



UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

OSVALDO GONÇALVES DE ARAÚJO NETO

ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GEOGRELHA COM
EQUIPAMENTO DE PEQUENAS DIMENSÕES APLICADO A
COMPOSTOS DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO

Recife – PE
2017



UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

OSVALDO GONÇALVES DE ARAÚJO NETO

ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GEOGRELHA COM
EQUIPAMENTO DE PEQUENAS DIMENSÕES APLICADO A
COMPOSTOS DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão.
Coorientador: Prof. Dr. Eder C. G. Santos.

Recife – PE
2017

OSVALDO GONÇALVES DE ARAÚJO NETO

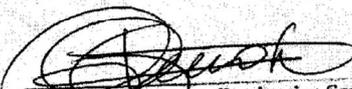
**ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE GEOGRELHAS COM
EQUIPAMENTO DE PEQUENAS DIMENSÕES APLICADO A
COMPOSTOS DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO**

BANCA EXAMINADORA:

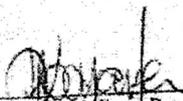
Orientador:


Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão
Universidade de Pernambuco

Co-orientador:


Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos
Universidade Federal de Goiás

Examinadores:


Prof.ª. Dra. Kaliny Patrícia Vaz Lafayette
Universidade de Pernambuco


Prof. Dr. Eunio Marques Palmeira
Universidade de Brasília

Recife, PE
2017

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

Universidade de Pernambuco-Recife

A762e

Araújo Neto, Osvaldo Gonçalves de

Ensaio de arrancamento de geogrelha com equipamento de pequenas dimensões aplicado a compostos de resíduos de construção/ Osvaldo Gonçalves de Araújo Neto. – Recife: UPE, Escola Politécnica, 2016.

96 f.: il

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão

Co-orientador: Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos

Dissertação (Mestrado - Construção Civil) Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.

1. Ensaio de arrancamento 2. Resíduos de Construção e Demolição. 3. Geogrelha. 4. Sustentabilidade. I. Construção civil - Dissertação II. Gusmão, Alexandre Duarte (orient.) III. Santos, Eder Carlos Guedes (co-orient.) IV. Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Mestrado em Construção Civil. V. Título.

CDD: 690.0286

AGRADECIMENTOS

Aos amigos mais próximos com quem a convivência foi marcante ao longo desse tempo de mestrado: Priscila Raffi, Kátia Regina.

À Suellen, amável e solícita, sempre presente, que me apoiou em todos os momentos, contribuindo com sua opinião arrazoada, profícua, eivada de sensatez dos pacientes e altivos, de tão serena e bondosa que sempre foi.

Ao professor Eder Santos, por toda paciência, atenção, dedicação, comprometimento, conhecimentos transmitidos e pela crença no meu potencial, agindo de forma séria e profissional, mesmo nos momentos de atribulação.

Em especial ao prof. Gusmão pelo trato educado, objetivo atencioso às demandas envolvidas.

E todos os professores e funcionários da Escola Politécnica de Pernambuco, pela assistência prestada durante minha trajetória acadêmica. Aos amigos que fiz durante o mestrado, especialmente.

