra, necessária a colocação do sistema de drenagem.



a) Muro de alvenaria de pedra

b) Muro de betão ciclópico

Figura 17: Muro de alvenaria de pedra e de betão ciclópico

Fonte:<http://www.normuro.com/fotos.php>; <http://buildingfix.wordpress.com/2011/04/13/construcao-de-uma-moradia/dsc03519/>

4.3.2. MUROS DE CONSOLA OU FLEXÃO

Os muros de consola são estruturas de suporte de terras, invariavelmente de betão armado, e que diferem dos muros de gravidade essencialmente por se poderem contabilizar esforços resistentes de flexão, havendo para isso necessidade de se calcular a armadura da sapata e do muro e ter especial cuidado na ligação entre ambos (Nunes, 2010).

Estes tipos de estruturas são vulgarmente designadas por muros em L, devido à sua configuração em L, que tem como principal objetivo a diminuição do volume da estrutura, embora muitas vezes a sapata se prolongue ainda significativamente para o lado oposto das terras suportadas, nomeadamente, para garantir a segurança em relação ao derrubamento.

A estabilidade da estrutura é garantida pelo peso do solo de aterro que age sobre a sapata do muro, fazendo com que o conjunto de solo e do muro trabalhe como um muro de gravidade. Neste tipo de muros os esforços estruturais crescem muito rapidamente com a altura do muro. Por isso, a partir de uma determinada altura de terras suportadas passa a ser vantajosa a construção auxiliar de paredes de betão armado, perpendiculares ao muro de betão armado e espaçadas umas em relação às outras, ao longo do desenvolvimento do muro; estes muros são designados por muros de contrafortes. Estes muros permitem reduzir a espessura e a armadura do paramento vertical e também da própria sapata (Matos Fernandes, 2011). Também pode ser construído um muro com placa estabilizadora. Essa placa divide os impulsos atuantes no muro em duas parcelas, sendo contabilizado como peso estabilizador apenas o que está em cima da placa estabilizadora. Em todos os muros de flexão é importante a instalação de um sistema de drenagem. Estes muros apresentam como vantagens a sua esbelteza, a sua aplicabilidade em quaisquer tipos de solicitações, facilidade de construção, mão-de-obra e equipamento não especializados e a possibilidade de contenção de alturas de terras consideráveis.



Figura 18: Muro em consola ou de flexão

Fonte: <http://www.prodystone.com/ServicoDetalhes.aspx?id=8>

4.3.3. MUROS DE GABIÃO

Segundo Matos Fernandes (1990), é discutível a classificação deste tipo de muros dentro das estruturas de suporte rígidas, pois experimentam em serviço deformações significativas. No entanto, os métodos de dimensionamento não diferem, no essencial, das estruturas rígidas, pelo que se justifica a sua inclusão e o seu tratamento como estruturas rígidas.

Os muros de gabião são de construção extremamente simples, são constituídos por caixas, em geral paralelepípedicas, mas, também podem assumir uma forma cilíndrica, confeccionadas com uma forte rede de arame de aço galvanizado ou, então, revestido com PVC, triplamente entrelaçado em malha hexagonal. As caixas são unidas entre si, por costuras de aço com as mesmas características da malha, de modo a formar uma única estrutura rígida. A malha é fabricada com fio de 3 mm de diâmetro e com dimensões, 100 x 120 mm, 80 x 110 mm e 50 x 60 mm, sendo preenchida com pedras, que convenientemente dispostas podem constituir uma estrutura permeável de larga aplicabilidade. (Coelho, 1996).

São de extrema importância as características da malha, bem como do material de enchimento, para que se consiga uma estrutura eficaz. Para isso a malha deve conter elevada resistência mecânica e à corrosão, boa flexibilidade e não desfiar facilmente; por sua vez, as pedras de enchimento devem ser relativamente duras e de determinadas dimensões para que não possam passar através das malhas e a sua disposição deve ser de forma a minimizar o volume de vazios.

Desta forma, podem considerar-se os muros de gabiões estruturas monolíticas, resistentes, com longo período de vida útil, permeáveis, com baixo impacto ambiental, práticos e

versáteis. Desta forma, estas estruturas são extremamente vantajosas, pois a boa permeabilidade da estrutura dispensa em regra a execução de sistema de drenagem e, também, dos pontos de vista técnico, económico e construtivo pois possuem um conjunto de características funcionais que não existem noutros tipos de estruturas (Costa, 2010).



Figura 19: Construção de um muro de gabião

Fonte:http://www.wallmuro.pt/index.php?option=com_content&view=article&id=95&Itemid=86

4.3.4. MUROS DE TERRA ARMADA

Os muros de terra armada são estruturas que se tornaram muito populares devido ao seu valor estético e à facilidade de construção, com uma alargada aplicabilidade, desde os simples muros para contenções de terra até às estruturas mais elaboradas, como os muros cais ou os muros de viadutos, muito devido à sua adequada resistência a solicitações tão diversas como as ações dinâmicas ou as ações próprias dos meios aquáticos, que têm possibilitado a aplicação com sucesso da terra armada em locais e obras muito distintas (Félix, 1991). Contudo, este tipo de estruturas, segundo Silvério Coelho (1996), não é possível ser aplicado em solos argilosos, pois para este tipo de muros é essencial o atrito entre as armaduras e o solo, não sendo possível a sua mobilização em solos de baixo coeficiente de atrito.

A construção destes muros é executada por fases, em que cada fase constitui a construção de um nível de elementos de paramento, aterro e a colocação da camada de armaduras. Os elementos de paramento podem ser pré-fabricados de betão armado, elementos metálicos, compostos por chapas de aço galvanizado ou mesmo aço corrente ou, então, por elementos de betão simples ou armado, estes com ligações flexíveis para que mantenha as placas funcionais no caso de haver assentamentos diferenciais acentuados. O aterro é feito à medida que se colocam os níveis dos elementos de paramento; a regularização das camadas de aterro deve ser feita paralelamente ao aterro e começando na parte central e na extremidade das armaduras para evitar os impulsos dos equipamentos no paramento (Coelho, 1996). Para que os painéis que ainda não estão aterrados fiquem seguros na fase de construção, é colocado um escoramento pela parte exterior do muro, podendo este ser retirado à medida que o aterro é executado.

A função das armaduras é mobilizar por atrito tensões tangenciais ao longo da sua superfície, garantindo a sua resistência aos esforços de tração. Pelo facto de as armaduras estarem enterradas, é necessário assegurar, com cuidado acrescido, a manutenção dessas funções ao longo do tempo. Daí que a durabilidade dos materiais correntemente utilizados nos maciços de terra armada seja uma questão que tem preocupado numerosos investigadores e engenheiros. (Felix, 1991).

Este tipo de muro é, por norma, de secção retangular e o comprimento das armaduras corresponde a cerca de 70% da altura vertical do muro. O muro deve ainda conter uma inclinação para o interior, de tal forma que o topo esteja afastado, no mínimo, 15 cm da vertical. É a interação entre a terra e as armaduras que constituem o fenómeno essencial na terra armada: o solo transmite às armaduras, por atrito, os esforços que se desenvolvem no seu interior, sujeitando a trações os elementos de reforço (Felix, 1991).

As principais vantagens deste tipo de estruturas são a facilidade e a rapidez de construção, a economia, a estética e o bom comportamento a assentamentos diferenciais.



Figura 20: Construção de um muro de terra armada

Fonte:http://www.wallmuro.pt/index.php?option=com_content&view=article&id=68&Itemid=70

4.3.5. MUROS “CRIB WALLS”

Estes tipos de muros são considerados como sendo muros de gravidade pois também eles mobilizam o peso do terreno de aterro para a estabilidade do conjunto, através de elementos entrelaçados entre si, e que são dispostos em forma de cesto, de onde provém o nome do muro, sendo o interior preenchido com solo, para que o conjunto se comporte como um todo, ou seja, que funcione como um muro de gravidade. Os elementos entrelaçados podem ser de madeira, de aço ou, então, de betão pré-fabricado, sendo este último o mais utilizado. Esses elementos têm duas configurações, uma do tipo A e a outra do tipo B (Figura 21). Os elementos do tipo A são peças que devem ser armadas, de forma a resistir às forças de tração que são transmitidas horizontalmente para as peças B. As cabeças das peças A devem ser calculadas, de forma que estas resistam ao esforço de corte, provocado pelas forças horizontais das peças B e também devem resistir à flexão entre os

dois apoios, que é provocada pela carga vertical total transmitida por atrito a essas peças. Por sua vez, os elementos do tipo B são peças que são designadas por longarinas, projetadas para resistir à flexão, e que funcionam como uma viga simplesmente apoiada, com vão entre os dois suportes contíguos, devendo conter o máximo valor do impulso horizontal, e resistir a metade da pressão vertical exercida pelas peças B. Neste tipo de peças as armaduras de tração e de compressão devem ser simétricas (Tschebotarioff, 1978).

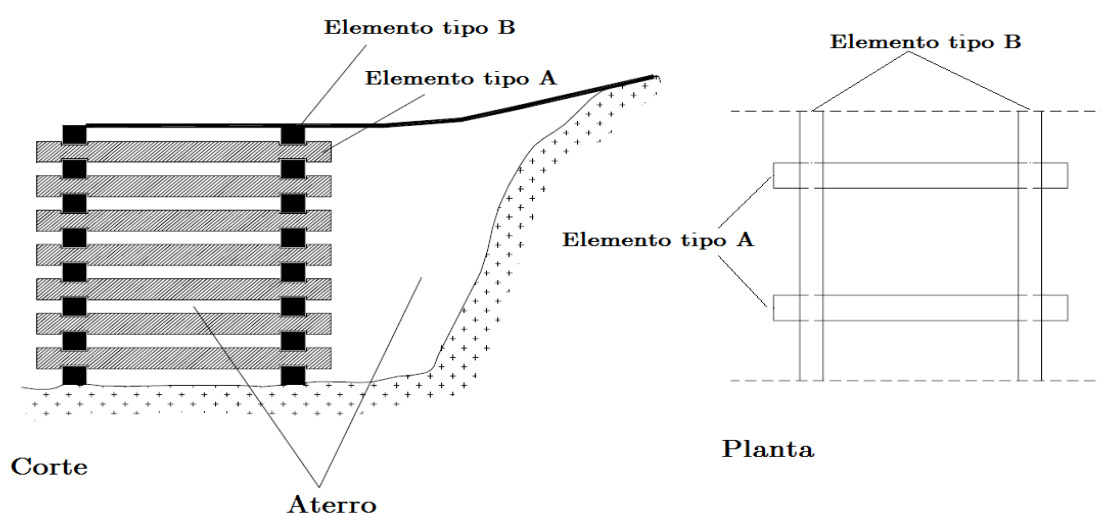


Figura 21: Elementos constituintes do muro "crib wall"

Fonte: Aguiar e Martins, 2005

Segundo o mesmo autor, estes tipos de muros ajustam-se facilmente às deformações longitudinais causadas por assentamentos diferenciais. É um tipo de muro económico, estético, que permite uma excelente drenagem do terreno e não necessita de mão-de-obra especializada, uma vez, que é de fácil e rápida construção.



Figura 22: Muro “crib wall” de elementos pré-fabricados de betão armado

Fonte: http://www.concrib.com.au/crib_wall.php

4.3.6. MUROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Os muros reforçados com geossintéticos são cada vez mais aplicados na contenção de terras, uma vez que melhoram a resistência ao corte do terreno em estruturas temporárias ou definitivas (Coelho, 1996). Estes muros usam camadas resistentes de geotêxtil, para separar entre si as diferentes camadas da estrutura. Essas camadas, convenientemente orientadas e espaçadas, têm a capacidade de aumentar a resistência às solicitações exteriores, e de diminuir a deformabilidade do maciço reforçado relativamente ao não reforçado (Correia, 2003).

É de extrema importância a interação que ocorre entre o reforço geotêxtil e o solo, pois é nas suas interfaces que surge a transferência de tensões, por atrito, do reforço para o solo, aumentando, assim, a resistência ao corte do conjunto. Sendo este o princípio da estabilidade deste tipo de estrutura de contenção.

Na construção deste tipo de estrutura é efetuada, inicialmente, uma preparação do terreno, que tem como objetivo evitar que a manta de geotêxtil se danifique. Em seguida,

é instalada a manta geotêxtil sobre o terreno já preparado, que deve ser colocada na direção dos esforços mais elevados. As ligações entre mantas geotêxtis podem ser feitas através de sobreposição simples, por sobreposição por grampeamento, por costura ou por colagem. Colocada a manta é feito o aterro até atingir metade da espessura da camada, em seguida, é colocado solo na metade superior da camada, junto ao paramento, para permitir a dobragem do geotêxtil para o interior do maciço, posteriormente, completa-se o aterro da camada e compacta-se (Coelho, 1996), dando assim início a um novo ciclo, já na camada superior. É fundamental a colocação de cofragem para possibilitar a compactação junto ao paramento.

As principais vantagens deste tipo de muros são a facilidade e a rapidez de construção, não exigem mão-de-obra qualificada, são económicos, versáteis, têm bom comportamento face ao deslizamento e a possibilidade de construção sobre solos de menor qualidade. Contrariamente, apresentam fraca resistência à radiação ultravioleta, química e biológica (Correia, 2003; Coelho, 1996).



Figura 23: Muro reforçado com geotêxtil

Fonte: <http://www.engenhariacivil.com/reforco-solos-geossinteticos>

4.3.7. MUROS DE PNEUS

Existe uma longa história na investigação de alternativas para uma construção sustentável, mas só nos últimos cinquenta anos é que houve uma explosão de novas técnicas e abordagens (Zimmerman, 2011). Neste sentido, a utilização de pneus em fim de vida, é uma dessas alternativas que, segundo Hossain e Jayawickrama (2000), tem vindo a ser adotadas em diferentes aplicações de engenharia civil, substituindo o material de construção tradicional, como exemplo: em barreira de proteção rodoviária, em piso em parques de diversões ou desportivos, em recifes artificiais, em proteções da costa, no enchimento em aterros, no isolamento de paredes, na aplicação em asfalto, em muros de suporte, entre outros.

A utilização de pneus como muros de suporte é uma técnica bastante promissora, embora, ainda em pequena escala (Silva, 2006). Segundo Long (1993), no final de 1993, mais de duzentas e cinquenta estruturas foram construídas em França, doze na Argélia, seis nos Estados Unidos, e outros na Suíça, Alemanha, Roménia, Jordânia, República do Ruanda e no Brasil. Contudo, segundo Hausmann (1990), uma das primeiras aplicações de pneus para fins de Engenharia Civil ocorreu em meados de 1970, com a construção de um aterro reforçado com pneus no norte da Califórnia.

Em França, em 1974, foram desenvolvidos os primeiros estudos utilizando a técnica de combinar pneus e solo. Mas só em 1982, é que foi construído um muro experimental combinando estes dois elementos, com 5 metros de altura e 10 metros de extensão em Langres (Long, 1993). Esta construção experimental veio confirmar a viabilidade da execução deste tipo de estruturas; desde então, várias estruturas foram realizadas utilizando esta técnica de conciliar pneus com solo. Os pneus utilizados são pneus em fim

de vida, que podem ser utilizados inteiros ou, então, com as paredes laterais cortadas, o material de enchimento pode ser solo natural ou solo de qualquer natureza. Os pneus são colocados de forma linear ou em camadas, sendo amarrados uns aos outros, de forma a resistir às tensões de tração provocadas pelo solo de enchimento, bem como da camada de solo a suportar. Por sua vez, o solo tem como finalidade o preenchimento dos pneus, com o objetivo de atribuir uma maior massa ao muro, para equilibrar os impulsos exercidos pelo solo a conter (Long, 1993), evitando o deslizamento e o derrubamento da estrutura de suporte.

