

Ricardo Filipe da Mariana Proença

COMPORTAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSINTÉTICOS

BEHAVIOUR OF UNPAVED ROADS REINFORCED WITH GEOSYNTHETICS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pela Professora Doutora Arminda Maria Marques Almeida e pela Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto

Coimbra, 18 de Setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Ricardo Filipe da Mariana Proença

Comportamento de estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos

Behaviour of unpaved roads reinforced with geosynthetics

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pela Professora Doutora Arminda Maria Marques Almeida e pela Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 18 de Setembro de 2018

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste trabalho, foram várias as batalhas superadas com esforço, dedicação e compromisso. No entanto, sem algumas pessoas não seria possível concretizar todos os objetivos traçados, deixando assim um enorme e sincero agradecimento:

- à Professora Doutora Arminda Maria Marques Almeida e à Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto, por todas as dúvidas esclarecidas, conhecimento transmitido, e ainda, pela orientação, incentivo e disponibilidade demonstrados na elaboração desta dissertação;
- ao Sr. José António, técnico do laboratório de Geotecnia DEC-UC, pela total disponibilidade e pela transmissão de todo o conhecimento, sem dúvida a ajuda mais importante em laboratório;
- aos meus companheiros de laboratório, João Santos e Ana Guedes, que me ajudaram a superar muitas dificuldades;
- aos meus amigos e colegas, João Cajada, André Silva, Rui Lopes, Licínio Salgueiro, João Costa, António Nôro e Jorge Costa, que ao longo deste percurso me apoiaram e mostraram um enorme companheirismo;
- à minha namorada, Sofia, pelo enorme apoio, compreensão e incentivo, que me ajudou a atingir todos os objetivos pessoais e profissionais. Todo o meu percurso académico é marcado pela sua presença e por nunca ter desistido de mim;
- aos meus pais e irmãos, por me terem dado todas as condições para a conclusão do curso, com compreensão, incentivo e acima de tudo, confiança. Um enorme agradecimento por acreditarem em mim;
- à empresa BRITAGEM DO FÉTAL LDA, pela cedência do material granular (tout-venant);
- às empresas BBF/NAU e Geosin/TenCate, pela cedência dos geossintéticos.

A todos o meu sincero, OBRIGADO

RESUMO

As estradas não pavimentadas são infraestruturas importantes no desenvolvimento económico e social de todo o mundo, que permitem à população o acesso a bens e serviços. De forma a garantir a segurança e o conforto dos utentes da via, é importante assegurar as melhores condições de circulação através de soluções que garantam a menor deformabilidade e a consequente maior estabilidade das estradas não pavimentadas.

No dimensionamento das estradas não pavimentadas é importante ter em conta todos os fatores externos e internos à sua construção, sendo importante realçar a importância do efeito do tráfego, das condições climáticas, da localização e dos materiais utilizados na estrada. Assim, de forma a garantir a estabilidade estrutural da via, são inseridas, no processo de construção, técnicas de reforço que permitem uma distribuição mais equilibrada da carga aplicada e um aumento da resistência do solo. O reforço das estradas não pavimentadas passa, entre outros, pela introdução de geossintéticos entre a camada granular e o solo, tais como, geotêxteis ou geogrelhas.

Na dissertação apresentada, pretende-se analisar, primeiramente, a influência que o reforço, geossintético tem na deformabilidade de um solo fraco, sendo a sua localização importante na avaliação da sua competência funcional. Numa segunda fase é introduzido este mesmo reforço entre uma camada granular, de agregado britado de granulometria extensa (tout-venant), e o solo de fundação e feita a verificação da respetiva deformação. Para tal, foram realizados ensaios de pista que possibilitam simular a passagem de uma roda de um veículo pesado (peso adicional de 11,770 kg), e assim analisar a deformabilidade sentida em todas as fases descritas anteriormente.

De acordo com os resultados obtidos, verificou-se que a localização do geossintético influencia a resistência do solo à deformação, e que os comportamentos são variáveis conforme a rigidez de cada geossintético ensaiado. É possível ainda concluir que a integração da camada granular não proporcionou resultados convincentes, devido, provavelmente à dificuldade da compactação durante a preparação do provete.

PALAVRAS-CHAVE: estradas não pavimentadas, geossintéticos, reforço, camada granular, agregado britado de granulometria extensa (tout-venant), solo de fundação, deformação, resistência, ensaio de pista

ABSTRACT

Unpaved roads are important infrastructures in the economic and social world development, allowing access of the population to goods and services. In order to guarantee safety and comfort of road users, it is important to ensure the best driving conditions through solutions that ensure the minimum deformability and consequent greater stability of unpaved roads.

For design of unpaved roads, it is important to take into account all external and internal factors to their construction. It is important to highlight the importance of the effect of traffic, weather conditions, location and materials used on the road. Therefore, in order to guarantee the structural stability, reinforcement techniques are introduced in the construction process which allow for a more balanced distribution of the applied load and an increase in soil resistance. Reinforcement of unpaved roads involves the introduction of geosynthetic between the granular layer and the soil, such as geotextiles or geogrids.

In this dissertation, an analysis is carried out, firstly, on the influence of the geosynthetic reinforcement on the deformability of a weak soil, being its location important in the evaluation of its functional competence. In a second step this same type of reinforcement is introduced between a granular layer, crushed aggregates with extensive granulometry (tout-venant), and the subgrade soil and studied for the respective deformation. For this purpose, wheel tracking tests were carried out to simulate the passage of a wheel of a heavy vehicle (additional weight of 11,770 kg), and thus to analyze the deformability in all phases described above.

The results showed that the location of the geosynthetic influences the soil strength to deformation, and that the behavior is variable according to the different rigidity of each geosynthetic tested. It is also possible to conclude that the integration of the granular layer did not give convincing results, probably due to the difficulty of compaction during prototype preparation.

KEY WORDS: unpaved roads, geosynthetics, reinforcement, granular layer, crushed aggregates with extensive granulometry (tout-venant), subgrade soil, deformation, strength, wheel tracking test

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
SIMBOLOGIA	vii
ABREVIATURAS	vii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Contexto do Trabalho	1
1.2. Estrutura da Dissertação	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Introdução	3
2.2 Características de um pavimento rodoviário	5
2.2.1 Aspetos geotécnicos	8
2.2.2 Aspetos geométricos.....	12
2.2.2.1 Perfil transversal tipo.....	13
2.2.2.2 Perfil longitudinal	14
2.2.3 Drenagem	15
2.2.3.1 Dispositivos de drenagem longitudinal	15
2.2.3.2 Dispositivos de drenagem transversal	16
2.3 Defeitos em estradas não pavimentadas	16
2.3.1 Secção transversal inadequada	16
2.3.2 Drenagem inadequada	18
2.3.3 Rodeiras	19
2.3.4 Ondulações	20
2.3.5 Buracos	20
2.3.6 Excesso de poeira	21
2.3.7 Perda de agregados	22
2.4 Geossintéticos	23
2.4.1 Vantagens dos geossintéticos em estradas não pavimentadas.....	23
2.4.2 Classificação e diferentes tipos de geossintéticos	24
2.4.2.1 Geotêxteis tecidos e não tecidos.....	25
2.4.2.2 Geogrelha	26
2.4.3 Principais funções dos geossintéticos em estradas não pavimentadas	27
2.4.4 Mecanismos de ação do reforço	28
2.4.4.1 Restrição à movimentação lateral.....	28
2.4.4.2 Aumento da capacidade de carga	29
2.4.4.3 Efeito de membrana tracionada	30
2.5 Métodos de dimensionamento	30
2.5.1 Método de Giroud e Noiray (1981)	31
2.5.2 Método de Milligan et al. (1989a).....	32
2.5.3 Método de Houlsby e Jewell (1990).....	33

2.5.4 Método de Giroud e Han (2004)	33
2.6 Ensaios com reforço de geossintéticos	35
3. PROCEDIMENTO LABORATORIAL.....	38
3.1 Considerações iniciais	38
3.2 Materiais utilizados.....	38
3.2.1 Solo e a sua caracterização geotécnica	38
3.2.1.1 Curva granulométrica	38
3.2.1.2 Teor em água ótimo	39
3.2.1.3 Densidade das partículas sólidas	40
3.2.1.4 Limites de consistência.....	40
3.2.1.5 Índice de suporte de um solo – CBR	41
3.2.1.6 Classificação do solo	42
3.2.2 Camada granular – ABGE (tout-venant) e a sua caracterização física	42
3.2.2.1 Granulometria típica	43
3.2.2.2 Desempenho do ABGE	43
3.2.3 Geossintéticos.....	44
3.2.3.1 Geogrelhas	44
3.2.3.2 Geotêxtil	45
3.3 Equipamento utilizado nos ensaios.....	46
3.3.1 Caixa de ensaios	46
3.3.2 Prensa hidráulica	47
3.3.3 Máquina Wheel Tracking	48
3.4 Procedimento de ensaio	48
3.5 Programa de trabalhos	51
4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	53
4.1. Introdução	53
4.2. Comportamento do solo não reforçado	53
4.3. Efeito do reforço no solo	54
4.3.1. Efeito da geogrelha.....	54
4.3.2 Efeito da geogrelha cruzada	56
4.3.3. Efeito do geotêxtil	57
4.3.4 Comparação dos ensaios realizados no solo.....	59
4.4 Comportamento do solo e camada granular sem reforço	60
4.5 Efeito do reforço entre solo e camada granular	62
4.5.1 Efeito da geogrelha cruzada entre o solo e camada granular	62
4.5.2 Efeito da geogrelha e geotêxtil entre o solo e camada granular	63
4.5.3 Efeito da geogrelha preta e geogrelha entre o solo e camada granular	64
4.5.4 Comportamento de todos os reforços entre o solo e camada granular	66
5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	68
5.1. Considerações Finais	68
5.2. Trabalhos Futuros	69
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70

SIMBOLOGIA

G – Densidade das partículas sólidas

w_L – Limite de liquidez

w_P – Limite de plasticidade

w – Teor em água

w_{ot} – Teor em água ótimo

γ_d – Peso volúmico seco

$\gamma_{dmáx}$ – Peso volúmico seco máximo

γ_s - Peso volúmico das partículas sólidas

γ_w – Peso volúmico da água

ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa

ASTM - American Society for Testing and Materials

CBR – Californian Bearing Ratio

CETO - Caderno de Encargos Tipo Obra

DEC-UC - Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra

EN - Norma Europeia

EP – Estradas de Portugal

FCTUC - Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra

IGS - International Geosynthetics Society

IP - Infraestrutura de Portugal

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP - Norma Portuguesa

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contexto do Trabalho

As estradas não pavimentadas, designadas como estradas não revestidas, são infraestruturas que permitem o desenvolvimento económico e social das comunidades, através da ligação de pontos de comércio e serviços. Este tipo de ligação desempenha um papel importante nas zonas florestais e agrícolas, sendo que atualmente garantem o acesso a campos eólicos. De uma forma geral, as estradas não pavimentadas garantem a melhoria da qualidade de vida das populações, em que é crucial garantir a melhor segurança possível aos mesmos, através de técnicas que permitam o aumento de estabilidade e diminuição das deformações sentidas na via.

As deformações excessivas em estradas não pavimentadas são visíveis quando se cruzam vários fatores negativos, tais como, a passagem de veículos pesados, alterações do clima (secas e chuvas) e condições desfavoráveis do terreno.

Assim, de forma a otimizar custos e aumentar o tempo útil das estradas não pavimentadas, têm vindo a ser desenvolvidos métodos de reforço, mais concretamente, a implementação de geossintéticos. Este tipo de reforço permite um aumento da capacidade de suporte, distribuem melhor as tensões no subleito que permitem uma redução da altura do aterro. De realçar, que é importante evitar o sobredimensionamento das infraestruturas onde é implementado o reforço, de forma a evitar o acréscimo dos custos.

Assim, com este trabalho pretende-se simular em laboratório, o comportamento de estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos quando sujeitos à passagem de veículos pesados. No estudo são feitos vários ensaios de pista, divididos em duas fases. Na primeira fase é feita a análise da influência de dois tipos de geossintéticos (geogrelha e geotêxtil) no solo, em diferentes camadas. Numa segunda fase é estudado a influência dos mesmos reforços, com adição de uma geogrelha mais flexível, entre uma camada granular (tout-venant) e o solo.

Este estudo surge na sequência de outro trabalho realizado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, que aborda a influência de reforço em estradas não pavimentadas (Rodrigues, 2015).

1.2. Estrutura da Dissertação

A dissertação desenrola-se ao longo de cinco capítulos, onde se inclui o presente capítulo introdutório que pretende enquadrar todo o tema desenvolvido. Os restantes quatro capítulos são:

Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica, onde se pretende destacar o conhecimento geral e atual sobre as estradas não pavimentadas. É descrito ainda as principais características das estradas não pavimentadas e os diferentes tipos de geossintéticos mais utilizados como reforço. Por último, são descritos de forma breve os principais métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas e ensaios laboratoriais realizados.

Capítulo 3 - Procedimento Laboratorial, que consiste na apresentação e descrição dos materiais utilizados nos ensaios, principalmente na caracterização geotécnica do solo e da camada granular. É ainda apresentado todo o procedimento de ensaios realizado e o plano de trabalhos adotado.

Capítulo 4 - Análise e Discussão de Resultados, onde são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios, sendo possível analisar a influência da colocação dos diversos geossintéticos, nomeadamente tipo e posição, bem como da integração de uma camada granular sobre o solo de fundação.

Capítulo 5 – Conclusões e trabalhos futuros, no qual se incluem as principais conclusões a reter a partir da análise de resultados, e conseqüentemente, propostas de trabalhos futuros, de forma a dar continuidade ao trabalho realizado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

A economia mundial está inteiramente relacionada e dependente das vias de comunicação, e é através desta ligação, que é possível o desenvolvimento da agricultura, da exploração mineira/florestal e da abertura de novos trilhos que permitam a ligação ao mais inóspito lugar da Terra. A ligação de todo este motor da sociedade moderna, tanto em países desenvolvidos como em países em desenvolvimento, é protagonizada pela concessão das vias de comunicação.

Dentro das vias de comunicação podemos distinguir as estradas não pavimentadas, que representam a mais singular e típica ligação física entre as sociedades do mundo moderno, sendo uma infraestrutura de transporte importante na forma como o mundo social e económico evoluiu no último século. Obra indispensável na maioria dos países, relevante nos países desenvolvidos, mas com uma influência gigantesca nos países subdesenvolvidos permitindo o acesso de quase toda a população a bens alimentares e de saúde e, não menos importante, o acesso à educação dos mais novos.

Em Portugal, as estradas não pavimentadas são conhecidas como estradas de terra, estradas agrícolas ou mais recentemente estradas com ligação a parques eólicos, sendo de enorme importância a sua utilização para a evolução e desenvolvimento do país. A sua conceção e estudo têm de ser modernizados com o intuito de reforçar os seus pontos fracos.

Relativamente aos parâmetros económicos, podemos distinguir com bastante facilidade os pontos fortes e fracos das estradas não pavimentadas, uma vez que a curto prazo todos os custos implícitos na sua construção terão valor inferior aos custos de uma estrada pavimentada.

Através de uma análise quantitativa das estradas de vários países, conseguiu-se ao longo dos anos definir de uma forma estimada a percentagem de estradas não pavimentadas distribuídas pelos principais continentes no Mundo (cia.gov, 2017). Depois de uma análise cuidada a esta estimativa e através da análise visual do mapa mundo (Figura 2.1), pode-se concluir que existem três continentes, América do Sul, África e Oceânia, com uma dependência importante das estradas não pavimentadas, representando um essencial acesso aos principais bens básicos da vida humana.

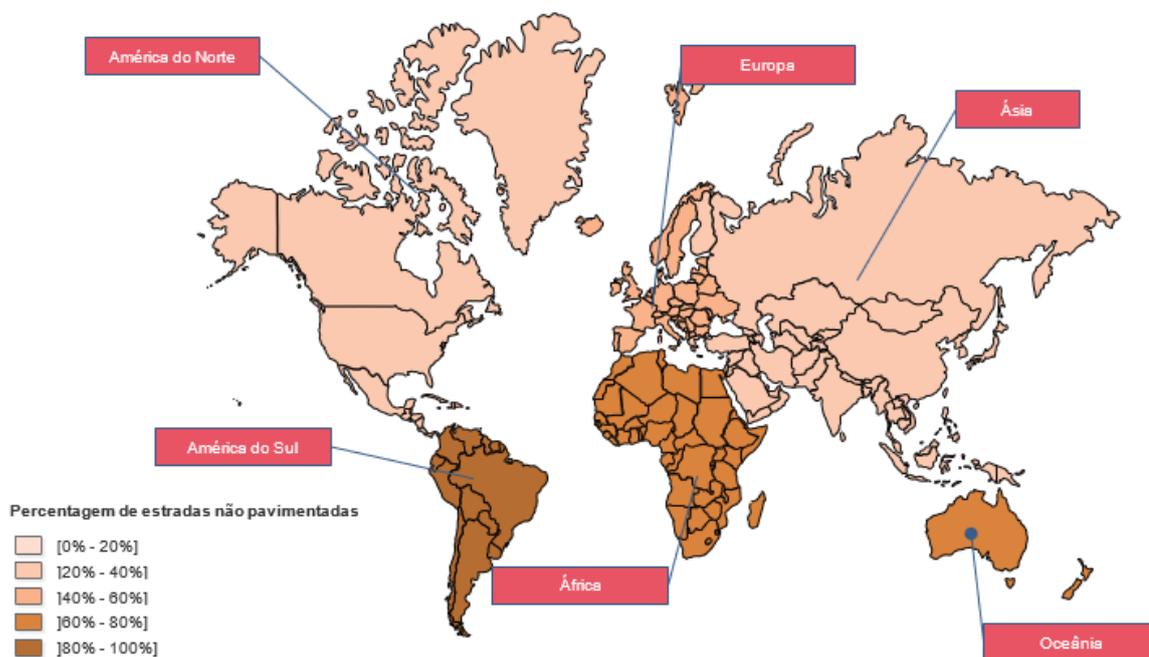


Figura 2.1 – Percentagem estimada de estradas não pavimentadas relativas ao total de estradas (km) nos vários continentes (cia.gov, 2017)

Relativamente ao que se passa na Europa, é de realçar a falta de estatísticas e dados que alguns países têm, sendo impossível fazer um estudo um pouco mais aprofundado das estradas não pavimentadas.

Apesar desta falta de informação, é possível a partir da Figura 2.2 tirar algumas conclusões acerca da percentagem de estradas não pavimentadas na Europa. Em Portugal existe uma pequena percentagem deste tipo de estradas, proporcionado pelo aumento das estradas pavimentadas, o que não significa que as mesmas tenham as condições mínimas de segurança. Alguns países nórdicos apresentam uma quantidade ainda elevada de estradas não pavimentadas, principalmente acesso a terrenos privados, enquanto que a Rússia, com toda a sua área, apresenta diferenças enormes dependendo da zona de estudo, no entanto, com uma diminuição ao longo dos tempos. É de realçar os países do Sul da Europa, que exibem alguma dependência das estradas não pavimentadas.

Perante toda a análise da Figura 2.2, e apesar dos principais países, França, Espanha e Itália não fornecerem dados estatísticos, sublinha-se a importância que nos dias de hoje as estradas não pavimentadas representam nos países desenvolvidos, e como as mesmas são importantíssimas para ligar todo o motor da sociedade moderna.

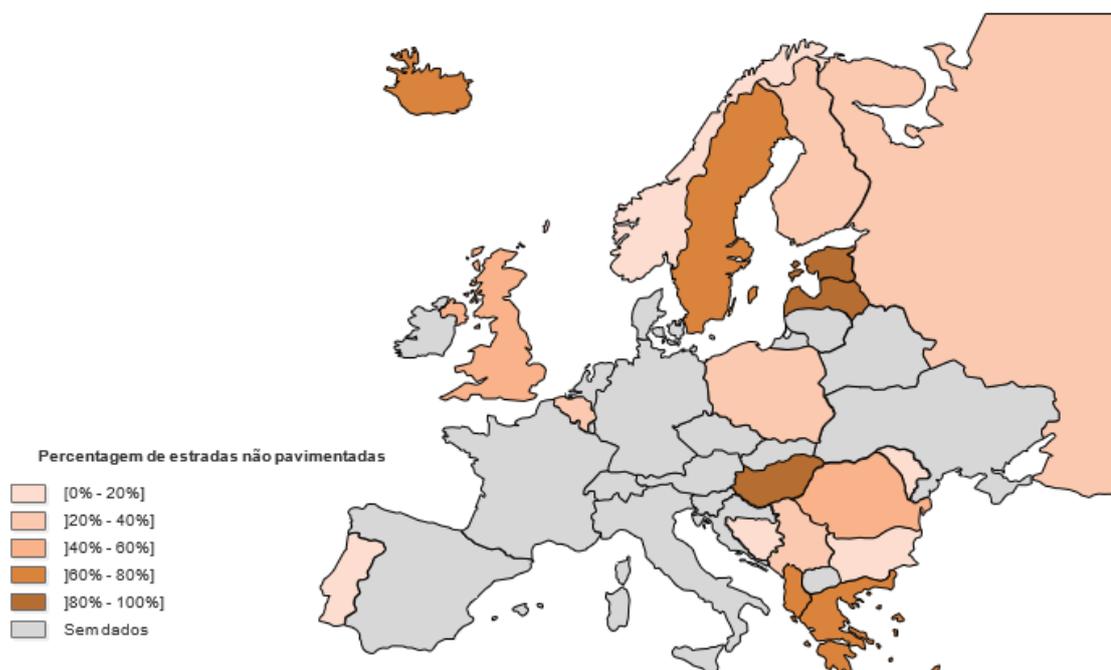


Figura 2.2 – Percentagem estimada de estradas não pavimentadas relativas ao total de estradas (km) no continente Europeu (cia.gov, 2017)

2.2 Características de um pavimento rodoviário

Segundo Monte (2012), o pavimento rodoviário é caracterizado como sendo uma estrada, rua ou pista que suporta as cargas transmitidas pelo tráfego, sendo geralmente constituído por múltiplas camadas, uma camada de desgaste e camadas de fundação. É de extrema importância que o pavimento ofereça uma qualidade suficiente de rolamento, permitindo assim, uma passagem segura e confortável por parte dos condutores.