RESUMO

Para alcançar a sustentabilidade ambiental, faz-se necessário mudar vários paradigmas de pensamento e comportamento construídos ao longo dos séculos e, entre eles, a visão que se tem sobre os resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R). Nos últimos anos, várias pesquisas têm sido desenvolvidas buscando a reintrodução destes materiais na cadeia produtiva da construção civil, reduzindo, assim, a extração de matéria-prima natural, bem como os impactos ambientais inerentes a essa atividade. Por outro lado, técnica de solo reforçado tem apresentado um grande crescimento devido às suas vantagens técnicas, econômicas e ambientais. Neste sentido, este estudo tem como objetivo avaliar a viabilidade da substituição da areia de jazida por RCD-R na execução de solos reforçados com geossintéticos. Para tanto, torna-se fundamental realizar ensaios que apontem os parâmetros de interesse para a execução de projetos. Com esse propósito, foram realizados ensaios de arrancamento de geogrelha em um equipamento de pequenas dimensões com a finalidade de testar o desempenho mecânico do RCD-R. Para a realização dos ensaios, foram utilizados: i) geogrelha usualmente empregada em reforço de solo; ii) RCD-R obtidos em uma usina de reciclagem; e iii) areia grossa de construção de jazida natural. Uma caixa de arrancamento de pequena dimensão foi projetada e construída para essa finalidade. Para a caracterização geotécnica do RCD-R, foram empregados os ensaios normalmente utilizados para a caracterização de solos. Os resultados mostraram que o RCD-R mostrou-se um material com características apropriadas para uso em obras geotécnicas e para em substituição ao material granular em obras de solo reforçado. Os resultados dos ensaios de arrancamento com o RCD-R e a areia apresentaram comportamentos semelhantes, com o RCD-R apresentando valores de coeficientes de interface na ordem de apenas 8% menor em relação a areia. Diante das questões técnicas e ambientais que devem ser consideradas na execução de novas construções, os resultados desse estudo sugerem que o RCD-R apresenta-se como um material com potencial para aplicação como um material alternativo na execução de estruturas com solo reforçado.

Palavras-chave: geogrelha, resíduos de construção e demolição, ensaio de arrancamento, interação solo-reforço, solo reforçado, desenvolvimento sustentável.

ABSTRACT

In order to achieve environmental sustainability, it is necessary to change several thoughts and behaviors which have been built up over the centuries. Among them, it is possible to point out the view about recycled construction and demolition waste (RCDW). In the last years, several researches have been developed trying to reintroduce these materials into the productive chain of the civil construction industry. This practice would provide the reduction the rates of extraction of natural raw material, as well as the environmental impacts inherent to this activity. On the other hand, reinforced soil technique has shown great growth due to its technical, economic and environmental advantages. In this scenario, this study aims to evaluate the feasibility of the substitution of natural sand for RCDW in soil reinforced structures constructed with geosynthetics. Therefore, it is essential to carry out tests to get the parameters needed for the development of this kind of projects. In order to evaluate the mechanical performance of the RCDW, geogrid pullout tests were performed using a small equipment. The tests were carried out using: i) geogrid usually used in soil reinforced structures; ii) RCDW obtained at a recycling plant; and (iii) coarse natural sand available in the local construction material market. Small pull-out box has been designed and built up for this purpose. The geotechnical characterization of RCDW followed the recommendations of tests normally used for the characterization of soils. The results have shown that RCDW could be used as a construction material once its properties are very similar to those presented by the materials normally used in geotechnical works and reinforced soil structures. The results of the pullout tests with RCDW and sand revealed similar behavior with the RCDW presenting values of interface coefficients about 8% lower compared to the natural sand. Bearing in mind the technical and environmental issues that must be considered in the execution of new constructions, the results of this study suggest that RCDW has high potential to be used as an alternative material for execution of reinforced soil structures.

