

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
ENGENHARIA CIVIL

ALINE CECCONI

AVALIAÇÃO MECÂNICA DE UM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

CAXIAS DO SUL

2018

ALINE CECCONI

AVALIAÇÃO MECÂNICA DE UM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

Trabalho de Conclusão de Curso com o objetivo de colação de grau em Engenharia Civil pela Universidade de Caxias do Sul.

Orientadora: Prof. Ma. Jaqueline Bonatto

Coordenador: Prof. Me. Vinicio Cecconello

CAXIAS DO SUL

2018

ALINE CECCONI

AVALIAÇÃO MECÂNICA DE UM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado em 22/11/2018

Banca Examinadora

Prof^a Ma. Jaqueline Bonatto
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Me. Matheus Lemos Nogueira
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof^a Ma. Carolina Becker Pôrto Fransozi
Centro Universitário UNIVATES

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por me permitir fazer parte de uma família tão maravilhosa quanto a minha e me oferecer oportunidades únicas.

Aos meus pais Gilva e Valdemar, por todo o esforço para me verem feliz sempre e pelo apoio incondicional na minha vida acadêmica, com todo o amor e compreensão nas decisões que eu tomei.

A minha família, que esteve presente com palavras de apoio e me desejando todo o sucesso sempre, em especial a minha avó Ivone, por todo o cuidado comigo desde pequena e pelas orações para que tudo desse certo. Aos meus quatro anjinhos, Antônio, Darcila, Isaura e Lauro, que sei o quanto estão orgulhosos de mim por estar alcançando mais este objetivo.

Ao meu namorado Estevan, pelo otimismo e pela compreensão que teve comigo durante a elaboração deste trabalho, seja nos momentos de felicidade ou de preocupação.

A minha professora e orientadora Jaqueline Bonatto, pela confiança depositada em mim, por todo o conhecimento compartilhado e por toda a dedicação para que tivéssemos um bom resultado. Para mim, é um exemplo de profissional a ser seguido.

Aos meus colegas e amigos, por toda a ajuda e compreensão durante toda a caminhada e por trazerem ainda mais alegria a este momento.

À Huesker, na figura do Eng. André Estevão Silva, pela disponibilidade em fornecer os materiais geossintéticos necessários à realização dos ensaios para o meu trabalho. Foi fundamental para que eu obtivesse sucesso em todo o procedimento.

*“Não há nada que não se consiga
com a força de vontade, a bondade
e, principalmente, com o amor.”*

Cícero

RESUMO

CECCONI, Aline. **Avaliação mecânica de um solo reforçado com geogrelha**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2018.

O reforço de solo encontra nas geogrelhas uma alternativa que possibilita otimizar resistência, custo e rapidez na execução. O presente trabalho tem como principal objetivo avaliar a resistência dos sistemas formados por solo e duas geogrelhas de resistências nominais distintas, tendo em vista a alteração das espessuras de camada de solo. Foram realizados ensaios de caracterização do solo, como umidade natural do solo, granulometria, peso específico dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade, além dos ensaios de compactação e compressão simples do solo e do solo com geogrelha. Os resultados obtidos foram de 148,91 kPa de resistência para o corpo de prova constituído de 100% de solo, 251,69 kPa para a amostra com uma camada de geogrelha de 65 kN/m de resistência nominal à tração disposta entre duas camadas de solo compactado e 306,84 kPa para o corpo de prova composto de duas camadas de geogrelha de resistência de 40 kN/m intercaladas entre três camadas de solo compactado. Ambas as geogrelhas utilizadas pertencem à linha Basetrac da empresa Huesker. A análise global dos resultados permite afirmar que a melhor situação encontrada foi aquela em que se alternou duas camadas de geogrelha de menor resistência com três camadas de solo compactado, comprovando a importância da compactação para a resistência de um solo reforçado e da interação entre o solo e o mecanismo de reforço.

Palavras-chave: Solo reforçado. Geogrelha. Compactação. Compressão Simples.

ABSTRACT

CECCONI, Aline. **Mechanical evaluation of soil reinforced with geogrid**. 2018. Graduation work (Graduation in Civil Engineering) – Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2018.

Soil reinforcement finds in geogrids an alternative that allows optimizing resistance, cost and speed of execution. The present work has as main objective to evaluate the resistance of the systems formed by soil and two geogrids of distinct nominal resistance, in view of the alteration of soil layer thicknesses. Soil characterization tests were carried out, such as soil natural moisture, grain size, specific weight of grains, liquidity limit and plasticity limit; besides the tests of compaction and simple compression of the soil and the soil with geogrid. The obtained results were 148,91 kPa of resistance for the test body consisting of 100% of soil, 251,69 kPa for the sample with a geogrid layer of 65 kN / m nominal tensile strength between two layers of compacted soil and 306,84 kPa for the test body composed of two layers of resistance geogrid of 40 kN / m interspersed between three layers of compacted soil. Both geogrids used belong to the Basetrac line of the Huesker company. The global analysis of the results allows to affirm that the best situation was the one in which two layers of geogrid of lower resistance were alternated with three layers of compacted soil, proving the importance of the compaction for the strength of a reinforced soil and the interaction between the soil and the reinforcement mechanism.

Keywords: Reinforced soil. Geogrid. Compaction. Simple Compression.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Desenvolvimento dos geossintéticos através de eventos importantes	25
Figura 2 - Utilização do geossintético como separador de duas camadas distintas	26
Figura 3 - Exemplos de geossintéticos	27
Figura 4 - Mecanismos de interação em massas de solo reforçadas com geogrelha.....	28
Figura 5 - Esquema de zonas representado em um talude vertical.....	34
Figura 6 - Desempenho do pavimento com e sem reforço	36
Figura 7 - Aplicação de geogrelha no Anel Viário de Campinas.....	37
Figura 8 - Geogrelha de 40 kN/m à esquerda e geogrelha de 65 kN/m à direita	38
Figura 9 - Local de coleta do solo para estudo	39
Figura 10 - Local da coleta do solo para estudo	39
Figura 11 - Solo destorroado ao lado do solo em estado natural.....	40
Figura 12 - Conjunto de peneiras	41
Figura 13 - Aparelho de Casagrande com solo já golpeado	43
Figura 14 - Amostras do ensaio de Limite de Liquidez a serem levadas para a estufa.....	43
Figura 15 - Amostras do ensaio de Limite de Plasticidade	44
Figura 16 - Amostras do ensaio de Limite de Plasticidade a serem levadas para a estufa.....	45
Figura 17 - Amostras de solo após retirada da estufa.....	48
Figura 18 - Picnômetro com água e solo recém agitado e após agitação	50
Figura 19 - Alguns dos materiais utilizados no ensaio de compactação	51
Figura 20 - Retirada do corpo de prova com o auxílio do macaco hidráulico	52
Figura 21 - Corpo de prova após compactação	52
Figura 22 - Amostras com solo seco	53
Figura 23 - Prensa utilizada para o ensaio de compressão simples	54
Figura 24 - Corpo de prova cilíndrico posicionado na prensa.....	55
Figura 25 – Corpos de prova de 100% solo após ruptura na prensa de compressão.....	64
Figura 26 - Corpos de prova com uma camada de geogrelha de 65 kN/m após ruptura.....	65
Figura 27 - Abertura do corpo de prova entre as camadas	66
Figura 28 - Ruptura da geogrelha na segunda amostra	66
Figura 29 - Corpos de prova com duas camadas de geogrelha de 40 kN/m após ruptura.....	68

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Efeito do grau de compactação sobre o deslocamento frontal $\delta_{95\%}$ e a máxima tensão $\tau_{95\%}$	31
Gráfico 2 - Comparação entre o ângulo de atrito interno do solo e o ângulo de atrito entre o solos e as interfaces de acordo com a sucção matricial	32
Gráfico 3 - Curva de distribuição granulométrica	57
Gráfico 4 - Limite de Liquidez	59
Gráfico 5 - Curva de compactação	62
Gráfico 6 - Tensão x deformação para amostras de 100% solo	63
Gráfico 7 – Tensão x deformação para amostras com uma camada de geogrelha de 65 kN/m aplicada.....	64
Gráfico 8 – Tensão x deformação para amostras com duas camadas de geogrelha de 40 kN/m aplicadas	67
Gráfico 9 - Comparativo entre as três situações ensaiadas.....	68

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Subgrupos do geossintético geogrelha	27
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Quantidade de material em função dos grãos maiores	47
Tabela 2 - Dados de umidade do solo	56
Tabela 3 - Distribuição granulométrica	57
Tabela 4 - Dados da amostra de solo para Limite de Liquidez	58
Tabela 5 - Dados da amostra de solo para Limite de Plasticidade	59
Tabela 6 - Dados da amostra de solo para realização do ensaio de peso específico	60
Tabela 7 - Resultados do ensaio de peso específico	61
Tabela 8 - Resultados do ensaio de compactação.....	61

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a.C.	Antes de Cristo
ACAA	<i>American Coal Ash Association</i>
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
CaO	Óxido de Cálcio
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado à Quente
cm ³	Centímetro cúbico
<i>et al.</i>	E outros
g	Grama
g/cm ³	Grama por centímetro cúbico
GGB	Geogrelha Soldada
GGE	Geogrelha Extrudada
GW	Geogrelha Tecida
kN/m	Quilonewton por metro
kN/m ³	Quilonewton por metro cúbico
kPa	Quilopascal
mm	Milímetro
mm/min	Milímetro por minuto
m/s ²	Metro por segundo ao quadrado
NBR	Norma Brasileira
p.	Página
PVC	Policloreto de Vinila
UV	Ultravioleta

LISTA DE SÍMBOLOS

δ	Deslocamento frontal
$^{\circ}\text{C}$	Graus Celsius
τ	Máxima tensão
γ	Peso específico
ρ_d	Peso específico aparente seco
$\%$	Por cento
q_u	Resistência à compressão não confinada
w	Umidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS	18
1.1.1	Objetivo Principal	18
1.1.2	Objetivos Específicos.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1	ESTABILIZAÇÃO DE SOLO	19
2.1.1	Definições	19
2.1.2	Tipos de estabilização.....	20
2.1.2.1	Solo-cimento	21
2.1.2.2	Solo-cal.....	22
2.1.2.3	Solo-betume	22
2.1.2.4	Solo-cinza volante	23
2.1.2.5	Solo reforçado	23
2.1.2.5.1	<i>Solo reforçado com geossintético</i>	<i>24</i>
2.1.2.5.1.1	<i>Funções dos geossintéticos</i>	<i>25</i>
2.1.2.5.1.2	<i>Tipos de geossintéticos.....</i>	<i>26</i>
2.2	COMPORTAMENTO DE SOLO MELHORADO COM GEOGRELHA	28
2.2.1	Fatores que influenciam o desempenho do solo reforçado	29
2.2.1.1	Umidade	29
2.2.1.2	Tipos de solos.....	29
2.2.1.3	Compactação do solo	30
2.2.1.4	Ângulo de atrito interno	31
2.2.1.5	Espessura da camada de solo	32
2.3	ALTERNATIVAS DE USO DA TÉCNICA DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA	33

2.3.1	Contenção de taludes.....	33
2.3.2	Pavimentação de rodovias	35
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	38
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA GEOGRELHA	38
3.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO	39
3.2.1	Granulometria	40
3.2.2	Limites de consistência.....	42
3.2.2.1	Limite de Liquidez.....	42
3.2.2.2	Limite de Plasticidade	44
3.2.2.3	Índice de Plasticidade	45
3.2.2.4	Índice de Consistência.....	46
3.2.2.5	Índice de Liquidez.....	46
3.2.3	Umidade natural do solo	47
3.2.4	Peso específico dos grãos.....	48
3.3	COMPACTAÇÃO DO SOLO E DO SOLO COM GEOGRELHA	50
3.4	COMPRESSÃO DO SOLO E DO SOLO COM GEOGRELHA	53
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	56
4.1	UMIDADE NATURAL DO SOLO	56
4.2	GRANULOMETRIA.....	56
4.3	LIMITES DE CONSISTÊNCIA.....	58
4.3.1	Limite de Liquidez	58
4.3.2	Limite de Plasticidade	59
4.3.3	Índice de Plasticidade.....	60
4.3.4	Índice de Consistência.....	60
4.3.5	Índice de Liquidez	60

4.4	PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS	60
4.5	COMPACTAÇÃO DO SOLO.....	61
4.6	COMPRESSÃO DO SOLO	63
4.6.1	Compressão das amostras 100% solo.....	63
4.6.2	Compressão das amostras de solo com uma camada de geogrelha	64
4.6.3	Compressão das amostras de solo com duas camadas de geogrelha	66
4.6.4	Comparação entre as situações ensaiadas.....	68
5	CONCLUSÃO	70
	REFERÊNCIAS.....	72

1 INTRODUÇÃO

Nos dias atuais, é frequente é iniciativa de incorporação de materiais alternativos e inovadores aos tradicionais métodos utilizados na construção civil. A busca por elementos que representem baixo custo e elevada qualidade é incessante, visando a solução de problemas, ou mesmo, o melhoramento de sistemas.

A técnica de solo reforçado é um exemplo de solução tecnológica que vem funcionando. O aumento da segurança na execução de obras geotécnicas e a redução nos fatores que podem prejudicar o meio ambiente tornam este um método de elevado potencial no meio da construção. A partir disso, materiais possíveis de substituírem componentes naturais, com alto controle de qualidade, rápida instalação e aplicações diversas, que é o caso dos geossintéticos, tornam-se requisitos para utilização nesse tipo de sistema (TUPA, 2006).

Segundo Palmeira (1995) e Teixeira (2006), os geossintéticos constituem um grupo relativamente novo de materiais no âmbito da construção pesada. A utilização desse tipo de material ocorre, preferencialmente, na área da geotecnia desde seu surgimento, quando foi aplicado nos Estados Unidos, em 1950 e pouco tempo depois, em 1960, quando o engenheiro Henri Vidal implantou o sistema na Europa. O uso no Brasil iniciou nos 10 anos seguintes.

Ao executar um projeto, a intenção é oferecer ao cliente um produto de qualidade técnica e viável economicamente, evitando prejuízos, durante e após a obra, além de manutenções fora dos períodos recomendados. Desta forma, é realizada uma análise minuciosa do tipo de material presente no local e dos sistemas disponíveis e sua possibilidade de aplicação em cada situação. Características como a influência da ação dos agentes climáticos e a resistência às solicitações mecânicas têm peso importante na escolha do método adotado (SOLIZ, 2007).

As geogrelhas surgiram como um eficiente componente de reforço, sendo constituídas por elementos resistentes à tração em formato de grelha (TEIXEIRA, 2006). Sua aplicação vem sendo cada vez mais difundida no que se refere à pavimentação de rodovias e à contenção de taludes. Esse tipo de geossintético é capaz de proporcionar melhor ancoragem a taludes posicionados verticalmente, facilitando sua estabilização. Quanto à pavimentação, alguns testes bem sucedidos já foram realizados em algumas rodovias, melhorando a absorção dos efeitos negativos provocados pelo tráfego e diminuindo a ocorrência de fissuras e trincamentos (BECKER, 2006; MONTESTRUQUE, 2002).

As estruturas nas quais são aplicadas geogrelhas já mostram um bom desempenho, melhoram e evitam situações corriqueiras no ambiente da construção, mas que continuam pouco comuns atualmente devido ao uso restrito desse sistema de reforço. Estudos e testes sobre o comportamento da geogrelha diante de características intrínsecas do solo e outros fatores relacionados podem mostrar aos profissionais da área as potencialidades desse material, ampliando cada vez mais o seu uso.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do presente estudo é avaliar a resistência dos conjuntos formados por solo e duas geogrelhas distintas, tendo em vista a alteração das espessuras de camada de solo.

1.1.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar a caracterização física do solo selecionado para o trabalho;
- b) Caracterizar mecanicamente o solo coletado;
- c) Avaliar a resistência das diferentes composições solo-geogrelha;
- d) Comparar as geogrelhas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTABILIZAÇÃO DE SOLO

2.1.1 Definições

Segundo Caputo (1988), solos são elementos resultantes do intemperismo das rochas, por decomposição química ou desintegração mecânica. A desintegração mecânica é caracterizada pela ação de agentes, tais como vegetação, vento, água e temperatura, que dão origem aos pedregulhos e areias, compostos de partículas grossas; aos siltes, caracterizados por fragmentos intermediários; e às argilas, elementos finos formados apenas em condições especiais (CAPUTO, 1988).