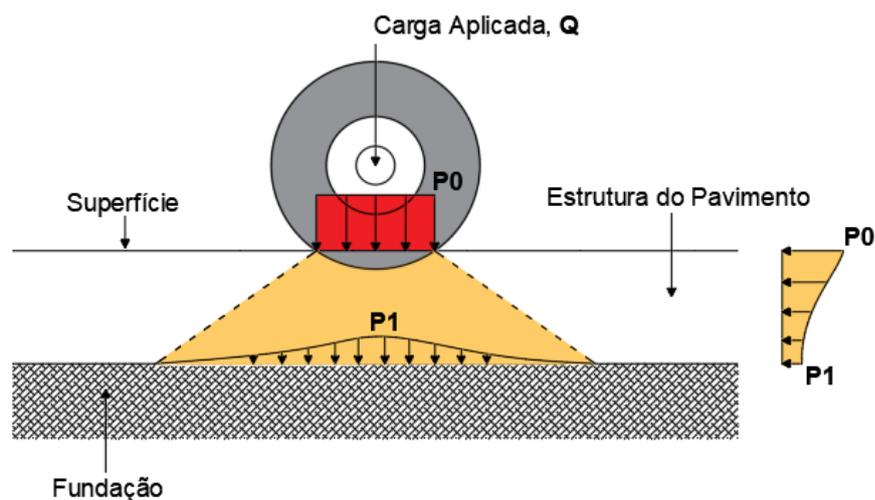
Na conceção de pavimentos é importante ter em consideração vários pontos (Fortunato et al, 2013):

- Importância da estrada, de forma a prever e a delimitar os custos associados ao seu dimensionamento, conservação e manutenção;
- Orografia, adequando o seu dimensionamento às características do traçado em planta e em perfil longitudinal;
- Características geotécnicas, tais como homogeneidade da fundação e condições de suporte do pavimento;
- Disponibilidade de materiais e técnicas de conceção em obra:
 - Equipamentos/ mão-de-obra disponíveis;
 - Utilização de materiais locais;

- Aplicação de materiais reciclados ou alternativos que possam estar disponíveis.
- Condições climáticas:
 - Precipitação média anual;
 - Precipitação máxima (24h);
 - Temperaturas.
- Tráfego:
 - Tipo de veículos e respectivas velocidades;
 - Número de veículos pesados – Tráfego Médio Diário Anual de pesados (TMDAp);
 - Agressividade do tráfego pesado.

A estrutura do pavimento deve garantir capacidade estrutural suficiente para evitar problemas e deformações excessivas que possam pôr em causa a circulação dos utilizadores. Deve possuir uma capacidade de suporte adequada às solicitações provocadas pelas cargas, conseguindo resistir e transmitir estas cargas à fundação sem comprometer toda a estrutura funcional.

É representado na Figura 2.3 a ação de carga sobre o pavimento, em que a carga, Q , aplicada pela roda, é transferida à superfície do pavimento através de uma pressão vertical, P_0 , mais ou menos uniforme. Estas tensões aplicadas na superfície são degradadas ao longo da estrutura do pavimento, acabando por se reduzirem e originarem uma tensão máxima de apenas, P_1 . É nessa fase, que se deve realçar a importância da escolha dos materiais na pavimentação e da respetiva espessura, pois tudo isto irá influenciar a sua capacidade de suporte.



*Não desenhado à escala

Figura 2.3 – Transferência de carga de uma roda através do pavimento (adaptado Fortunato, 2013)

Como descrito anteriormente o pavimento é dimensionado com vista a garantir as melhores prestações estruturais, sendo capaz de transmitir às fundações todas as cargas provenientes do tráfego sem que ocorram anomalias. Perante isto, é protagonizada a divisão do pavimento em diferentes camadas, como ilustrado na Figura 2.4.

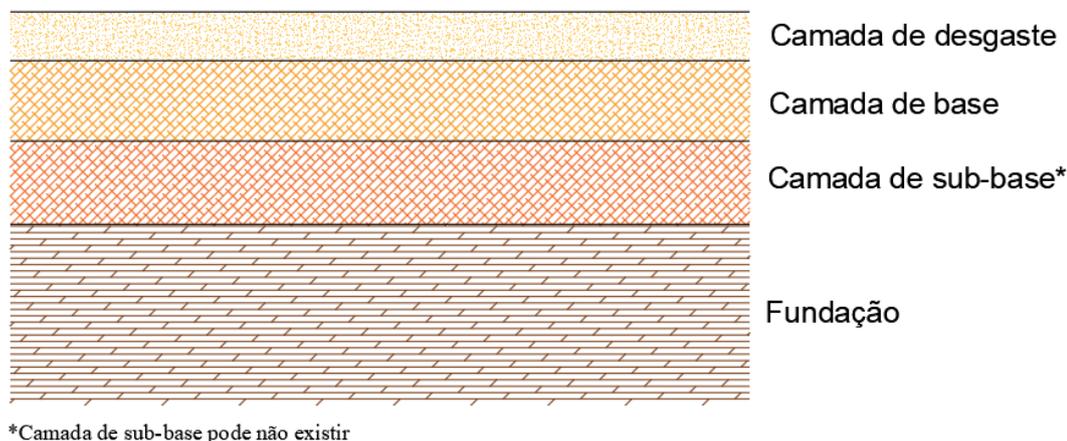


Figura 2.4 – Diferentes camadas de um pavimento rodoviário

A camada de desgaste é a camada superior do pavimento rodoviário e tem como característica funcional, garantir a segurança e conforto aos utilizadores da via (Monte, 2016). A camada de desgaste pode ser construída através de um revestimento superficial em situações de tráfego ligeiro ou reduzido.

Por sua vez a camada de base fornece grande parte da capacidade estrutural, degradando as cargas induzidas pelo tráfego através da resistência ao corte e coesão. Devido à baixa suscetibilidade à humidade, a camada de base é capaz de reduzir as variações de resistência ao longo do tempo, tendo ainda a capacidade de minorar a entrada de humidade devido aos seus níveis altos de retração e às suas propriedades de resistência à fadiga.

A camada de sub-base surge por baixo da camada de base assegurando a sua estabilidade e dissipando tensões verticais transmitidas à fundação. Protege a fundação das elevadas cargas provenientes da superfície, e evita a subida de material fino desde a fundação até à base através da sua função drenante e anti-contaminante.

A fundação é uma camada semi-infinita, onde todas as tensões acabam por se dissipar, desempenhando o importante papel de suportar todas as camadas anteriormente descritas. Segundo Monte (2016), caso o solo de fundação não apresente as melhores características geotécnicas pode ser aplicada uma outra camada, camada esta denominada como leito de pavimento. O leito de pavimento surge na necessidade de originar boas condições de fundação,

conferindo à primeira camada do pavimento melhores condições de compactação, sendo ainda importante esta camada apresentar materiais grosseiros com dimensões adequadas e apresentar uma resistência à água e ao gelo.

Tanto a camada de base como a de sub-base são constituídas por materiais granulares, sendo que a camada de sub-base pode acabar por não ser contabilizada. No caso de estradas pavimentadas, a base tem uma parte constituída por material betuminoso.

Perante excelentes constituintes da fundação e tráfego ligeiro, todas as camadas do pavimento rodoviário podem ser constituídas pelo mesmo material.

2.2.1 Aspetos geotécnicos

A escolha do material utilizado na construção de uma estrada não pavimentada é de enorme relevância, pois é este que influencia diretamente o desempenho da estrada, permitindo a circulação em segurança por parte dos veículos. Apresentado qualidade suficiente, o material local pode ser usado diretamente na construção da camada de desgaste da estrada, possibilitando uma redução de custos relacionados com o transporte do material.

De forma a perceber a capacidade de suporte de um solo, o índice de suporte de um solo (CBR – Californian Bearing Ratio), apresenta um papel importante, pois representa a resistência que tem um solo quando sujeito a cargas verticais. Com o aumento da capacidade de suporte do solo, menor vai ser a espessura de aterro necessária. Segundo (Neves, 2013), num solo de fundação com CBR inferior a 10%, aconselha-se o uso de reforço, geossintéticos, que possibilite um aumento da capacidade de suporte. Assim, é importante o estudo do índice de suporte de forma a evitar os problemas descritos posteriormente na secção 2.3 que possam por em causa as condições funcionais da estrada e, conseqüentemente, a segurança dos condutores.

No Quadro 2.1 são apresentadas as características geotécnicas de vários tipos de solo, que se dividem em seis classes ($S_0, S_1, S_2, S_3, S_4, S_5$), usados em pavimentos rodoviários – Caderno de Encargos Tipo Obra (CETO) da Infraestrutura de Portugal (IP) (EP,2009). Estas seis classes têm em conta o valor do CBR dos solos, que vai influenciar a adequabilidade de diferentes tipos de solo na constituição do corpo do aterro, da camada de leito de pavimento e/ou da camada de sub-base.

Quadro 2.1 – Classes de solos segundo (EP, 2009)

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				Leito	Aterro (corpo)	Sub-base
S ₀	< 3	OL	siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade. (1)	N	N	N
		OH	argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltes orgânicas. (2)	N	P	N
		CH	argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas. (3)	N	P	N
		MH	siltes inorgânicos; areias finas micáceas; siltes micáceos. (4)	N	P	N
S ₁	≥ 3 a < 5	OL	idem (1)	N	S	N
		OH	idem (2)	N	S	N
		CH	idem (3)	N	S	N
		MH	idem (4)	N	S	N
S ₂	≥ 5 a < 10	CH	idem (3)	N	S	N
		MH	idem (4)	N	S	N
		CL	argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média; argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.	N	S	N
		ML	siltes inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltes argilosos de baixa plasticidade.	N	S	N
		SC	areia argilosa; areia argilosa com cascalho. (5)	P	S	N
S ₃	≥ 10 a < 20	SC	idem (5)	S	S	N
		SM	areia siltosa; areia siltosa com cascalho.	S	S	N
		SP	areias mal graduadas; areias mal graduadas com cascalho.	S	S	N
S ₄	≥ 20	SW	areias bem graduadas; areias bem graduadas com cascalho.	S	S	P
		GC	cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia.	S	S	P
		GM-u	cascalho siltoso; cascalho siltoso com areia. (6)	S	S	P
		GP	cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	P
S ₅	≥ 40	GM-d	idem (6)	S	S	S
		GP	idem (7)	S	S	S
		GW	cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia.	S	S	S
N – não admissível; P – possível; S – admissível						

Segundo Costa (2012), os solos aplicados na camada de sub-base e leito do pavimento são ainda obrigados a obedecer a uma série de características apresentadas no capítulo 14.01 do CETO da IP (EP, 2009a) – Quadro 2.2.

De referir que para se dar continuidade à utilização do material, não basta o solo se enquadrar nas referidas classes do Quadro 2.1, sendo obrigatório cumprir os requisitos mínimos apresentados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Requisitos/ Propriedades dos solos selecionados (adaptado de EP, 2009a/b/c)

Requisitos / Propriedades	Referência normativa	Unidade	Valores de referência	
			Camada de leito do pavimento	Camada de sub-base
Dimensão máxima	LNEC E 196	mm	75	75
Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 ASTM, máxima	LNEC E 196	%	20	15
Limite de liquidez, máximo	NP 143	%	25	25
Limite de plasticidade, máximo	NP143	%	6	6
Equivalente de areia, mínimo	LNEC E 199	%	30	30
Valor de azul de metileno (material dimensão inferior a 75 µm), máximo	AFNOR 18-592	-	2,0	1,5
CBR 95% compactação relativa (Proctor Modificado), mínimo	LNEC E 198	%	10	20
Expansibilidade (ensaio CBR), máxima	NF P94-078	%	1,5	1,5

Segundo Santos (2013), material granular conjuntamente com uma quantidade razoável de material fino, silte e argila que permita a ligação dos materiais será a melhor solução para a superfície da estrada. A colocação do material granular oferecerá uma boa capacidade de suporte, no entanto sem o material fino tudo acabaria por se desagregar com a passagem do tráfego.

A boa compactação e nivelção da camada de desgaste é deveras importante, pois só assim se permite uma boa circulação do tráfego, garantindo a longo prazo uma manutenção menos exigente, pois a durabilidade da estrada é crescente com a qualidade de compactação realizada. Santos (2013), sugere que o cascalho é a melhor opção para a camada de desgaste, sendo que para ter qualidade suficiente para ser empregue no dimensionamento da estrada necessitará de cumprir requisitos granulométricos e físicos.

Os requisitos são definidos na Norma Portuguesa – NP EN 13242:2010 – Agregados para materiais não ligados ou tratados com ligantes hidráulicos utilizados em trabalhos de engenharia civil e na construção rodoviária. São indicados no Quadro 2.3 os requisitos de granulometria definidos pela norma e no Quadro 2.4 as categorias para as tolerâncias de granulometria típica declarada para os agregados finos e agregados de granulometria extensa.

Quadro 2.3 – Requisitos gerais para granulometria (adaptado de NP EN 13242, 2010)

Agregado	Dimensão mm	Percentagem de passados, em massa					Categoria G
		2 D	1.4 D	D	d	d/2	
Grosso	$d \geq 1$	100	98 a 100	85 a 99	0 a 15	0 a 5	G_c 85-15
	$e D > 2$	100	98 a 100	80 a 99	0 a 20	0 a 5	G_c 80-20
Fino	$d = 0$	100	98 a 100	85 a 99	-	-	G_F 85
	$e D \leq 6,3$	100	98 a 100	80 a 99	-	-	G_F 80
Granulometria extensa	$d = 0$	-	100	85 a 99	-	-	G_A 85
	$e D > 6,3$	100	98 a 100	80 a 99	-	-	G_A 80
		100	-	75 a 99	-	-	G_A 75

Nota: D – abertura do peneiro superior
 d – abertura do peneiro inferior

Quadro 2.4 - Categorias para as tolerâncias de granulometria típica declarada para os agregados finos e agregados de granulometria extensa (adaptado de NP EN 13242, 2010)

Tolerâncias Percentagem de passados, em massa			Categoria	
Peneiro D	Peneiro $D/2$	Peneiro 0,063 mm	Agregado fino GT_F	Agregado de granulometria extensa GT_A
± 5	± 10	± 3	GT_{F10}	GT_{A10}
± 5	± 20	± 4	GT_{F20}	GT_{A20}
$\pm 7,5$	± 25	± 5	GT_{F25}	GT_{A25}
Não requerido			GT_{FNR}	GT_{ANR}

Devido à necessidade de conhecer os valores máximos de teor de finos de um agregado, os mesmos são indicados no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Categorias para os valores máximos do teor de finos (adaptado de NP EN 13242, 2010)

Agregado	Percentagem de passados no Peneiro de 0,063 mm %	Categoria f
Grosso	≤ 2	f_2
	≤ 4	f_4
	> 4	$f_{Declarado}$
	Não requerido	f_2
Fino	≤ 3	f_3
	≤ 7	f_7
	≤ 10	f_{10}
	≤ 16	f_{16}
	≤ 22	f_{22}
	> 22	$f_{Declarado}$
	Não requerido	f_{NR}
Granulometria extensa	≤ 3	f_3
	≤ 5	f_5
	≤ 7	f_7
	≤ 9	f_9
	≤ 12	f_{12}
	≤ 15	f_{15}
	> 15	$f_{Declarado}$
	Não requerido	f_{NR}

2.2.2 Aspetos geométricos

A conceção de uma estrada está diretamente ligada à forma como olhamos para a sua geometria e como todas as condicionantes locais podem interferir nessa ideia. É importante então estudar e conhecer a fundo todas estas condições do local da obra que possibilite dimensionar o melhor traçado possível para a circulação em segurança por parte de todos os utilizadores da via. Tomando em conta todo esse olhar, são protagonizados pontos e aspetos geométricos que permitem uma construção adequada da estrada dentro dos parâmetros de custo-benefício da estrada.

É de salientar que dentro destes aspetos geométricos destacam-se a faixa de rodagem e bermas, a geometria da diretriz, o perfil transversal tipo e o perfil longitudinal da estrada.

O dimensionamento correto da estrada não pavimentada é afetado pelo tipo de solo, clima, tipo de pavimento, orografia do terreno, tráfego e pelo custo de serviço (Monte, 2016).

2.2.2.1 Perfil transversal tipo

O perfil transversal tipo engloba-se nos aspetos geométricos que constituem o dimensionamento da estrada não pavimentada. Como é possível observar-se na Figura 2.5, o perfil transversal da estrada não pavimentada é constituído pelas vias (faixa de rodagem), bermas, valetas e taludes. Todos estes elementos integrantes na estrada são dimensionados de forma a garantir uma boa drenagem e o mais importante, a segurança de todos os utilizadores.

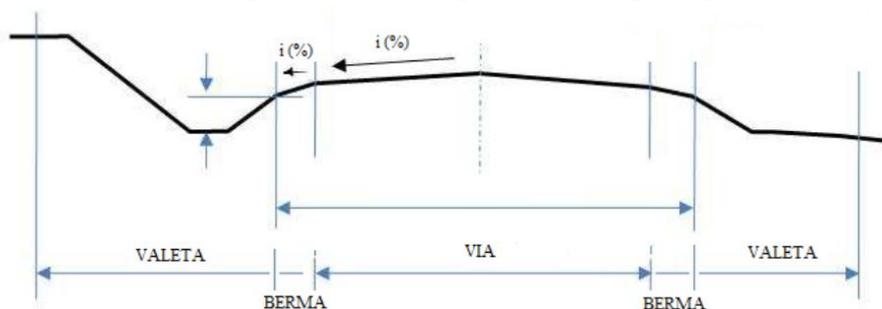


Figura 2.5 – Esquema do perfil transversal tipo (Monte, 2016)

Segundo Santos (2013), a largura da via varia entre 4 e 7 m de forma a garantir a devida passagem dos veículos. A inclinação transversal máxima varia entre 3 e 6%, sendo importante distinguir que quando se trata de uma camada de cascalho compactada em climas secos esta inclinação máxima é 3% e, em climas húmidos já sobe para 5 a 7%.

A estrada é inserida em diferentes tipos de locais, sendo assim necessário adaptá-la aos mesmos. Perante isto, surgem diferentes tipos de perfis de estradas não pavimentadas (Figura 2.6), que visam a drenagem eficiente das águas superficiais: perfil inclinado para o exterior, que visa minimizar a largura da via, excluindo desta maneira drenagem transversal; perfil inclinado para o interior, o que obriga ao alargamento da estrada para se encaixar o sistema de valas e drenos transversais; perfil em “V” invertido, que se emprega em estradas com duas faixas de rodagem, em que é essencial o dimensionamento de um sistema de drenagem de valas e drenos transversais.

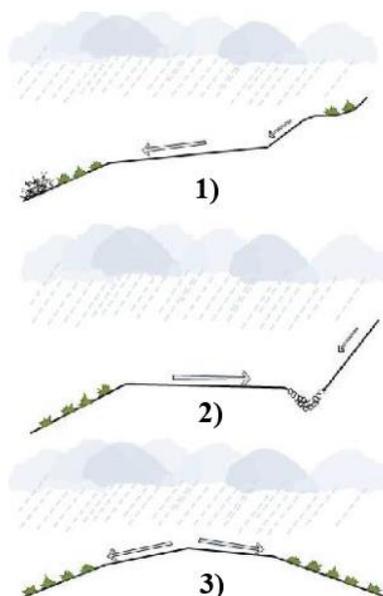


Figura 2.6 – Perfil transversal da estrada: 1) Perfil inclinado para o exterior; 2) Perfil inclinado para o interior; 3) Perfil em “V” invertido (Santos, 2013)

É de realçar a importância das bermas e das valetas no bom e eficaz funcionamento do sistema de drenagem nas estradas não pavimentadas, dimensionando as mesmas com uma inclinação transversal superior à da via, de forma a evitar a acumulação de água na plataforma da estrada (Monte, 2016). As bermas desempenham a função de conduzir e encaminhar a água até aos órgãos de drenagem, garantindo assim a segurança dos veículos e a proteção das camadas inferiores da estrutura do pavimento. O seu dimensionamento é realizado considerando a importância da estrada.

As valetas, se revestidas com vegetação, podem originar uma melhoria na proteção contra a erosão. Uma correta manutenção e limpeza de todos os elementos que integram o perfil transversal tipo da estrada não pavimentada é essencial para o desempenho adequado da estrada (Santos, 2013).

Alguns destes elementos são descritos com mais pormenor na secção da drenagem (2.2.3).

2.2.2.2 Perfil longitudinal

O perfil longitudinal da estrada não pavimentada necessita de obedecer a vários pressupostos que possibilitem o melhor enquadramento no meio ambiente, as melhores condições de visibilidade para os utentes da via e a melhor análise custo-benefício da sua conceção.

A construção da estrada não pavimentada depende das condições geológicas do local, interferindo diretamente no adequado perfil longitudinal e em todos os problemas de drenagem que daí possam resultar. Segundo Santos (2013), no que diz respeito ao cascalho, este deve ser colocado apenas em estradas com inclinação longitudinal inferior a 6%, principalmente em zonas com uma precipitação relevante, onde toda a água resultante da mesma possa causar erosão da superfície da via.