Keywords: environmental sustainability, geogrid, construction and demolition waste, pullout test, reinforced soil.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 <i>Objetivo geral</i>	2
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	2
2. REFERENCIAL TEÓRICO	3
2.1 Sustentabilidade	3
2.2 Resíduos de Construção e Demolição	4
2.2.1 <i>Conceitos</i>	4
2.2.2 <i>Legislação</i>	6
2.2.3 <i>Características e utilização de RCD-R</i>	9
2.3 Geossintéticos	10
2.3.1 <i>Histórico dos geossintéticos</i>	10
2.3.2 <i>Utilização de geossintéticos na engenharia civil</i>	12
2.3.3 <i>Geogrelhas</i>	15
2.3.3.1 <i>Geogrelha: Características de fabricação</i>	15
2.4 Muros, taludes e solos reforçados.....	17
2.4.1 <i>Análise da estabilidade do talude reforçado</i>	19
2.4.2 <i>Estabilidade externa de muros reforçados</i>	20
2.5 Interação solo-reforço	21
2.5.1 <i>Ensaio de cisalhamento direto e de arrancamento</i>	22
2.6 Configuração do ensaio de arrancamento.....	27
2.6.2 <i>Ensaio de pequeno porte</i>	33
2.6.3 <i>Condições de contorno que afetam o ensaio de arrancamento</i>	40
2.6.3.1 <i>Influência do topo da caixa</i>	40
2.6.3.2 <i>Influência da rugosidade da parede frontal da caixa</i>	40
2.6.3.3 <i>Rigidez da parede frontal</i>	41
2.6.3.4 <i>Influência do tamanho dos grãos e abertura da geogrelha</i>	43
2.6.3.5 <i>Rigidez do solo-reforço</i>	45
2.7 Novas técnicas para Compreensão da interação solo-reforço	47
2.8 Ensaio de arrancamento com RCD-R.....	49
3. METODOLOGIA	51
3.1 Introdução.....	51
3.2 Material: RCD-R e Areia.....	51
3.2.1 <i>Coleta e acondicionamento</i>	51
3.2.2 <i>Caracterização Geotécnica do RCD-R e da Areia</i>	52
3.2.2.1 <i>Ensaio de compactação e índices de vazios</i>	52
3.2.2.2 <i>Ensaio de cisalhamento</i>	53
3.3 Geogrelhas	54
3.4 Ensaio de arrancamento, materiais e método	55
3.4.1 <i>Acessórios</i>	57
3.5 Procedimentos do Ensaio de Cisalhamento Direto e de Arrancamento	60
3.5.1 <i>Ensaio de cisalhamento direto</i>	60
3.5.2 <i>Ensaio de arrancamento</i>	60
4. RESULTADOS	64

4.1 Caracterização dos Materiais	64
4.1.1 <i>Granulometria</i>	64
4.1.2 <i>Limites de consistência</i>	66
4.1.3 <i>Massa específica</i>	66
4.1.4 <i>Ensaio de compactação e índice de vazios</i>	67
4.2 Ensaio de cisalhamento	69
4.3 Resumo dos parâmetros medidos entre os materiais.....	72
4.4 Resultados do ensaio de arrancamento.....	73
4.4.1 <i>Arrancamento com o RCD-R</i>	73
4.4.1.1 <i>Variação da tensão normal interna durante o ensaio</i>	74
4.4.1.2 <i>Exumação das geogrelhas após os ensaios de arrancamento com o RCD-R</i>	76
4.4.2 <i>Arrancamento com a areia</i>	77
4.4.2.1 <i>Variação da tensão normal interna durante o ensaio com a areia</i>	78
4.4.2.2 <i>Exumação das geogrelhas após os ensaios de arrancamento com a areia</i>	79
4.4.3 <i>Ensaio complementares realizados com o RCD-R e a areia (tensões normais de 25 kPa, 50 kPa e 75 kPa)</i>	81
4.4.3.1 <i>Resultados para tensão normal de 25 kPa</i>	81
4.4.3.2 <i>Resultados para a tensão normal de 50 kPa</i>	83
4.4.3.3 <i>Resultados para a tensão normal de 75kPa</i>	84
4.4.3.4 <i>Análise dos coeficientes de resistência de interface</i>	86
5. CONCLUSÃO	88
REFERÊNCIAS	90