A decomposição química ocorre quando há alteração química ou mineralógica nas rochas de origem. Quem atua, principalmente, é a água, levando à ocorrência de processos de carbonatação, hidratação, oxidação e ação de efeitos químicos da vegetação, originando a argila como último produto da decomposição (CAPUTO, 1988).

Um solo é considerado pobre caso não apresente as propriedades geotécnicas mínimas que lhe são solicitadas ou quando o seu desempenho falha ao não atender certos requisitos de um projeto ao qual foi selecionado. Constatada a condição pobre de um solo, as alternativas a serem avaliadas são: escavar e removê-lo, muito aplicado por vários anos, mas caro em função dos custos dos equipamentos e da retirada do solo do local; repensar o projeto, acomodando o solo nas mesmas condições em que se encontra; utilizar tecnologias de melhoramento ou estabilização de solo, trazendo modificações que aprimorem suas propriedades e/ou seu comportamento; e, em últimos casos, desprezar o projeto destinado àquele local (NICHOLSON, 2015).

Conforme França (2003), estabilizar ou melhorar um solo consiste em torná-lo resistente às condições climáticas, aos esforços e desgastes provocados pelo tráfego, considerando as condições mais críticas adotadas no projeto. Ingles e Metcalf (1972 apud ZAMPIERI, 2015) afirmam que os processos de estabilização de solo são caracterizados como técnicas que visam alterar as propriedades mecânicas dele, e buscam aumentar sua resistência à compressão, sua durabilidade, sua rigidez e reduzir sua condutividade hidráulica.

Há uma distinção que pode ser feita entre estabilização e melhoramento de solo. A estabilização de solo ocorre quando é feita uma mistura de solo com aditivos que ofereçam

maior durabilidade e resistência à compressão não confinada. Já no solo melhorado também ocorrem alterações nas propriedades mecânicas, no entanto, não há melhorias representativas na resistência à compressão não confinada (NUÑES, 1991).

Segundo Medina e Motta (2004), as seguintes ações sobre as propriedades são visadas no melhoramento de um solo:

- a) aumento ou diminuição da permeabilidade;
- b) redução da compressibilidade;
- c) aumento da resistência ao cisalhamento, tornando o solo apto a receber as cargas absorvidas pela estrutura e fazendo com que fique mais tolerante à umidade.

É realizada uma análise de suas propriedades nas condições naturais, do que se espera do solo estabilizado e dos resultados no solo após sua estabilização. Após executado esse procedimento, pode-se partir para a determinação de qual o tipo de estabilização ou de melhoramento pode oferecer mais eficiência (KÉZDI, 1979).

A estabilização de um solo pode ser executada em diferentes etapas de uma obra (NICHOLSON, 2015):

- a) pré-construção, quando se prepara o local para início da obra, sendo o melhoramento já parte do plano de projeto e tornando o mesmo mais viável economicamente;
- b) parte da construção, ocorre durante a construção do projeto e pode se tornar componente constante dele;
- c) pós-construção, executada após o término da obra e, geralmente, apresenta caráter corretivo. Por exemplo, a estabilização de fatores naturais desconsiderados anteriormente. Esta solução pode trazer elevados custos ao orçamento.

2.1.2 Tipos de estabilização

De acordo com França (2003) e Brito e Paranhos (2017), as técnicas de estabilização mais utilizadas são os métodos mecânicos e químicos. O melhoramento mecânico está relacionado com a compactação do solo por meio da aplicação de energia de uma fonte externa, o que diminui a quantidade de vazios, altera a permeabilidade e a compressibilidade e torna o solo mais resistente à ação de fatores externos (MEDINA e MOTTA, 2004).

Ainda sobre o procedimento de melhoramento mecânico, França (2003) afirma que este método se restringe a duas situações. Trata-se do rearranjo de partículas, ou seja, a

compactação; e da retirada ou adição de novas partículas, caracterizando uma correção granulométrica.

O processo de estabilização química é executado por meio de mudanças que influenciem as propriedades de deformabilidade, permeabilidade e resistência mecânica. Para que estas mudanças ocorram, são adicionadas certas substâncias químicas ao solo, chegando ao ponto de estabilizá-lo (SOLIZ, 2007).

Ainda segundo Brito e Paranhos (2017), os aditivos causam reações químicas no solo. Estas reações permitem com que este atinja a umidade ótima, diminuindo o número de poros vazios e melhorando as propriedades mecânicas e físicas em função da boa compactação a que se alcança.

Soliz (2007) explica o processo de estabilização através da predominância das características do estabilizador utilizado: ao se formar a mistura solo-estabilizador, há condições de originar ou não uma matriz contínua com o solo. Caso seja formada, todos os poros do solo são ocupados pelo agente estabilizador e as partículas de solo mergulham nela caracterizando um inerte de enchimento. Desta forma, o estabilizador tem as propriedades mecânicas predominantes, tornando as propriedades do sistema essencialmente as da matriz.

Misturas de solos são massas de solo acrescidas de outros elementos que propiciam a melhora de suas características, geralmente incorporando as propriedades desses materiais e tornando-as sobressalentes diante das próprias peculiaridades do solo.

2.1.2.1 Solo-cimento

A estabilização solo-cimento é de uma mistura homogênea de solo, cimento e água que, após a devida compactação e cura úmida, resulta em um produto que atende as exigências mínimas de durabilidade e resistência mecânica (FRANÇA, 2003). A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 1986) afirma que há especificações que apresentam os cuidados necessários na dosagem. Entre elas estão a quantidade de água e de cimento e a massa específica aparente seca que deve ser alcançada após a compactação.

Quando utilizado em solos finos, os grãos de cimento atuam como núcleos, estabelecendo fenômenos de cimentação por meio das ligações características de material floculado que se formam ao aderirem as partículas que os rodeiam. Quanto aos solos granulares, são criadas ligações nos perímetros intergranulares, garantindo uma elevação da parcela resistente relativa à coesão (FRANÇA, 2003).

França (2003) ainda complementa que a dosagem solo-cimento é definida após inúmeros ensaios laboratoriais com variação das quantidades de cimento e água, analisando e interpretando os resultados com foco nos critérios técnicos e econômicos. As recomendações que regem a execução dos ensaios estão prescritas na NBR 12253:1992 Solo-Cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento, e em “Dosagem das misturas de solo-cimento”, da ABCP (1986).

2.1.2.2 Solo-cal

Conforme Bonafé (2004), o conceito de solo-cal se baseia no produto resultante ao misturar cal e água ao solo compactado. O autor ainda cita que em função da sua elevada resistência, baixa deformabilidade, durabilidade à água, a efeitos térmicos e ao congelamento, o método acaba possuindo inúmeras possibilidades de utilização na engenharia civil, são exemplos: pavimentação, controle de erosão, estabilização de encostas e reforço de camadas superficiais de solo.

Ao ser adicionada e misturada ao solo, a cal promove reações químicas que ocorrem em sequência. Algumas delas acontecem de forma imediata e outras sofrem um lento processo até que sejam finalizadas, o que leva a estabilização solo-cal a proporcionar parte da resistência prontamente à adição e outra parte com o passar do tempo (SILVA, 2016).

Inglês e Metcalf (1972 apud SILVA, 2016) apontam que após a execução da estabilização do solo por meio de solo-cal, ocorrerá uma redução no índice de plasticidade e uma situação de melhora na trabalhabilidade. Em seguida, os autores afirmam que haverá uma cimentação das partículas, resultando em ganho de resistência.

2.1.2.3 Solo-betume

Segundo Cristelo (2001), a mistura entre solo e betume deve considerar duas categorias. Ao ser adicionado betume em solos de granulometria fina, ocorre um processo de impermeabilização do mesmo à água, visto que este tipo de solo já apresenta propriedades coesivas. Quando acrescentado a solos arenosos, a função é de promover a ligação entre as partículas, resultando em um solo mais coesivo.

Inglês e Metcalf (1972 apud SOLIZ, 2007) explicam a relação entre a adição de asfalto, a impermeabilização e força de coesão do solo: aumentando-se o teor de betume, a força de

coesão chega a um valor máximo. Entretanto, conforme o filme de betume se torna mais espesso, a força vai decrescendo. Desta forma, a impermeabilização do solo melhora com a adição de betume, mas há necessidade de encontrar um equilíbrio entre a impermeabilização adequada e a força coesiva máxima.

2.1.2.4 Solo-cinza volante

No ato da combustão do carvão, são liberados dois tipos de cinza: a cinza de fundo ou escória, que são partículas grossas, e a cinza volante, caracterizada por partículas mais leves, suspensas nos gases de combustão (VIZCARRA, 2010).

De acordo com o tipo de carvão e o processo de queima utilizados, a cinza volante é dividida em tipo C e tipo F. A cinza volante pertencente ao tipo C é considerada autocimentante, em função da presença abundante de CaO livre. Sua utilização pode elevar a durabilidade, a resistência e a rigidez dos solos estabilizados. As cinzas do tipo F, devido à baixa quantidade de CaO livre, necessitam da presença de outro aditivo para que ocorram os processos de cimentação para a estabilização do solo (SILVA, 2016).

A *American Coal Ash Association* (ACAA, 2003) afirma que a cinza volante é muito eficiente na modificação da densidade, da resistência, da plasticidade e do teor de umidade do solo. É utilizada principalmente para o aumento da estabilidade de solos, no controle contração-expansão e no dessecamento. A cinza volante traz inúmeros benefícios quando aplicada no melhoramento de solos, entre eles são constatadas a rapidez nas construções, através da melhora que oferece ao subleito quando se apresenta seco e instável; e a redução de custos, em função da necessidade de um pavimento de menor espessura.

2.1.2.5 Solo reforçado

A aplicação de elementos de alta resistência à tração juntamente ao solo caracteriza o que se chama de solo reforçado. A utilização desses elementos para melhoria do comportamento do solo quanto a sua resistência foi percebida quando se utilizou esse tipo de sistema na construção do zigurate *Agar Quf* (1400 a.C.) e até mesmo na Muralha da China (200 a.C.) (BECKER, 2006; TEIXEIRA, 2006).

Ainda segundo Teixeira (2006), o engenheiro francês Henri Vidal trouxe, nos anos 1960, uma ideia mais moderna do conceito de solo reforçado que, da forma como foi aplicado,

recebeu o nome de terra armada. A estrutura montada com este material era constituída de um elemento composto de tiras metálicas planas posicionadas no solo de forma horizontal, cuja interação com ele se dava simplesmente através do atrito em função do peso próprio.

A partir da necessidade de se observar os parâmetros dos materiais aplicados em projetos de solo reforçado, ainda na década de 1960, percebeu-se que este tipo de elemento deveria passar por certo controle tecnológico para designação de suas características. Foi então que se iniciou o uso dos componentes geossintéticos na função de reforço de solos (TEIXEIRA, 2006).

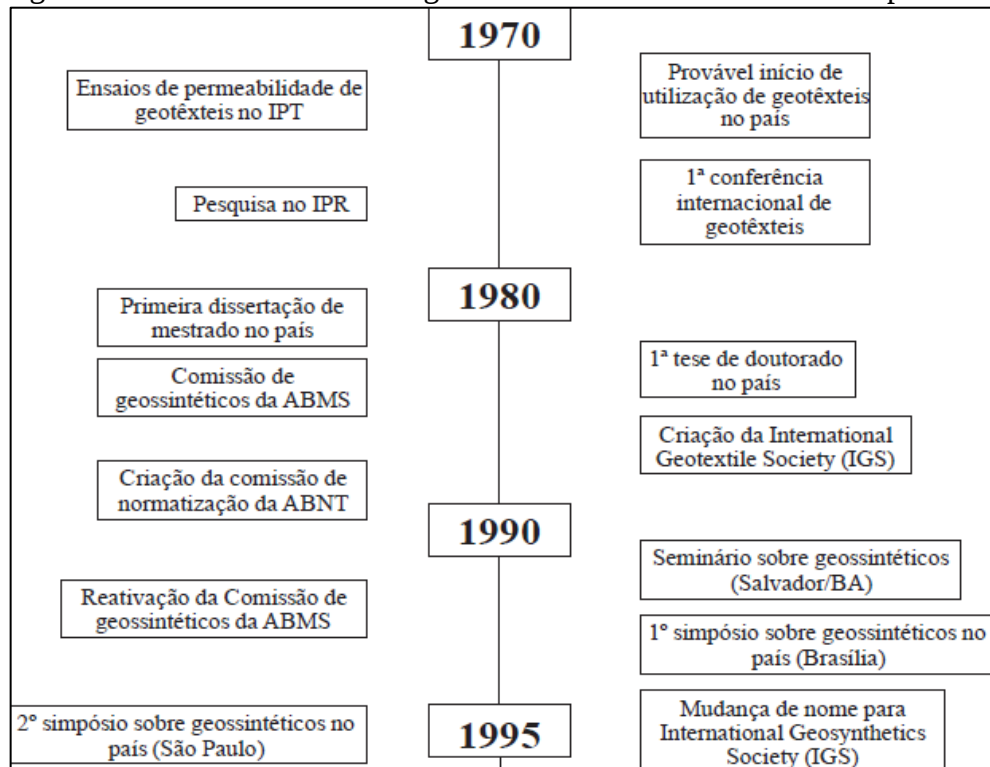
A maioria dos tipos de solos apresenta alta resistência a esforços de compressão e baixa resistência aos esforços de tração. A função dos geossintéticos aplicados ao solo é absorver e redistribuir os seus esforços, impondo limites às deformações laterais sofridas pelo solo reforçado (SIEIRA, 2006).

De acordo com Vertematti (2004), é desde 3000 a.C. que vem se utilizando diversos tipos de materiais naturais para melhorar a qualidade do solo. Estima-se que materiais tais como estivas de junco, palha e bambus tenham sido utilizados em obras antigas no Império Romano e na Grande Muralha da China, por exemplo. Porém, foi com o surgimento dos polímeros que a indústria dos geossintéticos se alavancou e criou diversas modalidades do produto.

2.1.2.5.1 Solo reforçado com geossintético

Já em 1995, Palmeira cita uma série de pesquisas realizadas sobre os geossintéticos nos anos anteriores e mostra, através da Figura 1, todo o desenvolvimento desse material, apresentando, principalmente, trabalhos publicados em eventos brasileiros. Suas análises vão desde os ensaios inicialmente experimentados até as primeiras teses e dissertações publicadas sobre o tema. O autor analisa, também, propriedades e funções dos geossintéticos, tais como drenagem e filtração e indica estudos de caso nos quais esses componentes foram aplicados.

Figura 1 - Desenvolvimento dos geossintéticos através de eventos importantes



Fonte: adaptado de Palmeira (1995).

Geossintéticos nada mais são que elementos constituintes de um novo grupo dentro dos materiais da construção civil, dividido em várias categorias e tendo sua fabricação com base nos polímeros. Com desenvolvimento rápido, vêm apresentando boa aceitação e sendo preferidos em relação às soluções tradicionais por possuírem custo mais baixo e maior facilidade de execução (BECKER, 2006; VERTEMATTI, 2004).

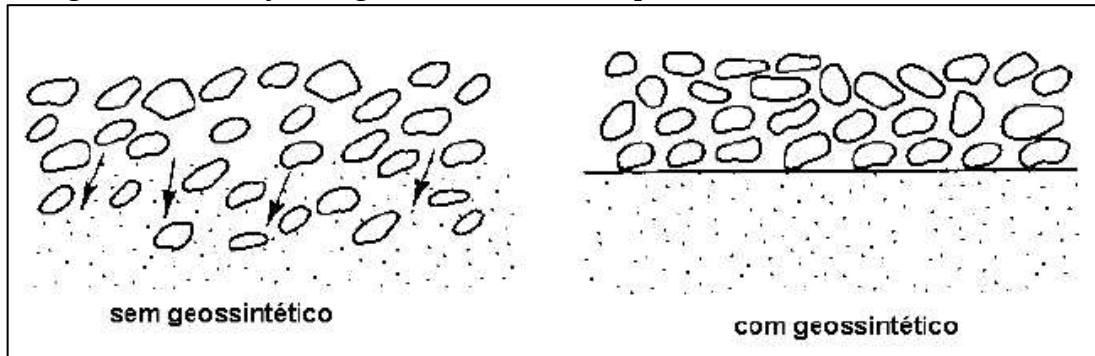
2.1.2.5.1.1 Funções dos geossintéticos

Segundo Koerner (1989), as funções dos geossintéticos são divididas em cinco grandes grupos:

- a) separação, o geossintético divide dois materiais diferentes, impedindo com que se misturem e mantendo seus comportamentos característicos ou melhorando-os, conforme Figura 2;
- b) filtração, permite a circulação do líquido evitando a perda de solo perpendicularmente ao geossintético;
- c) drenagem, permite a circulação do líquido evitando a perda de solo paralelamente ao geossintético;

- d) impermeabilização, impede a passagem de líquidos, retendo resíduos e rejeitos;
- e) reforço, melhora o comportamento mecânico do solo, aumentando sua resistência à tração, já que esta não é uma característica forte dos solos em geral.