Este tipo de solução estrutural é um método muito atrativo para a recuperação de pneus, que conforme já referido constituem resíduos volumosos e prejudiciais para o meio ambiente. Contudo, é de extrema importância a proteção contra os efeitos dos raios ultravioletas, constituindo estes o único fator capaz de danificar a borracha, secando-a e promovendo o aparecimento de fissuras. Esse fenômeno já não ocorre quando o pneu se encontra totalmente enterrado. Segundo Long (1993), e de acordo com especialistas da Michelin, os pneus podem estar no subsolo por mais de quarenta anos que as suas características se mantêm absolutamente intactas, não mostrando nenhuma degradação ao longo do tempo. Neste sentido, é necessário que os ligadores, que fixam os pneus, sejam também compatíveis com a vida útil da estrutura. Para evitar a exposição direta aos raios ultravioletas e para melhorar a sua aparência estética, podem ser utilizados vários tipos de materiais de revestimentos, podendo ser tão simples como uma cobertura vegetativa ou com geotêxtil, ou então, mais complexo como betão projetado ou painéis de estuque ou madeira (Hossain e Jayawickrama, 2000).

De acordo com, Sayão et. al., (2002), essa proteção é recomendada não só por razões estéticas, mas também para minimizar a erosão do solo nos pneus e o risco de incêndio.

Segundo (Medeiros et. al., 2000; Sieira et al., 2001), a grande vantagem na utilização desta técnica consiste na eficiência do material, associado ao seu baixo custo, que na maioria pode ser adquirido gratuitamente, trazendo a esta alternativa um custo-benefício bastante atrativo, sendo competitivo face a outros materiais; além disso, é uma boa forma de recuperação de resíduos de pneus, favorecendo a proteção do meio ambiente (Silva, 2006). Também é uma solução com grande durabilidade, de fácil implementação sem necessidade de mão-de-obra especializada, (Long, 1993).

A construção do muro de pneus consiste numa sequência de operações: regularização do solo de fundação, colocação de uma camada de pneus devidamente amarrados, compactação do solo no interior dos pneus e aterro no tardo de esta camada; concluídas estas operações é colocada uma camada de pneus sobre a camada já executada e o processo repete-se até que seja alcançada a altura especificada em projeto (Sieira, 2009).

Na construção de muros de pneus podem ser utilizadas duas técnicas distintas, quanto à forma do pneu, sendo uma delas com pneus inteiros e outra com pneus modificados. Contudo, é aconselhável que os muros sejam construídos com o diâmetro exterior dos pneus todos iguais, para melhorar a estética e a geometria dos muros. Segundo Zimmerman (2011), o método mais comum para a construção de muros de pneus inteiros consiste no nivelamento e na limpeza do solo onde irão assentar os primeiros pneus; em seguida, colocar-se-ão os pneus em fim de vida no solo, enchendo-os com solo por camadas, sendo estas compactadas à medida que se colocam as camadas; por vezes, é aplicada uma camada dupla de papelão na parte inferior do pneu para evitar que o solo saia quando este é compactado; o processo de compactação é efetuado na horizontal, para que todo o seu interior fique totalmente preenchido e compactado, mesmo as partes laterais do pneu, tornando o processo construtivo moroso, sendo o processo repetido até que o pneu fique

preenchido pelo menos 95 % com solo compactado. Concluído o enchimento e a respetiva compactação da primeira camada de pneus, é colocado no seu topo outra camada, de forma que esta fique centrada em relação às juntas dos pneus da camada inferior, como ilustra a Figura 24, e assim sucessivamente até atingir a altura desejada.



Figura 24: Disposição dos pneus na construção de um muro de pneus

Fonte: Baroni e Specht, 2006

Como mencionado anteriormente, os pneus podem ser modificados, sendo uma das laterais cortada; essa borracha removida é aproveitada como material de enchimento que, de acordo com Huat et al., (2008) tem como desvantagem uma diminuição na resistência à tração, face aos pneus inteiros. Porém, a execução de muros com este tipo de modificação torna o processo construtivo mais rápido e eficaz, uma vez que a sua compactação é concretizada na vertical (Zimmerman, 2011).

Já no que diz respeito ao processo de amarração, este depende do material empregue para unir os pneus, sendo possível a utilização de corda ou de metal, tendo cada um uma técnica diferente de aplicação. A amarração deve ser feita aos pneus que estão na mesma camada, não havendo necessidade de amarrar às camadas superiores ou inferiores, visto que se trata de uma estrutura de gravidade, em que a sua estabilidade é assegurada pelo peso próprio da estrutura. No caso de se utilizar corda, esta deve ser de polipropileno, com

diâmetro nunca inferior a 6 milímetros, para não ocorrer a sua rotura. A bibliografia sugere que se use um nó do tipo “marinheiro”, que apresenta a característica de ficar mais apertado à medida que este é solicitado (Sieira, 2009). No entanto, este processo requer mais tempo para executar a amarração, visto que é necessário um nó específico, sendo também necessária mão-de-obra especializada. Na Figura 25 pode observar-se o processo construtivo do nó.

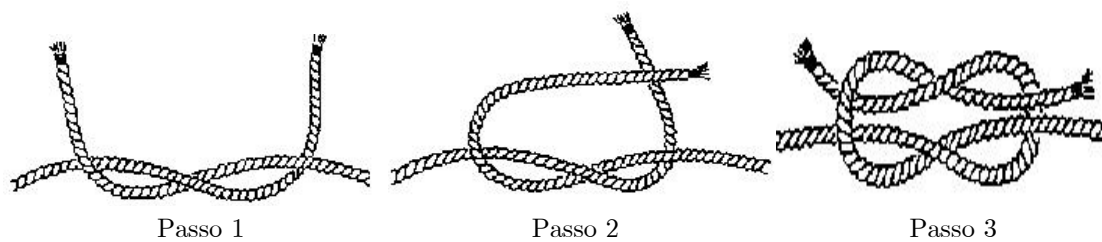


Figura 25: Processo construtivo de um nó direito ou então de “marinheiro”

Fonte: <http://aepbrandoa.wordpress.com/category/tecnica-escotista/em-campo/nos-amarracoes/>

Por sua vez, Long (1993) menciona que os testes realizados em grande escala mostraram que um nó duplo é mais que suficiente para a amarração dos pneus, na medida que são cercados pelo solo compactado sendo muito difícil de se desfazer.



Figura 26: Amarração utilizando corda

Fonte: Gerscovich et al., 2004

Uma segunda possibilidade é a utilização de metal, podendo ser utilizado arame galvanizado com revestimento plástico, (Figura 27 (a)), grampos de aço com diâmetro de 16 mm, em forma de U, (Figura 27 (b)), que fixa e une as laterais de dois pneus ou, então, ganchos de metal da ordem de 60 cm, que formam dois fixadores individuais, que são colocados separadamente nas laterais dos pneus, um fixo no pneu inferior e o outro no pneu superior, e ligados posteriormente a uma barra metálica, contendo um orifício para facilitar a sua ligação e execução, (Figura 27 (c)), (Long, 1993). É de salientar, que se aplicam grampos e ganchos para a amarração de pneus inteiros e arame galvanizado para pneus cortados.



a) arame galvanizado



b) grampos em forma de U



c) Ganchos metálicos



Figura 27: Tipo de fixadores metálicos.

Fonte: Long, 1993; Gerscovich, et al., 2004

A utilização de metal como material de fixação é o processo mais rápido, porque não necessita de mão-de-obra especializada. Este processo é, no entanto, uma solução mais dispendiosa que o uso de corda.

Em suma, a escolha da amarração deve ter também em conta, além do material, outros aspetos de ordem prática, como a facilidade de execução e o custo do material (Sieira, 2009). Para efetuar a amarração entre pneus, esta pode ser materializada em três pontos de apoio com os pneus vizinhos, sendo dois desses pontos com os pneus do lado, ficando um terceiro ponto fixado ao pneu da frente (Souza, 2002), conforme a Figura 28.

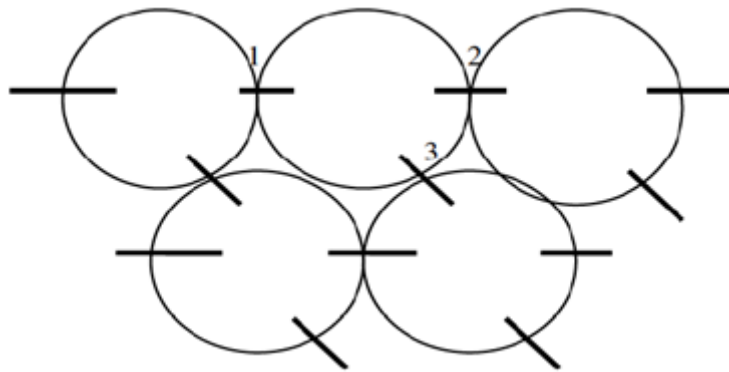


Figura 28: Forma de amarração de pneus

Fonte: Souza, 2002

De acordo com Sieira (2009), de entre os parâmetros necessários para a análise da estabilidade e do comportamento tensão-deformação de muros de pneus há a considerar o peso específico e o módulo de deformabilidade do material composto que constitui a estrutura. Segundo Gerscovich et. al., (2004) a estabilidade do muro é função do seu peso específico que, neste tipo de estruturas, depende fundamentalmente do pneu que se utiliza na sua construção. Como anteriormente mencionado, existem duas técnicas distintas na utilização da forma dos pneus, sendo estas alvo de testes e ensaios para avaliar as respetivas diferenças. Os ensaios de campo para avaliação da densidade do conjunto

(Medeiros et. al., 1999; Sieira, 2009), consistiu na realização de um cabouco revestido em betão, em forma de paralelogramo, seguindo uma distribuição dos pneus com o propósito de que todo o seu volume fosse ocupado com pneus, sendo introduzidos nove pneus em filas de três, e compactando o solo no seu interior, como ilustra a Figura 29.



Figura 29: Cabouco para a realização de ensaios de campos da densidade de muro de pneus

Fonte: Medeiros et al, 2000

De acordo com os mesmos autores, os ensaios foram realizados para as duas técnicas de forma distinta, e com dois solos diferentes: uma areia siltosa bem graduada e uma areia grosseira bem graduada. O peso específico observado variou entre $15,4$ e $15,6 \text{ kN/m}^3$ para pneus inteiros e de $16,2$ a $16,5 \text{ kN/m}^3$ para pneus modificados, não havendo, segundo os autores, qualquer diferença para fins de engenharia entre o peso específico nos dois solos utilizados. Desta forma, verificou-se que a remoção de uma das bandas laterais produz um material com maior densidade, tendo em conta a maior facilidade de compactação do solo no seu interior.

Por sua vez, no mesmo estudo, analisou-se a deformabilidade em diferentes secções do muro experimental, a partir de uma simulação numérica. Constatou-se que a remoção da parte lateral dos pneus reduz, de forma significativa, a magnitude dos deslocamentos; na amarração com material metálico também se verificou uma redução dos deslocamentos

(Gerscovich et. al, 2004; Sieira, 2009). De salientar que a utilização de pneus modificados facilita o enchimento e a compactação do solo no interior dos pneus, durante a construção, diminuindo assim o índice de vazios e as deformações, tornando o conjunto mais homogêneo em relação aos muros constituídos por pneus inteiros. Porém, os deslocamentos da estrutura, também são afetados pela sua geometria. Os autores citados anteriormente confirmaram o que seria de esperar, através da análise de duas tipologias de muros (como representado na Figura 30) que muros mais esbeltos apresentam maiores deslocamentos, sendo portanto um aspeto a considerar na construção de um muro de pneus.

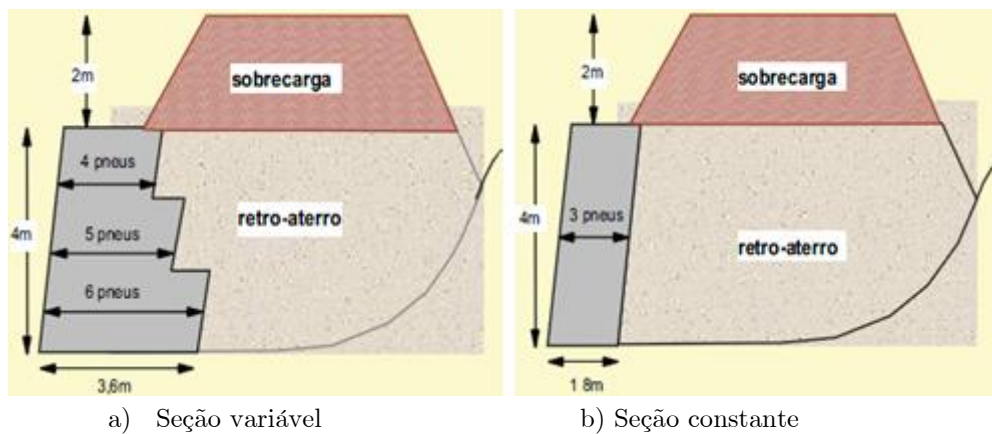


Figura 30: Tipologias de muros de pneus ensaiados

Fonte: Sieira, 2009

Segundo Sieira (2009), o dimensionamento de um muro de pneus é semelhante ao dimensionamento de qualquer tipo de muro de gravidade, requerendo o conhecimento do peso específico do material que constitui o muro e dos coeficientes de impulso do solo.

Os impulsos de terra são, como é sabido, a resultante das pressões laterais exercidas pelo solo na estrutura de suporte. Estas pressões podem ser devidas ao peso próprio do solo ou de uma eventual sobrecarga aplicada sobre o mesmo. O valor do impulso sobre uma estrutura depende, fundamentalmente, da deformação que esta sofre sob a ação deste impulso (Costa, 2010). Quando a estrutura se afasta do solo suportado, permite a

deformação horizontal do maciço, induzindo neste tensões de tração, evoluindo este do estado de repouso para o estado ativo - o impulso atuante neste instante designa-se por impulso ativo (I_a). Pelo contrário, se o muro se mover contra o solo suportado, comprimindo-o, até atingir o estado de equilíbrio limite passivo, o impulso atuante, neste instante, designa-se por impulso passivo I_p (Vinevala, 2011).

A determinação dos impulsos atuantes é o processo mais importante na análise de muros de suporte. Normalmente são utilizadas as teorias de Coulomb e de Rankine, para o seu cálculo. A verificação da segurança deste tipo de muros pode ser realizada de acordo com a metodologia proposta para estruturas rígidas de suporte de terras na norma NP EN 1997-1, 2010 (Eurocódigo 7).

4.3.7.1. DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE PNEUS

4.3.7.1.1. DETERMINAÇÃO DO IMPULSO DO SOLO PELA TEORIA DE COULOMB

Segundo Matos Fernandes (2011), Coulomb formulou a primeira teoria científica de avaliação dos impulsos de terras em equilíbrio limite. A teoria de Coulomb original consistia numa avaliação das forças limite mínima e máxima de interação solo-estrutura, designadas, quase um século mais tarde por Rankine, por impulsos ativos e passivos. Segundo o mesmo autor, a teoria admite que para um solo não coesivo, homogéneo e emerso, a cunha de terras que condiciona a força limite de interação com o paramento estrutural, é limitada por uma superfície plana que passa no pé do paramento. Para determinar aquela força considera-se que a cunha está numa situação de deslizamento iminente, ao longo de toda a superfície referida e ao longo do próprio paramento. A geometria da superfície que define a cunha é desconhecida, pelo que é necessário

determinar, por tentativas, qual a que corresponde ao verdadeiro valor do impulso. Dessa forma, e conforme descrito por Vinevala (2011), a teoria baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) O maciço é constituído por um solo emerso, não coesivo e homogêneo;
- b) O muro de suporte move-se o suficiente para mobilizar a totalidade da resistência ao corte ao longo da superfície potencial de deslizamento e ao longo da superfície de contacto terras-muro;
- c) A superfície potencial de deslizamento é plana e passa pelo pé do muro;
- d) O muro é suficientemente extenso para que sejam desprezáveis os efeitos tridimensionais.