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Cobertura dos municípios da RMR pelas unidades de reaproveitamento, tratamento e reciclagem de RCD.	8
Tabela 2: Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações.	13
Tabela 3: Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (ABNT 2003).	14
Tabela 4: Características dos ensaios de arrancamento realizados por diversos autores.	30
Tabela 5: Comparativo entre ensaio de grande e pequeno porte.	36
Tabela 6: Valores obtidos na envoltória da resistência de face.	38
Tabela 7: Coeficiente de resistência de interface.	39
Tabela 8: Resultados dos ensaios de arrancamento.	50
Tabela 9: Características da geogrelha utilizada no estudo.	54
Tabela 10: Dados da compactação do material na caixa de arrancamento.	61
Tabela 11: Porcentagem discriminada das frações granulométricas do RCD-R.	65
Tabela 12: Porcentagem das frações granulométricas da areia.	66
Tabela 13: Massa específica dos grãos.	67
Tabela 14: Resultados do ensaio de compactação para RCD-R.	68
Tabela 15: Índice de vazios máximo.	68
Tabela 16: Índice de vazios mínimo.	68
Tabela 17: Ensaios para confirmação das características do RCD-R.	70
Tabela 18: Ensaio de cisalhamento da areia.	72
Tabela 19: Resumo dos resultados para os materiais empregados no ensaio.	73
Tabela 20: Valores obtidos no ensaio de arrancamento com o RCD-R.	74
Tabela 21: Variações de tensão e coeficientes de interação dos ensaios com o RCD-R.	75
Tabela 22: Valores obtidos no ensaio de arrancamento com a areia.	78
Tabela 23: Variações de tensão e coeficientes de interação dos ensaios com a areia.	79
Tabela 24: Resultados dos ensaios de arrancamento com 25 kPa.	82
Tabela 25: Resultado dos ensaios de arrancamento com 50kPa.	84
Tabela 26: Resultados dos ensaios de arrancamento com 75 kPa.	85
Tabela 27: Coeficientes de interação de ambos os materiais.	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Total de RCD coletados no Brasil e em regiões (t x 1000/ano).....	5
Figura 2: Hierarquia das etapas da disposição de resíduos de construção e demolição.	6
Figura 3: Proposta de localização regional das unidades de tratamento de RCD de acordo com a localização: Norte (N), Oeste (O) e Sul (S) dos municípios na RMR.	8
Figura 4: Ziguezagate 2100a.C. em UR.....	10
Figura 5: Principais tipos de geossintéticos.	11
Figura 6: Resistência mobilizada em função da deformação para diferentes tipos de geogrelha.	16
Figura 7: Influência da presença de reforço: (a) Elemento de solo sem reforço; (b) Elemento de solo com reforço.....	17
Figura 8: Exemplos de aplicação da técnica de solo reforçado.	18
Figura 9: Esquema sintetizado de um muro reforçado com geogrelha.	19
Figura 10: Mecanismos de instabilização de uma estrutura de solo reforçado realizados para a verificação da estabilidade externa.	20
Figura 11: Modos de ruptura de muros de solo reforçado: interno – a, b, c e na face – d, e, f.21	
Figura 12: Mecanismos de interação solo-reforço em uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos.	22
Figura 13 Desenho esquemático de ensaios de cisalhamento direto com reforço no plano de ruptura e com reforço inclinado.....	23
Figura 14: Mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento. 24	
Figura 15: Considerações no cálculo do coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e do coeficiente de aderência (α_b). (a) Definições da geometria do reforço. (b) Esquematização da análise da resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais.	27
Figura 16: Desenho ilustrativo do equipamento de arrancamento.	28
Figura 17: Ensaio de arrancamento em campo localizado em Cingapura.	31
Figura 18: Equipamento de grande porte EESC.....	33
Figura 19: Desenho ilustrativo do equipamento de pequenas dimensões utilizado por Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003).....	34
Figura 20: Caixa de arrancamento usada por Kakuda.	35
Figura 21: Vista da tampa e bolsa inflável.	35
Figura 22: Envoltória de interface solo-geogrelha de tensões totais: a) Ensaio de pequeno porte; b) Ensaio de grande porte.	37
Figura 23: Variação do coeficiente de interface e tensão normal.	39
Figura 24: Influência do topo da caixa.....	40
Figura 25: Influência da rugosidade da parede frontal nos resultados de arrancamento.	41
Figura 26: Efeito do comprimento das mangas nos resultados de arrancamento.....	42
Figura 27: Efeito do comprimento das mangas: pressão lateral.	43
Figura 28: Influência da granulometria do solo no comportamento ao arrancamento de geogrelha.	44
Figura 29: Força de arrancamento e deslocamento frontal de solos arenosos e silte-argiloso com tensão confinante vertical de 25 kPa.	45
Figura 30: Fator K50 para deslocamento interno.	46
Figura 31: Solo transparente: quartzo fundido embebido em óleo.....	47
Figura 32: Caixa de arrancamento transparente.	48