2.2.3 Drenagem

As condições climáticas e o tráfego são os principais agentes deterioradores das estradas não pavimentadas. Assim, de forma a minimizar as consequências que surgem devido a estes agentes, é importante garantir um escoamento rápido da água evitando problemas de perda de capacidade de suporte e de erosão da superfície da estrada (Santos, 2013).

A drenagem pode ser superficial ou subterrânea, sendo necessário conceber e dimensionar dispositivos que permitam a recolha e remoção correta de toda a água. A drenagem superficial consiste na recolha e remoção das águas superficiais que incidem na estrada, por exemplo águas de zonas adjacentes e da precipitação. A drenagem subterrânea consiste na captação de água subterrâneas provenientes de lençóis de água que possam originar instabilidade do leito da estrada (Santos, 2013).

É de salientar a importância do material utilizado na estrada e na sua capacidade de atenuar os problemas relacionados com a drenagem deficiente, sendo necessário conhecer as características fisiográficas e de ocupação do solo, o tráfego existente na via, e a relevante pluviosidade da região.

Como antes mencionado, em ambas as drenagens são necessários dispositivos que permitam recolher a água e expulsá-la da melhor maneira. Sendo assim, na drenagem superficial são utilizados dispositivos de drenagem transversal e dispositivos de drenagem longitudinal na remoção da água. Na drenagem subterrânea são utilizados também dispositivos de drenagem longitudinal e transversal de forma a controlar as águas mais profundas evitando a diminuição da capacidade de suporte do solo.

2.2.3.1 Dispositivos de drenagem longitudinal

Os dispositivos de drenagem superficial longitudinal normalmente utilizados são valetas, valas e canais podendo ambos serem revestidos ou não revestidos. O revestimento utilizado divide-se em revestimento flexível, tais como enrocamento, gabião, colchão reno e cobertura vegetal ou então revestimento rígido, betão.

Com o objetivo de baixar o nível freático surgem os dispositivos de drenagem subterrânea longitudinal tais como, filtros ou drenos longitudinais.

2.2.3.2 Dispositivos de drenagem transversal

A recolha das águas provenientes da drenagem longitudinal é feita pelos dispositivos de drenagem superficial transversal, através de condutas e passagens hidráulicas, soluções ideais em locais de passagem de linhas de água.

Os dispositivos de drenagem subterrânea transversal concebidos para atenuar a ineficácia dos drenos longitudinais, são as condutas e os drenos transversais.

2.3 Defeitos em estradas não pavimentadas

Segundo Monte (2016), um defeito em estradas não pavimentadas representa qualquer alteração na superfície da estrada que afete negativamente a circulação segura e cómoda na mesma.

As estradas não pavimentadas, comparativamente às estradas pavimentadas, apresentam uma vulnerabilidade superior e, aliado a uma defeituosa conceção, originam-se problemas consideráveis. Os fatores que originam todos estes problemas podem ser extrínsecos, como o tráfego e condições climatéricas adversas, ou intrínsecos, como o perfil transversal, o perfil longitudinal, o tipo de solo selecionado e o sistema de drenagem.

O conhecimento destes fatores ajuda na minimização de problemas funcionais e até estruturais da estrada, que estão relacionados com deformações anómalas, diminuição da capacidade de suporte do solo e alteração dos perfis transversais e longitudinais (Santos, 2013).

2.3.1 Secção transversal inadequada

A secção transversal inadequada é definida como a falta de inclinação transversal da superfície (Figura 2.10), provocando a incapacidade da água se deslocar de forma consistente para os devidos dispositivos de escoamento (Monte, 2016). Este defeito é de fácil identificação devido ao aparecimento de poças de água na superfície da estrada e em casos de precipitação intensa, toda esta água a deslocar-se sobre a estrada, pode provocar efeitos erosivos consideráveis. Através de estudos por parte de EATON et al. (1987) a qualidade da estrada é classificada de acordo com níveis de extensão e severidade deste mesmo defeito (ilustrado na Figuras 2.7, Figura 2.8 e Figura 2.9, respetivamente).

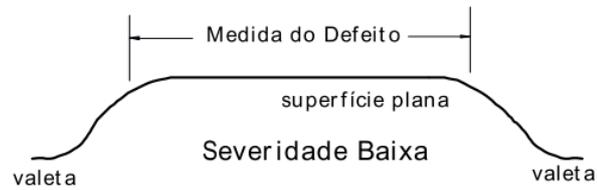


Figura 2.7 – Secção transversal inadequada com severidade baixa (ODA, 1995)

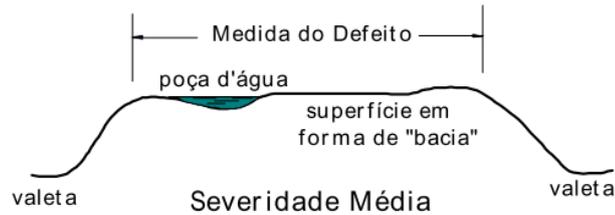


Figura 2.8 – Secção transversal inadequada com severidade média (ODA, 1995)

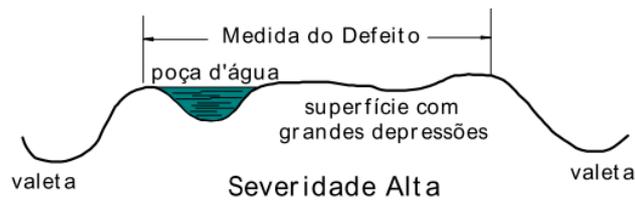


Figura 2.9 – Secção transversal inadequada com severidade alta (ODA, 1995)



Figura 2.10 – Exemplo representativo de uma secção transversal inadequada (Cruz, 2005)

2.3.2 Drenagem inadequada

Este defeito é verificado pela acumulação de vegetação e entulhos nos dispositivos de escoamento (como ilustrado na Figura 2.14), impossibilitando a devida passagem da água e provocando assim diversas poças na superfície da estrada. De salientar que a existência de vegetação e entulho se deve à falta de manutenção regular das valetas por parte das entidades responsáveis e em muitos outros casos ao dimensionamento deficiente destes mesmos dispositivos de escoamento de água (Santos, 2013).

Tal como o defeito anteriormente descrito, a drenagem inadequada foi alvo de estudo por parte de EATON et al. (1987) que a classificou em três níveis de severidade: severidade baixa, quando existe uma pequena quantidade de água nas valetas e nenhum indício de vegetação e entulho nas mesmas; severidade média, quando existe uma quantidade moderada de água, vegetação e entulho nas valetas e alguma evidência de erosão das mesmas na parte interna da estrada; severidade alta, quando existe uma quantidade elevadíssima de água, vegetação e entulho nas valetas e a iminente erosão das mesmas do lado de dentro da estrada (como ilustrado na Figura 2.11, Figura 2.12 e Figura 2.13, respetivamente).



Figura 2.11 – Drenagem inadequada com severidade baixa (ODA, 1995)



Figura 2.12 – Drenagem inadequada com severidade média (ODA, 1995)



Figura 2.13 – Drenagem inadequada com severidade alta (ODA, 1995)



Figura 2.14 – Exemplo representativo de drenagem inadequada (Cruz, 2005)

2.3.3 Rodeiras

As rodeiras são depressões na superfície da estrada, no local que coincide com a passagem das rodas dos veículos (Figura 2.15). Este defeito é provocado pela passagem repetida de tráfego que em conjunto com uma baixa capacidade de suporte, uma drenagem ineficaz e uma manutenção deficiente acabam por potenciar este problema (Santos, 2013).

Segundo EATON et al. (1987), as rodeiras podem ser avaliadas com um grau de severidade baixo, médio e alto. Severidade baixa se as rodeiras tiverem uma profundidade menor que 2,5 cm e menos que 10% da área da superfície da estrada coberta por depressões; severidade média se as rodeiras tiverem uma profundidade entre 2,5 cm e 7,5 cm e entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por depressões; severidade alta se as rodeiras tiverem uma profundidade maior que 7,5 cm e mais de 30% da área total da superfície da estrada coberta por depressões.



Figura 2.15 – Exemplo representativo de rodeiras (Cruz, 2005)

2.3.4 Ondulações

Este defeito consiste num conjunto de sulcos transversais à superfície da estrada (Figura 2.16), devidamente espaçados e que se podem formar principalmente em rampas ou curvas, em zonas de aceleração ou travagem dos veículos (EATON et al.,1987).

Segundo Santos (2013), a formação das ondulações deve-se a um baixo índice de plasticidade do material e falta de compactação, existindo não mais que dois tipos de ondulações: soltas e fixas. As ondulações soltas resultam na formação de irregularidades compostas por areia fina solta, e as ondulações fixas consistem na formação de irregularidades compostas por areia fina compactada.

Tal como no exemplo anterior, EATON et al. (1987) avaliou as ondulações em três tipos de severidade: severidade baixa se a profundidade da ondulação for menor que 2,5 cm ou menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por estas irregularidades; severidade média se a profundidade da ondulação for ente 2,5 a 7,5 cm ou entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por irregularidades; severidade alta se as ondulações tiver uma profundidade de 7,5 cm ou mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por estas irregularidades.



Figura 2.16 – Exemplo representativo de ondulações (Cruz, 2005)

2.3.5 Buracos

Segundo EATON et al. (1987), buracos são pequenas depressões em forma de bacia localizadas na superfície da estrada. Estas depressões resultam da passagem abundante do tráfego de veículos, que originam na superfície a libertação de partículas sólidas sendo agravadas pela acumulação de água (como ilustrado na Figura 2.17)

A formação dos buracos resulta de uma deformação da camada superficial, que proporciona um aumento de fissuração na estrada, consequência de vários fatores, como por exemplo, fraca compactação, má qualidade dos materiais empregados e dimensionamento deficiente. A acumulação de água é um agente devastador como referido anteriormente, que ocorre em zonas planas, com sistemas de drenagem ineficazes e inclinações transversais nulas (Santos, 2013).

EATON et al. (1987) distingue vários níveis de severidade de buracos, normalmente menores que 100 cm de diâmetro. Os mesmos são baseados no diâmetro e profundidade de acordo com o Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – níveis de severidade de buracos

Profundidade máxima	Diâmetro médio			
	< 30 cm	30 – 60 cm	60 – 100 cm	> 100 cm
1,25 – 5 cm	Baixa	Baixa	Média	Média
5 – 10 cm	Baixa	Média	Alta	Alta
> 10 cm	Média	Alta	Alta	Alta



Figura 2.17 – Exemplo representativo de buracos (Cruz, 2005)

2.3.6 Excesso de poeira

A concentração de partículas finas soltas sobre a superfície da estrada não pavimentada, devido à ação abrasiva do tráfego e às ações adversas do ambiente provoca a formação de uma nuvem de pó, agravado pela qualidade do solo (Figura 2.18).

Segundo Cruz (2005), a formação de poeira pode provocar danos e consequências graves, tais como:

- Problemas de saúde graves a humanos, principalmente alergias, e a animais;

- Possibilidade de acidentes devido à diminuição de visibilidade provocado pelo pó;
- Desgaste e contaminação dos motores dos veículos;
- Destruição de culturas agrícolas.

De forma a minimizar o problema, existem alguns métodos que permitem uma redução significativa do pó na estrada, tais como a aplicação de paliativos de poeira. Dependendo do tipo de condições da estrada, da sua constituição, da quantidade de tráfego e das respetivas condições climáticas e de drenagem podem ser aplicados na camada superficial agentes de tratamento, tais como cloreto de cálcio, aditivo de argila, aditivos químicos, produtos asfálticos e polímeros sintéticos (Santos, 2013).

EATON et al. (1987) classifica a qualidade das estradas não pavimentadas em relação ao excesso de poeira em três níveis de severidade: severidade baixa se a nuvem de pó é pouco densa, não obstruindo a visibilidade; severidade média se a nuvem de pó é densa, obstruindo parcialmente a visibilidade provocando tráfego lento; severidade alta se a nuvem de pó é muita densa, obstruindo severamente a visibilidade do condutor e causando tráfego muito lento ou mesmo parado.



Figura 2.18 – Exemplo representativo de excesso de poeira (Cruz, 2005)

2.3.7 Perda de agregados

A perda de agregados resulta da formação de cordões nas laterais e no centro da estrada constituídos por partículas granulares soltas, resultantes da passagem do tráfego (como ilustrado na Figura 2.19). Este acontecimento surge principalmente em solos argilosos, em zonas com fraca compactação do material granular e onde há falta de material fino ligante.

A perda de agregados pode ser retificada com a adição de finos de forma a melhorar a composição granulométrica da superfície das estradas e através de escarificação, no entanto estes processos de retificação podem trazer custos elevados.

Segundo EATON et al. (1987), as estradas não pavimentadas podem ser classificadas de acordo com os seguintes três níveis de severidade em relação à perda de agregados: severidade baixa em que, ou existem agregados soltos na superfície da estrada ou um cordão de agregados com 5 cm de altura na berma ou na área de menos tráfego e menos de 10% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos; severidade média se existe uma cordão de agregados de 5 a 10 cm de altura na berma ou na área de menos tráfego e entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada está coberta por agregados soltos; severidade alta em que, ou existem agregados em grandes quantidades soltos na superfície da estrada ou um cordão de agregados com mais de 10 cm de altura na berma ou na área de menos tráfego e mais de 30% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos.



Figura 2.19 – Exemplo representativo de agregados soltos (Cruz, 2005)

2.4 Geossintéticos

Uma vez que todo o desenvolvimento de um país é dependente das vias rodoviárias, é importante todo o cuidado na concepção das mesmas, através de técnicas inovadoras. Perante isto, os geossintéticos surgem com o intuito de aumentar a longevidade de todas as estruturas onde são empregues, garantindo ao mesmo tempo redução de custos a longo prazo.

2.4.1 Vantagens dos geossintéticos em estradas não pavimentadas

Segundo a International Geosynthetic Society - Portugal (IGS) a colocação do reforço de geossintético em estradas não pavimentadas apresenta as seguintes vantagens:

- Reduz a deformação lateral do aterro;
- Reduz a deformação vertical devido ao efeito membrana;
- Reduz a altura do aterro;
- Aumenta a área onde se regista a atuação das tensões verticais;
- Produz uma distribuição de tensões mais uniforme;

- Reduz os custos de concepção da estrada e da sua manutenção;
- Aumenta a vida útil da estrada.

2.4.2 Classificação e diferentes tipos de geossintéticos

Os geossintéticos são polímeros sintéticos que podem ser utilizados como reforço de estradas não pavimentadas com inúmeras funções, entre elas a drenagem, filtragem, separação e reforço. Segundo Carvalho (2011), no fabrico dos geossintéticos são utilizados materiais orgânicos poliméricos sintéticos, plásticos, que se obtêm a partir do petróleo, podendo ser melhorados e estabilizados através da adição de pequenas quantidades de aditivos. Neste mesmo fabrico são seguidos três passos cruciais:

- Produção do polímero e a inclusão de vários aditivos;
- Fabrico dos componentes;
- Transformação dos componentes no respetivo geossintético.

Na Figura 2.20 é apresentado de forma esquemática a classificação dos geossintéticos com base na sua estrutura.

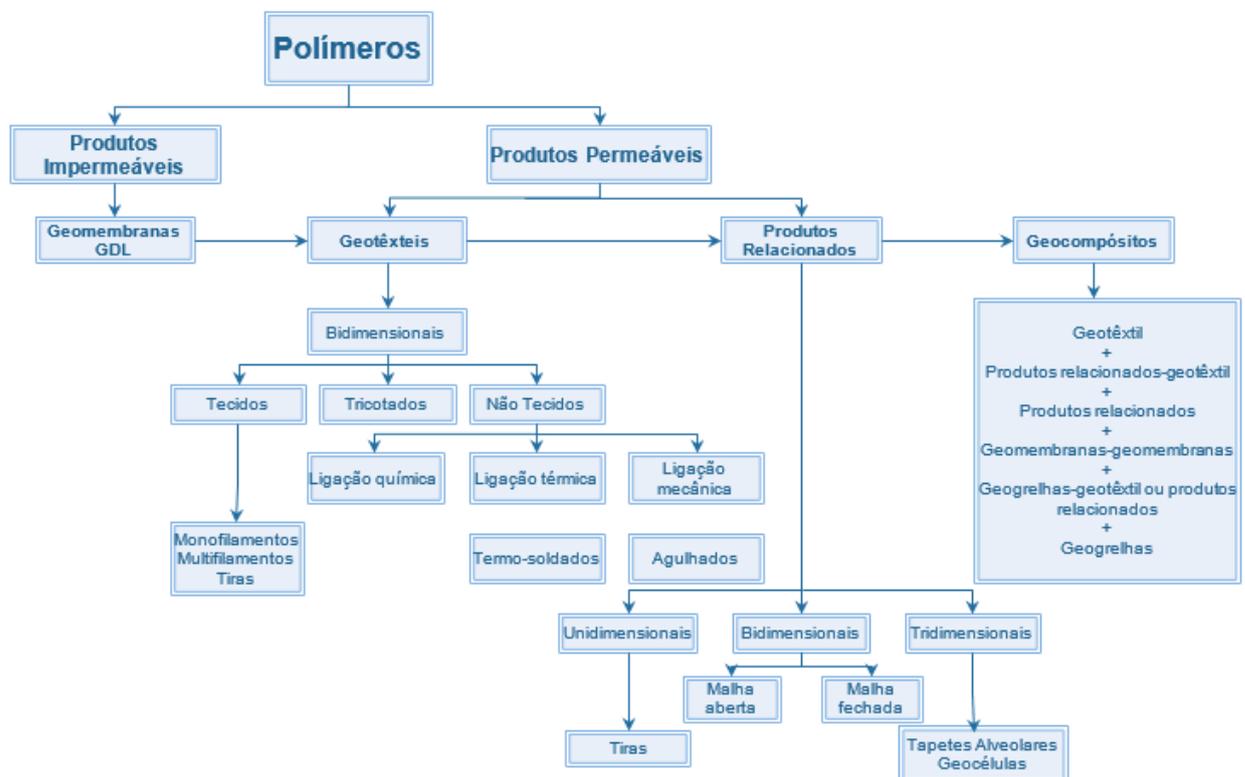


Figura 2.20 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Monte, 2016)

Como referido anteriormente, os geossintéticos conseguem desempenhar várias funções dependendo das capacidades funcionais que lhe são inculcadas no fabrico. Dentro da família dos geossintéticos podemos destacar: geotêxteis, geogrelha, geocompósitos, geomembranas e por último geocélulas, entre outros. No âmbito do trabalho desenvolvido em volta do tema do reforço das estradas não pavimentadas, pode-se salientar a utilização com maior predominância das geogrelhas e dos geotêxteis, geotêxteis estes que se dividem em geotêxteis tecidos e não tecidos. De seguida são apresentados os principais tipos de geossintéticos mencionados anteriormente.

2.4.2.1 Geotêxteis tecidos e não tecidos

De acordo com Góngora (2011), o geotêxtil é um material constituído por fibras sintéticas ou naturais, formando uma estrutura regular de filamentos entrelaçados perpendicular e paralelamente. Esta tela forma uma malha contínua com alguns milímetros de espessura constituída pelos principais polímeros, polipropileno, polietileno, poliéster e poliamida.

Os geotêxteis podem ser divididos em geotêxteis tecidos e não tecidos, ambos com várias funcionalidades, entre elas de reforço do solo, drenagem, filtração e separação entre as camadas. Os geotêxteis tecidos apresentam uma estrutura com uma distribuição ordenada de fibras e filamentos em que na sua constituição são utilizados como componentes, o monofilamento, o multifilamento ou uma combinação dos dois. Apresentam uma espessura que varia entre 1 mm e 2 mm e, em contraste com os geotêxteis não tecidos oferecem uma maior resistência à tração em níveis de extensão reduzidos, podendo adquirir vantagem quando a sua utilização tem como principal intenção o reforço de estradas não pavimentadas (Monte, 2016).

Os geotêxteis não tecidos são compostos por filamentos contínuos ou fibras cortadas, que se encontram distribuídos aleatoriamente formando uma malha solta que é ligada posteriormente. Os processos de ligação desta malha podem ser mecânicos, térmicos ou químicos, formando os seguintes geotêxteis:

- **Geotêxtil não tecido agulhado:** resulta do processo de ligação mecânica, onde as fibras são ligadas mecanicamente através de agulhas que entrelaçam todos os componentes. Apresentam uma espessura compreendida de 0,5 a 5 mm.
- **Geotêxtil não tecido termoligado ou termossoldado:** as fibras são ligadas a partir de uma ligação térmica que é obtida através do aquecimento da malha possibilitando a fusão parcial dos componentes. Geotêxtil com espessura que varia de 0,5 a 1 mm.
- **Geotêxtil não tecido resinoso:** resulta do processo de ligação química, onde segundo (Monte, 2016) se utilizam colas, resinas ou derivados celulósicos como ligante químico. A espessura do geotêxtil resinoso varia entre 0,5 a 3 mm.

Na figura 2.21 é possível observar a diferença visual dos dois tipos de geotêxteis, geotêxtil tecido e geotêxtil não tecido.