Neste sentido, os impulsos provocados pelo solo na estrutura são calculados pelas seguintes expressões:

$$I_a = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (4.1)$$

$$I_p = 1/2 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (4.2)$$

Em que:

K_a – Coeficiente de impulso ativo;

K_p – Coeficiente de impulso passivo;

γ – Peso volúmico;

h - Altura do solo suportadas.

Os impulsos causados pelo solo suportado têm o seu ponto de aplicação a dois terços da altura, devido à forma triangular do diagrama de tensões.

Os coeficientes de impulso são calculados pela seguintes expressões:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda)}} \right]^2} \quad (4.3)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta - \lambda) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta - \lambda)}} \right]^2} \quad (4.4)$$

Em que:

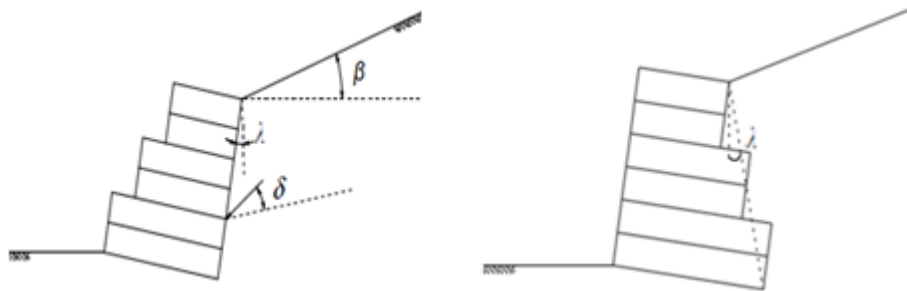
ϕ – Ângulo de atrito do solo;

δ – Ângulo de atrito da interface estrutura-solo;

λ – Ângulo do paramento estrutural com a vertical;

β – Inclinação da superfície do solo suportado.

Na Figura 31 estão representados os fatores que interferem no cálculo dos coeficientes de impulso.



a) Muro com o tardo com face regular b) Muro com o tardo com face não regular

Figura 31: Representação dos fatores que interferem no cálculo dos coeficientes de impulso

Fonte: Silva, 2008

O ângulo λ representa a inclinação do muro em relação à componente vertical e depende da geometria do muro; no caso em que o tardo não apresente uma face regular, usa-se, para simplificar, o ângulo formado pela vertical com a reta que passa pelos vértices superior e inferior da face do muro como indica a Figura 31 (b) (Silva, 2008).

Caso a estrutura seja solicitada por uma sobrecarga, q , no paramento, o impulso é dado pela seguinte expressão:

$$I_a = K_a \cdot q \cdot h \quad (4.5)$$

A ação da sobrecarga resultará num diagrama de tensões retangular, em que a sua resultante tem o ponto de aplicação a $\frac{1}{2}$ da altura (h).

4.3.7.1.2. DETERMINAÇÃO DO IMPULSO DO SOLO PELA TEORIA DE RANKINE

A teoria de Rankine permite determinar as pressões sobre determinados paramentos, quando estes se encontram em contato com um maciço em estado de equilíbrio limite. Este autor, segundo Matos Fernandes (2011), introduziu os conceitos de estado de equilíbrio limite ativo e de estado de equilíbrio limite passivo e a respectiva teoria baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) O solo é não coesivo (a resistência ao corte é nula para tensão efetiva nula) e encontra-se emersa;
- b) A superfície do terreno é horizontal;
- c) O paramento é vertical e rígido;
- d) É nulo o atrito entre o solo e o paramento.

De acordo com as condições anteriores, são determinadas as tensões horizontais efetivas correspondentes aos estados de equilíbrio limite ativo e passivo a uma profundidade z , pelas seguintes expressões:

$$\sigma'_{ha}(z) = K_a \sigma'_v = K_a \cdot \gamma z \quad (4.6)$$

$$\sigma'_{hp}(z) = K_p \sigma'_v = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (4.7)$$

Sendo:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen}(\phi')}{1 + \operatorname{sen}(\phi')} \quad (4.8)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen}(\phi')}{1 - \operatorname{sen}(\phi')} \quad (4.9)$$

Em que:

σ'_{ha} - Tensão horizontal ativa em tensões efetivas;

σ'_{hp} - Tensão horizontal passiva em tensões efetivas;

σ'_v - Tensão vertical efetiva;

z - Profundidade;

c' - Coesão efetiva.

Para determinar o valor dos impulsos ativo e passivo resultantes, que atuam sobre o muro, estes são calculadas, integrando as equações anteriores, entre a superfície e uma dada profundidade h , resultando as seguintes expressões:

$$I_a = \int_0^h K_a \gamma z \, dz = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (4.10)$$

$$I_p = \int_0^h K_p \gamma z \, dz = 1/2 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (4.11)$$

Em que:

I_a - Impulso ativo;

I_p - Impulso passivo;

Segundo Costa (2010), no caso de um solo coesivo ficar sujeito a tensões de tração na sua parte superior, no estado ativo, estas tensões prolongam-se até uma profundidade z_0 , dada por:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c'}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} \quad (4.12)$$

4.3.7.1.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7

Os Eurocódigos são uma iniciativa da Comissão Europeia com vista a contribuir para o estabelecimento de um mercado único europeu, em particular para os serviços e produtos de engenharia, suprimindo os obstáculos devidos às diferentes práticas nacionais na avaliação da fiabilidade estrutural (Pires, 2009).

O Eurocódigo 7 estabelece os princípios e os requisitos de segurança, descreve as bases para o dimensionamento e para a verificação da segurança e fornece ainda orientações sobre aspetos relacionados com a fiabilidade estrutural. Tem aplicabilidade nos aspetos geotécnicos do projeto de edifícios e de obras de engenharia civil, por forma a cumprir os requisitos de resistência, estabilidade, funcionalidade e durabilidade da estrutura (NP EN 1997-1, 2010).

O dimensionamento, segundo o Eurocódigo 7, baseia-se na definição de estados limites e na garantia de segurança em relação a esses estados limites (últimos e de utilização). Em consonância com o conjunto dos Eurocódigos Estruturais, estão previstos cinco tipos de estados limites últimos, que se devem considerar no projeto geotécnico:

- Estado limite último por perda de equilíbrio (EQU), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente.

- Estado limite último por rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (STR), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente.

- Estado limite último por rotura ou deformação excessiva do terreno (GEO), em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente.

- Estado limite último por perda de equilíbrio da estrutura ou do aterro devido a levantamento originado por pressões da água (flutuação) ou por outras ações verticais, (UPL).

- Estado limite último por levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causado por gradientes hidráulicos, (HYD).

Os estados limites mais significativos e os que se devem considerar para projetos de geotecnia são os do tipo STR e GEO, porque estão presentes, na grande maioria das estruturas de engenharia civil. O Eurocódigo 7 estabelece para estes dois estados limites três diferentes abordagens de cálculo (abordagens de cálculo 1, 2 e 3), cada uma correspondendo a determinados conjuntos de valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais para a verificação dos estados limites últimos. Em Portugal foi adotada a Abordagem de Cálculo 1. Nesta abordagem, é necessária para cada estado limite, a verificação de segurança considerando duas combinações de coeficientes parciais (combinações 1 e 2) em dois cálculos distintos. Contudo, se for óbvio que uma das combinações condiciona o dimensionamento, não é necessário efetuar cálculos para a outra combinação. No entanto, diferentes combinações poderão ser críticas para aspetos diferentes do mesmo dimensionamento (NP EN 1997-1, 2010).

São apresentados no Quadro 6 os coeficientes de segurança parciais a considerar na Abordagem de Cálculo 1.

Quadro 6: Abordagem de Cálculo 1 - Coeficientes de segurança parciais relativos às ações e às propriedades do terreno (NP EN 1997-1, 2010)

Combinação	Ações (γ_F)			Propriedade do Terreno (γ_M)		
	Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	$tg\phi'$	c'	c_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis			
1	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00
2	1,00	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40

Nota: De acordo com o Anexo Nacional, nos problemas de estabilidade de taludes os coeficientes de segurança parciais na Combinação 2 para a $tg\phi'$ e para c' deve ser tomados iguais a 1,5

Fonte: Matos Fernandes (2011)

Conforme Matos Fernandes (2011), a combinação 1 é admitida com o objetivo de fornecer um dimensionamento que previna desvios substanciais das ações em relação aos respectivos valores característicos; esta, em geral, condiciona o chamado dimensionamento interno, ou seja, os estados limites do tipo STR. Por outro lado, a combinação 2 é considerada com o objetivo de fornecer um dimensionamento que previna desvios dos parâmetros de resistência do terreno em relação aos respectivos valores característicos; esta combinação, em geral, condiciona os estados limites do tipo GEO.

ESTUDO DE CASO - UM MURO EXPERIMENTAL DE PNEUS

5.1. GEOMETRIA DO PROBLEMA

O presente estudo tem como base um projeto de pesquisa que culminou na construção do primeiro muro experimental de pneus no Brasil, com o objetivo principal de analisar a viabilidade de construção de muros de pneus, determinar os parâmetros representativos do material composto solo-pneu e analisar o comportamento do muro.

O muro experimental utilizando pneus foi construído em Jacarepaguá, Rio de Janeiro, Brasil, para fins de análise da estabilidade de muros de pneus na dissertação de mestrado de Ana Cristina Fontenla Sieira, na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RIO, contando com a orientação do Professor Dr. Alberto S. F. J. Sayão e com a coorientação do Professor Dr. Luciano V. Medeiros e da Professora Dra. Denise M. S. Gerscovich. O projeto de pesquisa fez parte de um projeto que envolveu a PUC-RIO, a Universidade de Ottawa, o IDRC (International Development Research Centre, Canadá) e a Fundação Geo-Rio (Silva, 2006).

O muro experimental foi realizado numa área plana a jusante de uma encosta que apresentava sinais de instabilidade, sendo o muro constituído por camadas horizontais de

pneus preenchidos com solo residual compactado e amarrados entre si com corda ou arame, contendo 60 metros de comprimento e 4 metros de altura, tendo sido utilizados cerca de 15 mil pneus. A face externa do muro apresenta uma inclinação média de 8:1 (vertical: horizontal). Atrás do muro, foi executado um aterro com o mesmo material de preenchimento dos pneus. Concluída a construção foi adicionada uma sobrecarga de 2 metros de altura de solo com as mesmas características do solo de aterro. Os deslocamentos horizontais e verticais do muro foram monitorizados por inclinômetros e extensômetros magnéticos verticais, respectivamente e as tensões horizontais atuantes na face interna do muro, associadas ao solo de aterro, foram acompanhadas por células de pressão (Medeiros et al., 1999; Medeiros et al., 2001; Sieira, 2009)

O muro foi dividido em quatro seções transversais distintas, de 15 metros cada; cada seção contém uma configuração diferente, tendo como objetivo a comparação do comportamento das diferentes geometrias. De acordo com os autores, as seções transversais apresentam as seguintes geometrias:

- Seção A: composta por pneus inteiros, amarrados com corda de polipropileno de 6mm de diâmetro. Apresenta largura variável, com 6 pneus na base e 4 pneus no topo, como ilustra a Figura 32.

- Seção B: apresenta características de geometria e amarração semelhantes às da seção A, sendo porém composta por pneus cortados (sem uma das partes laterais). Após o corte, a parte lateral foi colocada dentro do pneu, aumentando a resistência radial e evitando a geração de resíduos secundários.

- Seção C: composta por pneus cortados e com geometria semelhante à da seção B.

No entanto, os pneus estão amarrados com arame de gabiões, protegido contra corrosão por uma cobertura plástica de PVC;

- Seção D: similar à seção B, diferindo apenas por apresentar uma geometria mais esbelta, com largura constante de 3 pneus.

Em todas as seções foram instalados inclinômetros e células de pressão para avaliar os deslocamentos sofridos pelo muro e as tensões instaladas no muro, como mostra a Figura 32.

No presente estudo apenas se estudará a seção B do muro experimental.

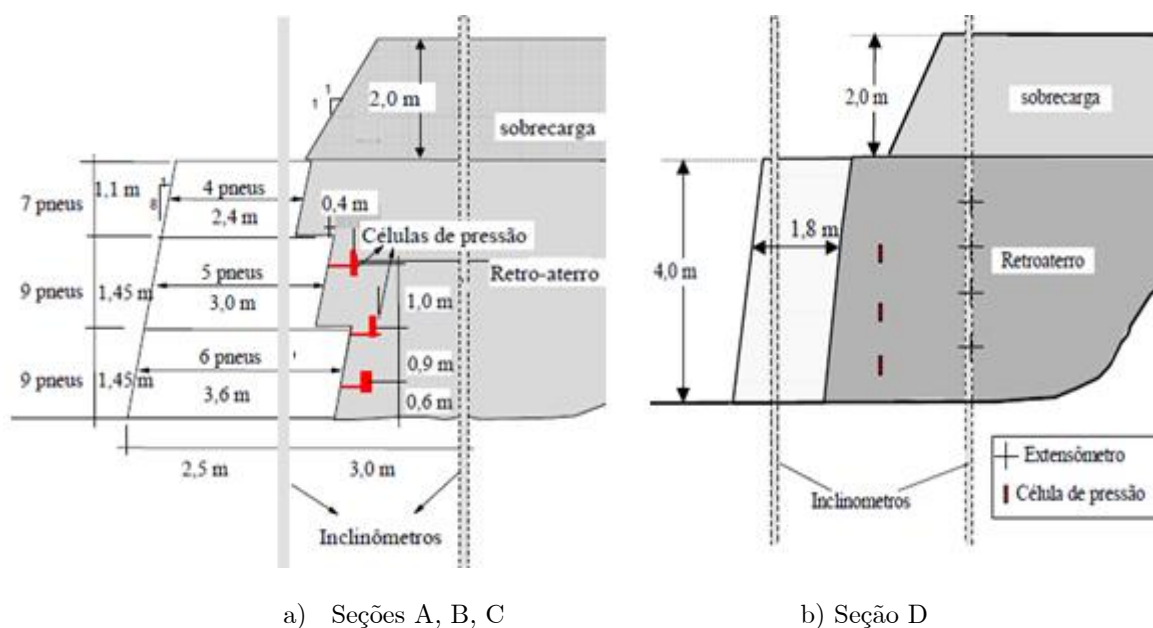


Figura 32: Seções transversais de projeto do muro experimental

Fonte: Medeiros et al, 2000; Seira, Medeiros et al., 2001

5.1.1. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

5.1.1.1. PNEUS

Os pneus utilizados no muro experimental apresentam dimensões típicas de pneus de veículos ligeiros de passageiros, com aproximadamente 0,60 metros de diâmetro e 0,20 metros de largura de banda de rodagem.

5.1.1.2. SOLO DE ATERRO E SOLO DA SOBRECARGA

O solo que foi utilizado para o aterro e para o solo da sobrecarga foi solo local, sendo classificado como residual, bem graduado (SC, segundo o sistema Unificado), provenientes do intemperismo da rocha gnáissica (Medeiros, et al., 2001). Os parâmetros geotécnicos obtidos experimentalmente a partir de resultados de ensaios de laboratório e de campo identificam-se no Quadro 7.

Quadro 7: Parâmetros do solo de aterro e de sobrecarga

Peso específico (γ)	Coesão (c')	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coefficiente de Poisson (ν)
17,5 kN/m ³	0 a 13 kPa	29°	0,35

Fonte: Medeiros, et al., (2001)

5.1.1.3. CONJUNTO SOLO-PNEU

Medeiros, et al., (2001) modelaram com um programa de cálculo automático com formulação por elementos finitos a construção do muro de pneus. As características do conjunto solo-pneu foram calibradas, de modo a conseguir reproduzir o comportamento do muro evidenciado a partir de leituras dos instrumentos instalados.

No Quadro 8 apresentam-se as características definidas para o conjunto solo-pneus nas 4 secções.

As análises numéricas mostraram que o conjunto solo-pneu, na secção B, pode ser representado como um material homogêneo e elástico, com o módulo de deformabilidade (E) igual a 2,5 MPa. Nesse estudo admitiu-se para o conjunto solo-pneu os mesmos parâmetros de resistência considerados no solo de aterro.