Figura 2 - Utilização do geossintético como separador de duas camadas distintas



Fonte: adaptado de KOERNER (1989).

2.1.2.5.1.2 Tipos de geossintéticos

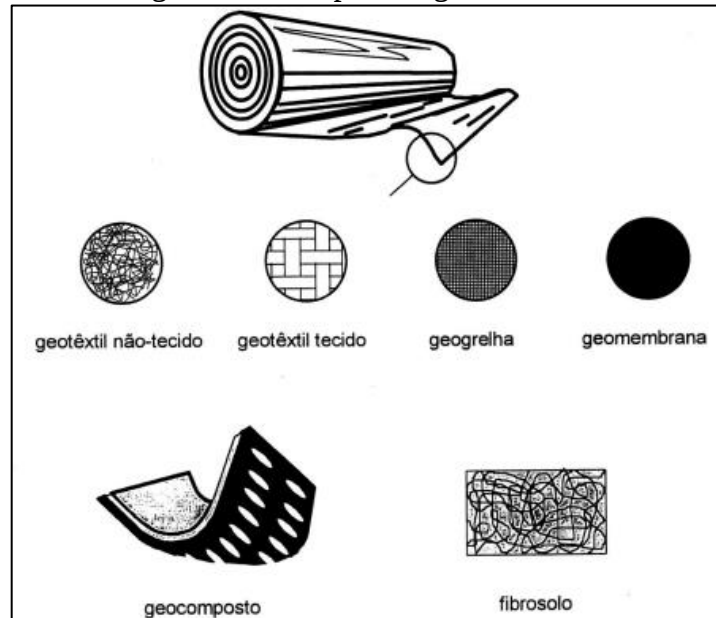
A seguir, são apresentados os geossintéticos mais relevantes e suas respectivas características (BECKER, 2006; TUPA, 2006, VERTEMATTI, 2004):

- a) geotêxtil, é um material permeável, que pode ser dividido em tecido, cujos fios ou outros componentes são entrelaçados conforme a direção preferencial, ou não tecido, cujas fibras ou outros materiais são interligados de forma aleatória. É empregado, principalmente, para drenagem e separação de camadas;
- b) geogrelha, estruturas planas com grandes aberturas, são especialmente produzidas para reforço de solos, visto que apresentam elevada resistência à tração;
- c) geomembrana, sua permeabilidade é quase zero, sendo muito aplicado como barreira para líquidos e gases;
- d) georrede, possui inúmeros vazios e é utilizada sobretudo para drenagem;
- e) geocomposto, alia funções de diversos outros geossintéticos;
- f) geocélulas, formadas de unidades que prendem o solo em seu interior. Podem ser aplicadas superpostas, para estruturas de arrimo de gravidade ou fixadores de vegetação, no caso de taludes, evitando a erosão superficial;
- g) geodrenos, são elementos drenantes constituídos de materiais sintéticos, podem ser ranhurados, nervurados ou tubos perfurados;
- h) tiras plásticas, são utilizadas na chamada terra armada, quando as tradicionais tiras metálicas não são adequadas em função da alta agressividade do ambiente;

i) fibras, servem para proporcionar maior resistência ao solo quando adicionadas previamente à compactação deste.

Os tipos mais utilizados de geossintéticos podem ser observados na Figura 3.

Figura 3 - Exemplos de geossintéticos



Fonte: adaptado de PALMEIRA (1995).

O foco principal do presente trabalho é a geogrelha. Obtém-se de Sieira (2006) a definição de geogrelhas como sendo mantas vazadas constituídas de orifícios que possibilitam a continuidade do solo. Há ainda subdivisões em grupos menores do geossintético, como mostra o Quadro 1:

Quadro 1 - Subgrupos do geossintético geogrelha

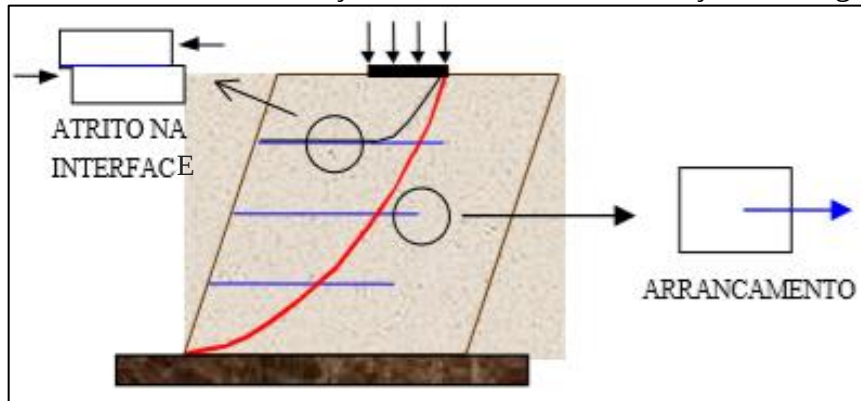
Geogrelha extrudada (GGE)	Formada por processos de extrusão e estiramento em um único sentido (geogrelha unidirecional) ou nos dois sentidos (geogrelha bidirecional).
Geogrelha soldada (GGB)	Estrutura plana obtida da soldadura de geotiras compostas por filamentos de poliéster, revestidos em polietileno ou PVC, de alto módulo elástico e excelente comportamento à fluência.
Geogrelha tecida (GGW)	Estrutura plana construída de fibras sintéticas (geralmente poliéster), tricotadas ou intertecidas nas juntas, recobertas por uma capa protetora.

Fonte: adaptado de AGUIAR (2003).

Ainda conforme Sieira (2006), a interface entre solo e geogrelha permite dois movimentos típicos, que são visualizados na Figura 4:

- a) a geogrelha move-se juntamente com a parte do solo que a envolve e a resistência na interface segue mobilizada pelo fato de o restante da porção de solo e a geogrelha sofrerem um deslizamento relativo, ou seja, um desliza em relação ao outro;
- b) há um deslocamento entre a geogrelha e o solo envolvente, o que ocorre em função da resistência estar mobilizada na interface.

Figura 4 - Mecanismos de interação em massas de solo reforçadas com geogrelha



Fonte: SIEIRA (2006).

Às geogrelhas, são admitidas as seguintes utilizações (TEIXEIRA, 2003):

- a) reforço em muros de contenção e taludes, em pavimentos asfálticos e na execução de aterro sobre solos moles;
- b) separação e/ou reforço em ferrovias e em rodovias não pavimentadas;
- c) em conjunto com gabiões, para execução de muros reforçados, controlando a erosão;
- d) em encontros de ponte;
- e) para formação de geocompostos, por meio do uso conjunto com geomembranas ou geotêxteis.

2.2 COMPORTAMENTO DE SOLO MELHORADO COM GEOGRELHA

Obter êxito em obras de engenharia geotécnica com melhoramento de solo depende muito da interação entre o tipo de solo aplicado e todas as suas propriedades e do componente de reforço escolhido. Desta forma, faz-se essencial avaliar cuidadosamente todos estes parâmetros antes da aplicação de fato (TEIXEIRA, 2003).

2.2.1 Fatores que influenciam o desempenho do solo reforçado

A seguir, são apresentadas diversas características do solo que podem influenciar no seu desempenho ao receber um elemento de reforço. Desta forma, pode-se fazer a relação e avaliar sua melhor utilização.

2.2.1.1 Umidade

Teores altos de umidade, muitas vezes presentes de forma constante em solos finos, acabam tornando mais difícil o processo de compactação e trazem complexidades relacionadas a sua trabalhabilidade. Inúmeros ensaios já foram realizados e muitos deles comprovam a influência da umidade sobre a resistência de arrancamento de geogrelhas (PEREIRA, 2010).

O efeito da umidade no solo remete ao conceito de pressão neutra ou poropressão. Segundo Pereira (2010, p. 59) ela atua pela “força exercida sobre as partículas sólidas do solo, pela água constituinte deste meio particulado, ou que percola por entre os espaços vazios existentes em sua estrutura”.

Teixeira (2003, p. 120) testou o uso de geogrelhas em contato com solo em teor de umidade ótimo e em teor mais elevado, buscando alcançar a saturação desse solo. Como resultado, concluiu que “quando o solo está sob uma condição de alta umidade, a aplicação de uma sobrecarga pode gerar pressões neutras que diminuem a resistência ao arrancamento de geogrelhas”.

Pereira (2010) fez uma análise de experimentos realizados acerca desta área, utilizando solos previamente saturados e em teor ótimo. Suas constatações foram que em ambas as condições de umidade, a resistência ao arrancamento cresce com o aumento das tensões normais. Além disso, afirmou que a interação solo-geogrelha é prejudicada com a saturação do solo, tendo a geogrelha sua resistência ao arrancamento diminuída em mais de 50% após o solo ter sido saturado.

2.2.1.2 Tipos de solos

Para análise do comportamento de geogrelhas em relação ao tipo de solo utilizado, são consideradas duas classes: os argilosos e os granulares. Geralmente, os solos aplicados em obras de engenharia geotécnica apresentam características e propriedades intermediárias, comuns às

duas classes. Para sua diferenciação, é realizada uma ponderação entre as características de cada tipo de solo (TEIXEIRA, 2003).

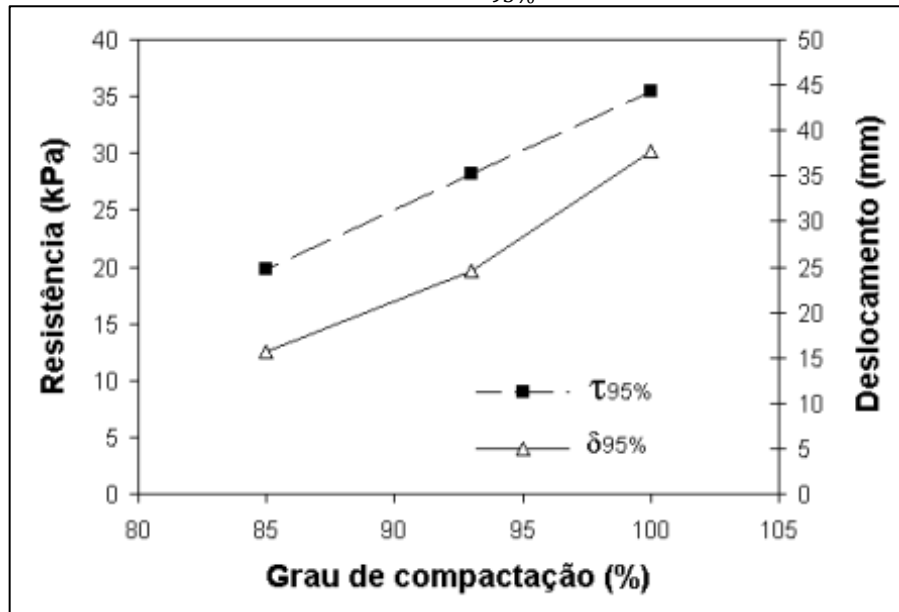
O que influencia nos ensaios realizados com geogrelhas é o tamanho da partícula de solo que preenche os vazios da malha, portanto, solos arenosos apresentam maiores resistências se comparados aos mais finos (TEIXEIRA, 2003). Segundo Chang, Sun e Hung (1995), areias bem graduadas e com porções significativas de grãos maiores tendem a oferecer maiores valores de resistência, devido ao fato de que os grãos grandes se movimentam até que fiquem intensamente acomodados contra os menores, ao invés de seguirem deslizando.

2.2.1.3 Compactação do solo

Farrag et al. (1993 apud TEIXEIRA, 2003) afirmam que a forma como a compactação do solo é realizada tem influência direta sobre as suas propriedades, sendo mais afetado o comportamento tensão *versus* deformação.

Variando-se o grau de compactação e os valores de sobrecarga empregados no teste, Teixeira (2003) conclui que os valores de coesão e o ângulo de atrito equivalente são diretamente proporcionais ao grau de compactação do solo. O Gráfico 1 apresenta a relação entre 95% da máxima tensão $\tau_{95\%}$, o deslocamento frontal $\delta_{95\%}$ e o grau de compactação aplicado. Pode-se observar que, para o caso estudado, a resistência cresce cerca de 75% aumentando o grau de compactação de 85% para 100%; e o deslizamento permanece quase constante, variando apenas alguns milímetros.

Gráfico 1 - Efeito do grau de compactação sobre o deslocamento frontal $\delta_{95\%}$ e a máxima tensão $\tau_{95\%}$



Fonte: TEIXEIRA (2003).

2.2.1.4 Ângulo de atrito interno

Segundo Caputo (1988), o ângulo de atrito interno do solo não se trata apenas do atrito físico entre suas partículas, mas também do atrito fictício proveniente do entrosamento entre elas. O autor ainda afirma que não se tem uma superfície nítida de controle nos solos, e sim infinitos contatos pontuais. Pinto (2006) trata o ângulo de atrito interno do solo como sendo o ângulo entre a força normal e a resultante das forças tangencial e normal, sendo o ângulo máximo entre a força cisalhante e a força normal ao plano, sem haver deslizamento.

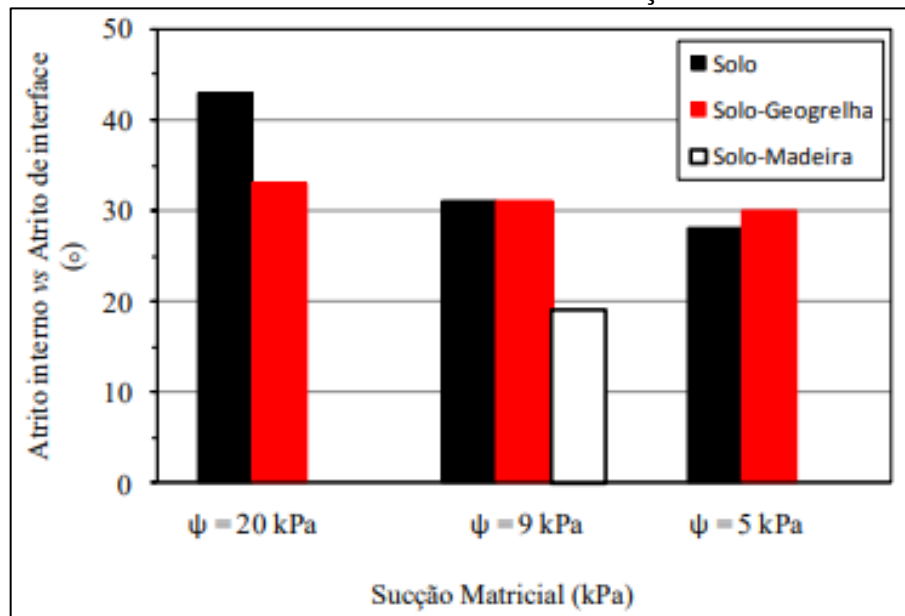
Para um bom desempenho do sistema de reforço, o solo utilizado deve oferecer elevados valores de ângulo de atrito interno (PEREIRA, 2010). Aguiar (2003) ainda confirma que, pelo fato de a geogrelha apresentar áreas vazadas consideravelmente grandes, diminuindo o atrito de sua rugosidade com o solo, o ângulo de atrito interno do solo assume papel importante na resistência total da interface entre os dois materiais.

Pereira (2010) realizou um ensaio comparando os parâmetros de ângulo de atrito da interface entre o solo e a geogrelha e de ângulo de atrito interno do solo. A conclusão foi que, conforme se reduz a sucção inicial do solo, ambos os ângulos de atrito sofrem uma redução.

Os resultados de Pereira (2010), mostrados no Gráfico 2, ainda serviram para apontar que na interface solo-geogrelha, a redução da sucção inicial traz diminuições menos significativas, obtendo a interface solo-madeira, utilizada também no teste, um resultado ainda

pior: apenas 61% do valor de ângulo de atrito apresentado pela interface entre o solo e a geogrelha é obtido. O autor explica que tal fato ocorre em função de a madeira não possuir membros transversais como a geogrelha, fazendo falta a ação cortante aplicada pelos mesmos.

Gráfico 2 - Comparação entre o ângulo de atrito interno do solo e o ângulo de atrito entre o solos e as interfaces de acordo com a sucção matricial



Fonte: PEREIRA (2010).