Figura 33: Contorno da deformação do solo no plano vertical.	49
Figura 34: Material reciclado para a pesquisa: (a) visão o equipamento de britagem; (b) pilha onde o RCD-R foi coletado.	51
Figura 35: Geogrelha empregada no ensaio.	55
Figura 36: Abertura para inserção do reforço.	56
Figura 37: Caixa de arrancamento com dimensões.	56
Figura 38: Acessórios do equipamento.	57
Figura 39: Película de PVC topo da caixa.	57
Figura 40: Mangueira e registros.	58
Figura 41: Garra e pedal de acionamento.	58
Figura 42: Sapata de compactação.	58
Figura 43: Borracha para bolsa.	58
Figura 44: Bolsa inflável instalada.	58
Figura 45: Camada dupla de PVC.	58
Figura 46: Sistema aquisitor alternativo.	59
Figura 47: Célula Tensão Total 75mm.	59
Figura 48: Vista geral do experimento montado.	59
Figura 49: Dupla camada de PVC com graxa.	61
Figura 50: Compactação em camadas.	61
Figura 51: Colocação da CTT.	62
Figura 52: Colocação da geogrelha.	62
Figura 53: Colocação da membrana de PVC.	62
Figura 54: Tampa aparafusada.	62
Figura 55: Obtenção dos dados.	63
Figura 56: Granulometria do RCD-R.	64
Figura 57: Granulometria da areia.	65
Figura 58: Ensaio de compactação do RCD-R.	67
Figura 59: Resultado ensaio de cisalhamento direto com o RCD-R.	69
Figura 60: Envoltória de resistência ao cisalhamento do RCD-R.	70
Figura 61: Ensaio de cisalhamento direto da areia.	71
Figura 62: Envoltória de resistência ao cisalhamento da areia.	71
Figura 63: Comparativo entre granulometrias da areia e RCD-R.	72
Figura 64: Ensaio de arrancamento com o RCD-R.	74
Figura 65: Variação da tensão ao longo do ensaio de arrancamento com o RCD-R.	75
Figura 66: Exumação da geogrelha (RCD-R 25kPa).	76
Figura 67: Rompimento da geogrelha (RCD-R 25 kPa).	76
Figura 68: Exumação da geogrelha (RCD-R 50 kPa).	76
Figura 69: Rompimento da geogrelha (RCD-R 50 kPa).	76
Figura 70: Exumação da geogrelha 100 kPa.	77
Figura 71: Ensaio de arrancamento com a areia.	77
Figura 72: Ensaio de arrancamento para a Areia.	78
Figura 73: Detalhe da movimentação da geogrelha 25 kPa.	79
Figura 74: Deformação da geogrelha (Areia 25 kPa).	79
Figura 75: Pouco deslocamento interno Areia 50 kPa.	80
Figura 76: Situação após exumação Areia 100 kPa.	80
Figura 77: Ensaio de arrancamento com o RCD-R (25 kPa).	82

Figura 78: Ensaio de arrancamento com a areia (25 kPa).	82
Figura 79: Ensaio de arrancamento com o RCD-R (50 kPa).....	83
Figura 80: Ensaio de arrancamento com a areia (50 kPa).	84
Figura 81: Ensaio de arrancamento com o RCD-R (75 kPa).....	85
Figura 82: Ensaio de arrancamento com a areia (75 kPa)	85
Figura 83: Envoltórias dos coeficientes de interação.....	86

1. INTRODUÇÃO

O surgimento de novas tecnologias para a utilização de materiais reciclados, a fim de atender às demandas por matérias-primas, apresenta-se como uma necessidade da sociedade para prover o desenvolvimento de forma sustentável. Em vista disso, de forma a minimizar os efeitos que o processo de urbanização proporciona, deve-se promover o quanto possível o uso dos resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R).

Na contrapartida dessa demanda ambiental, surge a necessidade de conhecer o comportamento desses materiais que venham a substituir os agregados naturais. A consolidação do uso de RCD-R traz consigo o benefício da aplicação de materiais antes considerados imprestáveis e fomenta o desenvolvimento de novas tecnologias de processamento. Essa prática promove também a necessidade de estudos técnicos com o intuito de compreender as características mecânicas e físico-químicas dos materiais envolvidos.