Quadro 8: Parâmetros do conjunto solo-pneu

Secção	Peso específico (γ)	Módulo de deformabilidade (E)	Coefficiente de Poisson (ν)	Coesão (c')	Ângulo de Atrito (ϕ')
A	15,50kN/m ³	1,2 e 1,8 MPa	0,35	0 a 13 kPa	29°
B	16,50kN/m ³	2,5 MPa	0,35	0 a 13 kPa	29°
C	16,50kN/m ³	3,0 MPa	0,35	0 a 13 kPa	29°
D	16,50kN/m ³	2,5 MPa	0,35	0 a 13 kPa	29°

Fonte: Medeiros, et al., (2001)

5.1.1.4. SOLO DE FUNDAÇÃO

O solo de fundação possui características mineralógicas semelhantes às do solo utilizado no aterro; apresenta, porém, uma maior rigidez (Medeiros et al, 2001). Os parâmetros geotécnicos obtidos, experimentalmente, a partir dos resultados dos ensaios de laboratório e de campo estão expressos no Quadro 9.

Quadro 9: Parâmetros do solo de fundação

Peso Específico (γ)	Módulo de Deformabilidade (E)	Coefficiente de Poisson (ν)
17 kN/m ³	35MPa	0,35

Fonte: Medeiros et al., (2001)

A associação entre a instrumentação do protótipo e a simulação numérica foi o fator determinante para possibilitar o entendimento do comportamento da estrutura solo-pneus. As análises numéricas indicaram que o muro pode ser representado de forma satisfatória por um comportamento elástico-linear (Sieira et al., 2001).

5.1.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No muro de pneus experimental a construção foi realizada por etapas (Figura 33), sendo cada etapa constituída por fases.

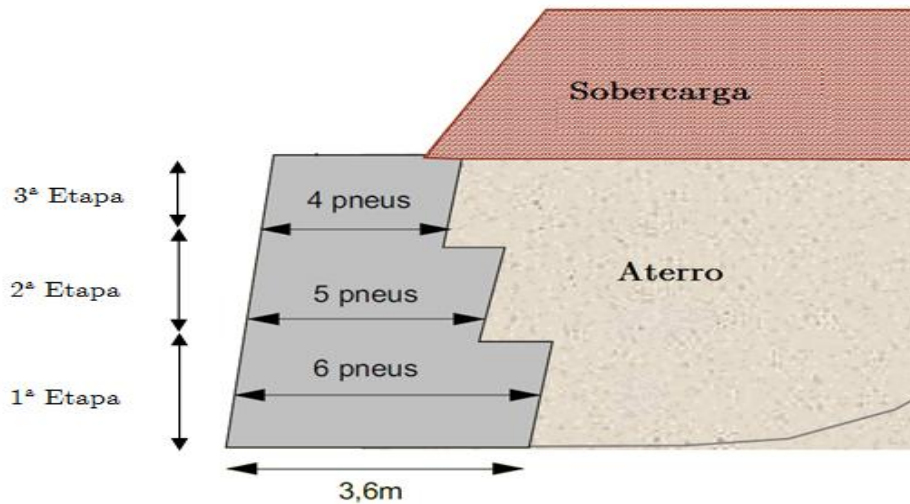


Figura 33: Etapas correspondentes ao faseamento construtivo

Fonte: Sieira, 2009

A primeira e a segunda etapa foram constituídas por nove fases e a terceira por sete fases.

Na primeira fase da primeira etapa o muro experimental teve a seguinte sequência:

- a) Nivelamento e limpeza da base;
- b) Colocação dos inclinómetros;
- c) Corte de uma das partes laterais do pneu (para as seções B, C e D);
- d) Colocação da primeira camada de pneus cortados e seu alinhamento;
- e) Amarração dos pneus com corda de poliéster de 6 milímetros de diâmetro;
- f) Enchimento dos pneus com solo local e compactação do mesmo;
- g) Colocação da primeira camada de aterro e sua compactação;

Após a conclusão da primeira fase do muro, passou-se para a segunda, repetindo-se os mesmos procedimentos até se ter concluída a primeira etapa, e assim sucessivamente, até atingir a altura do muro. Na primeira etapa são ainda colocadas duas células de pressão,

na terceira e nona fase, e na segunda etapa são colocadas na sétima fase, a quarenta centímetros do tardo do muro, com o objetivo de avaliar as tensões instaladas no muro.

Algumas das fases construtivas do muro estão representadas na Figura 34.



a) Tipo de pneus utilizados



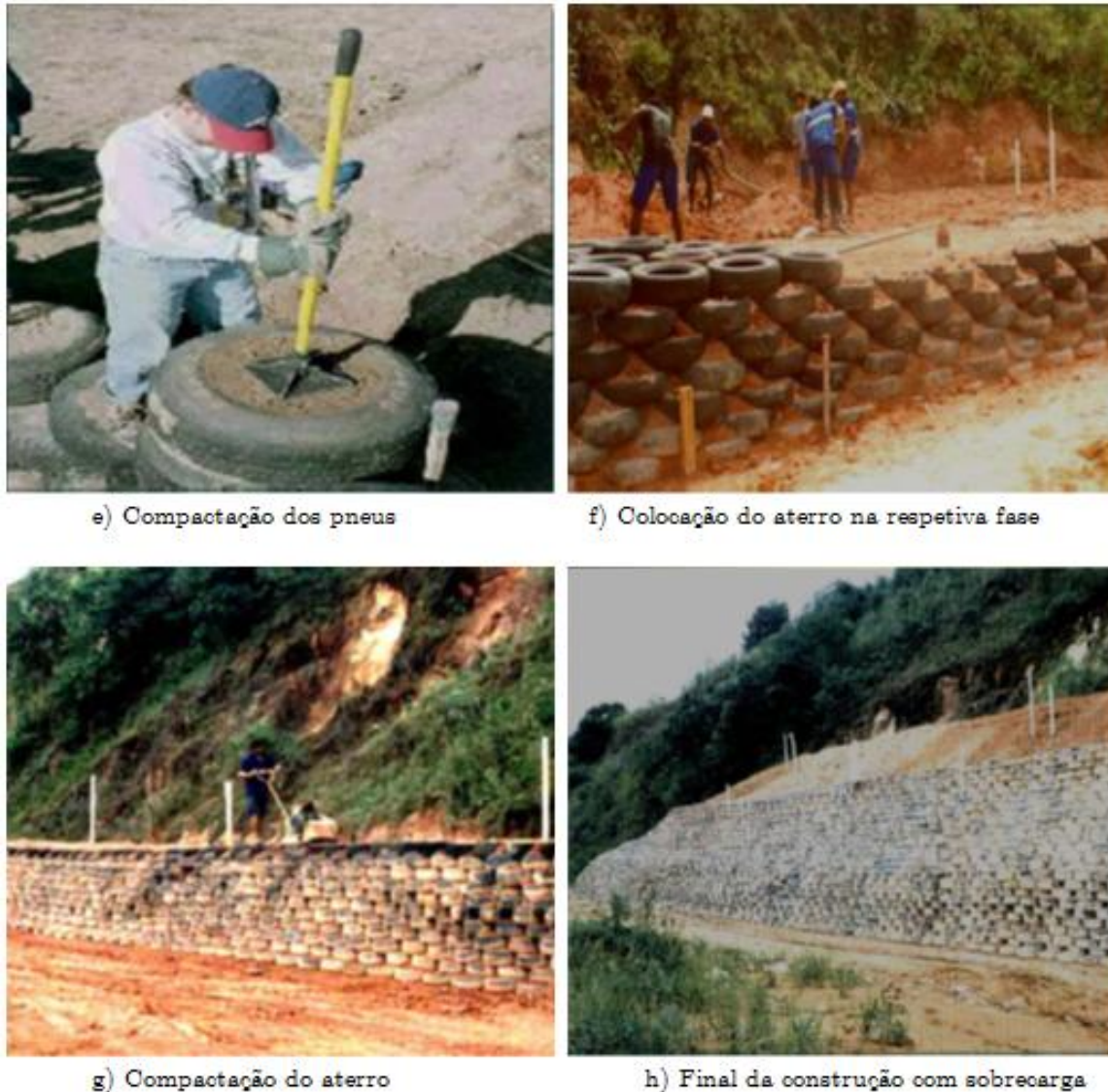
b) Corte dos pneus



c) Colocação das camadas de pneus



d) Processo de amarração



e) Compactação dos pneus

f) Colocação do aterro na respetiva fase

g) Compactação do aterro

h) Final da construção com sobrecarga

Figura 34: Faseamento construtivo do muro experimental

Fonte: Medeiros, et al., 2004; Sayão e Nunes, 2011

5.1.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO MURO DE SUPORTE

Para avaliar a segurança do muro de suporte objeto da construção experimental adotou-se a metodologia proposta na norma NP EN 1997-1 2010, recorrendo ao cálculo. Entendem-se como pertinentes os seguintes estados limites últimos: rotura por deslizamento, insuficiente resistência do maciço de fundação e estabilidade global.

Esta verificação de segurança, que antecedeu a modelação numérica a seguir realizada, com o recurso ao programa de cálculo automático Phase2, teve o objetivo adicional de definir as características resistentes do solo de fundação, não disponíveis na bibliografia consultada sobre o problema base. Para a verificação de segurança à estabilidade global recorreu-se ao programa de cálculo automático Slide.

Para a verificação de segurança relativamente aos estados limites últimos de rotura por deslizamento e de insuficiente capacidade resistente do terreno de fundação considerou-se a Abordagem de Cálculo 1, de entre as três disponíveis no Eurocódigo 7. Desta Abordagem de Cálculo, foi apenas considerada a combinação 2, correspondente a estados limites tipo GEO, por ser a condicionante na verificação de segurança relativamente aos estados limites referidos.

5.1.3.1. AÇÕES E CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DOS MATERIAIS

As ações consideradas na verificação de segurança do muro foram:

- Peso próprio do muro (conjunto solo e pneus);
- Peso do aterro;
- Pressões das terras;
- Sobrecarga.

No Quadro 6 indicam-se os coeficientes parciais de segurança correspondentes à combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1, a aplicar às ações e às características resistentes dos materiais (solo-pneu, solo de aterro, sobrecarga).

Relativamente às características resistentes do solo de fundação, tal como se referiu, não foram disponibilizados pelos autores, na bibliografia consultada, pelo que foram aqui definidos, de modo a garantir a segurança relativamente aos estados limites considerados.

Para a avaliação das pressões de terras atuantes no muro aplicou-se a teoria de Coulomb, admitindo mobilizado no terreno suportado um estado de equilíbrio limite ativo.

Na utilização da expressão para o cálculo do coeficiente de impulso ativo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta'_d + \lambda) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi'_d + \delta'_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta'_d + \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (5.1)$$

considerou-se λ o ângulo formado pela vertical e pela reta que passa pelos vértices superior e inferior da face do muro.

Para o caso presente:

$$\phi'_{2d} = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg}(\phi'_{2K})}{\gamma_M} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg}(29)}{1,25} \right) \Leftrightarrow \phi'_{2d} = 23,91^\circ \quad (5.2)$$

$$\delta'_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg}(\delta'_{K})}{\gamma_M} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg}(29,23)}{1,25} \right) \Leftrightarrow \phi'_{2d} = 24,12^\circ \quad (5.3)$$

Pelo que:

$$K_a = \frac{\cos^2(23,91 - 9,93)}{\cos^2(9,93) \cdot \cos(24,12 + 9,93) \left[1 + \left(\frac{\sin(23,91 + 24,12) \cdot \sin(23,91 - 0)}{\cos(0 - 9,93) \cdot \cos(24,12 + 9,93)} \right)^{1/2} \right]^2} = 0,4532 \quad (5.4)$$

Na Figura 35 representam-se os esforços e as pressões atuantes no muro.

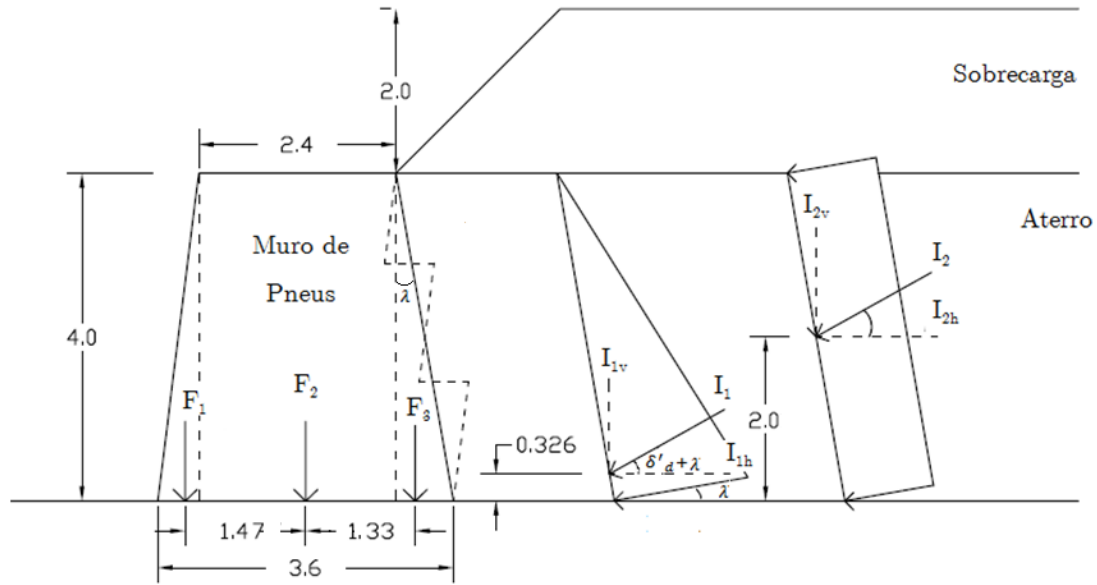


Figura 35: Representação das forças e impulsos atuantes no muro

O impulso correspondente ao solo (I_1), é calculado através da seguinte expressão:

$$I_1 = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 0,4532 \times 17,5 \times 4^2 = 63,448 \text{ kN/m} \quad (5.5)$$

O muro de suporte em estudo foi sujeito a uma sobrecarga adicional aplicada no aterro, tendo-se considerado, por simplificação, um diagrama de tensões retangular, conforme se representa na Figura 35.

O impulso associado à sobrecarga será, então, igual a:

$$I_2 = (\gamma \cdot h) \cdot K_a \cdot h = (17,5 \times 2) \times 0,4532 \times 4 = 63,448 \text{ kN/m} \quad (5.6)$$

Decompondo os respectivos impulsos nas componentes horizontal e vertical, vem:

$$I_{1V} = 63,448 \times \text{sen}(29,23) = 30,98 \text{ kN/m} \quad (5.7)$$

$$I_{1H} = 63,448 \times \text{cos}(29,23) = 55,369 \text{ kN/m} \quad (5.8)$$

$$I_{2V} = 63,448 \times \text{sen}(29,23) = 30,98 \text{ kN/m} \quad (5.9)$$

$$I_{2H} = 63,448 \times \text{cos}(29,23) = 55,369 \text{ kN/m} \quad (5.10)$$

O peso do muro de suporte foi calculado da seguinte forma:

$$F_1 = \frac{0,5 \times 4 \times 16,2}{2} = 16,2 \text{ kN/m} \quad (5.11)$$

$$F_2 = 2,4 \times 4 \times 16 = 155,52 \text{ kN/m} \quad (5.12)$$

$$F_3 = \frac{0,7 \times 4 \times 16}{2} = 22,68 \text{ kN/m} \quad (5.13)$$

5.1.3.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVAMENTE À INSUFICIENTE CAPACIDADE RESISTENTE DO SOLO DE FUNDAÇÃO

A verificação da segurança relativamente insuficiente capacidade resistente do solo de fundação do muro, baseia-se na comparação da tensão máxima que o solo pode suportar sem que ocorra o colapso com a tensão atuante do muro:

$$\frac{R_d}{A'} \geq \frac{V_d}{A'} \quad (5.14)$$

em que:

$$\frac{R_d}{A'} = c'_d \cdot N_c \cdot i_c + N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \quad (5.15)$$

e c'_d o valor de cálculo da coesão:

$$c'_d = \frac{c'_K}{\gamma_M} = \frac{13}{1,25} = 10,4 \text{ kPa} \quad (5.16)$$

O valor de cálculo do ângulo de atrito do solo de fundação considerou-se igual a 30° , após várias tentativas, de modo a garantir a segurança relativamente a este estado limite último.