2.2.1.5 Espessura da camada de solo

A bibliografia disponível sobre a influência da espessura da camada de solo na utilização de geogrelhas como reforço é bastante limitada. A revisão que é feita por diversos autores indica a execução de ensaios de laboratório para que ela seja avaliada de forma mais específica. Uma das únicas afirmações encontradas é a de Aguiar (2003), na sua dissertação de mestrado.

Segundo ele certamente a espessura do solo afeta o desempenho da geogrelha no que corresponde ao valor da resistência da interface entre o solo e o geossintético utilizado. A consequência desta influência é um aumento da tensão confinante na geogrelha, principalmente quando a espessura de solo aplicada é pequena e a dilatância do solo é restringida (AGUIAR, 2003).

Como mencionado no início deste subitem, sugere-se a realização de experimentos laboratoriais para que se encontrem informações mais precisas. Os ensaios de arrancamento devem ser realizados para situações em que o solo possui espessuras maiores que 30 centímetros

abaixo e acima do geossintético aplicado. Utilizando-se espessuras de solo superiores a este valor, a resistência ao arrancamento é pouco influenciada pela espessura das camadas (FANNIN e RAJU, 1993 apud AGUIAR, 2003; FARRAG et al., 1993 apud AGUIAR, 2003).

Um exemplo de aplicação da geogrelha na tentativa de redução da espessura das camadas de solo é apresentado por Centurión, Vilela e Marquina (2012), que fazem um estudo de caso de uma rodovia construída no Peru. Segundo os autores, o objetivo foi substituir em parte a camada de material granular solicitada em projeto pelo reforço com o geossintético, o que resultou em maior rigidez da base, em função do confinamento lateral dos agregados, e em menor deflexão da superfície, conforme ensaios realizados após dois anos da entrega da rodovia.

2.3 ALTERNATIVAS DE USO DA TÉCNICA DE SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA

Apesar de serem sistemas relativamente novos em relação aos usuais na engenharia geotécnica, os solos reforçados com geossintéticos são capazes de trazer inúmeros benefícios às estruturas em que são aplicados. Reforço de pavimentos, contenções, controle de erosão, drenagem e impermeabilização são algumas das benfeitorias propiciadas pelo emprego dos geossintéticos (AGUIAR, 2003).

Conforme já mencionado anteriormente, as geogrelhas são umas das responsáveis pela função de reforço, entre todas as funcionalidades aplicáveis ao grupo de geossintéticos. Portanto, sua utilização se faz mais frequente em projetos de pavimentação de rodovias e em estruturas de contenção.

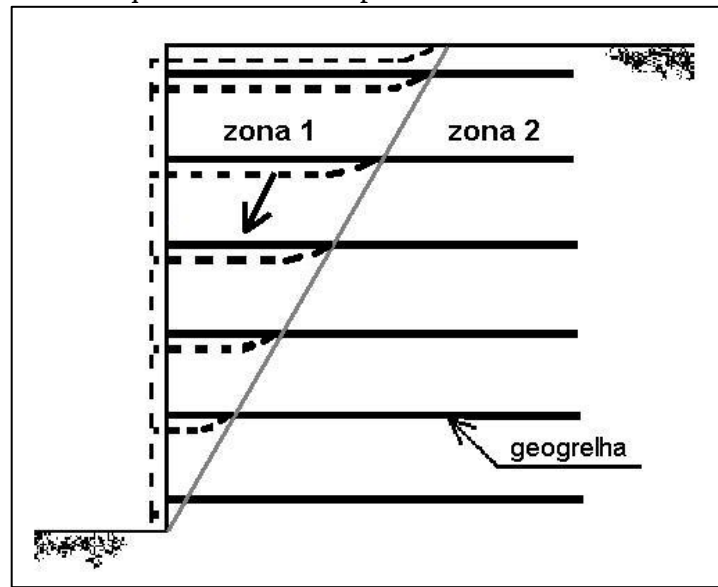
2.3.1 Contenção de taludes

A utilização do sistema de solo reforçado com geogrelha permite a estabilização de taludes em posição vertical. Isto ocorre em função do reforço dos geossintéticos em aterros proporcionar uma redistribuição global das tensões e das deformações que as massas de solo podem sofrer, permitindo menores volumes de solo compactado. A ideia é baseada na divisão do talude em solo reforçado em duas zonas (SIEIRA, 2006; BECKER, 2006).

Como explica Becker (2006, p. 45), a zona 1 tende ao escorregamento por ser potencialmente instável; já a zona 2 trata-se de uma massa de solo estável. “O solo da zona 1

tenta movimentar-se, arrastando consigo o reforço. O reforço restringe o movimento, pois está preso na zona 2”. Esse processo acaba inibindo as deformações e evitando que haja a desestabilização do talude. A Figura 5 define a divisão de zonas e o posicionamento da geogrelha.

Figura 5 - Esquema de zonas representado em um talude vertical



Fonte: BECKER (2006).

Hadlich et al. (2015) exemplificaram a utilização de geogrelhas em um muro reforçado. O estudo de caso fazia referência a um muro de 12 metros de altura localizado em um terreno com relevo bastante acidentado na região metropolitana de São Paulo. Para a análise, o muro foi dividido em seções de diferentes tipos de solos e diversos parâmetros foram avaliados em sua influência ao desempenho da geogrelha.

Inicialmente, verificaram que a eficiência da ancoragem da geogrelha era diretamente influenciada pelo peso do solo sobre o material de reforço. Além disso, o solo argiloso de uma das seções necessitou de maior comprimento de geogrelha do que os outros tipos de solo para atingir a segurança necessária. O baixo ângulo de atrito interno desse solo fez com que o comprimento do geossintético fosse determinado através do teste do muro ao deslizamento. Por outro lado, pela coesão que os solos argilosos possuem e sua importância na resistência, as geogrelhas neles aplicadas puderam ser menos resistentes (HADLICH et al., 2015)

Resumindo os resultados apresentados por Hadlich et al. (2015), a conclusão a que chegaram é que as geogrelhas se mostraram mais eficientes quando utilizadas em solos arenosos do que em solos argilosos, sendo que os siltes apareceram em uma posição intermediária.

2.3.2 Pavimentação de rodovias

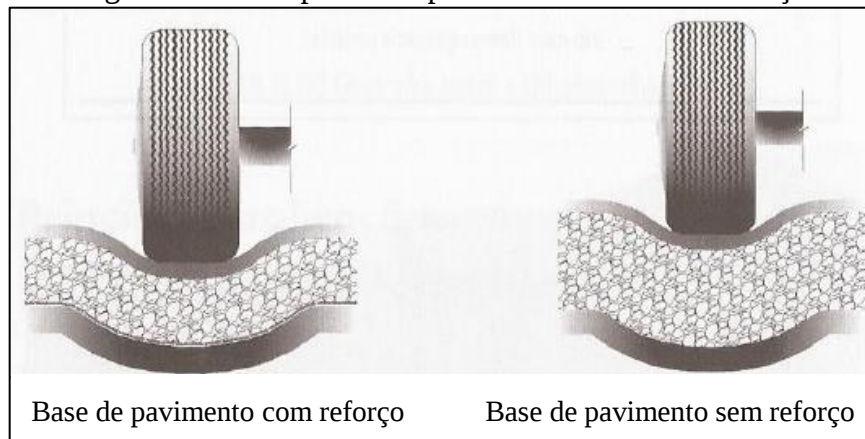
Segundo Vertematti (2004), pavimentos flexíveis são aqueles compostos por revestimentos asfálticos e camadas granulares assentadas sobre o subleito, que é constituído do próprio solo natural ou de produtos de terraplenagem. Ainda segundo o autor, camadas granulares assentadas sobre subleitos mal compactados ou com baixa capacidade de suporte podem resultar em dois problemas:

- a) solicitações intensas de tráfego podem acarretar em situações de cravamento por parte do material granular no subleito, o que pode resultar na diminuição da resistência da camada granular e na redução da espessura da mesma. Em casos de presença de água, pode ocorrer a ascensão do solo plástico através dos consequentes vazios da camada granular;
- b) em função da baixa capacidade de suporte de alguns subleitos e da baixa densificação da camada granular que fica em contato com o subleito, pode haver certa heterogeneidade na situação da camada granular. Além disso, solos com as características citadas apresentam baixa resistência ao deslocamento lateral dos agregados.

As consequências desses problemas são o afundamento do pavimento, ocasionando deformações, e o risco na integridade da pista de rodagem. Desta forma, é importante o controle tecnológico, principalmente no que se refere à qualidade dos materiais utilizados, visto que este é um fator que influencia diretamente na vida útil do pavimento (JOCOSKI e HAKIM, 2016).

Uma maneira de incrementar qualidade ao sistema de pavimentação é através do uso de geogrelhas. Além de absorver parte dos efeitos mecânicos do tráfego conforme mostra a Figura 6, esse tipo de geossintético melhora o desempenho do pavimento e gera uma economia de material granular (BARBOSA, 2010; JOCOSKI e HAKIM, 2016).

Figura 6 - Desempenho do pavimento com e sem reforço



Fonte: adaptado de QUEIROZ (2016).

Segundo Montestruque (2002), o recapeamento asfáltico, aplicado há muitos anos na solução de problemas de trincamentos em pavimentos, tem na geogrelha um substituto bastante eficaz. Com seu elevado módulo de rigidez à tração, a geogrelha posicionada sobre as extremidades da trinca absorve parte das tensões de tração e minimiza a propagação dos efeitos do trincamento.

Jocoski e Hakim (2016) ainda afirmam que o uso de geogrelhas em camadas de base de pavimento retarda e/ou anula a ação cisalhante provocada pelas cargas transferidas pelo pavimento à camada de material granular. Determinados tipos de geogrelhas oferecem ainda elevada aderência às camadas de base e sub-base do pavimento, que aliado ao elevado módulo de rigidez inicial da mesma, impede que cargas dinâmicas de curto prazo, principalmente as que ocorrem na etapa de construção, causem muita movimentação ao material granular, deixando-o confinado em uma camada de suporte.

Conforme exemplo de aplicação mostrado por Centurión, Vilela e Marquina (2012) e afirmado por Jocoski e Hakim (2016), está comprovado que as geogrelhas melhoram a rigidez da camada de base devido ao confinamento lateral sofrido pelo agregado. Centurión, Vilela e Marquina (2012) afirmaram que o agregado transmite o esforço cortante à geogrelha, gerando nesta um estado de tensão. Através da estabilidade da geogrelha em função de suas aberturas e da consequente rigidez, ocorre um retardamento na deformação por tensão do material adjacente. Desta forma, apresentando menor deformação lateral, obtém-se menor deflexão na superfície e aumento no raio de curvatura, o que resulta em maior resistência à fadiga da camada de revestimento asfáltico e, portanto, maior vida útil do pavimento.

Geogrelhas foram utilizadas, também, para a contenção da reflexão de trincas na base de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) no Anel Viário de Campinas. Segundo a

marca da geogrelha utilizada, o provável motivo do trincamento foi a rigidez elevada da mistura cimentada, em função de alto teor de cimento, o que retraiu a camada da base. Após inúmeras tentativas de solução do problema, a aplicação de uma geogrelha de poliéster de alto módulo com revestimento betuminoso de elevada aderência foi a opção que trouxe as melhores respostas (HUESKER, 2012, p.1).

O procedimento se dividiu em duas partes: para trincas de até 6 milímetros de abertura e para trincas de aberturas maiores, conforme mostra a Figura 7. No primeiro caso, a geogrelha foi aplicada diretamente sobre a trinca. Nas trincas maiores, realizou-se uma fresagem, repondo concreto asfáltico convencional, colocou-se a geogrelha no local e, logo após, aplicaram-se camadas de Concreto Betuminoso Usinado à Quente (CBUQ). O resultado foi o bloqueio da propagação das trincas vindas das camadas subjacentes, comprovando o ótimo desempenho das geogrelhas nessa situação (HUESKER, 2012, p. 2).

Figura 7 - Aplicação de geogrelha no Anel Viário de Campinas



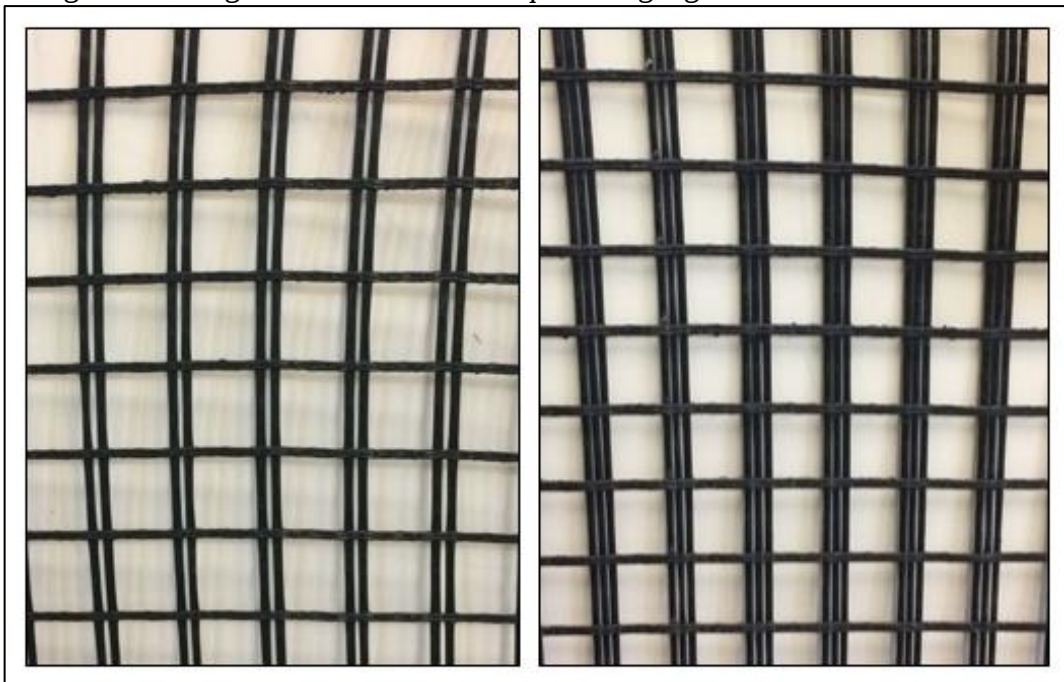
Fonte: HUESKER (2012).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA GEOGRELHA

As geogrelhas utilizadas neste trabalho são a *Basetrac Grid* PET 40/40-25 T e a *Basetrac Grid* PET 65/65-25 T, apresentadas na Figura 8, da empresa Huesker, ambas de malha 25x25 milímetros e resistência nominal de 40x40 kN/m, à esquerda e 65x65 kN/m, à direita. Os modelos disponibilizados pela empresa são geogrelhas tecidas, com função de reforço, produzidas em poliéster de alto módulo e baixa deformação e envolvidas em um revestimento polimérico, que atua como proteção contra danos de instalação, ataques químicos, biológicos e ambientais.

Figura 8 - Geogrelha de 40 kN/m à esquerda e geogrelha de 65 kN/m à direita



Fonte: Autora (2018).

A linha de geogrelhas da Huesker, como cita a marca, oferece elevada resistência à tração e baixo alongamento, além da importante característica de resistência a micro-organismos e produtos químicos presentes no solo, bem como à radiação UV e à degradação por danos mecânicos no ato da instalação. Por sua flexibilidade, as geogrelhas *Basetrac Grid* não possuem efeito memória, que é o enrolamento após o seu posicionamento, facilitando e agilizando sua instalação. Além disso, permitem uma boa interação entre o solo e a geogrelha de reforço, em função da sua alta flexibilidade de instalação.

3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

O solo selecionado para a execução dos ensaios foi coletado na rua Guerino Sanvito, bairro Sanvito, na cidade de Caxias do Sul, conforme Figuras 9 e 10. O local se situa no Reserva Toscana, um loteamento minimamente ocupado e que possui poucas obras comerciais e residenciais concluídas. Nas proximidades, os pontos de referência são o *Shopping Iguatemi*, representado em azul na Figura 9, e a unidade 2 da empresa Agrale, em marrom.

Figura 9 - Local de coleta do solo para estudo



Fonte: Autora (2018).

Figura 10 - Local da coleta do solo para estudo



Fonte: Autora (2018).

A principal norma que rege os procedimentos de caracterização física do solo é a ABNT NBR 6457:2016 Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Com base nas suas orientações, foram realizados ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade e peso específico dos grãos para obter as propriedades do solo estudado.