Na Engenharia Civil, os geossintéticos são reconhecidos por sua versatilidade e facilidade de instalação, possuindo inúmeras aplicações em obras geotécnicas. Particularmente nos casos de reforço de solos, a geogrelha é o tipo de geossintético mais utilizado. No Brasil, o uso de geossintéticos tem sido empregado em obras de drenagem desde o início da década de 70; em meados dos anos 80 foi executada a primeira obra de grande porte, de um muro de solo reforçado na rodovia que liga Taubaté-SP a Campos do Jordão-SP (CARVALHO, WOLLE e PEDROSA, 1986). No entanto, apesar da grande versatilidade desta técnica, observa-se que as normas internacionais recomendam o uso de solos com características granulares, muitas vezes não encontrados próximos aos locais das obras.

Nesse contexto, a fim de promover uma avaliação sobre a aplicação de RCD-R em estruturas de solo reforçado, faz-se necessário avaliar as principais características e os comportamentos desses materiais diante de solicitações presentes em tais obras. A partir de um diagnóstico de ensaios que simulem as suas solicitações, será possível conhecer o comportamento físico e avaliar suas aplicações e exequibilidade técnica para diversos fins na engenharia.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento de geogrelha solicitada em arrancamento por meio de um equipamento de pequenas dimensões preenchido com resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R). Com isso, proporcionando simplificação dos ensaios de grande porte, para, assim, facilitar a obtenção de parâmetros de projeto, de forma a contribuir com a introdução de um material alternativo na promoção do desenvolvimento sustentável no setor da Indústria da Construção Civil.

1.2.2 Objetivos específicos

Dentre os objetivos específicos deste trabalho destaca-se:

- Caracterizar as propriedades físicas e mecânicas do RCD-R;
- Construir um equipamento de pequenas dimensões para realizar os ensaios de arrancamento, avaliando e descrevendo as eventuais dificuldades e as soluções encontradas;
- Comparar os resultados obtidos com o RCD-R e com os de um material usualmente recomendado para a construção de estruturas de solo reforçado.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Sustentabilidade

Ideias e conceitos de sustentabilidade têm-se consolidado e exigido atuações dos governos e da sociedade em geral. Exemplos disso consistem na criação de órgãos ambientais, legislações, formalização das ações ambientais, tal como define a Agenda 21:

“... instrumento de planejamento para a construção de sociedades sustentáveis, em diferentes bases geográficas, que concilia métodos de proteção ambiental, justiça social e eficiência econômica.”

Louette (2007) explica que os temas 'desenvolvimento sustentável' e 'sustentabilidade' tiveram seu início através de uma série de estudos internacionais da segunda metade do século XX. Atualmente, empresas e governos têm feito esforços para implantar ações de sustentabilidade, principalmente no tocante ao uso de recursos naturais.

Diante da constatação inequívoca do crescimento urbano no mundo, atenta-se para a necessidade da mitigação dos efeitos deletérios ao meio urbano (poluição, esgotamento recursos naturais, disposição de resíduos, contaminações, degradação ambiental, etc.) resultantes das atividades da construção civil. Isto ocorre devido à crescente demanda por recursos naturais e à conseqüente produção de resíduos. Revela-se preocupante o montante presente e ainda crescente desse mundo urbano de mais de 3,5 bilhões de pessoas em escala global, como também o elevado universo urbano brasileiro, com mais de 160 milhões de habitantes (SILVA *et al.*, 2013).

No intuito de promover o desenvolvimento sustentável, diversas pesquisas buscaram caracterizar a produção de resíduos nos centros urbanos, além de estudos visando melhorar a gestão dos resíduos produzidos. Silva & Romero (2013) realizaram um estudo, na cidade de Cuiabá-MT, sobre a sustentabilidade urbana, a partir de recentes pesquisas científicas, com a abordagem em escalas macro, meso e micro, para o entendimento e projeções futuras, contribuindo com a gestão urbana e o planejamento territorial da cidade. Albuquerque (2015)

avaliou os impactos produzidos pela deposição irregular de resíduos de construção e demolição (RCD) na Região Metropolitana do Recife-PE, fornecendo importantes resultados para o entendimento do trato dos resíduos, dando suporte à possíveis intervenções públicas para o setor. Pereira (2016) desenvolveu uma pesquisa sobre uso de resíduos de construção de demolição reciclados (RCD-R) como agregados para a construção de casas populares, visando a reintrodução do resíduo na cadeia produtiva da construção civil.