O respetivo valor característico é igual a:

$$\phi'_{3d} = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg}(\phi'_K)}{\gamma_M} \right) \Leftrightarrow 30 = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg}(\phi'_K)}{1,25} \right) \Leftrightarrow \phi'_K = 35,82^\circ \quad (5.17)$$

Os fatores de capacidade de carga são calculados pelas seguintes expressões:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi'_{3d})} \times \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'_{3d}}{2} \right) = e^{\pi \cdot \text{tg}(30)} \times \text{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 18,40 \quad (5.18)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{cotg}(\phi'_{3d}) = (18,40 - 1) \times \text{cotg}(30) = 30,14 \quad (5.19)$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \text{tg}(\phi'_{3d}) = 2 \times (18,40 - 1) \times \text{tg}(30) = 23,59 \quad (5.20)$$

O momento das forças atuantes no muro relativamente ao centro da base da sapata é igual a:

$$M_d = (-16,2 \times 1,37 + 22,68 \times 1,433 + 30,98 \times \left(\frac{2,4}{2} + 0,147 \right) + 30,98 \times \left(\frac{2,4}{2} + 0,35 \right) - 55,369 \times 2 - 55,369 \times 1,13) \times 1 = -74,31 \text{ kN.m/m} \quad (5.21)$$

E a componente vertical da resultante igual a:

$$V_d = 16,2 + 155,52 + 23,1 + 30,98 + 30,98 = 257,36 \text{ kN/m} \quad (5.22)$$

A excentricidade da resultante é, então, igual a:

$$e = \frac{M_d}{V_d} = \frac{74,32}{257,36} = 0,289 \text{ m} \quad (5.23)$$

e a largura efetiva da sapata, igual a:

$$B' = B - 2e = 3,6 - 2 \times 0,289 = 3,02 \text{ m} \quad (5.24)$$

A área efetiva da base da fundação igual a:

$$A' = B' \times L' = 3,02 \times 1 = 3,02 \text{ m} \quad (5.25)$$

Para o cálculo dos coeficientes corretivos relativos à inclinação da carga (i), associados à existência de uma componente horizontal da resultante, considera-se:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} = \frac{\left[2 + \left(\frac{2,22}{\infty} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{2,22}{\infty} \right) \right]} = 2 \quad (5.26)$$

e

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V_d + A' \cdot c' \cdot \cot g(\phi'_d)} \right]^m = \left[1 - \frac{110,738}{257,36 + 3,02 \times 10,4 \times \cot g(30)} \right]^2 = 0,42 \quad (5.27)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \text{tg}(\phi'_d)} = 0,443 - \frac{1 - 0,42}{30,14 \times \text{tg}(30)} = 0,379 \quad (5.28)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V_d + A' \cdot c' \cdot \cot g(\phi'_d)} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{110,738}{257,39 + 3,03 \times 10,4 \times \cot g(30)} \right]^3 = 0,27 \quad (5.29)$$

Reunindo todos os valores.

$$\frac{R_d}{A'} = \frac{10,4 \times 30,14 \times 0,389 + 0,5 \times 17 \times 3,02 \times 23,59 \times 0,272}{3,02} = \frac{279,48}{3,02} = 92,54 \text{ kPa} \quad (5.30)$$

e

$$\frac{V_d}{A'} = \frac{257,36}{3,02} = 85,22 \text{ kPa} \quad (5.31)$$

Verificando-se a desigualdade:

$$\frac{R_d}{A'} \geq \frac{V_d}{A'} \quad (5.32)$$

5.1.3.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

A verificação de segurança ao deslizamento do muro consistiu em comparar a força resistente horizontal (força estabilizadora), com a força atuante horizontal (força instabilizadora). No presente estudo, as forças resistentes decorrem das componentes verticais dos impulsos do solo e da sobrecarga e do peso próprio da estrutura; e as forças atuantes são as forças horizontais associadas aos impulsos do solo e da sobrecarga. A verificação da segurança deverá garantir a seguinte desigualdade:

$$H_d \leq R_d \quad (5.33)$$

As forças resistentes são, então, calculadas pela seguinte expressão:

$$R_d = (I_{1V} + I_{2V} + F_1 + F_2 + F_3) \times \gamma_G \times \text{tg}(\phi'_d) = (16,2 + 155,52 + 22,68 + 30,98 + 30,98 \times 1) \times \text{tg}(30) = 148,01 \text{ kN/m} \quad (5.34)$$

As forças atuantes são calculadas pela seguinte expressão:

$$H_d = (I_{1H} + I_{2H}) \times \gamma_G = 55,369 + 55,369 = 110,738 \text{ kN/m} \quad (5.35)$$

Verifica-se a desigualdade:

$$H_d \leq R_d \quad (5.36)$$

Realça-se o facto de o ângulo de atrito do solo de fundação escolhido garantir também a segurança do muro ao deslizamento.

5.1.3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À ESTABILIDADE GLOBAL

Tal como foi já referido, a verificação de segurança do muro à estabilidade global foi garantida com o recurso ao programa de cálculo automático Slide.

5.1.3.4.1. O PROGRAMA SLIDE

O Slide é um “*software*” desenvolvido pela Rocscience; é um programa de cálculo automático bidimensional que efetua a análise de estabilidade de taludes em solos e em rochas, através do Método de Equilíbrio Limite, calculando o fator de segurança para roturas circulares e não circulares (Rocscience)⁶.

⁶ <http://www.rocscience.com/>

O Slide utiliza os métodos de *Bishop Simplificado*, de *Janbu Simplificado*, de *Spencer* e de *Morgenstern-Price*.

Com recurso a este programa de cálculo automático podem estimar-se os coeficientes de segurança em relação à estabilidade global do talude e dimensionar, caso seja necessário, elementos de reforço.

5.1.3.4.2. AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA À ESTABILIDADE GLOBAL

Recorrendo ao programa, modelou-se o muro de pneus e avaliou-se o menor valor do coeficiente de segurança à estabilidade global pelo método de *Bishop Simplificado*. Obteve-se um coeficiente de segurança à estabilidade global igual a 2,263, como representado na Figura 36.

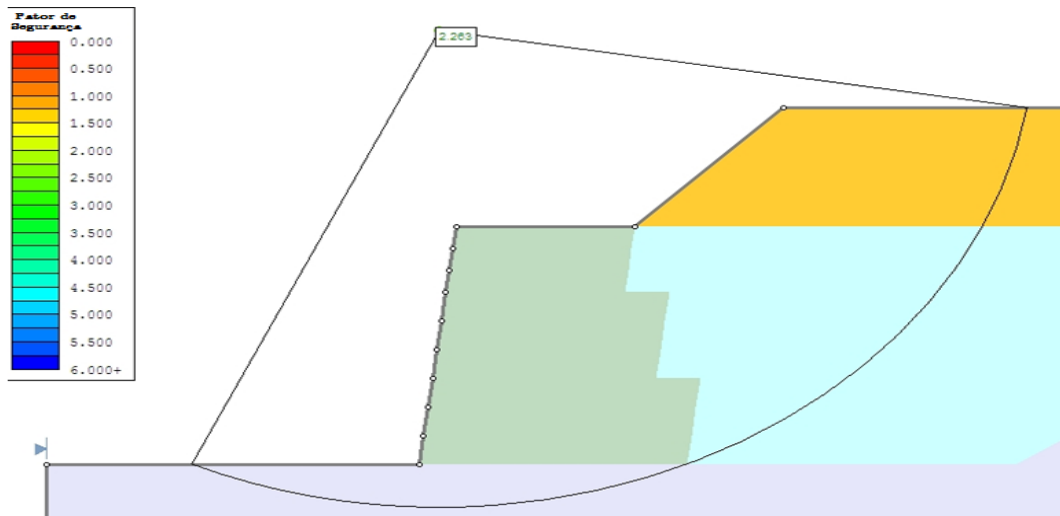


Figura 36: Fator de segurança à estabilidade global

5.2. ANÁLISE NUMÉRICA

Foi reproduzido o cálculo desenvolvido por Medeiros et al., (2001), recorrendo ao programa de cálculo automático, com formulação pelo Método dos Elementos Finitos, Phase2, com o objetivo de assegurar a igualdade dos respetivos resultados, sobretudo em

termos de deslocamentos e de tensões, com os valores disponíveis na bibliografia e de permitir a comparação posterior desta solução estrutural com a de muros de suporte em betão simples.

5.2.1. O PROGRAMA PHASE2

O programa Phase2 é um “*software*” desenvolvido pela Rocscience em parceria com a Universidade de Toronto, Canadá. É um programa de cálculo de análise bidimensional elastoplástica, com formulação pelo Método de Elementos Finitos (MEF), utilizado principalmente no cálculo de tensões e de deslocamentos em escavações subterrâneas ou superficiais de rocha ou de solo. O Phase2, na sua versão 8.011, permite resolver uma vasta gama de problemas de Geotecnia e de Engenharia Civil, permitindo uma modelação das diversas fases intervenientes num talude ou escavação, definir diferentes materiais para cada fase, modelar diversos tipos de suporte de solos ou de rocha, como o caso das pregagens ou ancoragens, paredes de betão armado, entre outros (Pires, 2009).

Uma das características do Phase2 é a análise da estabilidade de taludes pelo método de redução da resistência ao corte, designada no programa por *Shear Strength Reduction* (SSR). Para os diferentes modelos de comportamento disponíveis (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Hoek-Brown generalizado, Cam-Clay, Cam-Clay modificado ou Drucker-Prager), esta funcionalidade permite efetuar a análise da estabilidade de taludes por elementos finitos, através da redução da resistência ao corte, calculando o fator de redução da resistência (SRF) crítico do talude, o qual pode ser assimilado a um fator de segurança global (Gomes, 2010).

5.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO

O muro experimental realizado por Medeiros et. al., (2001) foi simulado no programa Phase2, tendo sido analisadas duas situações. Uma, após a construção do muro e outra, após a colocação da sobrecarga.

O muro foi modelado com base apenas nas características e na geometria correspondente à seção B, já atrás referida. O muro foi modelado em concordância com o seu faseamento construtivo, tendo sido consideradas cinco etapas construtivas. A primeira etapa correspondeu à modelação do solo de fundação, a segunda etapa foi constituída por três fases de 0,483 m de altura cada, perfazendo um total de 1.45 m, condizendo sensivelmente à simulação de três fiadas de pneus cada, e por outras três fases que corresponderam ao enchimento respectivo e à compactação do solo de aterro de cada fase de pneus em questão. A terceira e a quarta etapa com 1,45 e 1.1 metros subdivididos em 0,483 e 0,366 metros de altura respectivamente, tiveram a mesma sequência de modelação da segunda etapa. Por último, foi concluída a modelação, com a simulação da sobrecarga com 2 m de altura. O faseamento construtivo é apresentado na Figura 37 e as características adotadas no programa de cálculo estão representadas no Quadro 10.

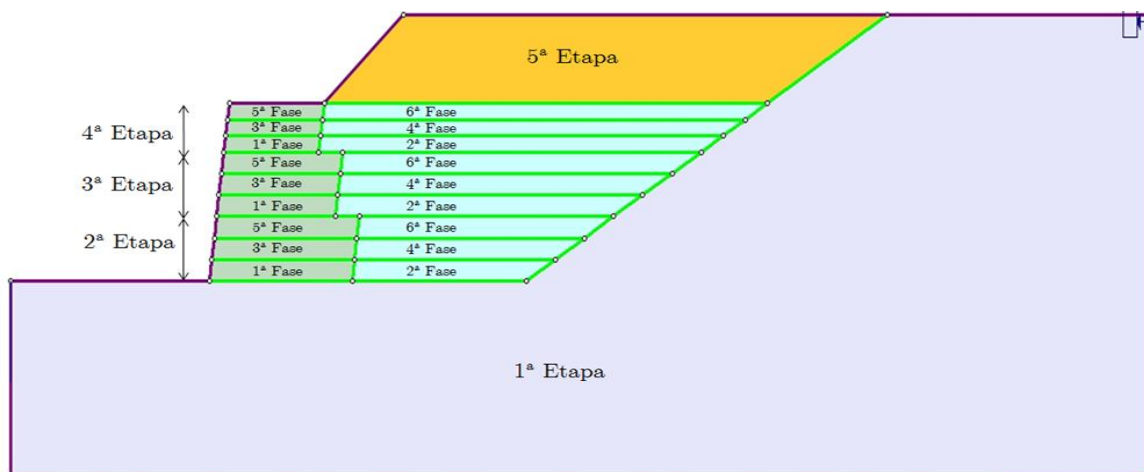


Figura 37: Faseamento construtivo

Quadro 10: Características dos materiais adotados no Phase2

Materiais	E (MPa)	ν	γ (MN/m ³)	c_k' (MPa)	ϕ_k' (°)
Solo de Fundação	35	0,35	0,017	0,013	35,82*
Conjunto Solo-Pneus	2,5	0,35	0,0165	0,013	29
Aterro	35*	0,35	0.0175	0,013	29
Sobrecarga	35*	0,35	0.0175	0,013	29

* Valores arbitrados para o presente estudo

Fonte: Medeiros et al., (2001)

O comportamento dos materiais envolvidos foi simulado de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

Para a simulação do problema considerou-se a malha de elementos finitos, representada na Figura 38, gerada automaticamente pelo Phase2, tendo esta sido discretizada nas zonas de maior concentrações de pressões.

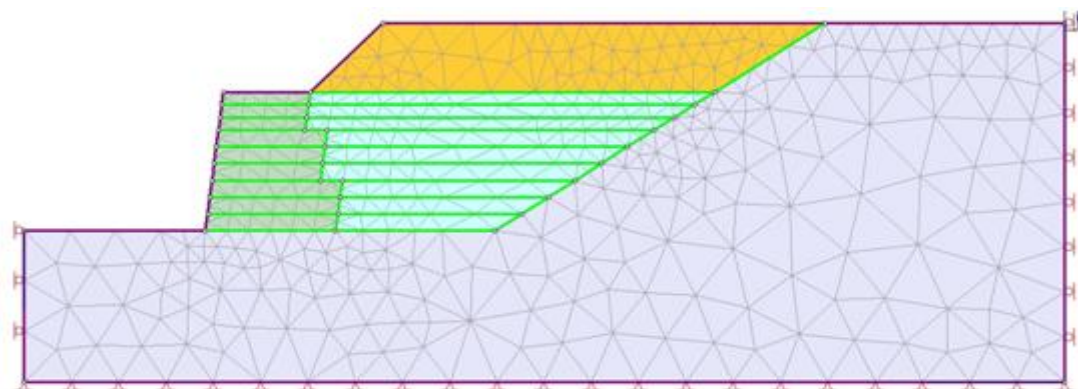


Figura 38: Malha de Elementos Finitos obtida no programa Phase2

A malha é composta por 10603 elementos triangulares de três nós

5.2.3. RESULTADOS

5.2.3.1. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Na Figura 39 apresentam-se os deslocamentos horizontais, para a última fase anterior à aplicação da sobrecarga, destacando-se os obtidos no paramento do muro, cujo valor máximo é da ordem de 2cm e ocorre, sensivelmente, a meia altura do muro.