Para o início dos experimentos, foi necessário preparar o solo. Primeiramente, realizou-se a secagem prévia da amostra de solo até a umidade higroscópica, através da secagem ao ar. Em seguida, os torrões foram desmanchados, assim como na Figura 11, cuidando para que não ocorresse a quebra dos grãos, sendo feita a homogeneização da amostra na sequência. O próximo passo foi reduzir a quantidade de material por quarteamento, chegando-se à quantidade ideal de solo para a realização dos ensaios.

Figura 11 - Solo destorreado ao lado do solo em estado natural



Fonte: Autora (2018).

3.2.1 Granulometria

A análise granulométrica é fundamental para que se conheça a distribuição granulométrica do solo, que é obtida por meio da determinação das dimensões das partículas e sua porcentagem de repetição dentro da amostra de solo. A partir da curva gerada pela distribuição dos grãos, identificam-se características físicas do solo em questão.

A norma responsável pelo ensaio é a ABNT NBR 7181:2016 Solo – Análise granulométrica, que descreve a preparação do solo referenciando a norma ABNT NBR 6457:2016 citada anteriormente e, em seguida, inicia a explicação dos próximos procedimentos.

Primeiramente, a amostra seca foi pesada em temperatura ambiente, passando-se esse material diretamente para um conjunto de sete peneiras de malha de abertura decrescente, na sequência de 4, 8, 16, 30, 50, 100, 200 e mais um fundo, conforme mostra a Figura 12. Tomou-se cuidado para que os torrões ainda existentes fossem previamente desmanchados. Após a agitação, a quantidade de material que ficou retida em cada peneira foi novamente pesada em uma balança digital de precisão e, desta forma, pôde-se construir a curva granulométrica.

O percentual retido é calculado seguindo-se a Equação 1. Já o percentual retido acumulado é obtido através da soma do percentual retido na peneira correspondente com o percentual das peneiras anteriores.

$$Q_r = \frac{M_r}{M_s} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

Q_r : porcentagem do material retido, expresso em por cento (%);

M_r : massa retida na peneira, expressa em gramas (g);

M_s : massa total utilizada para a realização do ensaio (g).

Figura 12 - Conjunto de peneiras



Fonte: Autora (2018).

3.2.2 Limites de consistência

Os limites de consistência são determinados a partir da umidade presente no solo e são classificados em líquido, plástico, semissólido e sólido. As mudanças de estado são relacionadas aos teores de umidade correspondentes e, na engenharia geotécnica, são muito utilizados os limites entre estados conhecidos como Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade. Com a determinação desses limites, é possível a obtenção de índices que auxiliam na definição da consistência e da trabalhabilidade do solo.

3.2.2.1 Limite de Liquidez

O Limite de Liquidez representa o teor de umidade que define a fronteira entre um solo líquido e um solo plástico. Após a preparação da amostra citada na ABNT NBR 6457:2016, certa quantidade de material foi passada pela peneira de 0,42 milímetros até que se obteve uma amostra de 200 gramas, utilizada para o ensaio do Limite de Liquidez.

A norma ABNT NBR 6459:2016 Solo – Determinação do Limite de Liquidez dita o roteiro de procedimentos para execução do ensaio. A amostra obtida foi colocada em uma cápsula de porcelana, sendo adicionada água destilada em pequenos incrementos, sempre amassando e revolvendo a amostra para que se obtivesse uma massa homogênea.

Parte da mistura foi transferida para a concha do Aparelho de Casagrande, cuidando-se para que não houvesse bolhas de ar em seu interior, sendo que a porção que ficou no centro apresentou espessura de, aproximadamente, 10 milímetros. O próximo passo foi dividir a amostra em duas partes, passando-se o cinzel por meio desta e abrindo uma ranhura em sua parte central, conforme mostra a Figura 13. Depois, golpeou-se a concha posicionada no aparelho contra a base, deixando-a cair em queda livre e anotando-se o número de golpes necessários para que as bordas inferiores da ranhura se unissem ao longe de 13 milímetros de comprimento.

Figura 13 - Aparelho de Casagrande com solo já golpeado



Fonte: Autora (2018).

Após essa etapa, foi transferida uma pequena quantidade do material que estava junto das bordas unidas para um recipiente de massa conhecida, como observa-se na Figura 14. Assim, foi possível determinar a massa da amostra com umidade. O recipiente com a amostra foi levado para uma estufa durante 48 horas, sendo pesado novamente após a secagem. O procedimento foi repetido sempre por cinco vezes, com duas amostras abaixo do teor de umidade líquido e dois pontos acima.

Figura 14 - Amostras do ensaio de Limite de Liquidez a serem levadas para a estufa



Fonte: Autora (2018).

O resultado é obtido por meio da elaboração de um gráfico que relaciona o número de golpes e o teor de umidade. O ponto do gráfico correspondente a 25 golpes determina o teor de umidade, ou seja, o limite de liquidez.

3.2.2.2 Limite de Plasticidade

O Limite de Plasticidade caracteriza a fronteira entre o solo plástico e o solo semissólido, que se torna quebradiço. Da mesma forma que para o ensaio de Limite de Liquidez, após a preparação descrita na norma ABNT NBR 6457:2016, foram necessários 200 gramas de material passados na peneira de 0,42 milímetros. Em seguida, foi obedecido o roteiro definido pela ABNT NBR 7180:2016 Solo – Determinação do Limite de Plasticidade que diz que a amostra obtida é colocada em uma cápsula de porcelana, adicionando-se água destilada em pequenos incrementos, sempre amassando e revolvendo-a para que se obtivesse uma massa homogênea, de consistência plástica.

Em seguida, foram retirados cerca de 10 gramas da amostra preparada com secagem prévia para formar uma pequena bola, que foi rolada sobre uma superfície de vidro com pressão suficiente da palma da mão para que fosse formado um cilindro de 3 milímetros de diâmetro e 100 milímetros de comprimento, conforme gabarito metálico. O procedimento foi repetido quatro vezes, como mostra a Figura 15.

Figura 15 - Amostras do ensaio de Limite de Plasticidade



Fonte: Autora (2018).

Utilizando-se uma balança digital de precisão, foram determinadas as massas de quatro recipientes de alumínio. Cada amostra foi inserida em um dos recipientes, conforme a Figura 16. Os conjuntos foram levados à balança para que suas massas fossem obtidas. A seguir, os quatro conjuntos foram levados para a estufa, onde ficaram durante 48 horas. Após a retirada da estufa, foram novamente pesados e se determinou, então, a massa de solo seco.

Figura 16 - Amostras do ensaio de Limite de Plasticidade a serem levadas para a estufa



Fonte: Autora (2018).

Com a mesma equação da umidade natural do solo, a Equação 1, e de posse dos valores de massa encontrados, foram obtidos os resultados dos teores de umidade. São considerados satisfatórios os teores de umidade obtidos quando, de pelo menos três deles, nenhum diferir da respectiva média de mais que 5% dessa média. O resultado final é o menor teor de umidade encontrado.

3.2.2.3 Índice de Plasticidade

Segundo Caputo (1988), o Índice de Plasticidade é definido como a faixa de resultados na qual o solo encontra-se no estado plástico. Os valores são diretamente proporcionais, ou seja, quanto maior o Índice de Plasticidade, mais plástico é o solo. Calcula-se conforme a Equação 2:

$$IP = LL - LP \quad (2)$$

Onde:

IP: Índice de Plasticidade, expresso em percentual (%);

LL: Limite de Liquidez, expresso em percentual (%);

LP: Limite de Plasticidade, expresso em percentual (%).

3.2.2.4 Índice de Consistência

O Índice de Consistência representa a consistência, ou seja, a coesão do solo em seu estado natural. É calculado conforme a Equação 3:

$$IC = \frac{LL-w}{IP} \quad (3)$$

Onde:

IC: Índice de Consistência, adimensional;

LL: Limite de Liquidez, expresso em percentual (%);

w: umidade natural do solo, expressa em percentual (%);

IP: Índice de Plasticidade, expresso em percentual (%).

3.2.2.5 Índice de Liquidez

É um parâmetro utilizado para a análise da sensibilidade e pré-adensamento de solos argilosos. O resultado é obtido através da Equação 4:

$$IL = \frac{w-LP}{LL-LP} \quad (4)$$

Onde:

IL: Índice de Liquidez, adimensional;

w: umidade natural do solo, expressa em percentual (%);

LP: Limite de Plasticidade, expresso em percentual (%);

LL: Limite de Liquidez, expresso em percentual (%).

3.2.3 Umidade natural do solo

Dá-se o nome de umidade natural à umidade própria do solo, da forma em que ele se encontra na natureza. A razão entre o peso da água contida em um certo volume de solo úmido e o peso do solo seco, isto é, considerando-se apenas os grãos, é a umidade de um solo natural.

O procedimento é seguido conforme a ABNT NBR 6457:2016 e consiste, inicialmente, em selecionar certa quantidade de material para amostra conforme o maior tamanho de grão presente no solo, conforme indica a Tabela 1:

Tabela 1 - Quantidade de material em função dos grãos maiores

Dimensão dos grãos maiores contidos na amostra, determinada visualmente (mm)	Quantidade de material (em massa seca) a tomar (g)
< 2	30
2 a 20	30 a 300
20 a 76	300 a 3000

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6457 (2016).

Depois da determinação da quantidade de material, o mesmo foi destorroado e colocado em cápsulas metálicas com a tampa fechada. Após, foi pesado e teve seu resultado anotado. A seguir, retirou-se a tampa da cápsula e se levou a amostra à estufa, com temperatura de 105°C a 110°C, até que o material apresentasse constância de massa.

Geralmente, no tempo de 16 a 24 horas ocorre a secagem do material, sendo que, dependendo do tipo, da quantidade e da umidade do solo, pode ser necessário um intervalo ainda maior de tempo. Deve-se seguir a orientação de que a tampa não deve ser recolocada enquanto o material estiver dentro da estufa.

Assim que foram verificadas as condições que caracterizam a amostra como seca, as cápsulas foram retiradas da estufa, apresentando-se como na Figura 17. Permaneceram ali até que atinjam a temperatura ambiente e, após, pesou-se o conjunto com a tampa recolocada, anotando-se o resultado. O processo completo deve ser realizado por três vezes.

Figura 17 - Amostras de solo após retirada da estufa



Fonte: Autora (2018).

Os teores de umidade foram obtidos por meio dos cálculos descritos na Equação 5:

$$w = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} \times 100 \quad (5)$$

Onde:

w: teor de umidade, expresso em porcentagem (%);

M₁: massa do solo úmido mais a massa do recipiente, expresso em gramas (g);

M₂: massa do solo seco mais a massa do recipiente, expresso em gramas (g);

M₃: massa do recipiente, expresso em gramas (g).

3.2.4 Peso específico dos grãos

Para a determinação do peso específico dos grãos, é calculada a razão entre o peso e o volume das partículas sólidas, desconsiderando-se completamente os vazios existentes no solo. O ensaio inicia seguindo os procedimentos de preparação listados na ABNT NBR 6457:2016 e mencionados em itens anteriores. Feita essa preparação, foram retirados 500 gramas de solo e passados na peneira de 4,8 milímetros, sendo o material passante o constituinte da amostra a ser ensaiada.

O peso específico é determinado conforme as indicações da ABNT NBR 6458:2016, denominada Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água, sendo que as orientações iniciais são fazer a pesagem do picnômetro, calibrar o equipamento e preenchê-lo com água destilada até o menisco. Após esse processo, pesou-se novamente a vidraria.

O procedimento seguinte foi pesar uma amostra homogeneizada de 50 gramas, com o auxílio de uma balança de precisão, transferindo, posteriormente, essa mesma amostra a um copo dispersor e agitando. Utilizando um funil de vidro, transferiu-se o material para o picnômetro e fez-se a higiene dos aparelhos para a remoção completa do material.

A seguir, adicionou-se água destilada ao picnômetro, até que a base do menisco atingisse a referência indicada no frasco. O picnômetro foi agitado em intervalos regulares de tempo e, após, aplicou-se vácuo para a retirada do ar que possa ter ficado aderido aos grãos de solo. Depois disso, pesou-se o conjunto formado pelo picnômetro, água e solo, conforme mostra a Figura 18, medindo a temperatura do conteúdo do picnômetro. O ensaio foi repetido três vezes e, para os cálculos, foram aplicadas as equações 6 e 7.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (6)$$

Onde:

ρ : massa específica, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³);

m: massa, expressa em gramas (g);

V: volume, expresso em centímetros cúbicos (cm³).

$$\gamma = \rho \times g \quad (7)$$

Onde:

γ : peso específico, expresso em quilonewton por metro cúbico (kN/m³);

ρ : massa específica, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³);

g: aceleração da gravidade, expressa em metros por segundo ao quadrado (m/s²).

Figura 18 - Picnômetro com água e solo recém agitado e após agitação



Fonte: Autora (2018).

3.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO E DO SOLO COM GEOGRELHA

A umidade de um solo deve ser analisada principalmente para que se chegue ao seu valor ótimo. Através dele se obtém o grau de compactação máxima. A explicação para isso é que, até certo ponto, a água lubrifica as partículas de solo e facilita o seu arranjo. Passando disso, a compactação começa a ser prejudicada, tendo o solo maior quantidade de água do que de partículas sólidas, o que impede o encaixe entre os grãos. Os procedimentos necessários para a realização do ensaio estão descritos na ABNT NBR 7182:2016 Solo – Ensaio de compactação.

Após a preparação da amostra conforme a ABNT NBR 6457:2016, a mesma foi colocada em uma bandeja metálica, juntamente de água destilada e revolvendo a mistura até que se chegue a um teor de umidade 5% inferior à umidade ótima presumível para o solo.

O próximo procedimento indicado pela ABNT NBR 7182:2016, após a homogeneização da amostra, é a própria compactação. Conforme as características do solo, o ensaio de compactação definido foi o de Proctor Normal, com aplicação de 26 golpes de cilindro pequeno (Proctor), em três camadas de solo. A Figura 19 mostra o soquete utilizado e alguns dos equipamentos empregados no ensaio.

Figura 19 - Alguns dos materiais utilizados no ensaio de compactação



Fonte: Autora (2018).

A aplicação dos golpes foi feita de forma perpendicular, devendo o soquete deslizar na haste em queda livre. Os golpes foram distribuídos uniformemente sobre as camadas, obtendo-se como resultado camadas compactadas de alturas praticamente iguais. A compactação de cada uma delas foi precedida de escarificação da camada anterior.

Depois de terminada a compactação e após a escarificação do material em contato com as paredes do cilindro complementar, o mesmo foi retirado. A amostra então foi rasada e o molde cilíndrico da sua base foi removido. O passo seguinte foi pesar o conjunto e, subtraindo-se a massa do molde cilíndrico, obteve-se a massa úmida do solo compactado.

Com o auxílio de um macaco hidráulico, apresentado na Figura 20, o corpo de prova foi retirado do molde e uma amostra foi selecionada para a determinação da umidade. Repetiu-se o processo cinco vezes, para que se obtivesse uma curva de compactação ao final do ensaio.

Figura 20 - Retirada do corpo de prova com o auxílio do macaco hidráulico



Fonte: Autora (2018).

Na Figura 21, mostra-se um dos corpos de prova do qual foram retiradas as amostras de solo úmido. Na Figura 22 são apresentadas as amostras com solo seco, após um período de 48 horas na estufa, da mesma forma como foi realizado o ensaio de umidade natural do solo.

Figura 21 - Corpo de prova após compactação



Fonte: Autora (2018).

Figura 22 - Amostras com solo seco



Fonte: Autora (2018).

O gráfico deve ser traçado marcando no eixo das abscissas os teores de umidade (w) e no eixo das ordenadas os pesos específicos aparentes secos (ρ_d), resultando, aproximadamente, em uma parábola. O cálculo do teor de umidade foi feito conforme a Equação 5. O peso específico aparente seco foi calculado por meio da Equação 8.

$$\rho_d = \frac{M_u \times 100}{V (100 + w)} \quad (8)$$

Onde:

ρ_d : peso específico aparente seco, expresso em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3);

M_u : massa úmida do solo compactado, expressa em gramas (g);

V : volume útil do molde cilíndrico, expresso em centímetros cúbicos (cm^3);

w : teor de umidade do solo compactado, expresso em porcentagem (%).

O processo de compactação foi realizado também com a inserção das geogrelhas no solo, servindo apenas como preparatório para o ensaio de compressão. Os corpos de prova compactados na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima.