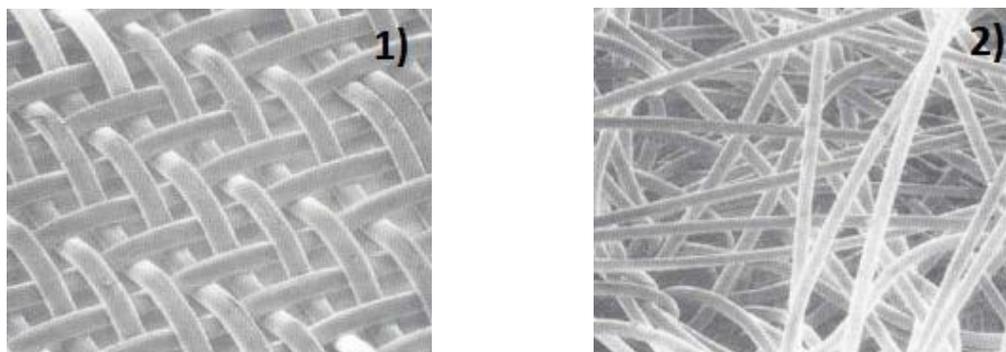


Figura 2.21 – Organização das fibras Geotêxteis: 1) Geotêxtil tecido e 2) Geotêxtil não tecido (adaptado de Gonçalves, 2015)

2.4.2.2 Geogrelha

As geogrelhas são estruturas fabricadas à base de polímeros formando uma grelha, como o próprio nome diz, constituída por aberturas com tamanhos variados que possibilitem a interação com o material de enchimento que se encontra na zona. Este tipo de geossintético é constituído por elementos resistentes à tração, unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas numa direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais).

Este tipo de geossintético oferece uma capacidade de confinamento e de reforço que proporciona um melhoramento da capacidade de suporte de toda a estrutura reduzindo a deformabilidade e o aparecimento de anomalias.

Os polímeros mais utilizados na conceção das geogrelhas são o polipropileno, o polietileno, poliéster e a poliamida. No entanto continuam a ser estudadas novas alternativas inovadoras, como por exemplo as geogrelhas constituídas por fibras de vidro ou fibras de carbono. Com intuito de diminuir os valores de extensão, estas fibras que constituem a geogrelha apresentam um elevado módulo de elasticidade, que por sua vez proporcionam um aumento da capacidade de absorção das forças por parte de toda a estrutura.



Figura 2.22 – Tipos de geogrelhas (Venda Oliveira, 2009)

2.4.3 Principais funções dos geossintéticos em estradas não pavimentadas

Os geossintéticos surgem com diversas possibilidades de aplicação, em que conforme as suas diferentes características mecânicas e estruturais permitem resolver e atenuar diversos problemas que anteriormente não se conseguiriam resolver. Sublinha-se que, através do uso dos geossintéticos, é possível melhorar as características da fusão do geossintético com o solo dependendo da camada onde é aplicado, podendo o mesmo desempenhar mais do que uma função.

De seguida são apresentadas as principais funções dos geossintéticos quando aplicados em estradas não pavimentadas.

- **Reforço**

Os geossintéticos surgem com a função de reforço de forma a resistir aos esforços aplicados na estrutura, melhorando as suas propriedades de deformabilidade. De forma a melhorar o desempenho da estrada não pavimentada, o geossintético surge com enorme importância a nível de reforço, permitindo aumentar de forma significativa o confinamento lateral, principalmente em estradas com baixa capacidade de suporte, onde são apresentadas maiores dificuldades de resistir às tensões horizontais provenientes da passagem dos veículos.

- **Separação**

O fenómeno de mistura de solos finos provenientes da fundação com os solos das camadas adjacentes, constituídas por materiais granulares, ou vice-versa, acaba por originar a perda de capacidade resistente de toda a estrutura. Assim, de forma a evitar a mistura dos materiais entre camadas com diferentes granulometrias, o geossintético, surge com o importantíssimo papel de criar uma barreira flexível.

- **Filtragem**

Segundo Monte (2016), a função de filtro por parte do geossintético permite filtrar os fluídos e ao mesmo tempo evitar a passagem dos solos num fluxo perpendicular ao plano do geossintético. É ainda importante realçar que esta mesma função depende da quantidade de finos presentes na fundação e na camada de agregado e dos limites de plasticidade da fundação.

- **Drenagem**

Na maioria dos casos é de evitar a presença de água em toda a estrutura do pavimento rodoviário, sendo esta função um pouco discutível. No entanto, a função de drenagem por parte do geossintético permite criar uma barreira drenante que visa proporcionar a passagem da água a partir do solo, solo este que apresenta uma permeabilidade menor (Gonçalves, 2015).

No Quadro 2.7 são resumidas as diferentes funções dos principais geossintéticos empregues em estradas não pavimentadas.

Quadro 2.7 - Funções para diferentes tipos de geossintético (adaptado de Gonçalves, 2015)

	Reforço	Separação	Filtragem	Drenagem
Geogrelhas	✓			
Geotêxteis	✓	✓	✓	✓

2.4.4 Mecanismos de ação do reforço

Os geossintéticos são aplicados em estradas não pavimentadas com o principal objetivo de atuarem como reforço, sendo importante aprofundar os vários mecanismos que advêm desta função.

2.4.4.1 Restrição à movimentação lateral

Na Figura 2.23 é ilustrado o mecanismo de restrição à movimentação lateral, que representa a resistência lateral que é provocada pela fricção entre o material subjacente e o geossintético. Devido ao tráfego, o pavimento está sujeito a cargas cíclicas que originam a movimentação lateral do agregado que se encontra nas camadas granulares. Perante este problema surge a necessidade do uso do geossintético que absorve toda esta tensão do tráfego, como se fosse uma barreira, garantindo a estabilidade do pavimento. Através deste mecanismo é gerado um efeito de confinamento no agregado que proporciona a esta camada um aumento da sua resistência ao corte. É de salientar que a resistência lateral do geossintético, depende da abertura da rede e dos materiais que constituem o mesmo, sendo importante nesta fase a escolha certa do geossintético (Zornberg, 2013).

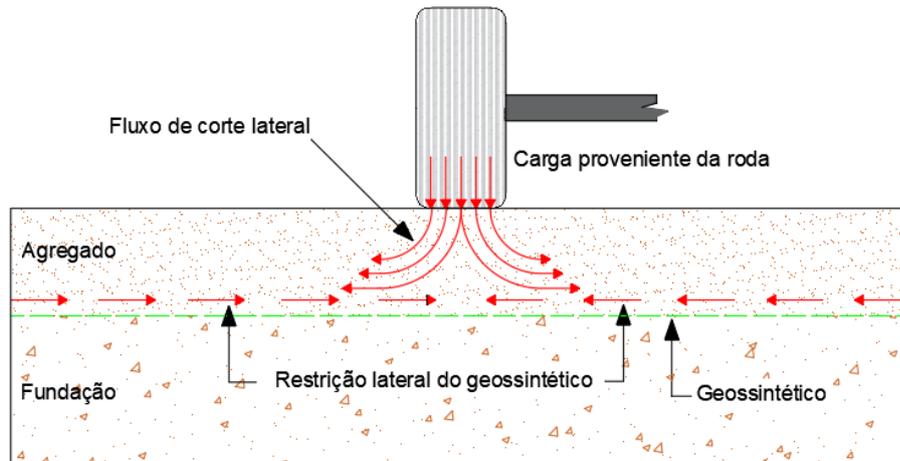


Figura 2.23 – Restrição à movimentação lateral (adaptado de Rodrigues, 2015)

2.4.4.2 Aumento da capacidade de carga

A capacidade de carga representa a carga máxima que um solo pode suportar, dependendo das propriedades mecânicas e dimensões dos materiais, e da forma e da localização da área carregada.

Devido à presença do geossintético, o pavimento consegue absorver cargas superiores devido à redução das tensões de corte transmitidas ao solo, aumentando por sua vez a capacidade de carga do mesmo. Na Figura 2.24 é ilustrado o aumento da capacidade de carga devido à implementação do geossintético.

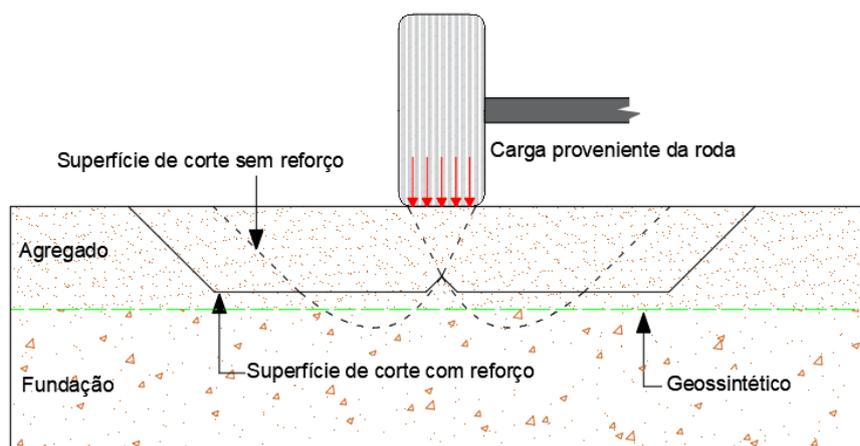


Figura 2.24 – Aumento de capacidade de carga (adaptado de Rodrigues, 2015)

2.4.4.3 Efeito de membrana tracionada

O efeito de membrana tracionada, representado na Figura 2.25, surge como o principal mecanismo de atuação do reforço em estradas não pavimentadas. O geossintético produz uma reação vertical que, combinada com a sua rigidez à tração e com a sua curvatura, reduz as tensões normais transmitidas ao pavimento, proporcionando o aumento da capacidade de suporte de toda a estrutura.

Segundo Giroud e Han (2004), o reforço previne e reduz as fissuras nas zonas inferiores da camada de aterro, minimizando a contaminação do mesmo por parte dos finos da camada da fundação e a perda de agregado para o interior do solo de fundação.

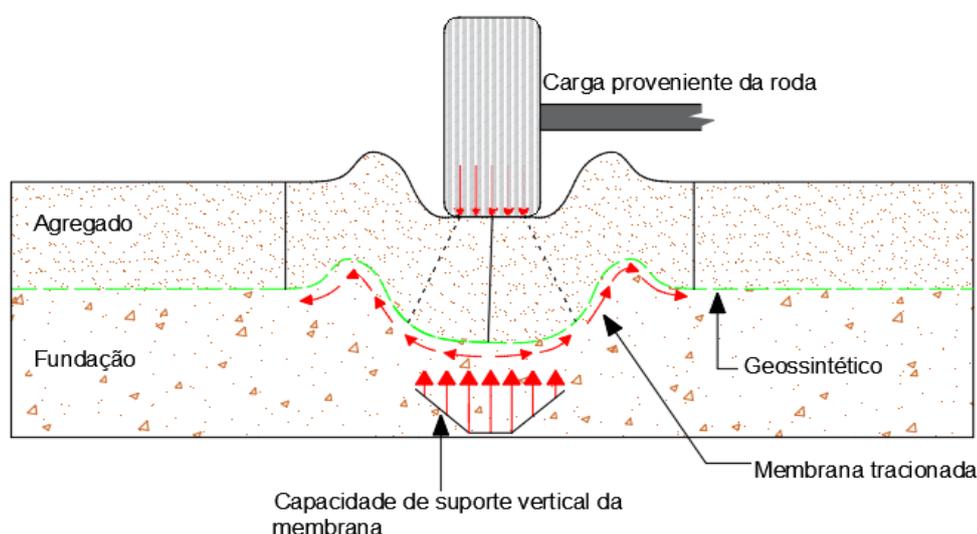


Figura 2.25 – Efeito de membrana tracionada (adaptado de Rodrigues, 2015)

2.5 Métodos de dimensionamento

As estradas não pavimentadas são dimensionadas através de vários métodos de dimensionamento, tendo como principal objetivo o cálculo da altura do aterro que possibilite uma distribuição adequada dos carregamentos provenientes do tráfego de veículos.

Segundo Giroud et al. (1985), é importante distinguir os métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas dos métodos de dimensionamento de estradas pavimentadas, visto que a rutura e a importância das deformações são significativamente diferentes em ambos os casos. Em estradas não pavimentadas são permitidas deformações com magnitude superior às que são permitidas em estradas pavimentadas, originando um tipo de manutenção diferente na superfície de ambas.

Nesta secção são descritos, de forma breve e sucinta, alguns métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas.

2.5.1 Método de Giroud e Noiray (1981)

Giroud e Noiray (1981) foram dos primeiros autores a apresentar um método de dimensionamento de estradas não pavimentadas com e sem reforço. Este método de dimensionamento permite calcular a espessura necessária da camada de agregado com ou sem geotêxtil, em que, na situação com reforço, é possível verificar qual o geotêxtil mais eficiente através de uma análise das suas características, podendo variar assim a espessura da camada de agregado.

A espessura da camada de agregado é determinada através de uma análise estática, realizada com ou sem reforço, ou de uma análise dinâmica onde não é considerada a integração do reforço. Ambas as análises têm em conta a influência do tráfego, em que, com a ajuda do reforço, é possível aumentar o mesmo sem alterar a espessura inicial da camada de agregado ou, para um determinado tráfego previamente definido, diminuir a espessura da camada de agregado (Monte, 2016).

Este método tem em conta o efeito membrana originado pelo reforço, sendo assim necessário analisar apenas grandes deslocamentos para se obter resultados plausíveis. É importante o uso deste reforço na análise da espessura da camada, pois este tem o papel importante de dissipar parte da carga aplicada, permitindo assim diminuir esta mesma espessura.

Segundo Monte (2016), este método é definido tendo em conta os seguintes parâmetros e pressupostos:

- A fundação é formada por um material homogéneo, saturado e constituído por material fino e de baixa permeabilidade. O solo comporta-se em regime não drenado onde a resistência ao corte e a resistência não drenada c_u são constantes;
- A fundação apresenta uma espessura mínima H_{min} , de forma a desenvolver-se uma zona plástica de rotura;
- A área de contacto do pneu com a superfície do agregado é retangular;
- A distribuição de carga trapezoidal, considerando um ângulo de carga (α);
- O CBR deve ser superior a 80, de forma a se obter uma boa distribuição da carga aplicada na superfície do agregado;
- O geotêxtil deve ter rugosidade suficiente, de forma a evitar o escorregamento do agregado ao longo da sua superfície.

A Figura 2.26 representa a secção transversal de uma estrada não pavimentada, onde é ilustrado do lado esquerdo da figura a zona sem geotêxtil, com uma espessura de agregado h_0 , e do lado direito da figura a zona com geotêxtil, com uma espessura h . A utilização deste tipo de reforço (geotêxtil) permite a redução significativa da espessura da camada de agregado (Δh).

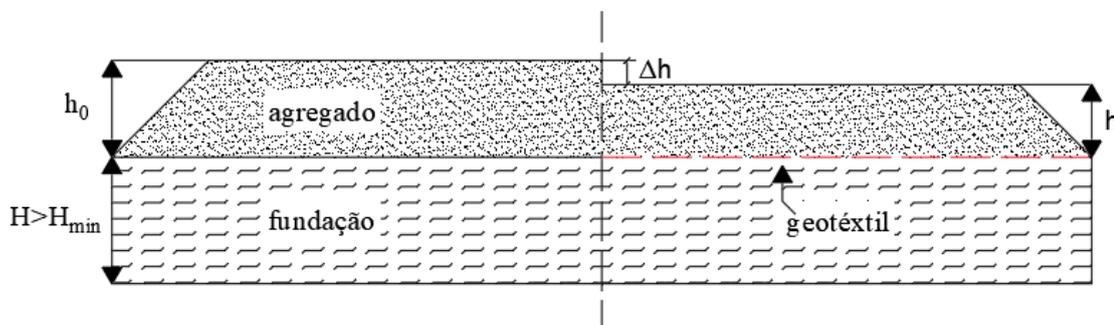


Figura 2.26 – Secção transversal de estrada não pavimentada com e sem reforço (adaptado de Giroud e Noiray, 1981)

2.5.2 Método de Milligan et al. (1989a)

Milligan et al. (1989a) apresentam um método de dimensionamento para estradas não pavimentadas não reforçadas e reforçadas, tanto com geotêxtil como com geogrelha. Este mesmo reforço é colocado na interface de um aterro granular com uma fundação argilosa mole, interface onde se efetua a análise das tensões.

Por sua vez, a aplicação deste método possibilita o cálculo do fator da capacidade de carga (N_c) e o carregamento admissível (p) para estradas não pavimentadas não reforçadas. Por outro lado, no caso de estradas não pavimentadas reforçadas, para calcular o carregamento admissível e a força de tração no reforço, é admitido como fator de carga o valor $2+\pi$, que corresponde ao valor clássico de rotura sobre solos moles.

Este método de dimensionamento admite que é aplicado na superfície do agregado um carregamento vertical que origina tensões verticais e tensões horizontais. O impulso ativo resultante do tráfego (carregamento vertical) é parcialmente resistido pelas tensões horizontais e pelas tensões de corte na base do agregado, orientadas para fora da área carregada. As tensões de corte orientadas para fora proporcionam a redução da capacidade de carga da fundação (Monte, 2016).

O método de Milligan et al. (1989a) admite as seguintes condições:

- A fundação é caracterizada como mole, saturada e onde a resistência ao corte e a resistência não drenada c_u são iguais;

- Admite-se que é aplicado na estrada não pavimentada um carregamento distribuído ao longo de uma faixa da superfície do agregado;
- Assume-se que a estrada não pavimentada está sujeita a estado plano de deformações;
- Despreza-se o efeito da membrana tracionada como principal mecanismo de reforço;
- Aplicabilidade do método a estradas não pavimentadas sujeitas a grandes deformações.

Millian et al. (1989a) refere que a colocação do reforço permite melhorar o comportamento da estrada não pavimentada mesmo para profundidades de buracos reduzidas. O reforço é capaz de absorver as tensões de corte, possibilitando a mobilização da capacidade de carga máxima da fundação, uma vez que apenas são transmitidas cargas verticais à respetiva fundação.

2.5.3 Método de Houlsby e Jewell (1990)

Houlsby e Jewell (1990) elaboram um método de dimensionamento para estradas não pavimentadas com ou sem reforço, que permite o cálculo da capacidade de carga da fundação e a determinação da força de tração que atua no reforço.

Segundo (Monte, 2016), o método de dimensionamento é indicado para estradas não pavimentadas submetidas a pequenas deformações, em que são analisadas as tensões horizontais no agregado e, não menos importante, analisadas as tensões de corte na superfície da fundação. Uma vez que as profundidades de sulcos são reduzidas, Houlsby e Jewell não consideram o efeito da membrana tracionada.

Houlsby e Jewell (1990) admitem que o carregamento é tratado segundo condições axissimétricas, permitindo uma melhor caracterização da carga transmitida nas estradas não pavimentadas e possibilitando o aumento da capacidade de carga e do ângulo de distribuição de carga ao longo do agregado.

Neste método de dimensionamento, Houlsby e Jewell (1990) apresentam dois tipos de ábacos, o primeiro ábaco permite o cálculo da espessura do agregado para uma determinada carga tanto para estradas não pavimentadas reforçadas ou não reforçadas, e o segundo ábaco permite calcular o esforço que é exigido ao reforço. É de realçar que sendo o dimensionamento válido para pequenas profundidades de sulcos, o esforço instalado no reforço só é atingido tendo em conta uma extensão reduzida, o que proporciona uma maior rigidez no reforço (Monte, 2016).

2.5.4 Método de Giroud e Han (2004)

Método concebido por Giroud e Han (2004) que permite calcular a espessura do agregado de estradas não pavimentadas com e sem reforço, sendo importante realçar que utilizando o

método em estradas não pavimentadas sem reforço é necessário abdicar do reforço na capacidade de carga da fundação.

Na determinação da espessura de agregado são utilizados diversos parâmetros já contabilizados no método de Giroud e Noiray (1981), tais como a distribuição de tensões, o módulo de estabilidade das aberturas da geogrelha, o efeito do imbricamento das partículas do agregado na geogrelha e o módulo de resiliência do agregado. É referido como reforço predominante a geogrelha, uma vez que Giroud e Han desenvolveram o método com o intuito da utilização específica da mesma. Contudo, o uso de um outro reforço, neste caso o geotêxtil, é possível, implicando assim a retirada da parcela relativa ao efeito do imbricamento das partículas do agregado, efeito este característico da geogrelha (Monte, 2016).

Segundo Giroud e Hanc(2004), o método baseia-se na determinação das tensões aplicadas na interface fundação/agregado e da profundidade de sulco. De uma forma geral, devido a dois mecanismos decorrentes do imbricamento entre o agregado e a geogrelha, desenvolvem-se tensões máximas de corte entre o agregado e a fundação, tensões estas orientadas para o interior da área carregada. O primeiro mecanismo está relacionado com a restrição lateral do agregado, em que as tensões de corte não são aplicadas para fora da área carregada na fundação. O segundo mecanismo corresponde ao imbricamento de partículas de agregado nas aberturas da geogrelha gerando uma resistência de corte na interface bastante superior, desenvolvendo tensões de corte máximas que por sua vez impossibilitam a movimentação lateral da fundação.

Como antes referido em outros métodos, o método de Giroud e Han (2004) admite também alguns pressupostos e condições (Monte, 2016):

- Assume que o solo de fundação é homogêneo, até uma profundidade que possibilite a ocorrência de rotura sem que o solo a grandes profundidades a possa afetar. Considera uma fundação saturada, de reduzida permeabilidade e constituída por material fino;
- Admite uma profundidade de fundação menor ou igual a 1,5 m aplicada na teoria clássica da determinação da capacidade de carga;
- Pressupõe que o solo se comporta em regime não drenado, em que a resistência ao corte e a resistência não drenada c_u são igualmente constantes;
- De forma a reduzir os impactos do tráfego, admite uma espessura mínima do agregado de 0,10 m. Na necessidade de evitar a rotura do agregado e considerando apenas a rotura da fundação é importante este mesmo agregado apresentar uma boa qualidade;
- Na interface agregado/fundação assume apenas um nível de reforço.