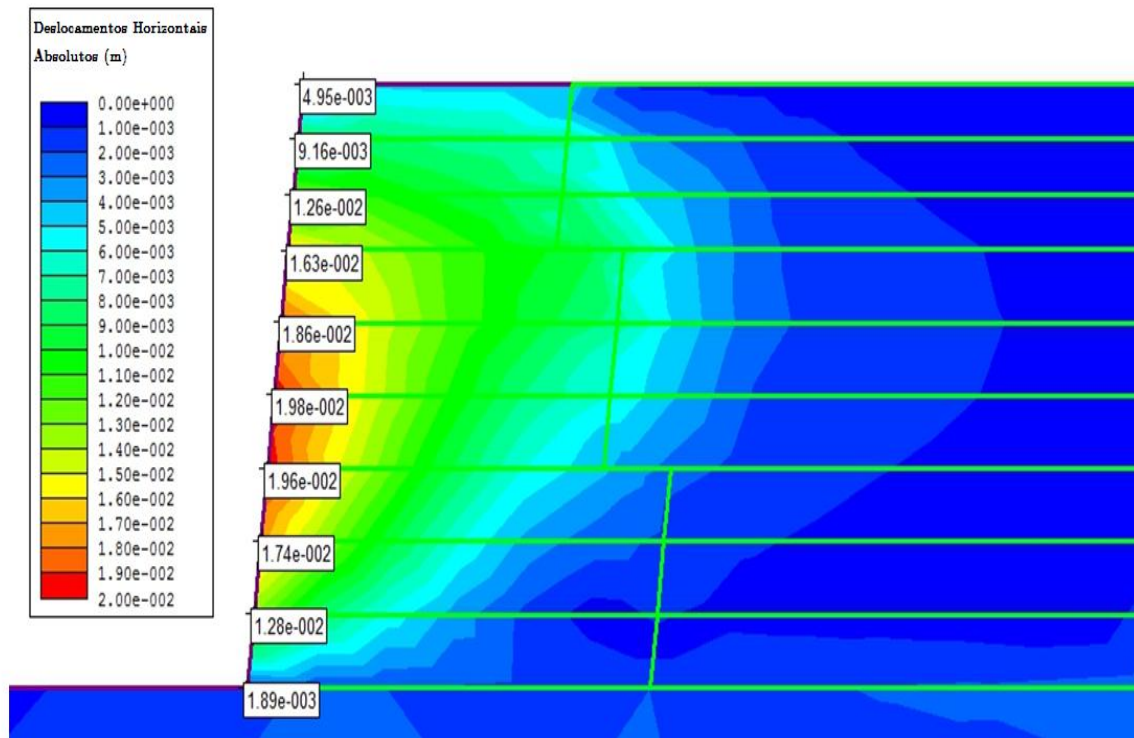


Figura 39: Deslocamentos horizontais para a última fase precedente à colocação da sobrecarga

Na Figura 40 apresentam-se também os deslocamentos horizontais mas agora correspondentes à última fase, após a aplicação da sobrecarga. Os deslocamentos no paramento do muro, objeto também de um particular detalhe nesta figura, assumem um valor máximo de 2,34cm, também a meia altura do muro.

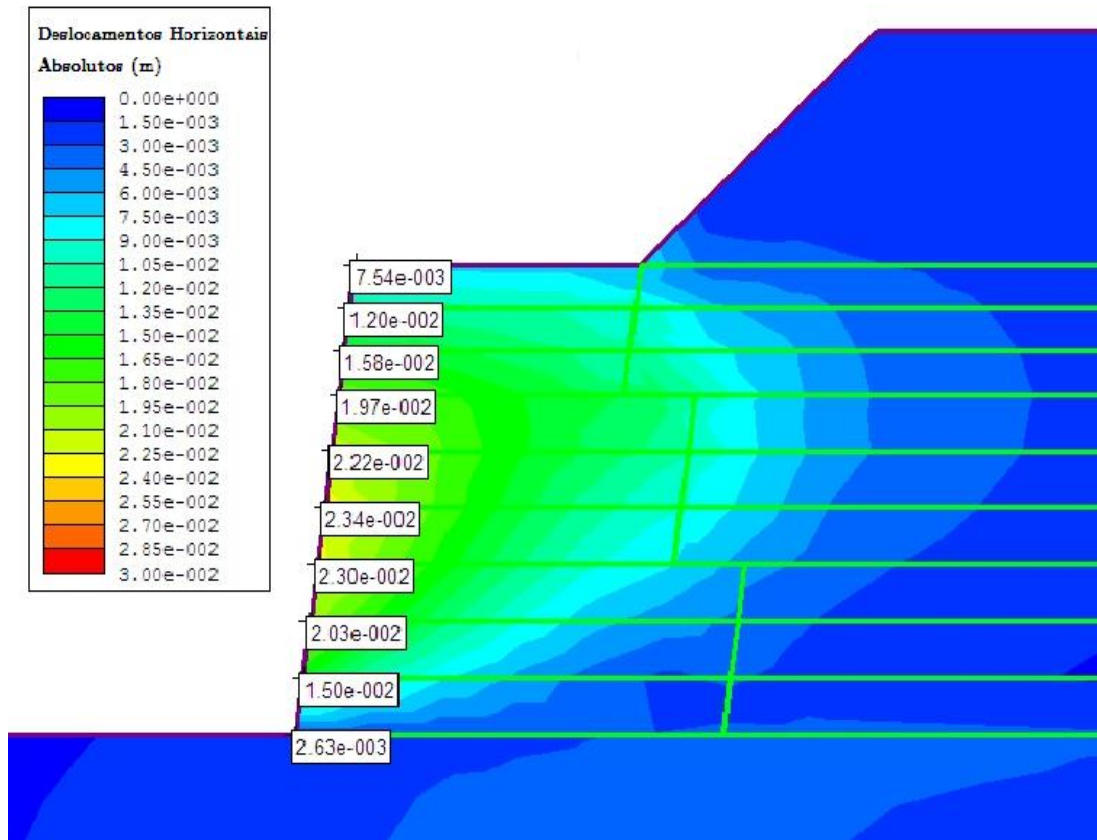


Figura 40: Deslocamentos horizontais após a colocação da sobrecarga

Na Figura 41 representam-se, em conjunto, os deslocamentos do paramento do muro medidos com inclinómetros, os obtidos com a análise numérica (Medeiros et. al, 2001) e os avaliados com o programa de cálculo automático Phase2, para a última fase que precede à colocação da sobrecarga. Verifica-se que os valores correspondentes ao programa Phase2 evoluem de forma idêntica aos outros dois conjuntos de deslocamentos e assumem grandezas também semelhantes.

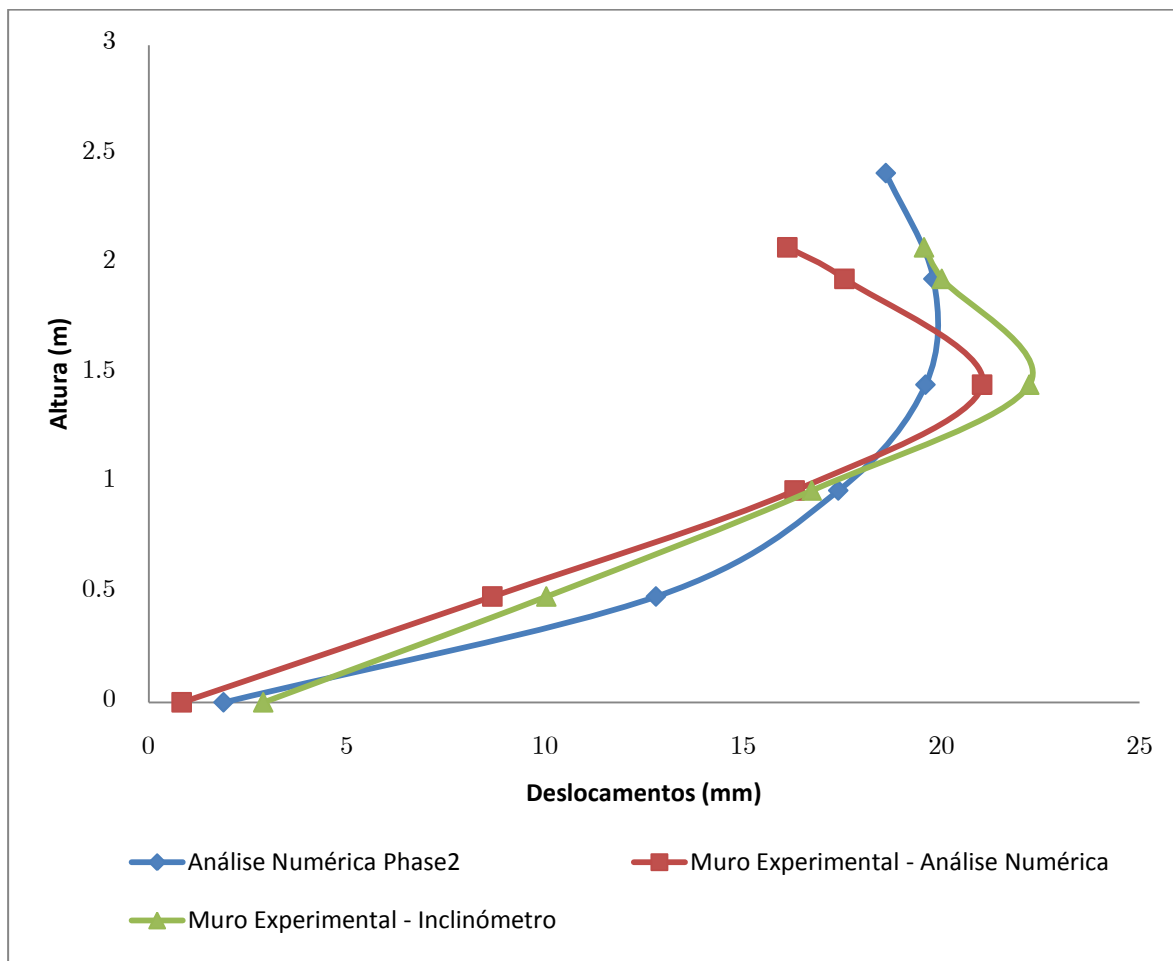


Figura 41: Deslocamentos horizontais na última fase que precede a colocação da sobrecarga

Na Figura 42 apresentam-se, novamente, os três conjuntos de valores mas agora para a fase final, após a colocação da sobrecarga. Para esta fase as 3 curvas são semelhantes, apresentando, contudo, valores inferiores aos resultantes da aplicação do Phase2.

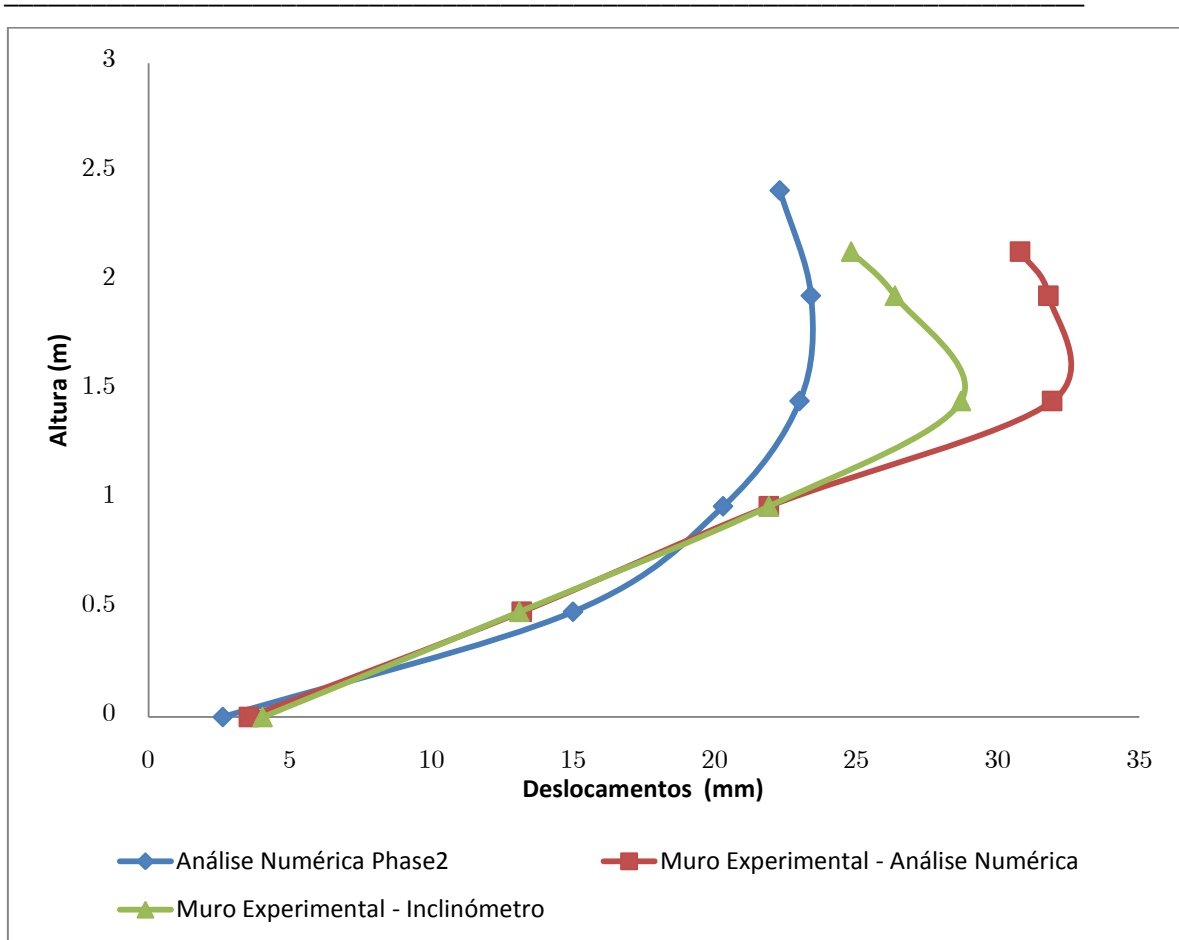


Figura 42: Deslocamentos horizontais após a colocação da sobrecarga

5.2.3.2. TENSÕES HORIZONTAIS

Na Figura 43 apresentam-se as tensões horizontais, para a última fase precedente à aplicação da sobrecarga, nos três pontos utilizados pelos autores, a 0,6; 1,5 e a 2,5 metros de altura e a 0,40 metros afastados do tardo do muro. Destaca-se o valor obtido na base do muro, cujo valor máximo é da ordem de 27,7 kPa.