3.4 COMPRESSÃO DO SOLO E DO SOLO COM GEOGRELHA

O objetivo desse ensaio é a obtenção da resistência à compressão não confinada ou simples do solo, conforme descreve a ABNT NBR 12770:1992 Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. Para isso, são utilizados corpos de prova compostos de solos coesivos, sendo aplicada uma carga axial e mantendo o controle das deformações.

A resistência à compressão não confinada (q_u) é a tensão de compressão na qual um corpo de prova cilíndrico rompe, seguindo as condições prescritas nessa norma. O critério de ruptura respeitado é estabelecido pelo estado de tensões em que a máxima tensão axial é atingida ou quando a deformação axial de 15% é alcançada, sem que o valor máximo de tensão axial tenha sido caracterizado.

O primeiro procedimento indicado pela norma é a compactação de um corpo de prova cilíndrico na energia normal, com umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, conforme ensaio descrito no subcapítulo imediatamente anterior a este. Foi repetido o procedimento três vezes para cada composição ensaiada, sendo anotadas a massa e as dimensões para cada um dos corpos de prova.

O próximo passo foi transferir o corpo de prova de forma que fique centralizado no prato inferior do equipamento de compressão mostrado na Figura 23, e que o prato superior fique apenas encostado no corpo de prova, sem realizar força inicial. Pode-se, então, zerar o medidor de deslocamento.

Figura 23 - Prensa utilizada para o ensaio de compressão simples



Fonte: Autora (2018).

A partir disso, pôde ser iniciada a aplicação do carregamento com velocidade de deformação axial específica de 10 mm/min, aplicada de forma constante. Foram registrados os

valores de carga, deslocamento e tempo em intervalos apropriados para a definição da forma da curva tensão-deformação. O corpo de prova rompido foi fotografado para que fosse esboçado o ângulo da superfície de ruptura com a horizontal.

O ensaio de compressão foi realizado somente com o solo e, posteriormente, com o solo contendo cada tipo de geogrelha, respeitando o dimensionamento executado. Para este ensaio, o molde cilíndrico utilizado foi de 5x10 centímetros, como observa-se na Figura 24.

Figura 24 - Corpo de prova cilíndrico posicionado na prensa



Fonte: Autora (2018).

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir, são apresentados os resultados obtidos com os ensaios realizados. A análise busca definir a caracterização do solo estudado e determinar qual o sistema mais eficiente com as alterações da espessura de camada de solo e da resistência das geogrelhas utilizadas.

4.1 UMIDADE NATURAL DO SOLO

Os resultados encontrados com a realização do ensaio de umidade natural estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Dados de umidade do solo

Amostras	Massa cápsula (g)	Massa solo úmido + cápsula (g)	Massa solo seco + cápsula (g)	Massa solo úmido (g)	Massa solo seco (g)	Umidade (%)
A1	15,43	37,03	31,41	21,6	15,98	35,17
A2	15,83	32,66	28,17	16,83	12,34	36,39
A3	17,65	33,2	29,08	15,55	11,43	36,05

Fonte: Autora (2018).

Com as três amostras de solo analisadas e calculando a média entre elas, a umidade natural do solo encontrada foi de 35,87%, sendo este um valor condizente e característico do solo local. A variância calculada para as amostras foi de 0,364%, já o desvio padrão encontrado foi de 0,60%.

4.2 GRANULOMETRIA

O ensaio de granulometria é realizado para que se obtenha uma curva granulométrica. Através desta, é possível verificar qual a massa retida de cada partícula conforme seu diâmetro na sequência de peneiras e determinar o tipo de solo que está sendo estudado. A partir dessa informação, pode-se ter, pelo menos, o conhecimento empírico do desempenho do solo nas situações as quais é submetido.

De posse dos dados da Tabela 3, pode-se gerar o Gráfico 3, que representa a curva granulométrica do solo em questão. No eixo das abscissas são apresentados os diâmetros das

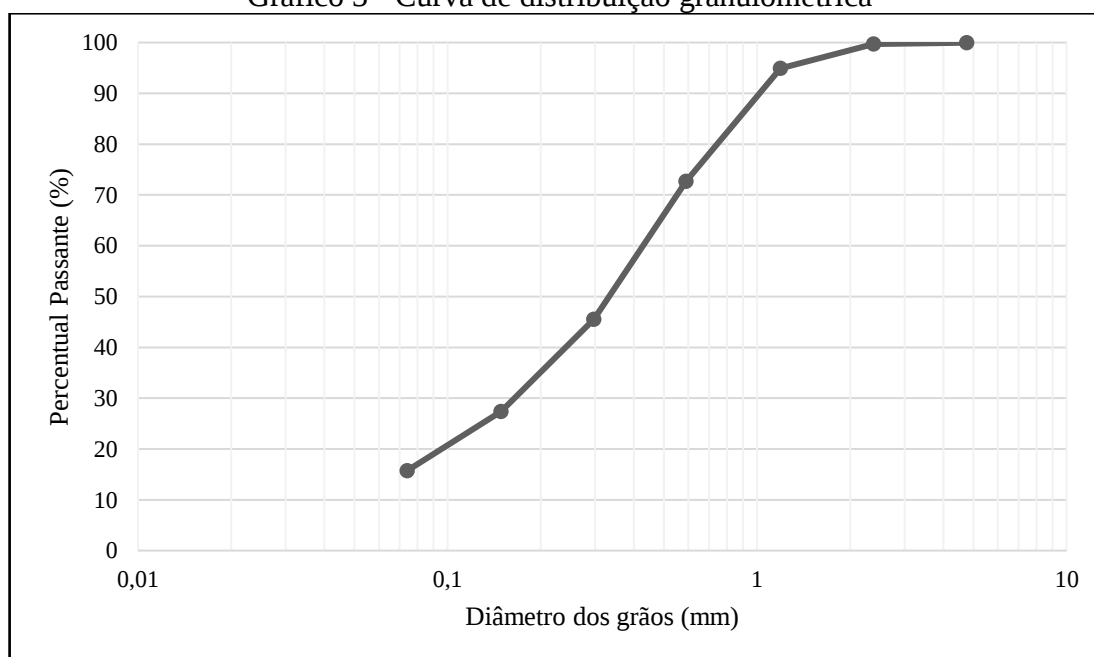
partículas correspondentes à abertura da malha da peneira, já no eixo das ordenadas definem-se os percentuais de material passante.

Tabela 3 - Distribuição granulométrica

Nº da Peneira (ABNT)	Abertura (mm)	Massa retida (g)	% Retido	% Retido Acumulado	% Passante	%	Tipo de Solo
4	4,76	0,15	0,03	0,03	99,97	0,31	Areia Grossa
8	2,38	1,42	0,28	0,31	99,69		
16	1,19	23,97	4,79	5,11	94,89	27,03	Areia Média
30	0,59	111,18	22,24	27,34	72,66		
50	0,297	135,53	27,11	54,45	45,55	56,93	Areia Fina
100	0,149	90,8	18,16	72,61	27,39		
200	0,074	58,31	11,66	84,27	15,73		
Fundo	0	78,64	15,73	100,00	0,00	15,73	Finos

Fonte: Autora (2018).

Gráfico 3 - Curva de distribuição granulométrica



Fonte: Autora (2018).

Analisando o Gráfico 3, percebe-se que o solo estudado é caracterizado como um solo arenoso com presença de finos, visto que nas peneiras com abertura de malha entre 0,05 e 0,42 milímetros ficou retida a maior quantidade de material, ou seja, permitiram que apenas uma pequena fração do solo as atravessasse. Observa-se na Tabela 4 que apenas 0,31% do material ficou retido nas peneiras iniciais, de malha mais aberta, o que significa que o solo fica distante da classificação como pedregulhoso, principalmente pois, no ato do ensaio, verificou-se que

todo o material passou pelas peneiras antecessoras à peneira 4. Constatase ainda que 15,73% do solo são finos (silte ou argila), o que representa um valor expressivo e que deve aparecer na denominação do solo, 56,93% representam areia fina, 27,03% são de areia média e 0,31% caracterizam areia grossa.

4.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Nesta etapa, foram realizados os ensaios de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade. Juntamente com as informações obtidas de umidade, através destes ensaios é possível chegar aos valores correspondentes a Índice de Consistência, Índice de Liquidez e Índice de Plasticidade.

4.3.1 Limite de Liquidez

O ensaio de Limite de Liquidez objetiva encontrar o ponto em que o solo deixa de ser plástico e passa a apresentar características de um fluido. Os resultados obtidos se encontram na Tabela 4.

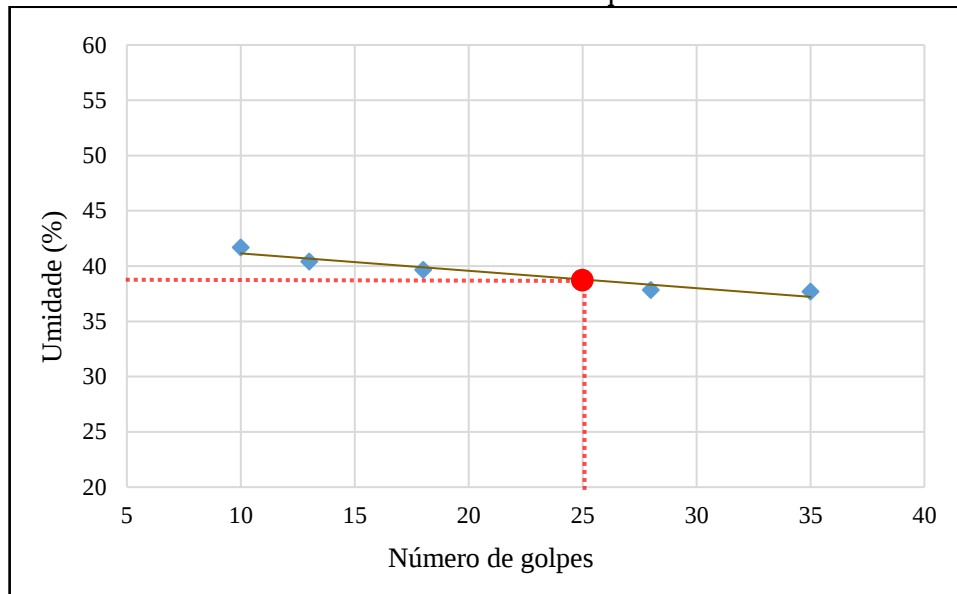
Tabela 4 - Dados da amostra de solo para Limite de Liquidez

Amostra	Massa cápsula (g)	Massa solo úmido + cápsula (g)	Massa solo seco + cápsula (g)	Massa solo úmido (g)	Massa solo seco (g)	Nº de Golpes	Umidade (%)
LL1	16,79	22,93	21,25	6,14	4,46	35	37,6682
LL2	16,33	23,29	21,38	6,96	5,05	28	37,8218
LL3	17,50	25,53	23,25	8,03	5,75	18	39,6522
LL4	15,82	30,24	26,09	14,42	10,27	13	40,4090
LL5	17,12	29,53	25,88	12,41	8,76	10	41,6667

Fonte: Autora (2018).

Utilizando-se os dados da Tabela 4, pôde-se elaborar o Gráfico 4. Traçando-se a linha de tendência entre os pontos, obteve-se uma equação através da qual, substituindo-se o valor de 25 na variável x, chegou-se ao teor de umidade correspondente ao Limite de Liquidez, que foi de 38,78%.

Gráfico 4 - Limite de Liquidez



Fonte: Autora (2018).

O solo em questão apresenta baixo teor de umidade para que se chegue no Limite de Liquidez, podendo ser classificado como um solo bastante compressível e adequado para que se realize um ensaio de reforço com geogrelhas, que é o objetivo deste trabalho.

4.3.2 Limite de Plasticidade

O Limite de Plasticidade indica o teor de umidade com o qual o solo passa do estado plástico para o estado semissólido. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Dados da amostra de solo para Limite de Plasticidade

Amostra	Massa cápsula (g)	Massa solo úmido com cápsula (g)	Massa solo seco com cápsula (g)	Massa solo úmido (g)	Massa solo seco (g)	Umidade (%)
LP1	15,39	17,02	16,67	1,63	1,28	27,3437
LP2	13,83	15,18	14,90	1,35	1,07	26,1682
LP3	17,63	19,25	18,85	1,62	1,22	32,7869
LP4	17,14	19,06	18,58	1,92	1,44	33,3333

Fonte: Autora (2018).

O ensaio foi repetido por quatro vezes e a média dos resultados de percentual de umidade foi de 29,91%. A NBR 7180:2016 diz que os resultados satisfatórios são aqueles que variam no máximo 5% para mais ou para menos do que a média. Logo, todos os resultados

obtidos podem ser considerados satisfatórios. O valor final é o menor percentual de umidade encontrado na Tabela 5, que corresponde a 26, 17%.

4.3.3 Índice de Plasticidade

Calculando o Índice de Plasticidade, chega-se ao valor de 12,61%, sendo esta a umidade que é preciso acrescentar ao solo para que este passe do estado plástico ao estado líquido. Conforme classificação de Jenkins (Caputo, 1998), o solo em análise encaixa-se na faixa de solos medianamente plásticos, estando entre 7 e 15.

4.3.4 Índice de Consistência

O valor obtido foi de 0,23 e foi caracterizado como um solo mole, no estado plástico, segundo a classificação de Pinto (2006). Por este dado, o solo é tido como bastante compressível e adequado ao uso de geogrelhas como reforço, reafirmando os dados anteriores.

4.3.5 Índice de Liquidez

Obteve-se um valor de 0,77, sendo o solo classificado como argila normalmente adensada, seguindo-se a classificação de Pinto (2006).

4.4 PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS

Os valores obtidos após a realização do ensaio estão apresentados na Tabela 6:

Tabela 6 - Dados da amostra de solo para realização do ensaio de peso específico

Amostras	Massa cápsula (g)	Massa solo úmido + cápsula (g)	Massa solo seco + cápsula (g)	Massa solo úmido (g)	Massa solo seco (g)	Umidade (%)
A1	17,11	67,11	66,10	50,00	48,99	2,06
A2	13,84	63,84	62,81	50,00	48,97	2,10
A3	16,76	66,76	65,73	50,00	48,97	2,10

Fonte: Autora (2018).

Prosseguindo os cálculos, estabeleceu-se a massa específica do solo, representada na Equação 6, seguida do peso específico, demonstrado na Equação 7. Estas informações são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados do ensaio de peso específico

Pic	Massa pic (g)	Massa pic + água (g)	Massa água (g)	Massa esp. água (g/cm³)	Massa solo seco (g)	Massa solo seco + pic + água (g)	Massa solo + pic + água (g)	Massa desloc (g)	V solo (cm³)	Massa esp. (g/cm³)	Peso esp. (kN/m³)
Pic 1	216,34	735,09	518,75	1,04	48,97	784,06	766,05	18,01	17,36	2,82	27,67
Pic 2	204,83	719,60	514,77	1,03	48,97	768,57	747,43	21,14	20,53	2,38	23,40
Pic 3	216,72	736,65	519,93	1,04	48,99	785,64	764,41	21,23	20,42	2,40	23,54

Fonte: Autora (2018).

A média dos valores de peso específico obtidos, conforme na Tabela 7, foi de 24,87 kN/m³, condizente com o solo da região onde foi coletada a amostra.

4.5 COMPACTAÇÃO DO SOLO

O ensaio de compactação serve para que se obtenha a umidade ótima, ou seja, aquela que permite ao solo chegar à sua máxima compactação. O experimento foi realizado com um conjunto de amostras de 100% de solo, sendo utilizado sempre o mesmo molde cilíndrico para todas elas, cujo volume calculado foi de 989,60 cm³ e o peso constatado foi de 2413,60 gramas.

Os resultados obtidos para o ensaio de compactação da amostra de 100% de solo encontram-se na Tabela 8, a qual fornece os dados necessários para a elaboração da curva de compactação, que indica qual a umidade ótima do solo em função da máxima massa específica aparente seca, tendo em vista resultados anteriores crescentes e posteriores decrescentes.