2.6 Ensaios com reforço de geossintéticos

Várias pesquisas têm sido feitas de forma a estudar o comportamento do solo reforçado com geossintéticos e como este pode ser empregue em estradas não pavimentadas. Os estudos são feitos em laboratório e em campo, sendo as deformações monitorizadas através de equipamentos próprios. Nesta secção são descritas três pesquisas que têm como principal objetivo estudar a influência da passagem de uma carga (roda de um veículo) sobre diferentes tipos de solo. A presente dissertação é baseada em muitos temas abordados nestas pesquisas.

Madhavi et al. (2010) avaliaram o efeito dos geossintéticos em estradas não pavimentadas por meio de ensaios em grande escala. Em campo criaram uma secção de 1 m de largura e 2 m de comprimento, dividido em 3 partes (como ilustrado na Figura 2.27). A carga aplicada na secção resulta da passagem de um motociclo, com um máximo de 250 passagens. A secção de estudo era constituída por uma camada de agregado (calcário), de 10 cm de espessura e com um tamanho máximo de partículas de 12 mm. Abaixo desta camada, como camada de base, estava uma argila com baixa compressibilidade, com teor ótimo de água de 7,5 % e um valor de CBR igual a 22%. Entre estas duas camadas distintas, foram colocados dois tipos de geossintéticos, geogrelha (com duas aberturas de malha diferentes) e um geotêxtil. Foram registados os valores das deformações em função do número de ciclos de passagem da carga. Os resultados obtidos por estes pesquisadores mostram que o solo sem reforço atinge rapidamente a deformação máxima de 100 mm. A geogrelha com a menor abertura comportou-se melhor que a geogrelha com abertura de malha superior, atingindo a deformação máxima 20 ciclos mais tarde. Entre os reforços, o geotêxtil foi o que se comportou pior, no entanto funcionou como barreira para separar o material granular do solo, uma vez que sem este reforço originou-se uma mistura do material de ambas as camadas. Madhavi et al. (2010) concluíram que o reforço gera uma distribuição de carga mais uniforme e uma redução da deformação da superfície da estrada.



Figura 2.27 – Secção de estrada não pavimentada com reforço ensaiada por Madhavi et al. (2010)

Oliveira et al. (2016) simularam em laboratório a passagem de uma roda numa estrada não pavimentada reforçada com geossintéticos, utilizando uma caixa de ensaio em metal com dimensões internas de 0,40 m (comprimento) x 0,30 m (largura) x 0,16 m (altura) e inserido num simulador linear de tráfego (Figura 2.28). Foram utilizados três solos de três estradas distintas, sendo o solo 1, argiloso plástico e os outros dois, solos siltosos de baixa plasticidade. Na caixa de ensaios foram compactados os três solos, separadamente, em três camadas distintas com um teor ótimo de água de 23,5 % para o solo 1, 18,4 % no solo 2 e de 28 % no solo 3. O reforço foi colocado sobre a 1ª camada, sendo que os geossintéticos utilizados foram, um geotêxtil tecido, um geotêxtil não tecido e uma geogrelha. Oliveira et al. (2016) concluíram que a deformação foi influenciada pela utilização dos geossintéticos. A utilização da geogrelha proporcionou resultados significativos, devido ao efeito escala, uma vez que a geogrelha possuía aberturas de malha elevadas. Por sua vez a utilização do geossintético não tecido resultou em melhorias significativas em ambos os solos, devido ao aumento da rigidez do sistema global e à separação na interface do solo/reforço, o que proporcionou uma redistribuição das tensões.

A influência do geossintético tecido não é significativa em nenhum dos diferentes tipos de solos.



Figura 2.28 – Simulador linear de tráfego utilizado nos ensaios de Oliveira et al. (2016)

Rodrigues (2015) estudou em laboratório a influência das fundações instáveis, da variação da humidade do solo e da utilização do reforço na deformação de estradas não pavimentadas. Assim, simulou, na máquina de ensaios de pista (Wheel Tracking Machine), a passagem de uma roda (carga), com uma frequência de passagem de 20 ciclos/min e sem qualquer peso adicional, sobre 4 tipos de solos (Quadro 2.8).

Quadro 2.8 – Tipos de solos usados nos ensaios laboratoriais de Rodrigues (2015)

Solos ensaiados	Características da mistura		
	Argila	Areia Siltosa	Areia
A	-	50%	50%
B	25%	50%	25%
C	25%	75%	-
D	50%	50%	-

Foram ensaiados os 4 tipos de solos, numa caixa metálica, de 375 mm de comprimento, 305 mm de largura e 98 mm de altura. Foi feita a densificação em 3 camadas com energia de 10 kN e inseridas na máquina de ensaio de pista sujeitas a 3000 ciclos de passagem. Com os respectivos teores ótimos em água, o solo D, com maior percentagem de argila comportou-se melhor. O solo mais grosseiro (solo A) teve um comportamento pior quando sujeito ao carregamento. De forma a simular a variação da humidade do solo, Rodrigues (2015) secou as amostras, tendo o solo D apresentado a menor deformação. Os solos B e C com a integração de uma geogrelha obtiveram uma menor deformação do que sem qualquer reforço, no entanto devido ao efeito escala (geogrelha utilizada em campo), Rodrigues (2015) conclui que não foi possível ter os melhores resultados.

3. PROCEDIMENTO LABORATORIAL

3.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de perceber o impacto do tráfego em estradas não pavimentadas e de o minimizar através do uso de geossintéticos, foi desenvolvido um estudo em laboratório com vista a entender todo este mecanismo.

No presente capítulo é descrito todo o processo laboratorial, são apresentados os diferentes tipos de materiais utilizados nos ensaios laboratoriais e as suas principais características. Todo este procedimento laboratorial foi realizado em ambiente controlado e com bases assentes em toda a pesquisa anteriormente descrita.

Os provetes de ensaio foram sujeitos ao ensaio de pista (máquina Wheel Tracking) usado normalmente na formulação de misturas betuminosas a aplicar em estradas pavimentadas. Nos primeiros ensaios, os provetes foram constituídos apenas por solo, solo este formado por uma mistura de dois solos existentes no laboratório: 25% de argila e 75% de areia siltosa. Posteriormente foram ainda realizados alguns ensaios em que foi adicionado uma camada granular, mais concretamente, um agregado britado de granulometria extensa (ABGE) (tout-venant) ao solo inicialmente estudado.

3.2 Materiais utilizados

3.2.1 Solo e a sua caracterização geotécnica

O solo utilizado nos ensaios tinha como objetivo simular um solo fraco, solo este que foi obtido por uma mistura de solos obtidos no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC. A mistura é constituída por 25% de um solo classificado como argila e 75% de um solo classificado como areia siltosa.

Os valores dos ensaios de caracterização e classificação do solo foram obtidos do trabalho realizado por Rodrigues (2015), uma vez que utilizou o mesmo solo. No entanto todo o procedimento é descrito, onde se inserem vários ensaios com procedimentos normalizados, entre eles, ensaios de granulometria, limites de consistência, compactação (Proctor) e CBR (Californian Bearing Ratio).

3.2.1.1 Curva granulométrica

A composição granulométrica de um determinado solo consiste em conhecer quantitativamente a distribuição das dimensões das suas partículas. Deste modo é elaborada uma representação

gráfica, conhecida como curva granulométrica (Figura 3.1), que expressa a percentagem em peso das partículas inferiores a uma dada dimensão. A composição granulométrica do solo em estudo foi obtida de acordo com a Especificação LNEC E 196 – 1966.

O método usado para a determinação da composição granulométrica das partículas de maiores dimensões é a peneiração, onde o solo passa por um conjunto de peneiros de malha quadrada, em série, cada vez mais apertada. Para as partículas de menores dimensões é usado o método de sedimentação que consiste em misturar o solo (parte da fração passada no peneiro n° 200 da série ASTM) com água destilada e observar o processo de sedimentação das partículas que se encontram em suspensão. Através da lei de Stokes, expressão (2.1), é possível calcular a velocidade de sedimentação de uma partícula esférica de diâmetro D e peso volúmico γ_s num líquido de viscosidade η e peso volúmico γ_w .

$$v_s = \frac{g}{18} \cdot \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} \cdot D^2 \Rightarrow v_s \propto D^2 \quad (2.1)$$

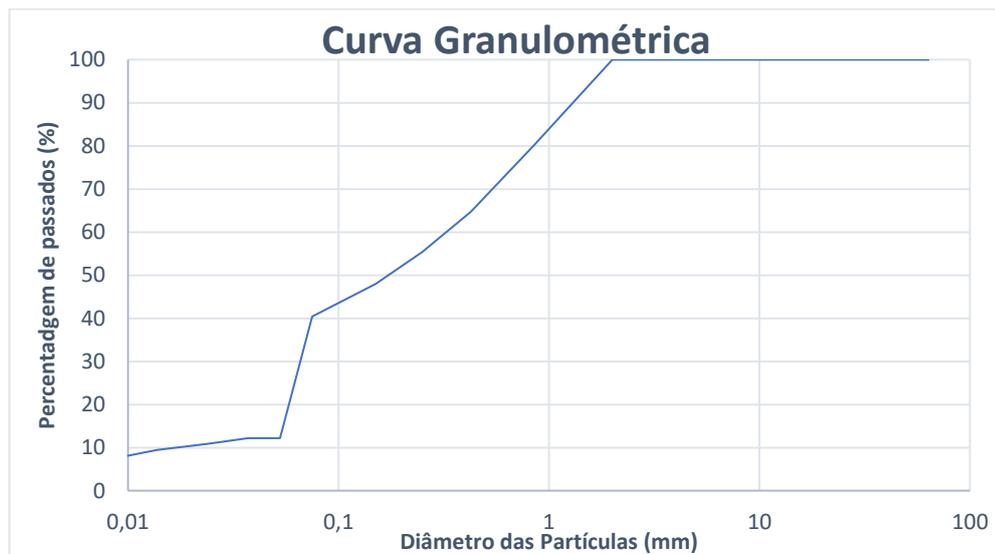


Figura 3.1 – Curva granulométrica do solo em estudo

3.2.1.2 Teor em água ótimo

De forma a estimar o teor em água ótimo do solo para compactação foi realizado o ensaio de compactação, neste caso o Proctor pesado molde pequeno, regido pela especificação portuguesa E 197 (1966). O ensaio consiste em compactar a mostra do solo num molde cilíndrico pequeno em várias camadas, sendo que cada camada é compactada com um pilão de compactação pesada com cerca de 4,54 kg e de uma altura de queda de aproximadamente 457 mm.

De seguida é possível traçar uma curva de compactação, como representado na Figura 3.2, que relaciona o teor em água ótimo ($w_{ót}$) e o respetivo peso volúmico seco ($\gamma_{dmáx}$), originando um valor de teor em água ótimo igual a 8,8%.

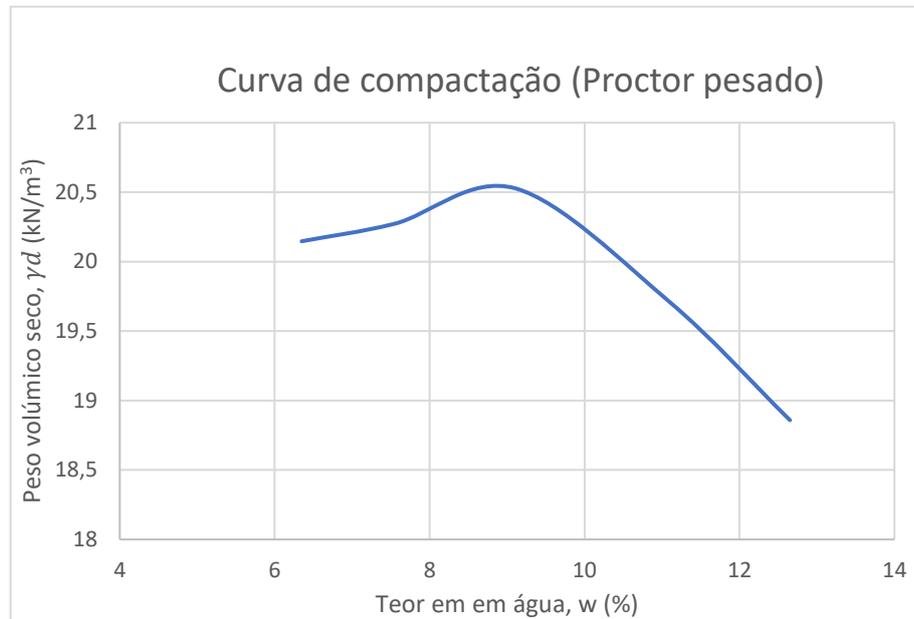


Figura 3.2 – Curva de compactação (Proctor pesado)

3.2.1.3 Densidade das partículas sólidas

A densidade das partículas sólidas (G) é expressa pelo quociente entre o peso volúmico das partículas sólidas (γ_s) e o peso volúmico da água destilada a 20°C (γ_w). Para o cálculo da densidade das partículas sólidas do solo em estudo utilizou-se a norma NP 83 (1965). Os ensaios foram realizados com as partículas passadas no peneiro n°4, sem secagem prévia, e obtendo-se o valor de 2,79.

3.2.1.4 Limites de consistência

O limite de liquidez e o limite de plasticidade, constituem os chamados limites de consistência ou limites de Atterberg, que estando ligados a diferentes teores de água estabelecem a fronteira entre diferentes tipos de comportamento do solo. A fronteira entre o comportamento fluido e moldável do solo é definido pelo limite de liquidez (w_L), enquanto a fronteira entre o comportamento moldável e friável do solo é definido pelo limite de plasticidade (w_P). A avaliação dos limites de consistência foi regida pela norma NP 143 (1969). Como se ilustra na

Figura 3.3, na determinação do limite de liquidez utilizou-se a Concha de Casagrande, e na determinação do limite de plasticidade foi feita a rolagem do solo sobre uma placa de vidro.

A elevada quantidade de silte e a reduzida percentagem de finos presente no solo (“argila” não plástica), não permitiu a determinação tanto dos limites de liquidez como do limite de plasticidade.



(1)



(2)

Figura 3.3 – Determinação do limite de liquidez (1) e do limite de plasticidade (2)

3.2.1.5 Índice de suporte de um solo – CBR

O índice de suporte de um solo é definido a partir do ensaio CBR, que consiste na medição da resistência de um solo através da medição da força necessária que necessita um pistão normalizado para penetrar no respetivo solo, a uma velocidade constante.

Devido à duração de todos os ensaios envolvidos, utilizou-se o valor de CBR determinado num trabalho anterior de (Rodrigues, 2015) que utilizou exatamente o mesmo solo.

Como descrito no ponto 2.2.1, a determinação do valor de CBR permite conhecer a capacidade de suporte do solo em estudo. O valor do índice de suporte está representado na Quadro 3.1, conjuntamente com o valor de expansibilidade do solo. Ambos os valores foram calculados através da especificação portuguesa E 198 (1967).

De forma a classificar o solo através do valor CBR, recorreu-se ao Quadro 2.1, originando uma classe S_1 .

3.2.1.6 Classificação do solo

Neste ponto procede-se à identificação e classificação do solo, processo importante em todos os estudos de geotecnia. De acordo com a classificação granulométrica (Triângulo de Feret) e com a classificação unificada de solos (ASTM d 2487-85), o solo é designado como um Areia Siltosa em ambas as classificações.

Segundo a classificação AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials, o solo é classificado em A4 (Solos siltosos com pequena quantidade de material grosso e de argila e com baixa compressibilidade). Esta classificação é importante no estudo de estradas e baseia-se na granulometria, no limite de liquidez e de plasticidade de solos.

Quadro 3.1 – Principais propriedades do solo estudado

Peso específico seco máximo (kN/m^3)	Densidade das partículas	Limite de liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Teor ótimo de humidade (%)	CBR (%)	Expansibilidade (%)
20,6	2,79	-	-	8,8	3,8	3,0

3.2.2 Camada granular – ABGE (tout-venant) e a sua caracterização física

De forma a simular as características de uma estrada não pavimentada, foi considerada a situação em que na construção da estrada é colocada uma pequena camada de material granular sobre o solo do local, pelo que no presente estudo foi utilizada uma camada granular sobre o solo, como ilustrado na Figura 3.4.

Esta camada granular, mais conhecida por tout-venant foi fornecida pela empresa de extração de pedras e britagem - BRITAGEM DO FÉTAL LDA.

O material granular é um tout-venant miúdo de origem calcária sedimentar, do tipo agregado britado de granulometria extensa (ABGE) com dimensão 0/32. A granulometria típica e as características de desempenho são descritas nos pontos seguintes.



Figura 3.4 – Pormenor da camada granular após a compactação

3.2.2.1 Granulometria típica

A granulometria do ABGE foi fornecida pela empresa (Quadro 3.2).

Quadro 3.2 – Granulometria típica do ABGE fornecido

Peneiro (mm)	Valores declarados (%)	Limite inferior (%)	Limite superior (%)
63	-	-	-
40	100	100	100
31,5	100	95	100
20	86	80	99
16	80	70	90
14 a 0,125	-	-	-
0,063	9,000	6,000	12,000

3.2.2.2 Desempenho do ABGE

A declaração de desempenho do ABGE (Quadro 3.3), fornecida também pela empresa, baseia-se nos requisitos impostos na norma portuguesa NP EN 13242 descrita na revisão bibliográfica (secção 2.2.1).

O teor em água ótimo, também fornecido, tem o valor de 4%.

Quadro 3.3 – Propriedades gerais do ABGE

Norma	NP EN 13242
Descrição petrográfica	Calcário de origem sedimentar
Tipo de agregado	Agregado de granulometria extensa britado
Dimensão do agregado	0/32
Granulometria	GA85 GTA11
Massa volúmica aparente das partículas impermeáveis	2,67 Mg/m ³
Massa volúmica da partícula (base seca)	2,51 Mg/m ³
Massa volúmica da partícula saturada e superfície seca	2,57 Mg/m ³
Absorção de água (%)	2,4
Teor de finos	F12
Sulfatos solúveis em ácido, SO ₃	AS0,2
Enxofre Total (%)	S1
Teor de húmus	Não contém
Idade Geológica	Jurássico
Percentagem de esmagados	C 90/3

3.2.3 Geossintéticos

Nos ensaios realizados foram utilizados como reforço três tipos de geossintéticos: duas geogrelhas (Figura 3.4), e um geotêxtil (Figura 3.5). As características de ambos os geossintéticos são descritos, de forma sucinta, nos pontos seguintes.

De realçar que na Figura 3.5 (2) a geogrelha utilizada é composta por duas geogrelhas representada na Figura 3.5 (1), que foram cruzadas de modo a diminuir a abertura da malha.

3.2.3.1 Geogrelhas

A primeira geogrelha designada neste trabalho por “geogrelha branca”, representada na Figura 3.5 (1), é formada por tiras de polipropileno, e a referência do fornecedor é Secugrid 40/40 Q1. A abertura é quadrada e mede aproximadamente 31×31 (mm).

A segunda geogrelha foi utilizada apenas nos ensaios realizados com a camada granular, de forma a variar a rigidez e a flexibilidade da mesma. A geogrelha está ilustrada na Figura 3.5 (3) e é descrita ao longo do trabalho como “geogrelha preta”, sendo formada por fibras de poliéster de alto módulo tricotados num plano orientado e revestidos com uma superfície de polímeros. Esta geogrelha é do tipo GX 35/35 e apresenta uma abertura de malha de 25×25 (mm).

As propriedades das geogrelhas foram fornecidas pelos respetivos fabricantes NAUE e TENCATE, e estão indicadas no Quadro 3.2.

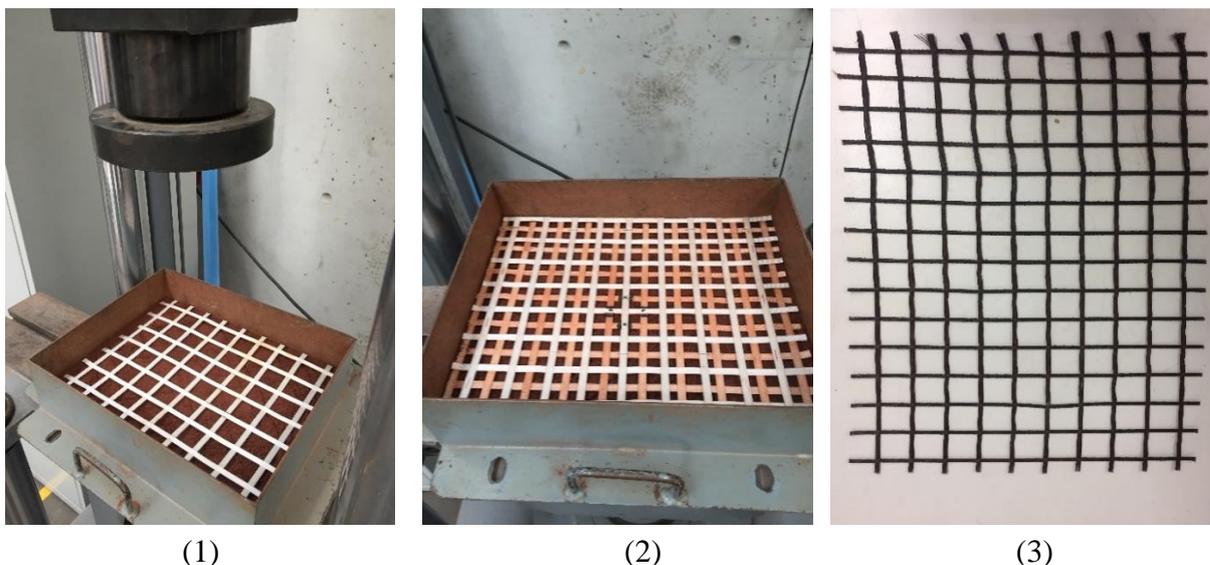


Figura 3.5 – Geogrelhas utilizadas nos ensaios de pista, geogrelha branca (1), geogrelha cruzada (2) e geogrelha preta (3)

Quadro 3.2 – Propriedades das geogrelhas

Geogrelhas Propriedades	Geogrelha branca	Geogrelha preta
Massa por unidade de área (g/m^2)	240	-
Abertura da malha (mm×mm)	31×31	25×25
Resistência à tração (kN/m)	40	35
Resistência à tração a 1% de deformação (kN/m)	8	7
Resistência à tração a 2% de deformação (kN/m)	16	9
Resistência à tração a 5% de deformação (kN/m)	32	13

3.2.3.2 Geotêxtil

No presente trabalho utilizou-se um geotêxtil, de forma a comparar com as anteriores geogrelhas, possibilitando assim um leque mais abrangente de resultados. O geotêxtil utilizado é representado na Figura 3.6, e é constituído por fibras de poliéster em conjunto com filamentos contínuos que servem de suporte ao geotêxtil.