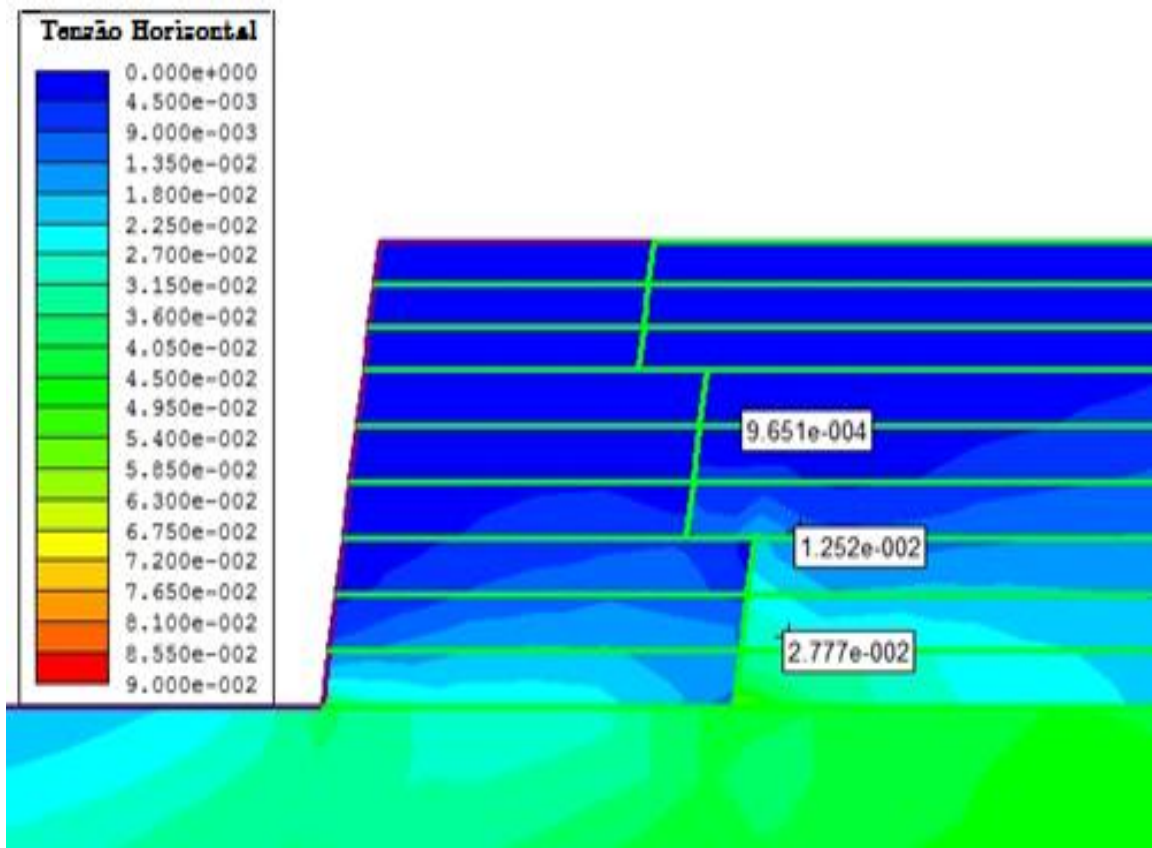


Figura 43: Tensões horizontais

Na Figura 44 apresentam-se os resultados, em termos de tensões horizontais, no paramento do muro medidas com células de pressão, os obtidos com a análise numérica (Medeiros et. al., 2001) e os avaliados com o programa de cálculo automático Phase2, verificando-se que a análise numérica realizada com o programa de cálculo automático Phase2 fornece valores muito próximos dos obtidos com a monitorização com células de pressão.

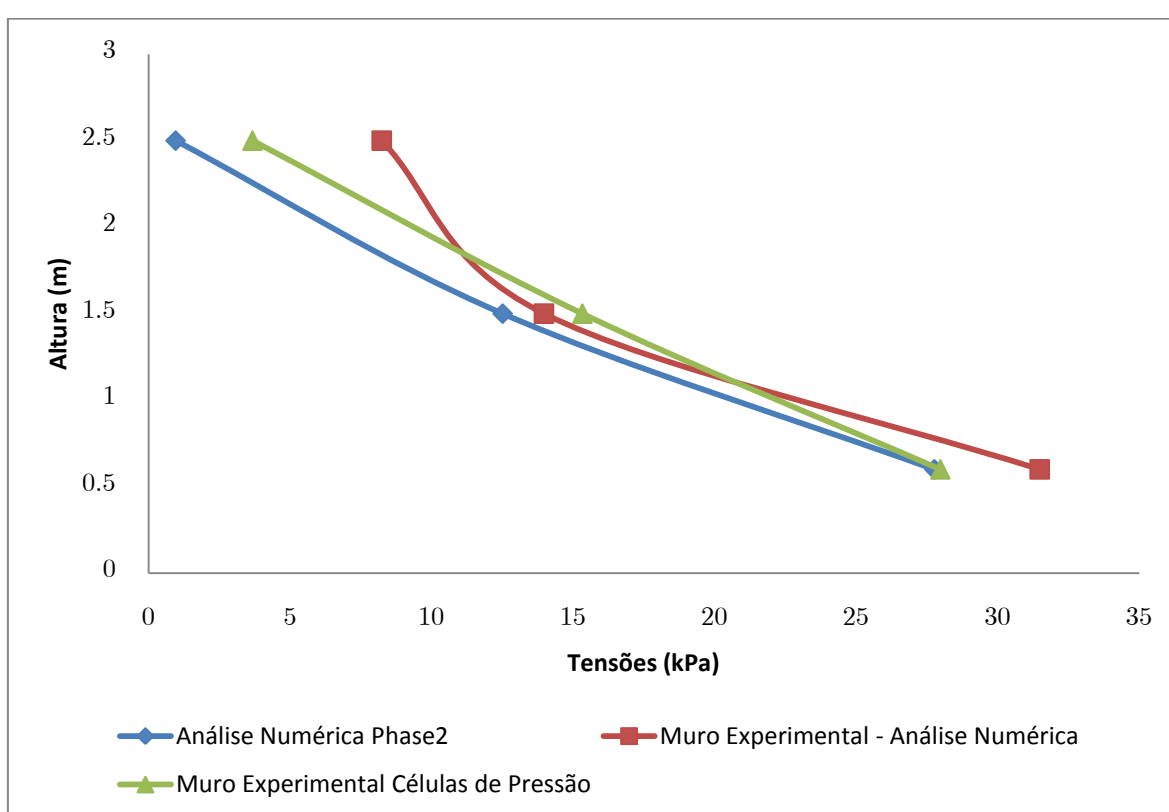


Figura 44: Tensões horizontais na última fase procedente à colocação da sobrecarga

5.2.3.3. FATOR DE RESISTÊNCIA

Nas Figuras 45 e 46 apresentam-se os resultados, para a fase final de execução do aterro e para a fase de instalação da sobrecarga, respetivamente, em termos de fator de resistência. O fator de resistência representa a relação entre a tensão de corte resistente e a tensão de corte atuante.

Verifica-se que, para a fase final de execução do aterro, as zonas em que ocorreu a mobilização integral da resistência ao corte não assumem uma dimensão significativa, concentrando-se na base do muro e no respetivo tardoz. Para a fase de instalação da sobrecarga verifica-se que estas zonas têm uma dimensão mais expressiva, concentrando-se, no entanto, nas mesmas localizações.

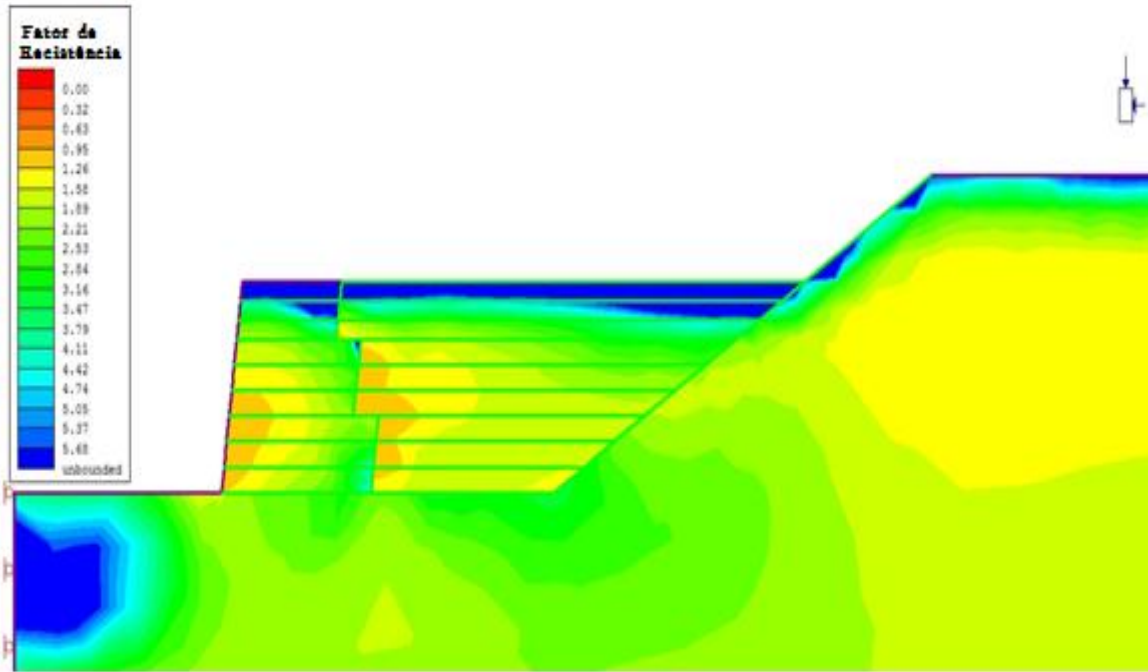


Figura 45: Fator de Resistência para a última fase precedente à colocação da sobrecarga

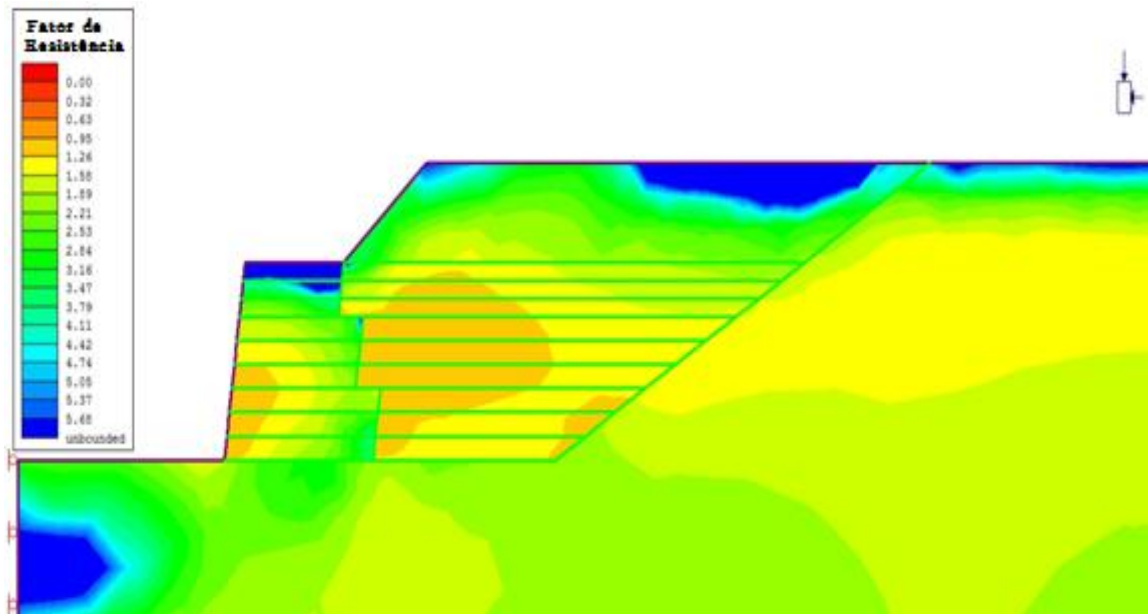


Figura 46: Fator de Resistência após a colocação da sobrecarga

5.2.3.4. ZONAS EM CEDÊNCIA

O desenvolvimento das superfícies de cedência encontram-se ilustrados nas Figuras 47 e 48, respetivamente, para a fase final da execução do aterro e para a fase de instalação da sobrecarga.

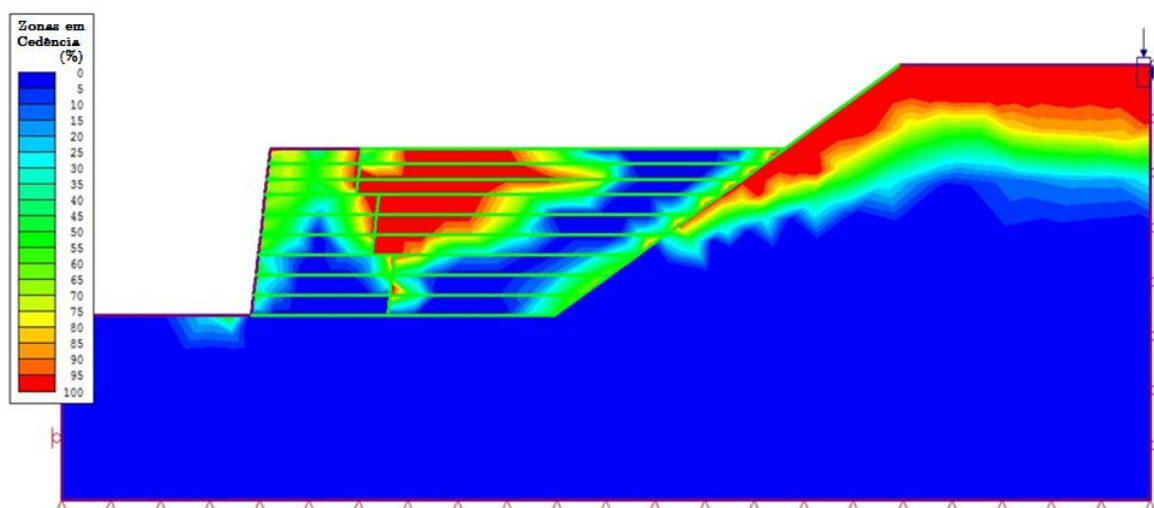


Figura 47: Zonas em cedência para a última fase precedente à colocação da sobrecarga

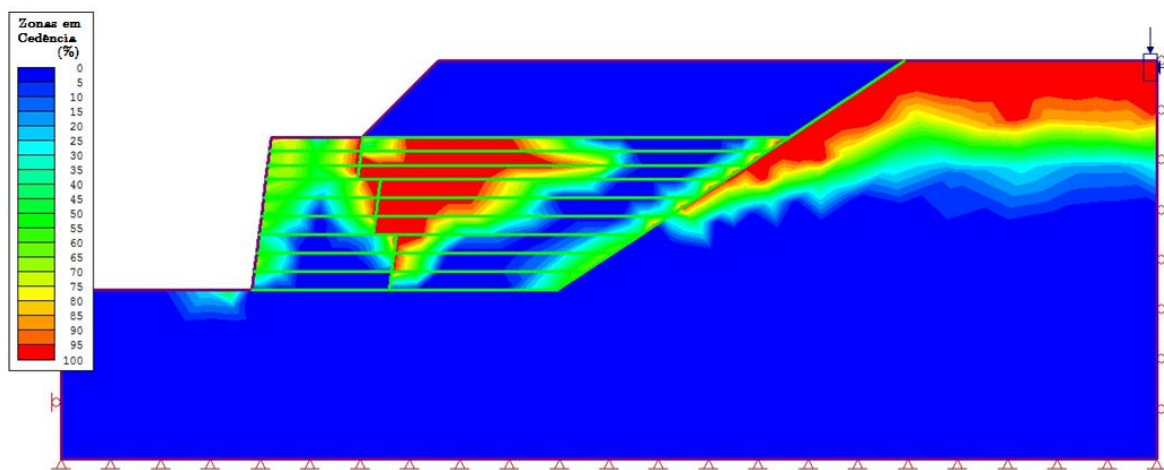


Figura 48: Zonas em cedência após a colocação de sobrecarga

Verifica-se que as zonas em cedência se concentram numa cunha no tardo do muro de suporte. As zonas em cedência que se observam no talude natural são compatíveis com a informação disponibilizada sobre a instabilidade da encosta sobranceira ao muro experimental executado.

5.3. SOLUÇÃO ALTERNATIVA EM BETÃO SIMPLES

Com o objetivo de comparar esta solução construtiva com uma solução tradicional de um muro de suporte em betão simples reproduziu-se o faseamento construtivo, considerando o aterro suportado por um muro de suporte de betão simples cuja geometria assegura um coeficiente de segurança relativamente à estabilidade global semelhante ao associado à solução de muros de suporte de terras (FS = 2,263). Manteve-se neste muro a inclinação da face da frente adotada no muro de pneus.

Na Figura 49 reproduziu-se o resultado do estudo dessa solução alternativa com o recurso ao programa de cálculo automático Slide.