Tabela 8 - Resultados do ensaio de compactação

(continua)

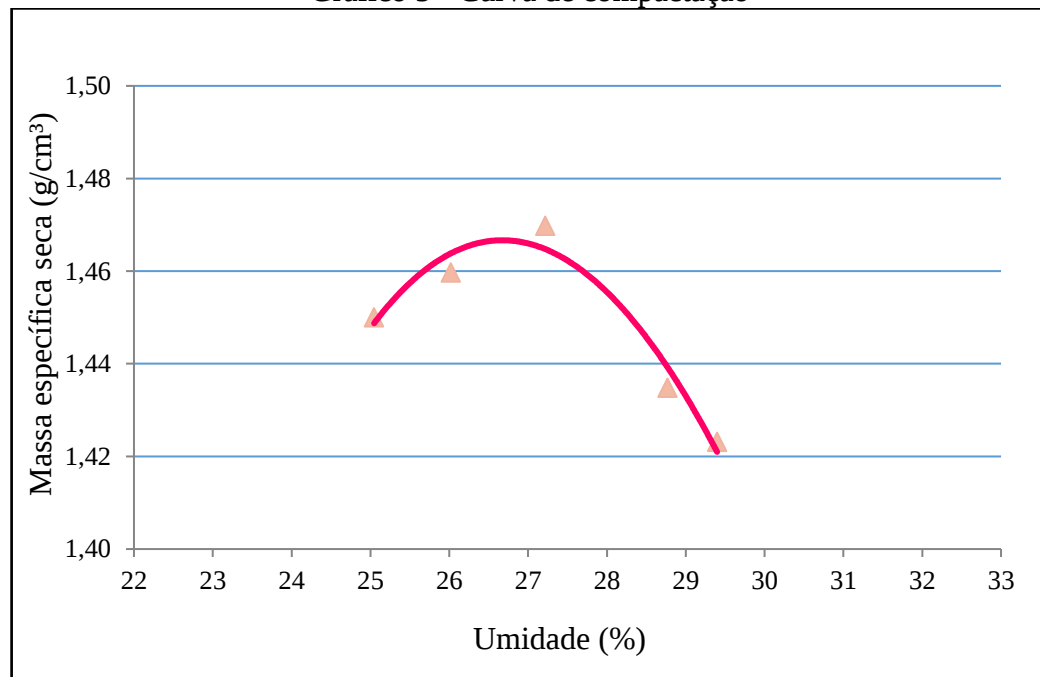
Ponto	Volume CP (cm³)	Tara CP (g)	Peso solo + Molde (g)	Peso solo (g)	Massa Esp. Natural (g/cm³)	Peso da Cápsula (g)	Peso Cápsula + Solo Umido (g)	Peso Cápsula + Solo Seco (g)	Peso da água (g)	Umidade (%)	Média Umidade (%)	Massa Esp. Seca (g/cm³)
W=3%	989,60	2413,6	4208,00	1794,40	1,81	16,40	29,59	26,94	2,65	25,14	25,05	1,45
						17,50	32,40	29,41	2,99	25,10		
						15,40	27,04	24,72	2,32	24,89		

(conclusão)												
W=4%	989,60	2413,6	4234,00	1820,40	1,84	14,96	31,53	28,07	3,46	26,39	26,02	1,46
						17,68	30,84	28,17	2,67	25,45		
						15,87	30,99	27,85	3,14	26,21		
W=5%	989,60	2413,6	4264,00	1850,40	1,87	5,17	14,23	12,28	1,95	27,43	27,22	1,47
						7,38	15,44	13,79	1,65	25,74		
						5,72	16,68	14,25	2,43	28,49		
W=6%	989,60	2413,6	4242,00	1828,40	1,85	6,62	13,70	12,05	1,7	30,39	28,77	1,43
						6,10	14,15	12,40	1,75	27,78		
						6,45	15,74	13,70	2,04	28,14		
W=7%	989,60	2413,6	4236,00	1822,40	1,84	5,80	15,92	13,60	2,32	29,74	29,40	1,42
						6,11	16,10	13,85	2,25	29,07		
						6,36	13,45	11,84	1,61	29,38		

Fonte: Autora (2018).

O Gráfico 5 apresenta, com base nos dados da Tabela 8, a curva de compactação resultante para o solo em estudo. Constataram-se massa específica aparente seca máxima de 1,47 g/cm³ e umidade ótima de 27,22%.

Gráfico 5 - Curva de compactação



Fonte: Autora (2018).

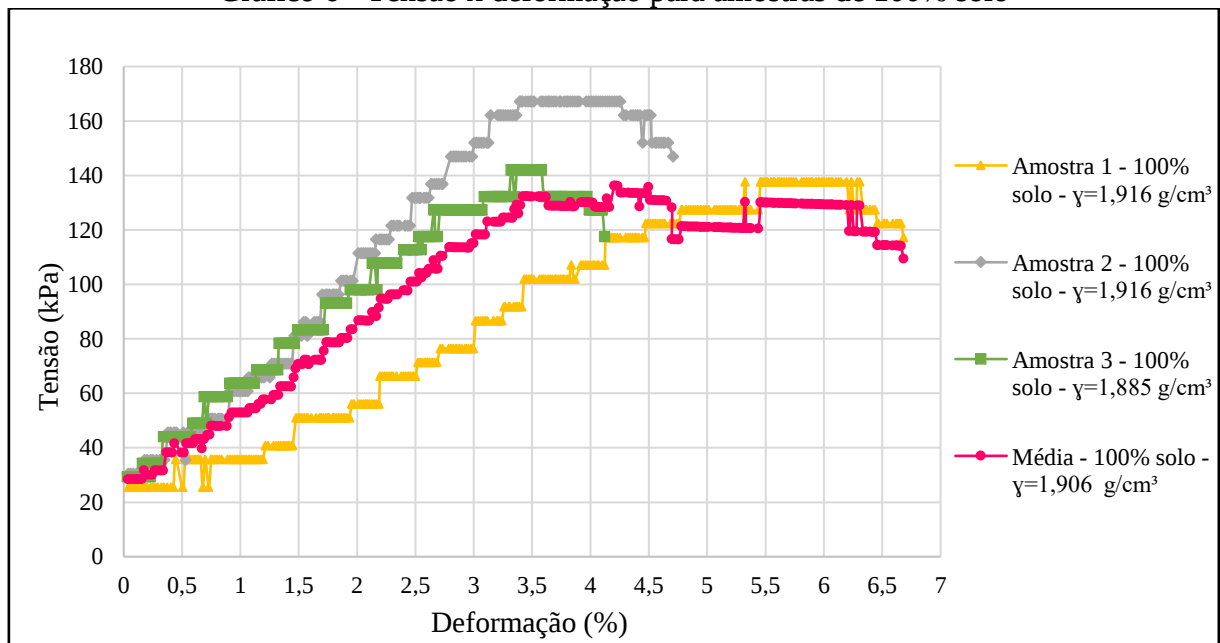
4.6 COMPRESSÃO DO SOLO

O ensaio de compressão simples do solo resulta no valor de resistência à compressão axial do solo e no ângulo da superfície da ruptura com a horizontal. O ensaio foi realizado para três situações com ruptura imediata, cujos resultados são apresentados a seguir.

4.6.1 Compressão das amostras 100% solo

Para os corpos de prova compostos de 100% de solo, as curvas de tensão *versus* deformação, juntamente com a curva média para as três amostras, estão representadas no Gráfico 6.

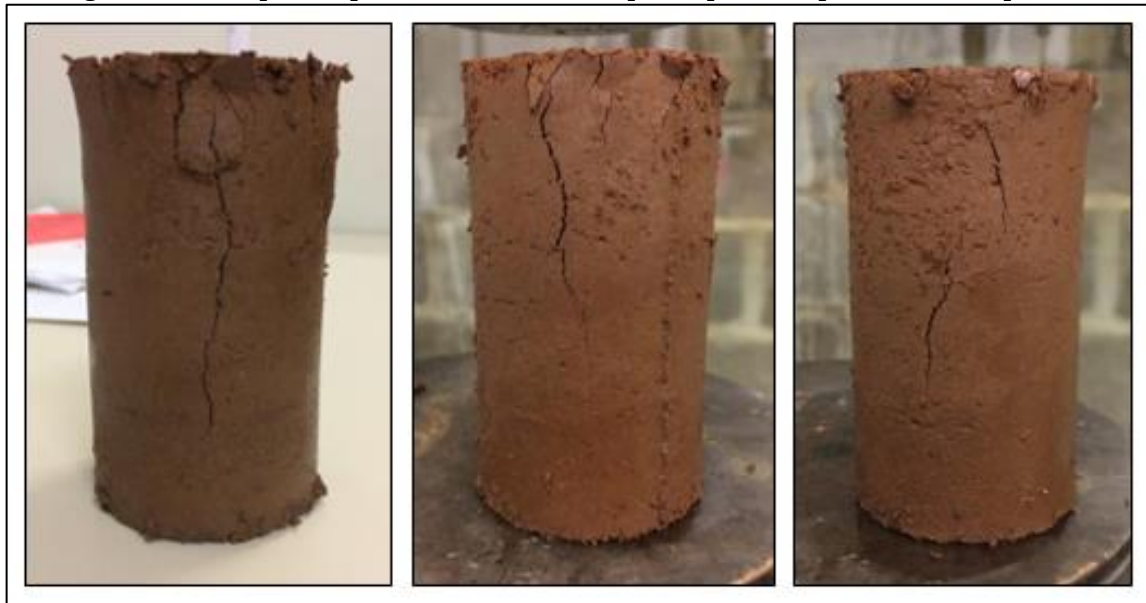
Gráfico 6 - Tensão x deformação para amostras de 100% solo



Fonte: Autora (2018).

A ruptura ocorreu na tensão de 137,57 kPa para a primeira amostra, 167,14 kPa para a segunda e 142,02 kPa para a terceira amostra. A média aritmética das tensões de ruptura para 100% solo foi de 148,91 kPa, com desvio padrão de 15,94 kPa. Na Figura 25, são apresentados os corpos de prova após a ruptura.

Figura 25 – Corpos de prova de 100% solo após ruptura na prensa de compressão

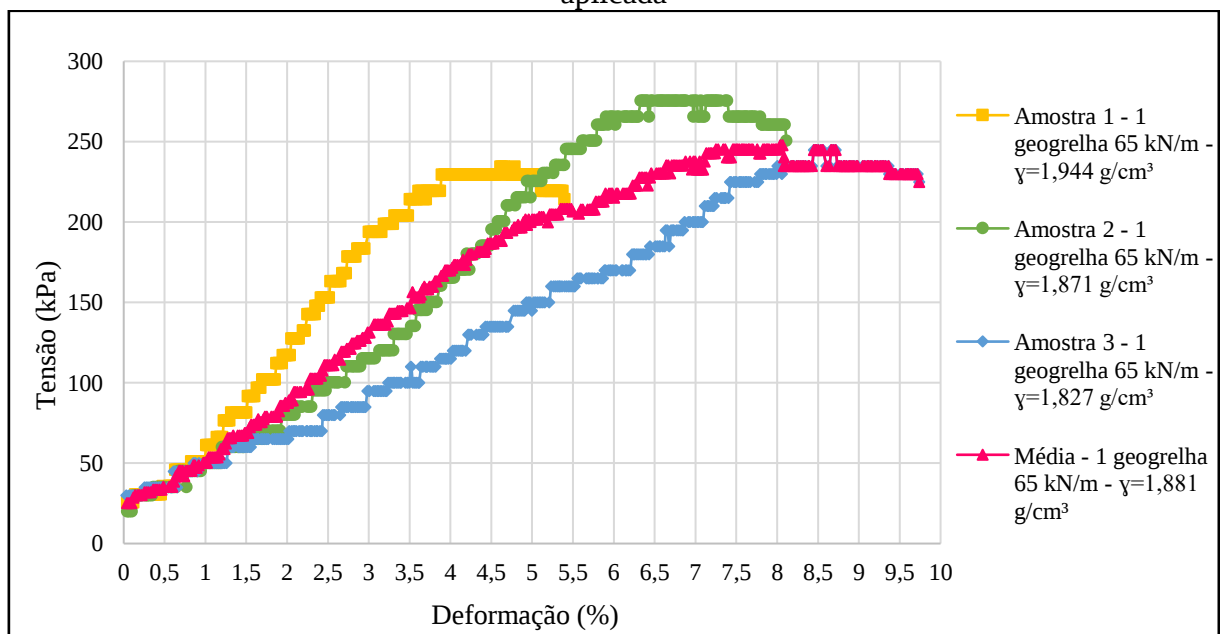


Fonte: Autora (2018).

4.6.2 Compressão das amostras de solo com uma camada de geogrelha

Os corpos de prova divididos em duas camadas iguais de solo e, portanto, de maior espessura em relação à outra situação ensaiada, com inserção de uma camada de geogrelha de resistência nominal de 65 kN/m apresentaram curvas tensão *versus* deformação conforme o Gráfico 7. É também apresentada no gráfico, a curva média para as três amostras.

Gráfico 7 – Tensão x deformação para amostras com uma camada de geogrelha de 65 kN/m aplicada



Fonte: Autora (2018).

A ruptura deu-se aos 234,56 kPa para a amostra inicial, 275,58 kPa para a segunda amostra e 244,94 kPa para o último corpo de prova rompido. A média aritmética de tensão de ruptura obtida para o ensaio de uma camada de geogrelha entre duas camadas compactadas de solo resultou em 251,69 kPa. O desvio padrão encontrado foi de 21,33 kPa. Pode-se observar os corpos de prova rompidos na Figura 26.

Figura 26 - Corpos de prova com uma camada de geogrelha de 65 kN/m após ruptura



Fonte: Autora (2018).

Vale ressaltar a grande dificuldade que se teve na moldagem destes corpos de prova: inúmeros dos corpos de prova já saíam estratificados no ato da desmoldagem, nem sendo levados à prensa pela caracterização de ruptura na camada. As hipóteses a cerca desse fato são a pouca compactação do solo, em função de as camadas serem mais espessas, ou de a malha da geogrelha ser mais aberta, não se adaptando facilmente ao molde cilíndrico utilizado. Para facilitar essa desmoldagem, buscou-se realizar o processo de forma mais lenta e sem que houvesse muito impacto no corpo de prova que estava sendo extraído.

Não se observou outra forma de realizar o ensaio, visto que dividindo o corpo de prova em três camadas de compactação ou a geogrelha ficaria deslocada do centro, estando localizada acima do primeiro ou do terceiro terço, ou, no caso de a geogrelha estar centralizada, o grau de compactação de toda a amostra não seria uniforme, já que ou a porção inferior ou a superior seria dividida em duas camadas e, portanto, mais compactada que o restante.

Após a ruptura dos corpos de prova, os mesmos foram abertos na divisão de suas camadas para verificação do estado da geogrelha, como observa-se na Figura 27.

Figura 27 - Abertura do corpo de prova entre as camadas



Fonte: Autora (2018).

No segundo corpo de prova moldado nesta condição, constatou-se a ruptura da geogrelha, conforme mostra a Figura 28, o que indica que a carga aplicada ultrapassou a sua resistência nominal.

Figura 28 - Ruptura da geogrelha na segunda amostra



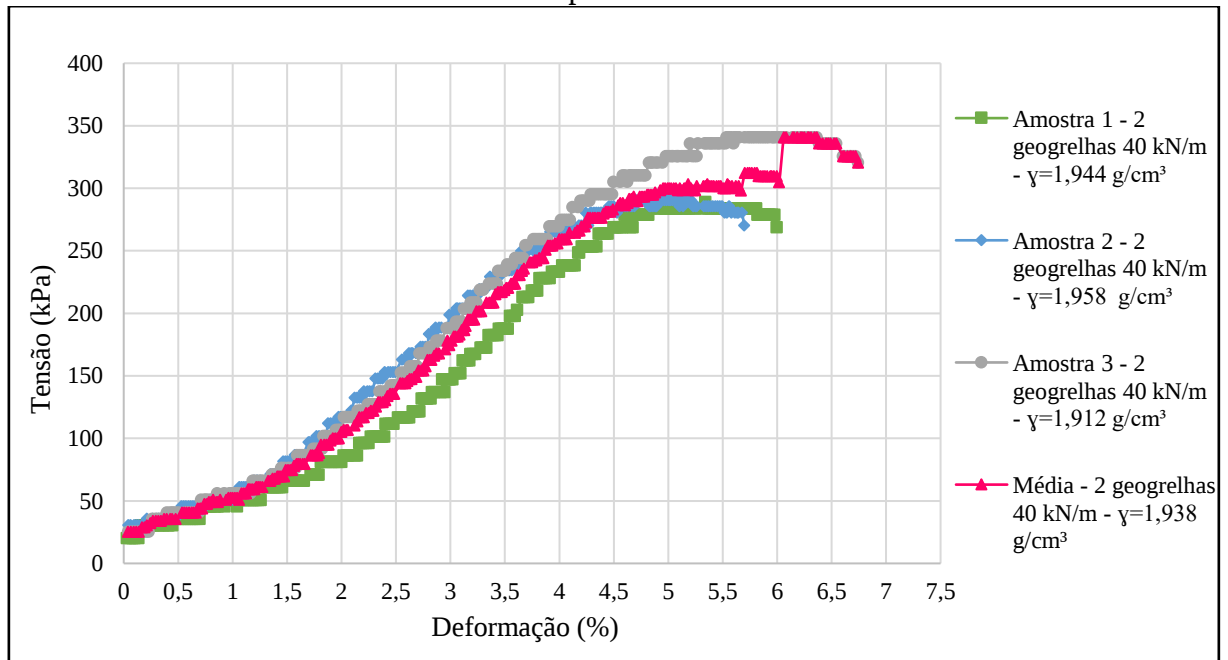
Fonte: Autora (2018).