Figura 3.6 – Geotêxtil utilizado nos ensaios de pista

As propriedades do geotêxtil fornecidas pelo fabricante TENCATE, são apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Propriedades do geotêxtil.

Propriedades	Geotêxtil
Massa por unidade de área (g/m^2)	345
Resistência à tração (kN/m)	42
Resistência à tração a 1% de deformação (kN/m)	8
Resistência à tração a 2% de deformação (kN/m)	12
Resistência à tração a 5% de deformação (kN/m)	18

3.3 Equipamento utilizado nos ensaios

3.3.1 Caixa de ensaios

O estudo em laboratório da deformação de vias não pavimentadas foi feito com recurso a uma caixa metálica, caixa esta que servia de acondicionamento ao solo e à camada granular utilizada. É possível observar-se na Figura 3.7 a caixa metálica com 375 mm de comprimento, 305 mm de largura e 98 mm de altura, sendo que estas dimensões foram condicionadas às dimensões específicas da máquina Wheel Tracking.



Figura 3.7 – Caixa metálica utilizada nos ensaios

3.3.2 Prensa hidráulica

De forma a evitar o processo difícil de milhares de pancadas da compactação manual (Proctor), a densificação dos provetes foi feita através da prensa hidráulica existente no laboratório de geotecnia.

A prensa hidráulica universal SERVOSIS Modelo MUF 404/100, do ano 2000, é usualmente utilizada em ensaios de compressão e tração de moldes de betão com capacidade máxima de 20 toneladas (Figura 3.8).



Figura 3.8 – Prensa hidráulica utilizada para a densificação das camadas do solo

3.3.3 Máquina Wheel Tracking

Os ensaios de pista são realizados na máquina Wheel Tracking, modelo Wessex S867, localizada no laboratório de pavimentos rodoviários e utilizada frequentemente em ensaios de pavimentos betuminosos. A máquina de ensaio de pista está configurada com um limite de ciclos (passagem da roda) de 10000, e um limite de deformação de 20 mm.

Na Figura 3.9 está ilustrada em (1), todo o equipamento Wheel Tracking com o respetivo computador onde se trata os resultados e se observa as deformações, em (2) o interior da máquina e todos os seus constituintes, com destaque a amostra preparada com o acréscimo de um peso de 11.770 kg que simula a passagem de veículos pesados. O peso aplicado corresponde a uma carga na roda de cerca de 20 kN e a uma pressão de contacto de cerca de 580 kPa.



(1)



(2)

Figura 3.9 – (1) – Máquina Wheel Tracking e computador de tratamento de dados; (2) – Pormenor do interior da câmara de acondicionamento e do peso de 11,770 kg

3.4 Procedimento de ensaio

Nesta secção é descrito o procedimento de ensaio utilizado para a realização do estudo, o qual foi dividido em duas fases. Na primeira fase utilizou-se apenas o solo, com e sem reforço, e numa segunda fase, utilizou-se a camada de ABGE (tout-venant) sobre o solo, com e sem reforço.

A Figura 3.10 mostra o esquema de preparação dos provetes constituídos por solo com reforço e sem reforço, sendo que esta primeira fase, e alguma parte da segunda, contempla o seguinte procedimento:

- (1) Inicia-se com a homogeneização do solo constituído por 25% de Argila e 75% de Areia Siltosa, solos estes existentes no laboratório de geotecnia do DEC;
- (2) Procede-se à homogeneização solo-água com teor ótimo calculado pelo Proctor, que é de 8,8%;
- (3) Divide-se o material em quatro partes, para constituírem as quatro diferentes camadas do provete;
- (4) Densifica-se cada uma das camadas (de 2,45 cm de espessura) com a prensa hidráulica, através de uma força de compressão de 15 kN;
- (5) Pesa-se a caixa de ensaio e calcula-se o teor de água inicial;
- (6) Coloca-se a caixa de ensaio na máquina Wheel Tracking, à temperatura ambiente, regula-se a máquina para uma frequência de 13,3 ciclos por minuto e adiciona-se o peso de 11,770 kg (simula a carga de um veículo pesado),
- (7) Ao fim de 10000 ciclos (+/- 12 horas) ou assim que se atinga uma deformação de 20 mm, retira-se o provete da máquina e procede-se à pesagem da caixa de ensaio com o solo de modo a verificar teor de água final;
- (8) Procede-se à retirada do solo da caixa.

No que diz respeito à densificação das camadas com a prensa, é de referir que o objetivo é colocar a mesma massa de solo na caixa de ensaios correspondente à massa de solo do molde Proctor para o cálculo do teor em água ótimo.

O procedimento com a utilização de reforço (geogrelha, geogrelha cruzada e geotêxtil) segue os mesmos princípios, apenas com a inclusão do reforço na 1ª camada ou na 2ª camada ou na 3ª camada (Figura 3.11).

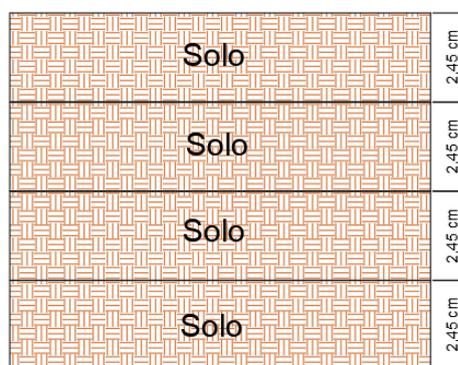


Figura 3.10 – Esquema da preparação do provete do solo sem reforço

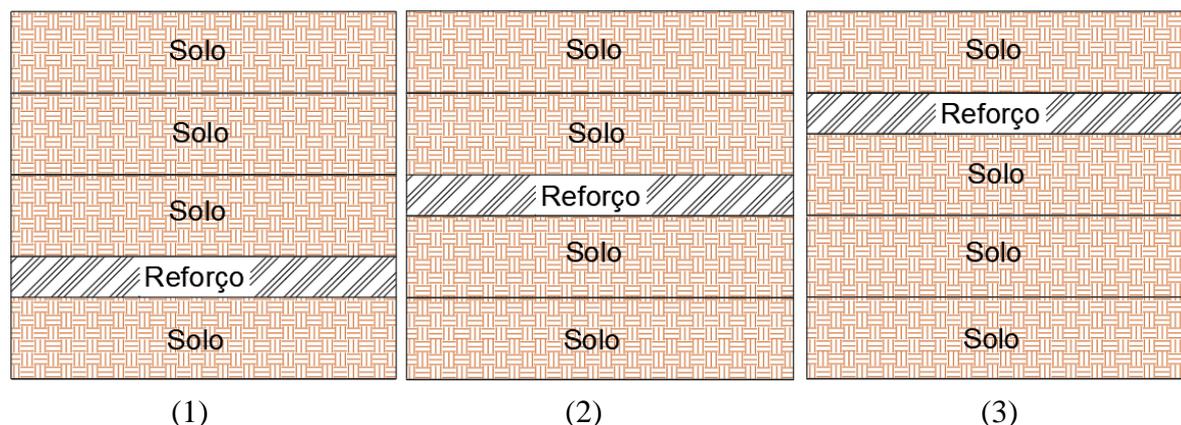


Figura 3.11 – Esquema da preparação do provete do solo com reforço sobre a 1ªcamada (1), a 2ªcamada (2) e a 3ªcamada (3)

A segunda fase do trabalho foca-se na utilização do mesmo solo utilizado na primeira fase, mas neste caso, apenas nas últimas duas camadas, e com a adição de duas camadas de ABGE (tout-venant) acima delas. O procedimento de ensaios é em quase tudo semelhante ao definido na primeira fase, com a alteração em alguns pontos, tais como, a utilização de duas camadas de tout-venant e a sua homogeneização com água com um teor em água ótimo fornecido, de 4%. As camadas de solo foram densificadas com uma força de compressão de 15kN, enquanto que o tout-venant foi densificado com 15kN num primeiro ensaio e posteriormente com 30 kN como ilustrado no Quadro 3.4. Nos ensaios com reforço utilizou-se novamente a geogrelha, a geogrelha cruzada, o geotêxtil e uma geogrelha flexível, denominada de geogrelha preta, que visava descobrir a influência da flexibilidade da geogrelha na deformação observada. Os ensaios de pista seguiram os passos referidos na primeira fase. De referir que em todos os ensaios de pista foi adicionado o peso de 11,770 kg (simula a carga de um veículo pesado), com uma frequência de passagem de 13,3 ciclos/min, contrariamente ao que aconteceu no trabalho de Rodrigues (2015) que não utilizou qualquer peso adicional e com uma frequência de passagem da carga de 20 ciclos/min.

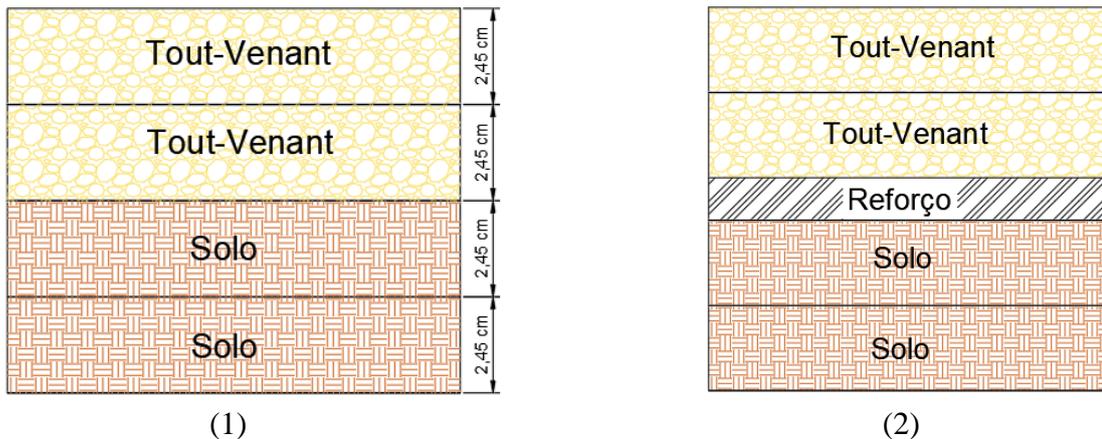


Figura 3.12 – Esquema da preparação dos provetes do solo e tout-venant sem reforço (1) e com reforço (2)

3.5 Programa de trabalhos

De forma a simular a influência de uma carga na deformabilidade do solo e camada granular (tout-venant) reforçados e não reforçados, foram realizados, no total, 19 ensaios de pista.

Os ensaios executados dividem-se em dois tipos. Numa primeira fase realizaram-se 12 ensaios utilizando apenas o solo sem reforço e com reforço. Estes ensaios tiveram como objetivo avaliar a influência do reforço na deformabilidade do solo quando da passagem de uma carga (roda) durante 10000 ciclos. A máquina dos ensaios foi configurada com o limite de deformação de 20 mm, parando a mesma quando esse limite fosse atingido.

Nesta fase realizaram-se 3 ensaios utilizando apenas o solo na caixa de ensaio, e feita a média dos três resultados. Seguidamente realizaram-se mais 3 ensaios para cada tipo de reforço: geogrelha, geogrelha cruzada e geotêxtil. Os três ensaios realizados para cada tipo de reforço surgem de forma a testar o uso dos mesmos em três diferentes camadas, distinguidas como 1ª camada, 2ª camada e 3ª camada.

Numa 2ª fase efetuaram-se 7 ensaios de pista utilizando uma camada de ABGE (tout-venant) sobre o solo de fundação já antes utilizado com reforço e sem reforço. Nos dois primeiros ensaios foi utilizada apenas a camada granular sobre o solo, sem qualquer reforço, variando a força de densificação de 15 kN para 30 kN. De seguida, realizaram-se ensaios com a inclusão de reforço entre o solo e a camada granular, geogrelha, geogrelha cruzada, geogrelha preta (mais flexível) e geotêxtil. Por último e utilizando a geogrelha cruzada, realizou-se um ensaio de pista variando a percentagem de finos na camada granular de forma a obter uma maior ligação entre as partículas.

Os 19 ensaios de pista realizados são descritos, sucintamente, no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Síntese dos ensaios de pista realizados

Ensaio	Tipo de fase	Tipo de reforço	Camada reforçada	Força na prensa
E1	1ª Fase: Apenas Solo	Sem reforço	-	15 kN
E2				15kN
E3				15 kN
E4		Geogrelha	1ª Camada	15 kN
E5		Geogrelha	2ª Camada	15 kN
E6		Geogrelha	3ª Camada	15 kN
E7		Geogrelha cruzada	1ª Camada	15 kN
E8		Geogrelha cruzada	2ª Camada	15 kN
E9		Geogrelha cruzada	3ª Camada	15 kN
E10		Geotêxtil	1ª Camada	15 kN
E11		Geotêxtil	2ª Camada	15 kN
E12		Geotêxtil	3ª Camada	15 kN
E13	2ª Fase: Solo + Tout-Venant	Sem Reforço	-	15 kN - Solo e 15kN - Tout-Venant
E14				15kN - Solo e 30kN - Tout-Venant
E15		Geogrelha cruzada	2ª Camada	15kN - Solo e 30kN - Tout-Venant
E16		Geogrelha cruzada com adição de finos	2ª Camada	15kN - Solo e 30kN - Tout-Venant
E17		Geogrelha	2ª Camada	15kN - Solo e 30kN - Tout-Venant
E18		Geotêxtil	2ª Camada	15kN - Solo e 30kN - Tout-Venant
E19		Geogrelha preta	2ª Camada	15kN - Solo e 30kN - Tout-Venant

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1. Introdução

No presente capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios realizados. Na primeira fase analisou-se o comportamento do solo, com os teores ótimos de humidade, depois da passagem da roda, sem qualquer tipo de reforço.

Numa segunda fase, analisou-se a influência do reforço em diferentes posições ao longo da espessura do solo em estudo. É feita assim a análise em três posições distintas (ver Figura 3.11) e com dois tipos diferentes de reforço (geogrelha e geotêxtil).

Numa terceira fase, é feito o estudo da influência da colocação de uma camada granular sobre o solo anteriormente estudado. Posteriormente é analisado a colocação de reforço entre a camada granular e o solo, de forma a estudar a sua influência na divisão das camadas. Nesta fase utilizou-se como camada granular, o conhecido agregado britado de granulometria extensa (ABGE) (tout-venant), e como reforço, três tipos de geossintéticos, dois tipos diferentes de geogrelha e um geotêxtil.

De acordo com o programa de trabalhos (secção 3.4), foram elaborados vários ensaios de densificação e posteriormente ensaios de pista, para cada uma das situações de estudo.

4.2. Comportamento do solo não reforçado

Inicialmente realizaram-se três ensaios de pista em provetes constituídos apenas pelo solo, ou seja, sem qualquer tipo de reforço e sem o material granular. A Figura 4.1 ilustra a deformação provocada pela passagem da roda ao longo dos 10000 ciclos sob o peso adicional de 11,770 kg.

Como se pode observar, a deformação provocada pela passagem da roda varia entre os 6,9 mm e os 8,4 mm, e os patamares do solo, atingidos ao fim dos 1000 ciclos, são idênticos nas repetições.

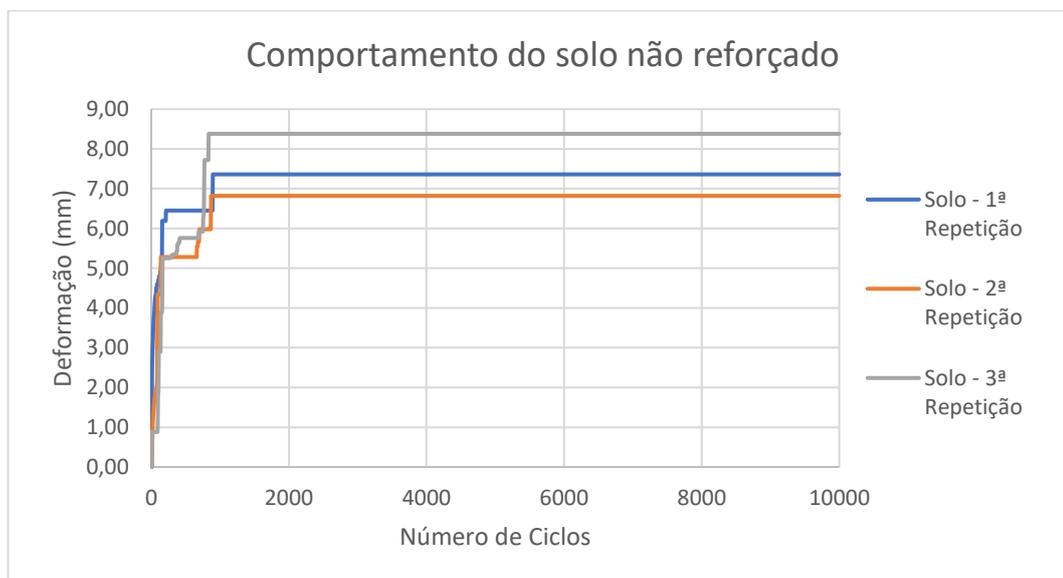


Figura 4.1 – Deformação do solo não reforçado com teores ótimos de humidade

4.3. Efeito do reforço no solo

Nesta segunda fase analisou-se o efeito do reforço localizado a diferentes profundidades, de forma a encontrar-se a localização ideal para a colocação do mesmo. Foi feita também a variação da abertura da malha do geossintético, em que se cruzou a geogrelha em estudo, aumentando assim a sua rigidez e diminuindo a deformação lateral. O cruzamento da geogrelha foi feita para minimizar o efeito de escala da geogrelha adquirida, uma vez que a mesma é utilizada em campo.

Subsequente à análise da geogrelha simples e cruzada, realizou-se o estudo da influência do geotêxtil, este nos mesmo moldes de procedimento do anterior reforço.

4.3.1. Efeito da geogrelha

Os resultados referentes aos ensaios de pista para esta solução são representados na Figura 4.2, sendo importante realçar que foram realizados 10000 ciclos, contrariamente ao que se observa na figura, 1000 ciclos, devido à necessidade de perceção de todos os resultados. Esta figura mostra o comportamento do solo reforçado com a geogrelha simples, e como a localização da mesma em relação à superfície, pode influenciar os resultados.

A partir da Figura 4.2 é possível observar-se que a menor deformação acontece, cerca de 6 mm, quando se coloca a geogrelha sobre a 2ª camada de solo, ou seja, precisamente a meia altura do molde. Na 1ª camada, a deformação é relativamente maior, cerca de 7,6 mm, o que pode ser explicado pela maior quantidade de solo que é sujeita às tensões provocadas pela carga aplicada,

diminuindo assim, a sua capacidade de suporte e a sua resistência ao corte. A introdução da geogrelha sobre 3ª camada originou um insucesso, uma vez que a última camada (a camada superficial), se desagregou libertando material para a máquina de ensaio de pista, o que levou à interrupção do ensaio. De realçar que depois da densificação da 3ª camada era possível ver o “efeito mola” quando carregada com um simples dedo.

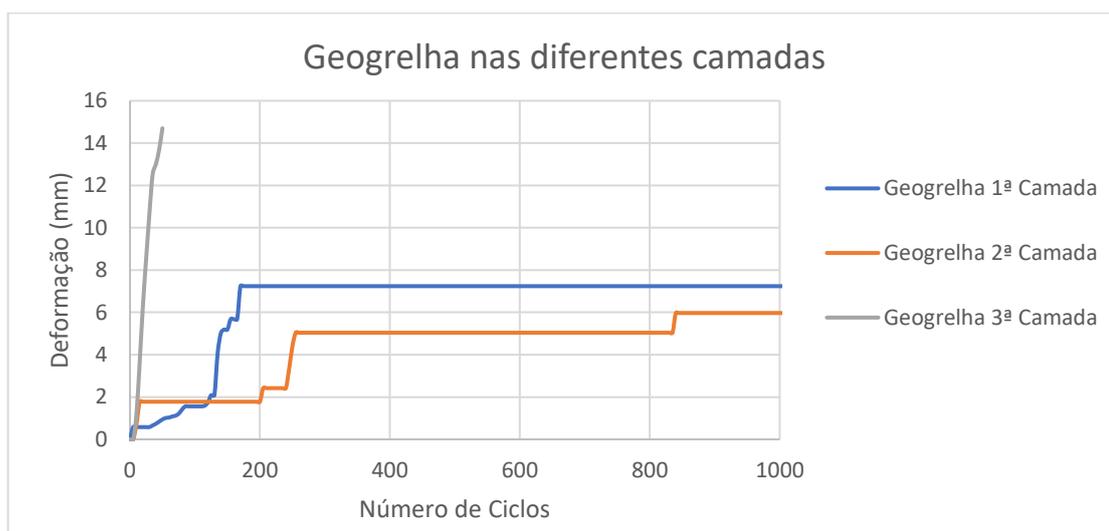


Figura 4.2 – Deformação do solo reforçado com geogrelha nas diferentes camadas

Através da Figura 4.3 é possível observar a diferença de deformação do solo reforçado com a geogrelha sobre a 2ª camada (1) e sobre a 3ª camada (2), sendo perceptível, nesta última, a libertação do material para fora da caixa.