Neste contexto, observa-se que, já na fabricação dos materiais de construção civil, há a necessidade de promover a redução de resíduos, aperfeiçoar os recursos, avaliar os impactos dos seus produtos e utilizar materiais menos poluentes, dentre outras atitudes efetivamente sustentáveis. Cada vez mais empresas de fabricação de materiais de construção preocupam-se com o tema sustentabilidade. Segundo Lima *et al.* (2016), os desempenhos destas empresas serão aferidos por ferramentas e métodos visando avaliar o estado atual de sustentabilidade e suas soluções mais proficuas. Baseados na obtenção de dados governamentais e científicos disponíveis, os indicadores de sustentabilidade se mostram uma boa ferramenta, apresentando, apesar disso, alguma dificuldade, como sua interpretação e utilização (MOLDAN, JANOUSKOVA e HAK, 2012).

Trabalhos diversos tentam esclarecer a complexidade das demandas da vida urbana, centrados na análise de tendências, baseando-se no conhecimento sobre as características e as forças motrizes dos fluxos de materiais numa área urbana. Surge, assim, o conceito de “*Urban Metabolism*” (metabolismo urbano, em tradução livre), que significa o processo de entradas de recursos e saídas de resíduos (CONKE & FERREIRA, 2015; ZHANG, 2016; ROSADO, KALMYKOVA e PATRICIO, 2016).

2.2 Resíduos de Construção e Demolição

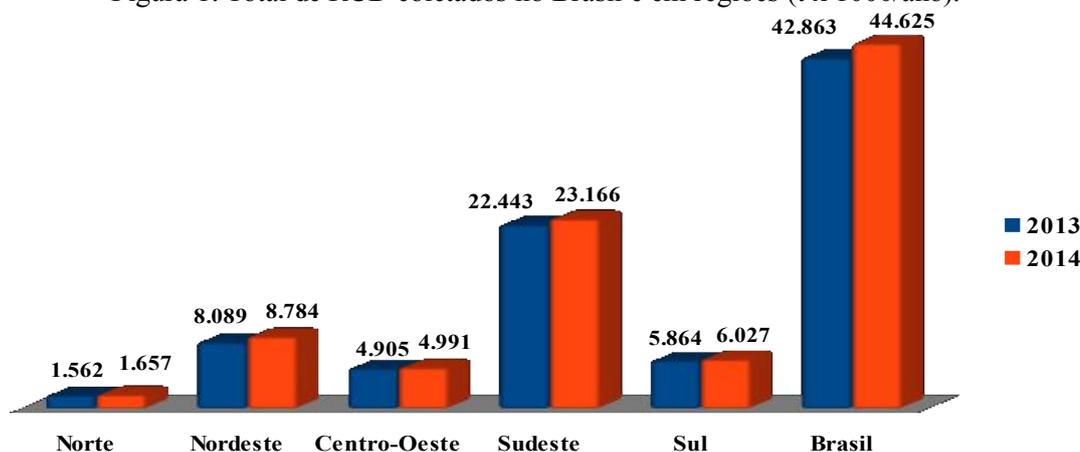
2.2.1 Conceitos

Os resíduos de construção e demolição (RCD), também conhecidos como resíduos de construção civil (RCC), são gerados na construção, reforma, desconstrução e demolição de empreendimentos, além de guerras e desastres naturais. Porém, pode-se afirmar que toda a cadeia da indústria da construção civil produz impactos ambientais relacionados à produção

de RCD. De acordo com Pereira (2016), o maior problema associado a este tipo de resíduo são os grandes volumes gerados, bem como a sua destinação final em locais inadequados.

Segundo o levantamento realizado pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Urbana e Serviços Especiais (ABRELPE), estima-se que, em 2014, foram coletados cerca de 45 milhões de toneladas de RCD em todo o Brasil (ABRELPE, 2015). Estes números poderiam ser expressivamente maiores, caso todo o RCD produzido fosse destinado para áreas de transbordo. Comparando os números dos anos de 2013 e 2014, houve um acréscimo de 4,1% na produção de RCD (Figura 1) no Brasil.