4.6.3 Compressão das amostras de solo com duas camadas de geogrelha

Para os corpos de prova divididos em três camadas de solo de menor espessura e duas camadas de geogrelha de resistência nominal de 40 kN/m intercaladas entre elas, as curvas de

tensão *versus* deformação estão representadas no Gráfico 8, assim como a curva média entre as três amostras ensaiadas.

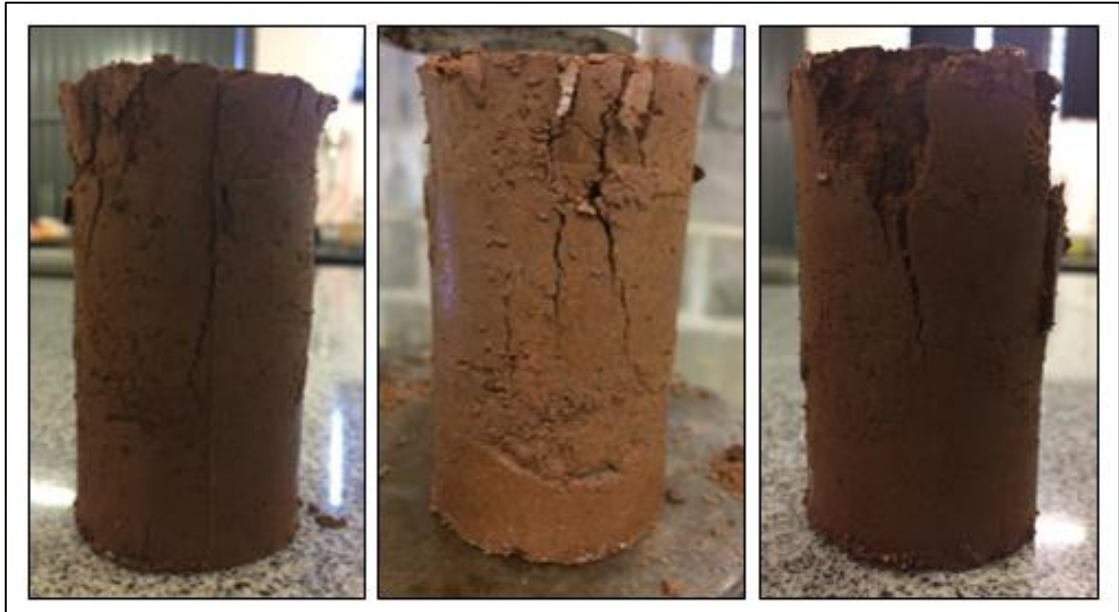
Gráfico 8 – Tensão x deformação para amostras com duas camadas de geogrelha de 40 kN/m aplicadas



Fonte: Autora (2018).

Constatou-se que a tensão de ruptura para o primeiro corpo de prova foi de 289,03 kPa, 290,66 kPa para a segunda e 340,83 kPa para o terceiro corpo de prova. A média aritmética de tensão de ruptura encontrada foi de 306,84 kPa, com desvio padrão de 29,45 kPa. A Figura 29 mostra os corpos de prova após a ruptura.

Figura 29 - Corpos de prova com duas camadas de geogrelha de 40 kN/m após ruptura

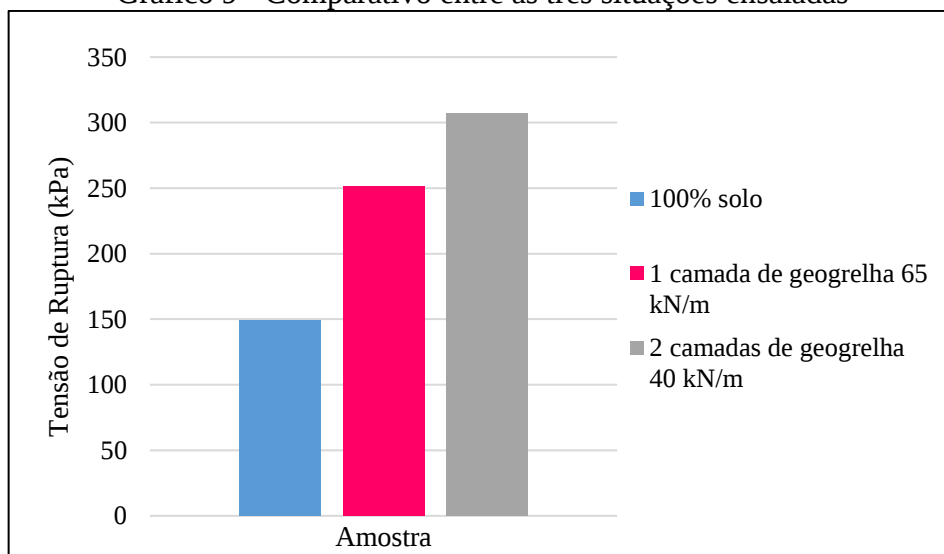


Fonte: Autora (2018).

4.6.4 Comparação entre as situações ensaiadas

Por meio do Gráfico 9, pode-se fazer uma comparação entre as três amostras ensaiadas. Observa-se que a resistência foi crescendo conforme se compactava mais o solo e se acrescentava mais camadas de geogrelha. A coluna cinza, que representa a amostra com três camadas de solo e duas camadas de geogrelha de resistência nominal de 40 kN/m teve seu crescimento dobrado em relação à coluna azul, correspondente à amostra composta de 100% de solo, afirmando-se como a melhor situação utilizada.

Gráfico 9 - Comparativo entre as três situações ensaiadas



Fonte: Autora (2018).

Sieira (2003), em sua análise de ensaios triaxiais com o aumento de camadas de reforço, constata que há ganhos de resistência significativos conforme se aumenta o número de camadas de material geossintético. A autora ainda afirma que os geossintéticos interceptam os planos potenciais de ruptura, aumentando a tensão cisalhante.

Os resultados obtidos são condizentes com o esperado. A situação em que o solo é dividido em três camadas permite mais claramente que se chegue à compactação máxima. A explicação para isso é que a tensão confinante dentro do molde é maior com camadas menos espessas e a dilatância deste solo fica restringida pelas paredes desse molde. Além disso, considerando-se que o número de golpes foi o mesmo para as três situações, a compactação se torna mais eficiente com espessuras menores de solo, em função de que os golpes de soquete abrangem uma quantidade maior de solo desde o começo de sua aplicação, o que com camadas maiores vai acontecendo gradativamente, conforme o solo que se encontra mais acima na camada vai sendo compactado e aproximado à porção de solo que fica mais abaixo.

Outro fator a ser considerado para a análise dos resultados é a interação entre o solo e a geogrelha. Constata-se que, havendo maior interação, que é o caso de duas camadas de geogrelha estarem interagindo com o solo, resulta em um aumento da resistência à ruptura em relação à situação em que se tinha apenas uma camada de geogrelha inserida no solo. O que se mostra é uma massa de solo em continuidade, através da malha vazada, reforçada em dois pontos diferentes, fazendo com que todo o solo da amostra esteja envolvido, sem que haja porções de solo muito distantes do elemento de reforço. Simões (2016) comprova esta afirmação em seus ensaios, nos quais duas geogrelhas de resistências nominais de 40 e 60 kN/m distribuídas em um corpo de prova apresentaram maior resistência do que uma geogrelha de 90 kN/m de resistência nominal aplicada em uma segunda amostra. Isso significa que uma maior quantidade de material de reforço no solo oferece uma melhor distribuição e absorção dos esforços sofridos pelo conjunto.

Ferreira, Bueno e Zornberg (2007) em sua comparação entre geotêxtil tecido e geogrelha em ensaios de arrancamento também discutem a importância da interação solo-geossintético. Em seu trabalho, fica constatado que a geogrelha, por permitir o contato solo-solo através de sua malha vazada, o que desenvolve maior resistência passiva à frente dos elementos transversais, oferece maior resistência ao arrancamento que o geotêxtil, que conta somente com seu atrito com o solo como mecanismo de interação.

5 CONCLUSÃO

Por meio deste estudo, foi possível verificar a importância dos geossintéticos na geotecnia. Quando se preza pela otimização dos processos e pela economia, materiais que apresentem funcionalidade e baixo custo saem na frente e é exatamente nesses fatores que as características inovadoras e práticas dos geossintéticos contribuem. Além disso, as empresas dessa área buscam cada vez mais fabricar produtos que apresentem mecanismos para sua própria proteção, favorecendo a durabilidade e que não agredam o meio ambiente.

Sobre o solo estudado, foram obtidos valores de umidade ótima de 27,22% e massa específica aparente seca máxima de 1,47 g/cm³ e, analisando resultados de Limite de Liquidez e Índice de Consistência, pode-se chegar à conclusão de que se trata de um solo bastante compressível, com potencial para que o estudo desse certo, visto que necessita de reforço para promover sua estabilidade diante de qualquer obra geotécnica.

Observando os resultados obtidos com o ensaio de compressão simples, constatou-se que os corpos de prova moldados em três camadas compactadas de solo com duas camadas de geogrelha de resistência nominal à tração de 40 kN/m intercaladas entre elas oferecem os maiores valores de resistência à ruptura. As tensões suportadas representam um aumento de 106,06% em relação às sofridas pelas amostras compostas de 100% de solo até sua ruptura, e superam a situação ensaiada com apenas uma camada de geogrelha de resistência nominal à tração de 65 kN/m intercalada entre duas camadas de solo compactado em 21,91%. Já esta última amostra citada incorpora um aumento de 69,03% na resistência à ruptura quando comparada com o corpo de prova constituído de solo em sua totalidade.

Percebe-se que o que realmente importa é o funcionamento do conjunto solo-geogrelha para a obtenção das maiores resistências. Acrescentar ao solo geogrelhas de maior resistência nominal promove um certo aumento na tensão de ruptura suportada, como observou-se na segunda situação ensaiada. No entanto, para a obtenção de maiores resistências e minimização de recalques ou escorregamentos, por exemplo, é mais importante que se faça uma boa compactação do solo, podendo-se até utilizar geogrelhas menos resistentes.

Como sugestão para trabalhos futuros, fica a utilização de um molde cilíndrico de maior diâmetro, para que a abertura da malha da geogrelha se adapte melhor, podendo ser utilizada uma amostra maior da mesma. Contudo, deve-se certificar de que a prensa possua um cilindro aplicador de carga de diâmetro maior ou igual ao molde utilizado, visto que para resultados representativos, a carga deve ser distribuída igualmente em toda a superfície do corpo

de prova igualmente, o que não ocorre com aplicadores menores, que acabam centralizando a carga.

Além disso, sugere-se a execução de ensaios de compressão triaxial, ou seja, com tensão confinante atuando em todas as direções, inclusive na vertical e carregamento axial sobre o corpo de prova de solo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN COAL ASH ASSOCIATION. **Fly ash facts for highway engineers**. Aurora, 2003.

AGUIAR, Vinícius Roberto de. **Ensaio de rampa para estudo da resistência de interfaces solo-geossintético**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Dosagem das misturas de solo-cimento; normas de dosagem e métodos de ensaio**. 3. ed. rev. atual. São Paulo, 1986. 57 p. (ET-35).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 12253: Solo-Cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento**. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 12770: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada**. Rio de Janeiro, 1992.

BARBOSA, Guilherme Souza. **Pavimentos com base reforçada com geogrelha: análise de desempenho**. 2010. 43 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BECKER, Leonardo De Bona. **Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento**. 2006. 322 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BONAFÉ, Leandro. **Estudo da resistência de um solo residual de basalto estabilizado e reforçado**. 2004. 101 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2004.

BRITO, Laís Costa; PARANHOS, Haroldo da Silva. **Estabilização de solos**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. 6. ed., v. 1, n. 2, p. 425-438, set. 2017.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 6. ed. ver. ampl. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CENTURIÓN, Carlos Antônio; VILELA, Augusto Alza; MARQUINA, Miguel Rivera. **Uso de geogrelhas para a redução da espessura de pavimento e melhoramento de subleito em solos de baixa capacidade de suporte**. Revista Fundações & obras geotécnicas. Ano 3. n. 24. p. 56-62, set. 2012.

CHANG, Dave Ta-Teh; SUN, Tsang-Sheng; HUNG, Fan-Yi. **Pullout mechanism of geogrids under confinement by sandy and clayey soils**. Chung Yuan University, Taiwan, 1995.

CRISTELO, Nuno Miguel Cordeiro. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Braga, 2001.

FERREIRA, Júlio A. Zambrano; BUENO, Benedito S.; ZORNBERG, Jorge G. Estudo Comparativo de Três Geossintéticos no Reforço de Base de Pavimentos com Ensaios de Arrancamento de Pequenas Dimensões. In: Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 5., e Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 6., REGEO'2007, Recife. **Anais...** Recife: 2007. p. 1-7.

FRANÇA, Fabrício Carlos. **Estabilização química de solos para fins rodoviários: estudo de caso com o produto “RBI GRADE 81”**. 2003. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2003.

HADLICH, Carlos Alberto Ortiz et al. **Estudo da aplicação de geogrelha em muro reforçado: análise de caso**. Revista Fundações & obras geotécnicas. Ano 6. n. 59, ago. 2015.

HUESKER. **Sistema anti-reflexão de trincas de bases cimentadas: Anel viário de Campinas/SP**. 2012.

JOCOSKI, José Ivo Martini; HAKIM, Kallyl. **Metodologia de análise das características técnicas de geogrelhas para utilização em obras de engenharia**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tuiuti do Paraná, Curitiba, 2016.

KÉZDI, Árpád. **Soil physics: selected topics, developments in geotechnical engineering**. Amsterdam, Elsevier, 1979.

KOERNER, Robert M. **Designing with geosynthetics**. 2. ed. New Jersey: Englewood Cliffs, 1989.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Apostila de estabilização de solos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2004.

MONTESTRUQUE, Guillermo. **Contribuição para a elaboração de método de projeto de restauração de pavimentos asfálticos utilizando geossintéticos em sistemas anti-reflexão de trincas**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2002.

NICHOLSON, Peter G. **Soil improvement and ground modification methods**. Oxford: Elsevier, 2015.

NUÑES, Washington Peres. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

PALMEIRA, Ennio Marques. Evolução dos geossintéticos no Brasil. In: Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos, 2., Geossintéticos'95, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 1995. p. 5-15.

PEREIRA, Vinícius Rocha Gomes. **Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo**. 2010. 122 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. São Paulo: Blucher, 2016.

SIEIRA, Ana Cristina Castro Fontenla. **Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha**. 2003. 363 f. Tese (Doutorado em Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Geossintéticos e obras de terra**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SILVA, Matheus Francisco da. **Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico**. 2016. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SIMÕES, Leonardo Marroffino. **Avaliação laboratorial da resistência à compressão de estruturas em solo reforçado com geossintéticos**. 2016. 77 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Campinas, 2016.

SOLIZ, Valéria Vaca Pereira. **Estudo de três solos estabilizados com emulsão asfáltica**. 2007. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

TEIXEIRA, Christiano Faria. **Análise numérica de ensaios em solo reforçado com geogrelha**. 2006. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

TEIXEIRA, Sidnei Helder Cardoso. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. 2003. 214 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Paulo, São Carlos, 2003.

TUPA, Néstor. **Utilização de geossintéticos para proteção de tubulações pressurizadas enterradas.** 2006. 154 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

VERTEMATTI, José Carlos. **Manual Brasileiro de Geossintéticos.** São Paulo: Blucher, 2004.

VIZCARRA, Gino Omar Calderón. **Aplicabilidade de cinzas de resíduo sólido urbano para base de pavimentos.** 2010. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

ZAMPIERI, Lucas Quiocca. **Comportamento mecânico de um solo mole orgânico cimentado com aglomerantes variados.** 2015. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.