(1)



(2)

Figura 4.3 – Pormenor do solo reforçado com a geogrelha sobre a 2ª camada (1) e sobre a 3ª camada (2)

4.3.2 Efeito da geogrelha cruzada

Tendo em conta os trabalhos de Rodrigues (2015) e Oliveira et al (2016), nesta fase foi feito o cruzamento de duas geogrelhas anteriormente ensaiadas, de forma a diminuir a dimensão da abertura da malha. Esta redução foi feita a pensar no efeito de escala de todo o procedimento, uma vez que a geogrelha utilizada é uma geogrelha utilizada em obra e o ensaio de pista é um ensaio a uma escala reduzida.

A partir do gráfico da Figura 4.4 é possível observar que, nas duas primeiras camadas, a evolução da curva, que relaciona a deformação com o número de passagens da roda que integra o ensaio de pista, é constante entre os 200 e os 250 ciclos.

A deformação mínima (aproximadamente 3,8 mm) acontece quando se coloca a geogrelha sobre a 2ª camada, enquanto que sobre 1ª camada a deformação atinge um valor um pouco superior (5,8 mm). É de realçar que a colocação da geogrelha cruzada na 3ª camada originou o mesmo resultado que a quando da colocação da geogrelha simples nesta mesma camada. A pouca espessura da 3ª camada levou ao levantamento de toda a área de carregamento, originando a transferência de alguma massa de solo para fora da caixa e à interrupção do ensaio logo ao fim dos primeiros 50 ciclos.

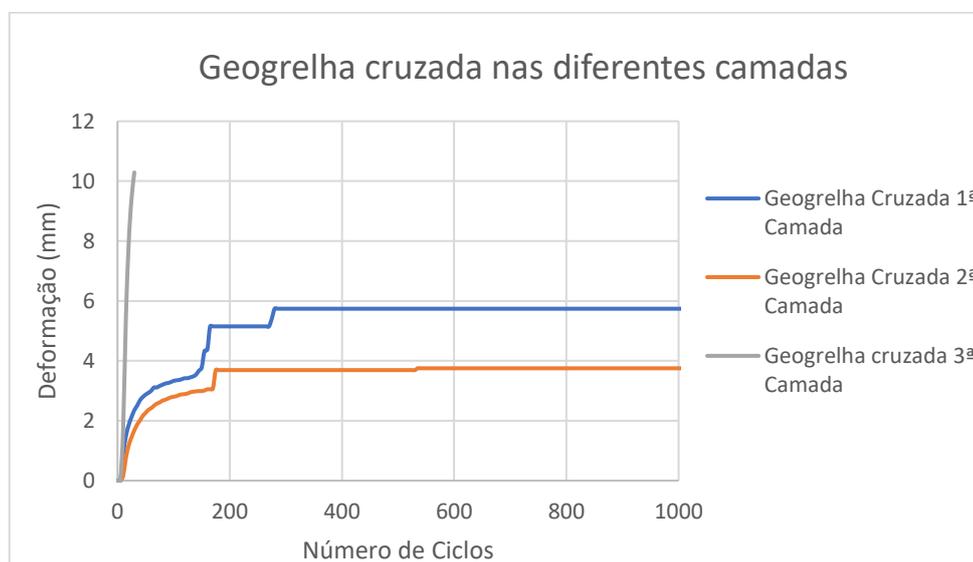


Figura 4.4 – Deformação do solo reforçado com geogrelha cruzada nas diferentes camadas

Relativamente aos resultados das deformações sentidas, é possível observar pela Figura 4.5 que as diferenças visuais são mínimas, sendo que ampliando o modelo para uma escala real, esta pequena melhoria com o uso da geogrelha cruzada na 2ª camada beneficiaria em muito as

condições de resistência da estrada não pavimentada. Na Figura 4.5 (3) pode-se observar o efeito de rigidez que a passagem da roda provoca no solo, e como a geogrelha consegue absorver as tensões verticais, evitando a deformação crescente do solo abaixo da sua linha de ação.

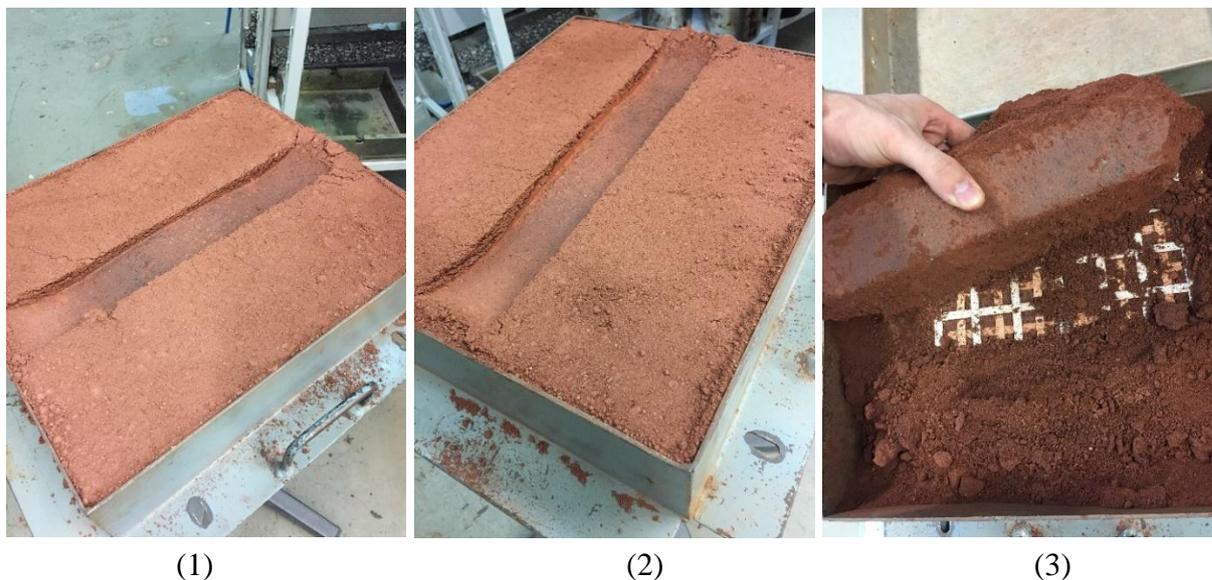


Figura 4.5 – Pormenor do solo reforçado com geogrelha cruzada sobre a 1ª camada (1), sobre a 2ª camada (2) e efeito da passagem da roda (3)

4.3.3. Efeito do geotêxtil

Nesta secção é feita a análise do comportamento do solo quando o reforço utilizado é um geotêxtil. É possível observar-se pela Figura 4.6 que a localização ideal do reforço é novamente na 2ª camada, com uma deformação na ordem dos 5,2 mm. A deformação sentida com a colocação do geotêxtil na 1ª camada é aproximadamente 7,3 mm e representa um pequeno acréscimo em relação à integração do reforço na anterior camada.

Relativamente à deformação observada quando o reforço é colocado sobre a 3ª camada, é possível concluir-se que é em valor elevado, na ordem dos 14 mm. Esta elevada deformação resulta, novamente, da pequena distância entre o reforço e o nível de aplicação de carga (superfície), no entanto é possível denotar-se que apresenta uma deformação menor em relação ao uso das geogrelhas nesta mesma camada. A diminuição da deformação nesta 3ª camada em relação ao uso das geogrelhas, deve-se à menor rigidez por parte do geotêxtil, que evita o efeito mola que se observa nas geogrelhas como referido em 4.3.1.

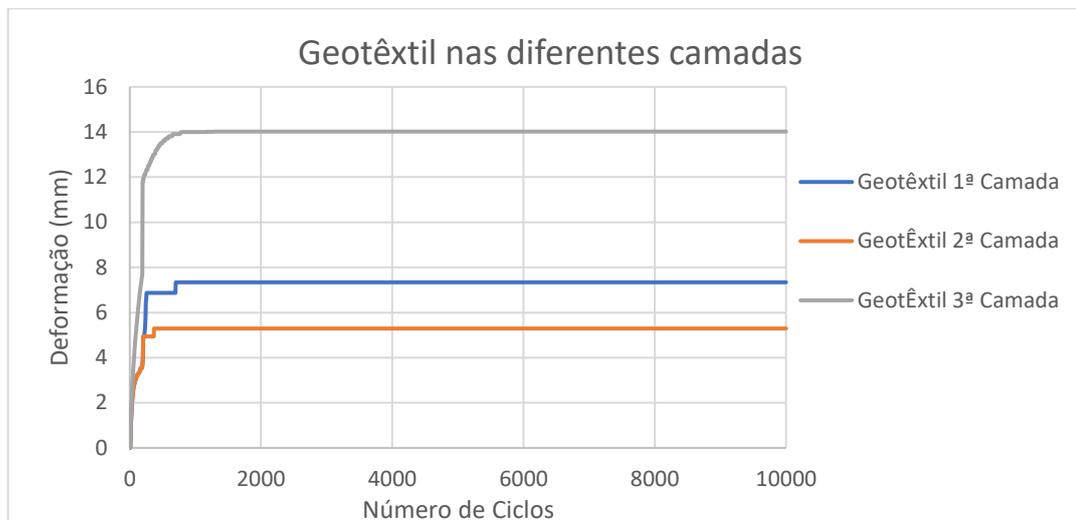


Figura 4.6 – Deformação do solo reforçado com geotêxtil nas diferentes camadas

É possível observar-se na Figura 4.7 (1) o pormenor da deformação sentida aquando da colocação do geotêxtil na 1ª camada. Por sua vez ao seu lado é ilustrada a deformação provocada pela roda com o reforço colocado sobre a 3ª e última camada. É possível comparar a Figura 4.3 (2), figura esta que representa a deformação do solo com o a geogrelha sobre 3ª camada, com a Figura 4.7 (2) e percebe-se que não houve expulsão do material e que o valor de deformação é menor. Como explicado anteriormente, este acontecimento resulta da menor rigidez por parte do geotêxtil, que perante a pequena espessura da 3ª camada, não exerce o efeito de mola que a geogrelha por sua vez exerce.



(1)



(2)

Figura 4.7 – Pormenor do solo reforçado com geotêxtil sobre a 1ª camada (1) e sobre a 3ª camada (2).

4.3.4 Comparação dos ensaios realizados no solo

Analizados todos ensaios realizados, segue-se a análise comparativa dos mesmos, de forma a perceber como a variação dos diferentes tipos de geossintéticos pode influenciar a deformação do solo.

Na Figura 4.8 é possível observar-se os resultados obtidos nos ensaios feitos com apenas o solo e com os diferentes tipos de geossintéticos, em que foram escolhidas as localizações ideais do reforço para cada uma das soluções. No caso do ensaio realizado sem qualquer tipo de reforço foi utilizado o resultado médio das três repetições, simultaneamente nos ensaios realizados com reforço foram utilizados os resultados obtidos na 2ª camada, camada esta que representa a localização ideal para obter-se menores deformações.

Como pode ver-se na Figura 4.8, a implementação de qualquer reforço sobre a 2ª camada, camada ideal, proporciona menores deformações que o modelo que não recorre ao uso de reforço. Assim, o comportamento do solo sem qualquer geossintético é o que apresenta pior comportamento, atingindo valores de deformação na ordem dos 6,9 mm. Seguidamente a geogrelha, com uma deformação de 6 mm. O geotêxtil apresenta um comportamento melhor que a geogrelha, com valores de deformação de 5,2 mm, provavelmente devido ao menor efeito mola que se denota nos ensaios com geogrelha. O uso do geogrelha cruzada como reforço do solo estudado apresenta a menor deformação de todo o conjunto de ensaios, com um valor de 3,8 mm, muito abaixo das outras alternativas. Em comparação com a geogrelha simples, a geogrelha cruzada apresenta melhores resultados, que podem ser justificados pela diminuição da abertura da malha, que leva a um aumento da rigidez da geogrelha e do confinamento do solo.

Tendo em conta todos os resultados apresentados, a utilização da geogrelha cruzada ganha vantagem na sua implementação em estradas não pavimentadas.

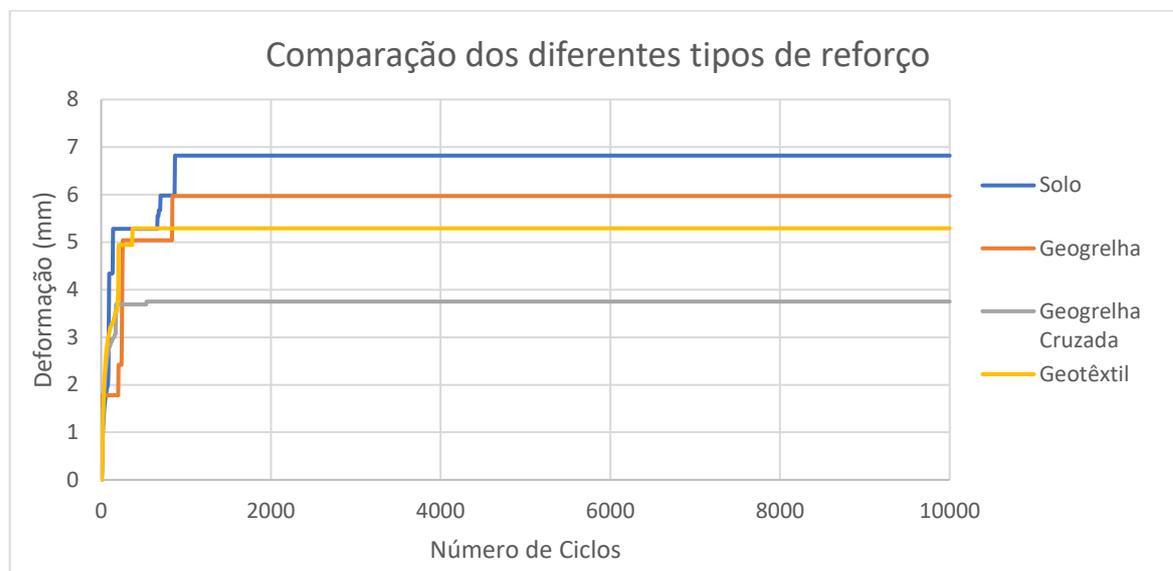


Figura 4.8 – Comparação dos ensaios referentes à utilização dos diferentes tipos de reforço

4.4 Comportamento do solo e camada granular sem reforço

Inicialmente analisou-se a integração de reforço em solo fraco. Perante os resultados obtidos anteriormente, foi possível observar-se que o solo utilizado apresentava um comportamento bastante estável, justificado pela baixa plasticidade do mesmo.

Nesta 3ª fase, de forma a estudar uma solução construtiva diferente, foi colocada uma camada granular acima do solo (simula a colocação de uma camada de material granular para constituir a camada de desgaste). O material utilizado na camada granular, foi um ABGE (tout-venant) fino, para representar melhor a realidade, tendo em conta o efeito de escala de todo o ensaio.

Como descrito na secção 3.3, densificaram-se as camadas do provete com uma força de 15 kN. No entanto, realizou-se um aumento da força para o dobro, 30 kN, de forma a perceber a influência da energia de densificação na deformação dos provetes ensaiados. É possível observa-se na Figura 4.9 que a deformação sentida no conjunto solo/tout-venant com 15kN foi aproximadamente de 16 mm, contrariamente aos 8,4 mm de deformação observados no solo/tout-venant densificados com 30kN.

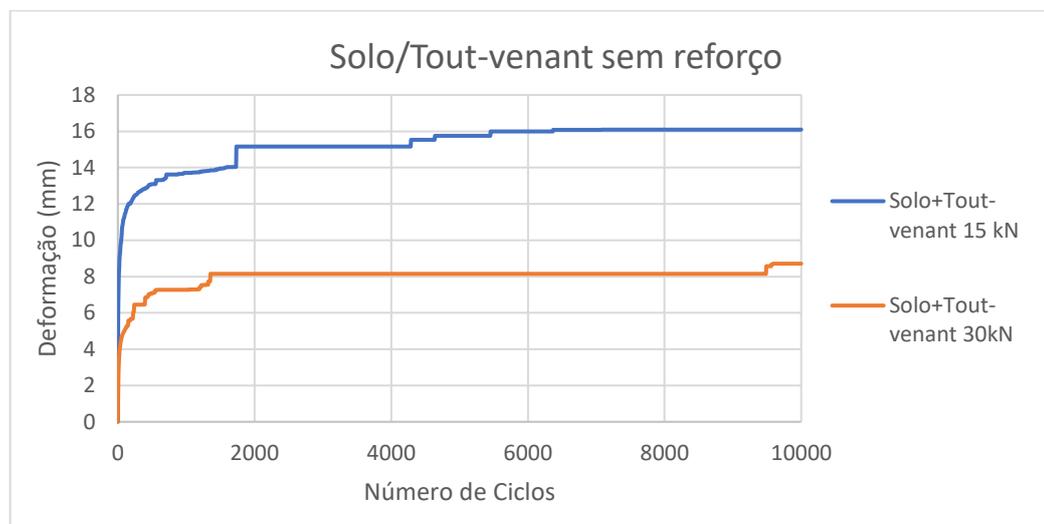


Figura 4.9 – Deformação do solo/tout-venant sem reforço com diferentes cargas de densificação

Na Figura 4.10 consegue-se observar a deformação provocada pela passagem da roda no solo/tout-venant sem reforço densificado com 30 kN. A deformação sentida representa os melhores resultados obtidos na globalidade de ensaios com a utilização da camada granular. Contudo a utilização da camada granular surge com o intuito de melhorar a capacidade de suporte da estrada, que é contrariado com os melhores resultados obtidos com o uso apenas do solo.



Figura 4.10 – Pormenor do provete solo/tout-venant sem reforço preparado com carga de 30kN

4.5 Efeito do reforço entre solo e camada granular

A integração do reforço entre a camada granular e o solo de fundação surge com o objetivo descrito em 2.5.4.3, efeito de membrana tracionada, que aumenta a capacidade de suporte do solo. O reforço funciona ainda como barreira física entre a camada granular e o solo, evitando troca de matéria entre os dois.

4.5.1 Efeito da geogrelha cruzada entre o solo e camada granular

Neste ponto analisa-se a influência da geogrelha cruzada entre o solo e a camada granular. É realizado um outro ensaio com as mesmas condições, mas com um aumento de matéria fina na camada granular, de forma a comprovar-se o impacto que os finos têm na ligação de toda a camada.

É possível observar-se na Figura 4.11 que a utilização do reforço contrariou todas as expectativas, uma vez que se atingiu a deformação máxima de 20 mm ao fim de 320 ciclos e 520 ciclos, respetivamente para as duas soluções. No entanto, com a adição dos finos houve a melhoria da deformação máxima, sendo atingida mais tarde, passados mais de 200 ciclos de carga. A matéria fina proporcionou assim um aumento da ligação de toda a camada granular e por consequente um aumento da capacidade de suporte, confirmando as expectativas.

Relativamente à elevada deformação sentida nas duas soluções, justifica-se pela insuficiência que apresenta a compactação estática em compactar a camada granular, sendo necessária a compactação dinâmica para contrariar este efeito. De realçar que depois da compactação da camada granular, colocou-se um dedo sobre a plataforma e sentia-se o efeito de mola que a geogrelha origina, algo que não se sentia nos ensaios só com solo, comprovando-se assim que havia um aumento da deformação com este efeito.

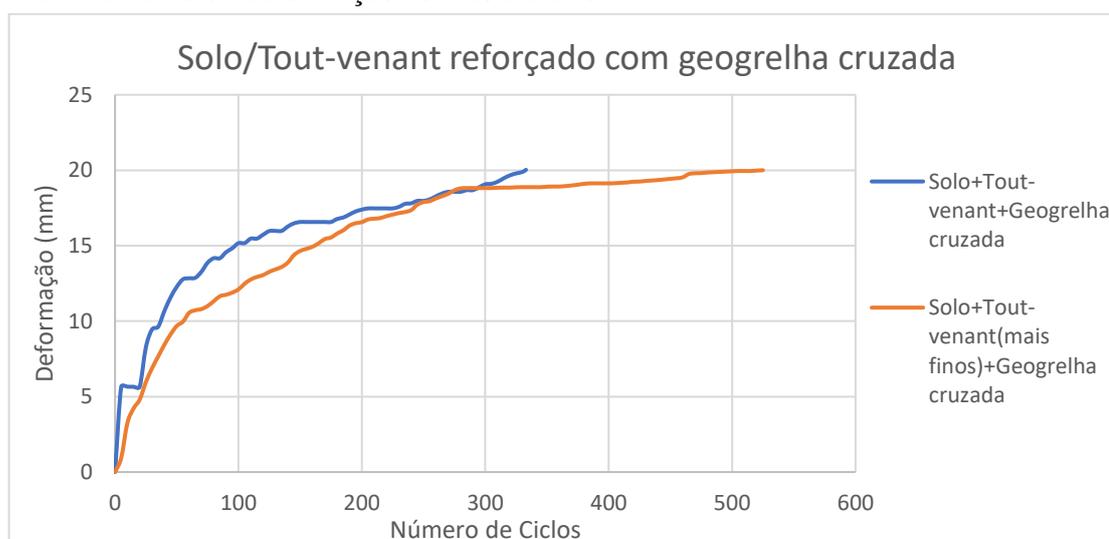


Figura 4.11 – Deformação do solo/tout-venant reforçado com geogrelha cruzada

4.5.2 Efeito da geogrelha e geotêxtil entre o solo e camada granular

Nesta secção analisa-se o comportamento de dois tipos de reforços, com diferentes características entre a camada granular e o solo de fundação. Utilizou-se a geogrelha num primeiro ensaio, com uma rigidez considerável em comparação com o geotêxtil que apresenta uma rigidez muito abaixo dos valores característicos da geogrelha.