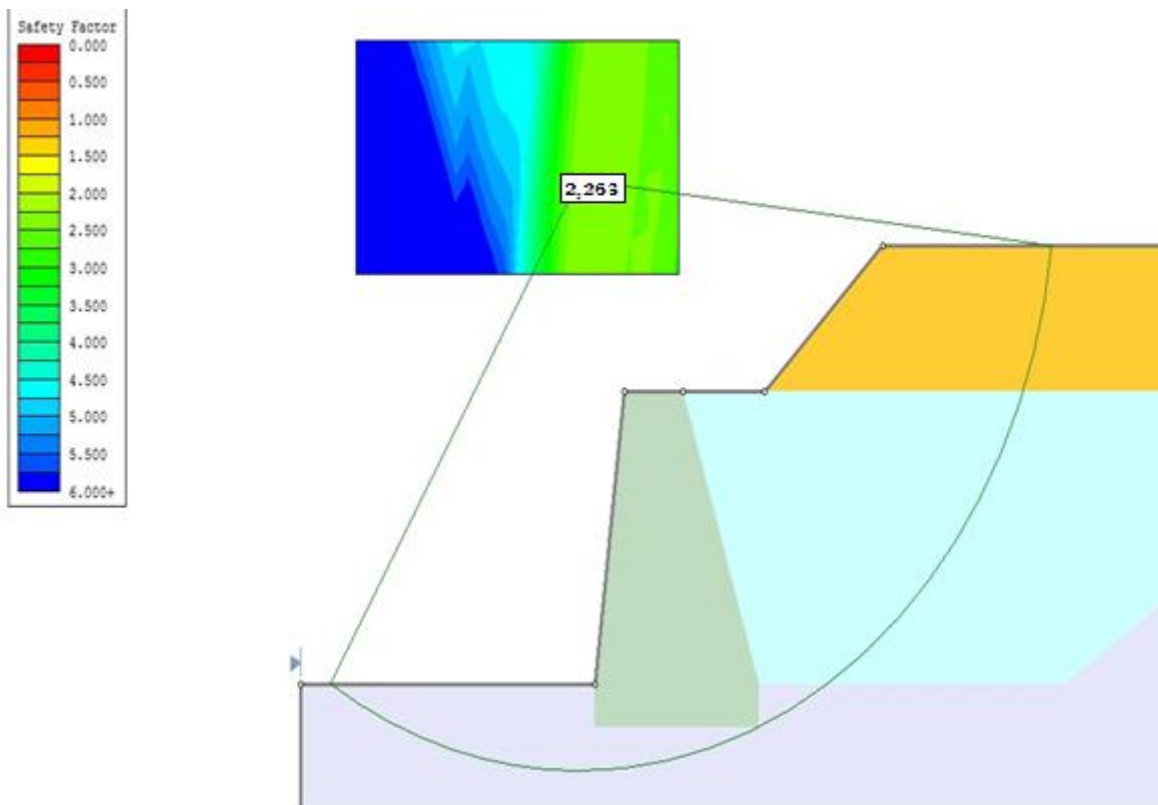


Figura 49: Muro em betão - resultados da avaliação da estabilidade global com o programa Slide

A geometria do muro de betão simples é indicada na Figura 50.

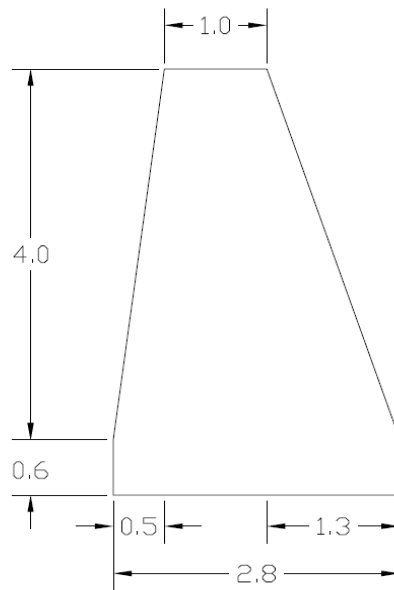


Figura 50: Geometria do muro de betão

Para a comparação dos custos associados às duas soluções construtivas apresentam-se os Quadros 11 a 14.

No Quadro 11 indicam-se as quantidades de pneus, corda e solo usados na materialização dos 15 metros de muro de pneus.

Quadro 11: Quantidade de material utilizado para o muro de pneus

Materiais	Quantidade por m ³	Quantidade Total
Pneus (un)	17,26	3161
Corda (m)	93,19	17067,25
Solo (m ³)	0,226	714,25

No Quadro 12 estima-se o tempo necessário para a realização das diferentes tarefas incluídas na construção do muro de pneus.

Quadro 12: Tempo necessário para a construção do muro de pneus

Mão-de-obra	Tempo por pneu (min)	Tempo por m ³ de muro (min)	Tempo Total (h)
Corte dos pneus	1	17,26	52,69
Colocação e amarração dos pneus	2	34,53	105,37
Enchimento e compactação dos pneus	2	34,52	105,37
Total	5	86,3	263,43
		Meses	1,65

No Quadro 13 apresenta-se o custo do muro de pneus, considerando ou não a parcela correspondente ao solo de enchimento, perspetivando a possibilidade de se usar o solo existente no local, escavado para a instalação do muro.

Quadro 13: Custo total da construção do muro de pneus

Materiais	Preço	Custo por m ³ (€)	Custo Total (€)
Pneus	-	2	500*
Corda	0,10€/m	9,32	1706,7
Solo	3€/ m ³	0,68	2143,9
Mão-de-obra	10€/h	14,39	2634,3
Custo total do muro de pneus, sem contabilizar o solo de enchimento		25,7	4841
Custo total do muro de pneus, contabilizando o solo de enchimento		26,38	6984,92

*Estimativa do custo de transporte dos pneus para uma distância de 100Km

No Quadro 14 apresenta-se o custo do muro de betão simples, considerando ou não a parcela correspondente ao solo de enchimento, perspetivando a possibilidade de se usar o solo existente no local, escavado para a instalação do muro.

Quadro 14: Quantidade e custo total na construção do muro de betão simples

Materiais	Quantidade total	Preço (€)	Custo Total (€)
Betão C15/20	114 m ³	55€/ m ³	6270
Cofragem para betão à vista	75,95 m ²	17,5€/ m ²	1329,125
Cofragem para betão não à vista	63 m ²	13,5€/ m ²	850,5
Betão sapata	25,2 m ³	55€/ m ³	1386
Cofragem sapata	18 m ²	13,5€/ m ²	243
Escavação	25,5 m ³	3€/ m ³	75,6
Total			10154,225

Os quadros acima apresentados estabelecem uma estimativa de custo para as duas soluções, verificando-se que a construção do muro de pneus é uma solução bastante económica, com custos de construção reduzidos, face à solução alternativa. A construção de uma estrutura de suporte, utilizando pneus, verificou ter um custo aproximado de 52,3% mais barato, no caso de não ser possível a utilização de solo presente no local para o enchimento dos pneus, e cerca de 31,2% mais barato, no caso de os pneus serem cheios com solo presente no local da construção.

6

CONCLUSÃO

O uso de pneus em fim de vida para a construção de muros de contenção provou ser uma solução construtiva viável e de baixo custo. Este tipo de muros requer somente o solo, pneus em fim de vida e corda de polipropileno (ou, então, arame galvanizado), sem necessidade de materiais como aço, cimento ou agregados. O muro pode ser construído manualmente ou com equipamento de compactação e sem necessidade de mão-de-obra especializada (Sayão, Medeiros, Sieira e Gerscovich, 2002).

Embora em Portugal a percentagem de pneus não valorizados seja baixa (14,6%), ainda é elevada a percentagem em que a valorização consiste na sua queima para produção de energia (27,8). A redução desta percentagem, encaminhando os pneus para a constituição de muros de suporte de terras é uma alternativa que se integra nos conceitos de sustentabilidade e de proteção ambiental.

As mais-valias económicas e ambientais que caracterizam esta solução de estrutura de suporte de terras assumem uma dimensão ainda mais elevada em países em que a valorização dos pneus é ainda de expressão reduzida e em que a mão-de-obra é ainda mais barata.

7

PERSPETIVAS FUTURAS

Numa abordagem futura serão ainda necessários estudos experimentais que contribuam para um melhor conhecimento do comportamento do muro e das ligações entre os diferentes elementos. Esses estudos deverão contribuir para melhorar o comportamento dos muros de pneus. Nesse sentido, deverá ser adequadamente caracterizada a resistência à tração do conjunto pneu-ligação, tentando otimizar os sistemas de amarração entre pneus; fundamental será também a caracterização da interface entre camadas de pneus, de modo a possibilitar a sua posterior modelação com elementos finitos de junta.

Por outro lado, será necessário avaliar a suscetibilidade de contaminação do solo de enchimento pelos produtos lixiviados do pneu, de modo a garantir a sustentabilidade desta solução construtiva.

BIBLIOGRAFIA

Aguiar M.A & Martins J.G, 2005. Estruturas: Contenção lateral de Solos. UFP, 1ª Ed., pp. 208.

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

Baroni 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.

Basel Convention on the Control of Transboundary Movements of Hazardous Wastes and their Disposal, 1999. Technical Guidelines on Hazardous Wastes: Identification and Management of used tyres. 40 pp.

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

Coelho S.A.,1996. Tecnologia de Fundações. 1ª Edição. Edições Escola Profissional Gustave Eiffel. 996 pp.

Continental, 2008. Tyre basics - passenger car tyres. In: <http://www.continental-tyres.com/> (Consultado em 29 de Maio de 2012).

Correia A.A., 2003. Métodos de Dimensionamento de Muros de Alvenaria de Tijolo Reforçado com Geossintéticos. Universidade do Porto. 210 pp. (Dissertação de Mestrado).

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

ETRAMA - European Tyre & Rubber Manufacturers Association., Annual Report 2010-2011. It's all about competitiveness! In: <http://www.etrma.org/> (consultado em 21 Março de 2012).

ETRMA- European Tyre & Rubber Manufacturers Association, 2011. European Tyre & Rubber Industry: Statistics In: <http://www.etra-eu.org/> (Consultado em 10 de Abril 2012).

ETRMA- European Tyre & Rubber Manufacturers Association, 2011. End of Life Tyres: A Valuable resource With Growing Potential In: <http://www.etrma.org/> (Consultado em 14 de Abril de 2012).

Félix C.M., 1991. Comportamento dos Muros de Terra Armada. Universidade do Porto. 157 pp. (Dissertação de Mestrado).

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

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

FIEP, 2007. Boletim informativo da bolsa de reciclagem sistema. In: www.ambientebrasil.com.br/ (Consultado em 20 de Maio de 2012).

FIEP, B.I., 2001. Boletim Informativo da Bolsa de Reciclagem FIEP. In: <http://www.ambientebrasil.com.br/> (Consultado em 19 de Maio de 2012).

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

Fioriti C.F. & Akasaki J.R., 2004. Fabricação de Blocos Estruturais de Concreto com Resíduos de Borracha de Pneus. *Holos Environment*, 4 (2), pp.145-156.

Freires F.G., 2007. A Influência dos Componentes Físicos e da Cooperação entre os Actores Sobre o Desempenho de Sistemas Logísticos Inversos: o Caso dos Pneus-Resíduo. Universidade do Porto. 219 pp. (Dissertação de Doutoramento).

Freires F.G. & Guedes A.P., 2006. A gestão do sistema logístico inverso para pneus-resíduo e sua relação com a eficácia e eficiência. XXVI ENEGEP, Fortaleza, pp. 1-8.

Gomes C.S., 2010. Combinação de Soluções Analíticas na Análise da Estabilidade de Taludes Rochosos reforçados. Universidade do Porto. 160 pp. (Dissertação de Mestrado).

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

Guerra N.M., Fernandes M.M., Cardoso A.S. & Correia A.G., 2003. Dimensionamento Expedido dos Perfis Verticais de Estruturas de Contenção Tipo Berlim Definitivas. *Geotecnia* , 99, pp. 81-103.

Hausmann M., 1990. Slope Remediation - Stability and Performance of Slope and Embankments-II. *Geotechnical Special Publication* , 2, pp. 1274-1317.

Hossain S. & Jayawickrama P.W., 2000. Use of whole tires and fly ash in earth retaining structures. Center for multicisiplinary research in transportation texas thech university, 1-75.

Huat B.B., Aziz A.A. & Chuan L.W., 2008. Application of Scrap Tires as Earth Reinforcement for Repair of Tropical Residual Soil Slope. *Ejge* , 13, pp. 1-9.

JATMA - The Japan Automobile tyre Manufacturers Association, 2011. Tyre Industry of Japan. In: [http:// www.jatma.or.jp /](http://www.jatma.or.jp/) (Consultado em 8 de Julho 2012).

Lacerda L.P., 2001. Pneus Descartados no Brasil - Subsídios para uma Reflexão Sobre o Problema na Bahia. Universidade Federal da Bahia. 59 pp. (Monografia).

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

Lagarinhos C. A. & Tenório J.A., 2008. Tecnologias Utilizadas para a Reutilização, Reciclagem e Valorização Energética de Pneus no Brasil. *Polímeros: Ciência e tecnologia*, 18(2), pp. 106-118.

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

Matos M.A., 2010. Aprivação do Método de Escavação Sequencial a Cortinas de Estacas e Betão Projectado. Universidade do Porto. 141 pp. (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.

Meireles A.B. & Martins J.G., 2006. Execução de Cortinas de Estacas. Fundações e Contenção Lateral de Solos. UFP, 1ª Ed., pp. 84.

Menezes J.E., 1990. Análise Dinâmica de Estruturas de Suporte de Terras. Universidade do Porto. 106 pp.(Tese de Mestrado).

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.

Nunes P.S., 2010. Dimensionamento de Estruturas de Suporte Flexíveis Monoapoiadas Revisitando os Métodos Clássicos com o Método dos Elementos Finitos. Universidade do Porto , 158 pp. (Dissertação de Mestrado).

Open-ended Working Group of the Basel Convention on the Control of Transboundary Movements of Hazardous Wastes and their Disposal, 2010. Revised technical guidelines on environmentally sound management of used tyres. 56 pp.

Pires D.F., 2009. Taludes Rochosos Reforçados - Comparação de Modelos Numéricos com Soluções Analíticas Explícitas. Universidade do Porto , 110 pp. (Dissertação de Mestrado).

Reschner K., 2008. A Summary of Prevalent Disposal and Recycling Methods. *Scrap Tire Recycling* , pp. 1-16.

Santos J.G., 2005. O Impacto do Lixo Urbano no Desenvolvimento de Produtos Sustentáveis - Caso do Concreto Di: Pneus Inservíveis. Universidade Católica de Santos, 165 pp. (Dissertação de Mestrado).

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.

Shumlman V.L., 2004. Tyre Recycling. *Repra Review Reports* , 15 (7),pp. 3-129.

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).

Sousa N.A., 2008. Desenvolvimento de Ferramentas de Projeto de Estruturas de Suporte Flexíveis. Universidade do Porto , 151 pp. (Dissertação de Mestrado).

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

Tschebotarioff G.P., 1978. Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra: a Arte de Projetar e Construir e suas Bases Científicas na Mecânica dos Solos. McGraw-Hill do Brasil, Ltda.

Valorpneu, 2011. Relatório Anual e Contas. In: <http://www.valorpneu.pt/> (Consultado em 15 de Julho de 2012)

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 Aveir. 85 pp. (Dissertação de Mestrado).

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

Normas

Decreto-lei 43/2004 de 2 de Março, 2004. Diário da República - I Série - A N.º52, 1108 pp.

Decreto-lei 73/2011 de 17 de Junho, 2011. Diário da República - 1ª Série-N.º 116, 3251 pp.

Decreto-lei 111/2001 de 6 de Abril, 2001. Diário da República - I Série - A, N.º 82, 2046 pp.

Decreto-lei 178/2006 de 5 de Setembro, 2006. Diário da República - 1ª Série-N.º 171, 6526 pp.

Diretiva do Concelho 75/442/CEE de 15 de Julho de 1975.

Diretiva do Concelho 91/158/CEE de 18 de Março de 1991.

Diretiva do Concelho 1999/31/CEE de 26 de Abril de 1999.

NP EN 1997-1., 2010. Eurocódigo 7:Projecto Geotécnico- Parte 1: Regras Gerais. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa, 179 pp.