Na Figura 4.12 é possível observar-se a elevada deformação que sentiu o solo/tout-venant quando se utilizou o geotêxtil, atingindo o limite de 20 mm em menos de 50 ciclos. Ao contrário, com a utilização da geogrelha obteve-se uma melhoria significativa, atingindo apenas o pico de 20 mm após 570 ciclos de passagem da carga. Os resultados obtidos continuam a ser insatisfatórios, contudo, é importante dar relevo à influência que a rigidez da geogrelha proporciona, apesar do efeito mola que também se sentiu. O geotêxtil originou uma separação completa entre o solo de fundação e a camada granular, o que, em teoria poderia ser o ideal, mas que perante a dificuldade em compactar devidamente o tout-venant, tal não se verificou.

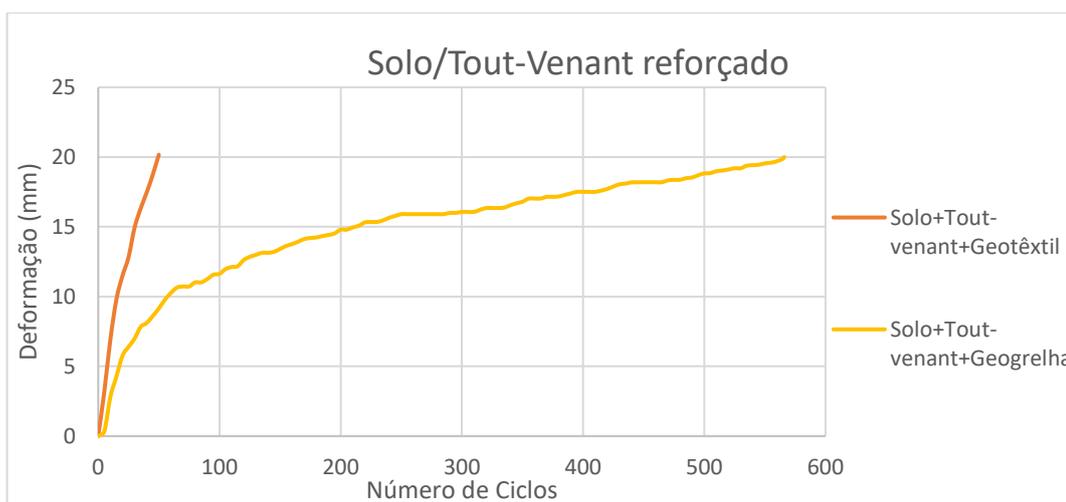


Figura 4.12 – Deformação do solo/tout-venant reforçado com geogrelha e geotêxtil

É importante perceber-se o efeito que a geogrelha tem na divisão das camadas e como a camada granular interage com o solo de fundação. Na Figura 4.13, é possível observar-se que a camada granular entrou no solo de fundação na zona de circulação da carga, e entre a malha da geogrelha.



Figura 4.13 – Pormenor do efeito da geogrelha no solo e da ligação entre o solo e o tout-venant

4.5.3 Efeito da geogrelha preta e geogrelha entre o solo e camada granular

De forma a estudar a influência da rigidez do reforço, utilizou-se a geogrelha normal (branca) com uma rigidez razoável e uma geogrelha preta, com uma rigidez muito inferior. A Figura 4.14 mostra os resultados das deformações usando numa primeira fase a geogrelha branca e numa segunda fase a geogrelha preta. É de notar que a geogrelha mais rígida alcança os 20 mm de deformação ao fim de 570 ciclos. A geogrelha preta, mais flexível, só atinge os 20 mm de deformação nos 2200 ciclos.

Através dos resultados obtidos, é possível observar-se a importância da flexibilidade alta da geogrelha preta e como a camada granular se comporta melhor quando esta se liga melhor ao solo de fundação. Na Figura 4.15 é possível observa-se o pormenor da deformação do solo/tout-venant com a geogrelha preta.

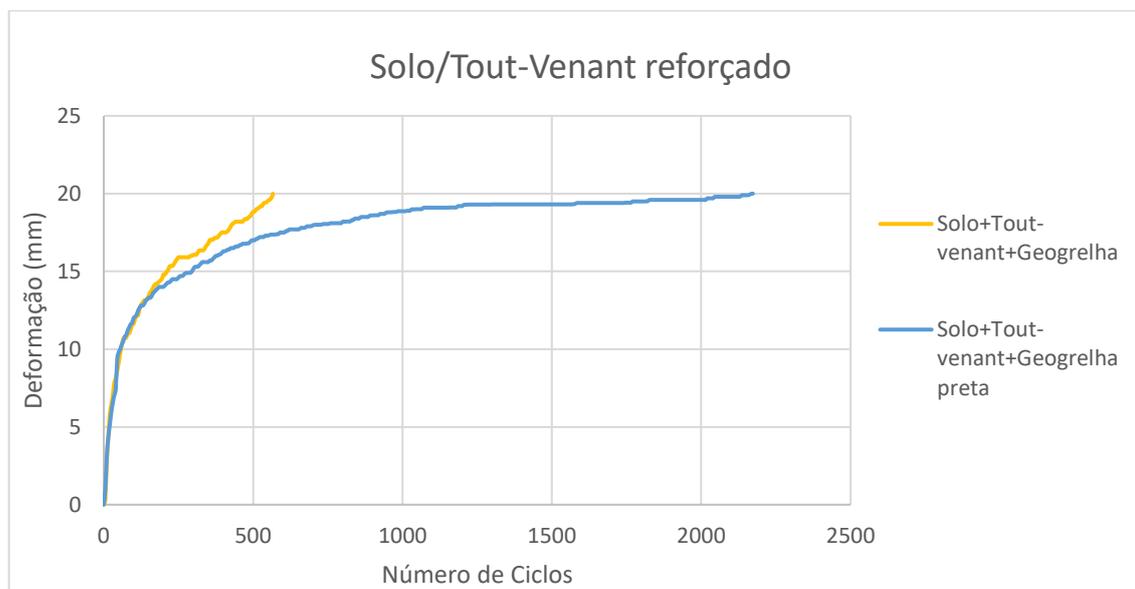


Figura 4.14 – Deformação do solo/tout-venant reforçado com geogrelha branca (mais rígida) e geogrelha preta (mais flexível)



Figura 4.15 – Pormenor da deformação do solo/tout-venant reforçado com geogrelha preta (mais flexível)

4.5.4 Comportamento de todos os reforços entre o solo e camada granular

Neste ponto procede-se à análise do comportamento de todos os ensaios realizados com solo e tout-venant, nomeadamente com reforço e sem reforço.

Desta forma, é possível observar-se na Figura 4.16 os resultados obtidos em todos os ensaios, sendo possível destacar a ineficiência geral dos reforços, uma vez que o solo se comportou melhor quando não tinha qualquer reforço. Dentro dos resultados obtidos com a utilização de reforço, é de referir que a introdução de geotêxtil entre a camada granular e o solo originou os piores resultados, seguido da geogrelha cruzada. Devido a esta ineficácia da geogrelha cruzada, que até tinha sido a melhor solução nos ensaios utilizando somente o solo, decidiu-se aumentar a percentagem de finos, conseguindo assim uma pequena melhoria, justificada pela maior ligação das partículas. Com a utilização de uma geogrelha com uma abertura de malha maior obteve-se uma deformação menor, que perante a Figura 4.13 é possível constatar-se que houve uma maior ligação entre a camada granular e o solo originando maior estabilidade.

A utilização de uma geogrelha mais flexível, denominada de geogrelha preta, proporcionou uma melhoria bastante significativa em comparação a todas as outras alternativas. A geogrelha preta destacou-se pela evolução controlada da deformação, atingindo os 20 mm apenas ao fim de 2200 ciclos. Nos ensaios realizados verifica-se que, dada a elevada rigidez do reforço e a dificuldade da densificação da camada granular, os resultados obtidos contrariam a perspectiva de melhoria da estabilidade da estrada aquando da utilização de uma camada granular.

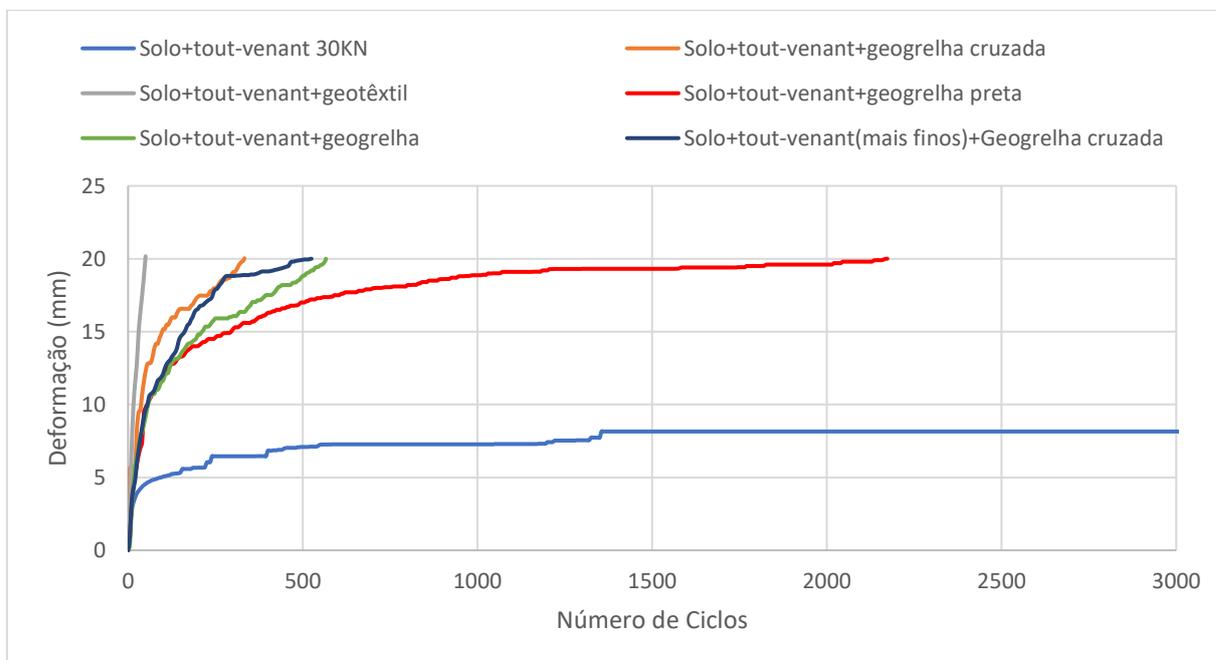


Figura 4.16 – Deformação dos provetes com diferentes tipos de reforço no solo/tout-venant

A Figura 4.17 permite a comparação das deformações com a utilização da camada granular, tout-venant, sobre o solo, com a utilização apenas do solo. É possível constatar que a introdução da camada granular não levou a uma redução da deformação, que contraria a literatura anterior descrita. Este ponto é contrário ao esperado porque a compactação estática da camada granular deve ser substituída pela compactação dinâmica.

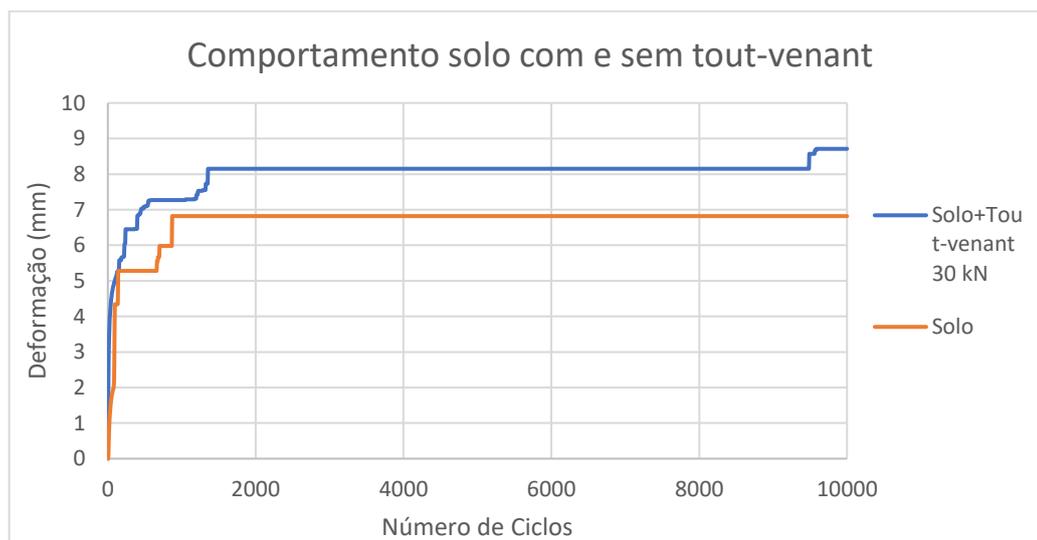


Figura 4.17 – Comparação dos ensaios realizados com camada granular e sem camada granular

5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1. Considerações Finais

Na presente dissertação pretendeu-se determinar a influência de vários tipos de reforço (geossintéticos) na estabilidade de estradas não pavimentadas. Neste último capítulo são descritas as principais conclusões retiradas da análise dos resultados laboratoriais obtidos.

O programa laboratorial contempla duas fases distintas, em que na primeira fase é feita análise da influência do reforço apenas com solo, e numa segunda fase adicionou-se uma camada granular de agregado britado de granulometria extensa (ABGE) (tout-venant) sobre o solo.

Na primeira fase o provete é dividido em quatro camadas, sendo que é analisado a deformação do solo com a implementação do reforço sobre a 1ª camada, 2ª camada e 3ª camada, respetivamente. Assim, através dos resultados observados é possível concluir-se que a deformação menor ocorre com o geossintético localizado sobre a 2ª camada, sendo que o geogrelha cruzada (menor abertura de malha), apresenta, entre todos os geossintéticos, a deformação mais reduzida. É de realçar, que quando se colocou o reforço sobre a 3ª camada, verificou-se uma desagregação do solo acima do reforço, que indicava o seu baixo confinamento lateral. Na densificação desta última camada, nota-se ainda um “efeito de mola” provocado pela rigidez das geogrelhas, mais significativo no caso da geogrelha cruzada.

Na segunda fase, com a inclusão da camada granular verificou-se uma dificuldade em reproduzir de forma real a compactação deste material. Sendo assim, através do aumento da energia de compactação para o dobro, conseguiu-se obter uma melhoria significativa na redução da deformação. Com a utilização do reforço entre a camada granular e o solo, não se verificou melhorias, que advém da ineficiência que a compactação estática tem sobre a camada granular. No entanto entre todos os diferentes geossintéticos utilizados, a geogrelha preta comportou-se melhor, devido à maior flexibilidade verificada nas suas características.

Outra conclusão retirada dos ensaios desta segunda fase é que a inclusão de mais finos na camada granular quando ensaiada com a geogrelha cruzada, proporciona uma redução da deformação, que resulta da maior ligação entre as partículas e a consequente melhoria da sua resistência.

Por fim, pode-se concluir que a integração de uma camada granular sobre o solo não possibilitou uma redução nas deformações sentidas, uma vez, que o efeito de escala sentido nas dimensões

das partículas no tout-venant e do reforço proporcionaram um problema acrescido. De salientar, que o solo de fundação utilizado apresentou boas características de resistência e estabilidade.

Assim, e perante todos os resultados analisados, é possível concluir que o reforço teve um impacto significativo na redução da deformabilidade na primeira fase, sendo que na segunda fase devido à ineficiência da camada granular e da colocação do respetivo reforço, os resultados apresentados contrariam em alguns pontos a bibliografia apresentada.

5.2. Trabalhos Futuros

De forma a completar e a aprofundar os conhecimentos descritos no presente estudo, propõem-se os seguintes trabalhos futuros:

- Introduzir no estudo, um outro tipo de solo, com características mais desfavoráveis;
- Utilizar um modelo em escala real, que permita obter conclusões mais reais, principalmente quando da utilização da camada granular;
- Proceder à compactação dinâmica da camada granular;
- Analisar a influência do número de camadas densificadas;
- Fazer ensaios com o solo saturado de forma a simular os efeitos da chuva;
- Realizar ensaios de pista com integração de fibras no solo como reforço;
- Analisar a influência de diferentes tipos de carga adicional, de forma a simular veículos ligeiros e pesados;
- Realizar a análise custo/benefício da integração de geossintéticos em estradas não pavimentadas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1983). “Recommended practice for the classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes”. M145-82, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.
- ASTM (2009). “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”. D2487-11, ASTM International, West Conshohocken.
- Carvalhosa, F. (2011). “Efeito do teor em água do solo na interação solo-geossintético.” Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Costa, G. (2012). “Análise dos critérios de aceitação/rejeição do caderno de encargos tipo obra da E.P para pavimentação.” Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da FCT, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- CIA@ (2017), <https://www.cia.gov/library/publications/the-world-factbook/>, Central Intelligence Agency, EUA, 30 Maio 2017.
- Cruz, A. (2005). “Estradas vicinais: Abordagem pedológica, geotécnica, geométrica e de serventia de dois trechos rodoviários não pavimentados no campus da UFV – MG.” Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais.
- Eaton, R. A., Gerard, S., e Dattilo, R. S. (1987). “A Method for Rating Unsurfaced Roads. Transportation Research Record.”
- EP (2009a). “Caderno de Encargos Tipo Obra: 14.00 – Controlo de Qualidade”. Estradas de Portugal, S.A., Almada, 2009.
- EP (2009b). “Caderno de Encargos Tipo Obra: 14.01 – Terraplenagem – Características dos Materiais”. Estradas de Portugal, S.A., Almada, 2009.
- EP (2009c). “Caderno de Encargos Tipo Obra: 14.03 – Pavimentação – Características dos Materiais”. Estradas de Portugal, S.A., Almada, 2009.

-
- E196 (1966). “Análise Granulométrica”. Documentação Normativa – Especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- E197 (1966). “Ensaio de Compactação”. Documentação Normativa – Especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- E198 (1967). “Determinação do CBR”. Documentação Normativa – Especificação LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- Fortunato, E., Alves, E., Antunes, M., e Freire, A. (2013). “Curso de estradas de baixo volume de tráfego”. LNEC, Lisboa.
- Giroud, J.P., Ah-Line, C., e Bonaparte, R. (1985). “Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids, Polymer Grid Reinforcement”. Thomas Telford, pp. 116-127.
- Giroud, J.P., e Han, J. (2004). “Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I. Development of design method”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 8, pp. 775-786.
- Giroud, J.P., e Noiray, L. (1981). “Geotextile-reinforced unpaved road design”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 107 pp. 1233-1253.
- Góngora, I. (2011). “Utilização de geossintéticos como reforço de estradas não pavimentadas: influência do tipo de reforço e do material de aterro”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.
- Gonçalves, M. (2015). “Avaliação da utilização de geossintéticos no dimensionamento de pavimentos rodoviários”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico de Lisboa, Portugal.
- Houlsby, G. T., e Jewell, R. A. (1990). “Design of reinforced unpaved roads for small rut depths”. Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam, 1, pp. 171-176.
- IGS-Portugal (2017a). “Classificação dos Geossintéticos”. <http://www.spgeotecnia.pt/igs/>, 24 de Maio de 2017.

-
- IGS-Portugal (2017b). “Funções dos Geossintéticos”. <http://www.spgeotecnia.pt/igs/>, 24 de Maio de 2017.
- Madhavi, L. G., Nair, A. M., e Hemalatha, M. S. (2010). “Performance of geosynthetics in unpaved roads.” *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.6362, p. 337-349.
- Monte, L. (2016). “Reforço de estradas não pavimentadas com geossintéticos: Requisitos geotécnicos e métodos de dimensionamento”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da FEUP, Universidade do Porto, Portugal.
- Milligan, G. W .E., Jewell, R. A., Houlsby, G. T., e Burd, H. J. (1989a). “A new approach to the design of unpaved road –part I”. *Ground Engineering*, Vol.22, p. 25-29.
- Neves, P. (2013). “Uso de geossintéticos em estradas não pavimentadas: Avaliação experimental em um protótipo de grande dimensão”. Dissertação de Mestrado, Unidade de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade Estadual de Goiás, Anápolis.
- NP EN 13242:2002+A1 (2010). “Agregados para materiais não ligados ou tratados com ligantes hidráulicos utilizados em trabalhos de engenharia civil e na construção rodoviária”. Norma Portuguesa.
- NP-83 (1965). “Determinação da densidade das partículas”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- NP 143 (1969). “Solos - Determinação dos limites de consistência”. Norma Portuguesa Definitiva.
- Oda, S. (1995). “Caracterização de uma rede municipal de estradas não-pavimentadas”. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Brasil.
- Oliveira, L. A., Viana, P. M. F., Santos, D. C. R., Reis, E. F. (2016). “Uso de geossintéticos como reforço em estradas não pavimentadas.” *Journal of the Brazilian Association of Agricultural Engineering*, Vol.36, p.546-557.
- Rodrigues, N. (2015). “Reforço de estradas não pavimentadas”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra, Portugal.

Santos, I. (2013). “Estabilidade de geomateriais em estradas não pavimentadas. Propriedades relevantes e métodos de dimensionamento”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.

Venda Oliveira, P. J. (2009). “Apontamentos das aulas da disciplina de Obras de Terra”. Dep. de Eng^a Civil da FCTUC, Coimbra.

Zornberg, J. G. (2013). “Sistemas de pavimentos reforçados con geosintéticos/Geosynthetic-reinforced Pavement Systems”. Ingeniería Civil 171, p. 5-25.