Figura 1: Total de RCD coletados no Brasil e em regiões (t x 1000/ano).



Fonte: Abrelpe (2015).

Entretanto, a maior parte do RCD é disposta inadequadamente na malha urbana, em bota-foras clandestinos, em terrenos baldios, nas margens de corpos hídricos, levando ao assoreamento de córregos e rios, entupimento de galerias e bueiros, degradação de área urbana e proliferação de insetos e roedores (BOSCOV, 2008).

Neste cenário, é primordial minimizar a geração de RCD, promovendo a redução de impactos ambientais e de custos com a sua gestão e gerenciamento. Leite (2001 *apud* KARPINSK *et al.*, 2009) expõe uma sequência ideal de etapas para atingir este objetivo, enumeradas na ordem crescente de potencial causador de impactos ambientais:

1. redução da geração de resíduos: mostra-se como a alternativa mais eficaz para a diminuição do impacto ambiental, além de ser a melhor alternativa do ponto de vista econômico;

2. reutilização dos resíduos: uma simples movimentação de materiais de uma aplicação para outra, decisão utilizada com o mínimo de processamento e energia;
3. reciclagem dos resíduos: a transformação destes em novos produtos;
4. compostagem dos resíduos: consiste basicamente na transformação da parte orgânica em húmus para o tratamento do solo;
5. incineração dos resíduos: pode extrair energia dos materiais sem gerar substâncias tóxicas, quando é cuidadosamente operacionalizada; e
6. aterramento dos resíduos: quando os resíduos não estão mais aptos para aproveitamento.

A Figura 2 ilustra a sequência de etapas apresentadas por Leite (2001).

Figura 2: Hierarquia das etapas da disposição de resíduos de construção e demolição.



Fonte: Leite (2001 *apud* Karpinsk *et al.*, 2009).

2.2.2 Legislação

Os resíduos sólidos como um todo, inclusive os RCD, têm legislação própria para a sua regulação, como a Política Nacional de Resíduos Sólidos – PNRS (Lei Federal nº 12.305/2010) (BRASIL, 2010) e a Política Estadual de Resíduos Sólidos de Pernambuco – PERS (Lei Estadual nº 14.236/2010) (PERNAMBUCO, 2010b). Estas leis, além de definirem as responsabilidades dos geradores de resíduos e do poder público, explicitam os princípios,

instrumentos, objetivos e diretrizes para a gestão integrada dos resíduos sólidos, exceto para os rejeitos radioativos.

De acordo com a NBR 10.004 – Resíduos sólidos – Classificação (ABNT, 2004), os RCD são classificados como resíduos sólidos inertes. O Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA), em sua Resolução nº 307/2002, classifica-os em 4 (quatro) categorias: i) Classe A: reutilizáveis ou recicláveis como agregado; ii) Classe B: recicláveis para outras destinações; iii) Classe C: resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis; e iv) Classe D: resíduos perigosos (BRASIL, 2002).

Para auxiliar a implantação das políticas públicas relacionadas aos resíduos sólidos na Região Metropolitana do Recife (RMR), foi criado o Plano Metropolitano de Resíduos Sólidos da Região Metropolitana do Recife (PMRS-RMR) (PERNAMBUCO, 2010a), que contempla também os RCD, os quais correspondem a aproximadamente de 50% a 70% do peso dos resíduos sólidos urbanos (RSU) coletados.

Visando universalizar o tratamento e a reciclagem dos RCD, o PMRS-RMR previu a construção de 3 (três) unidades de reaproveitamento, tratamento e reciclagem de RCD localizadas estrategicamente próximas a aterros sanitários ao norte, sul e oeste da RMR (Figura 3) (Tabela 1).

Figura 3: Proposta de localização regional das unidades de tratamento de RCD de acordo com a localização: Norte (N), Oeste (O) e Sul (S) dos municípios na RMR.



Fonte: Pernambuco (2010a).

Tabela 1: Cobertura dos municípios da RMR pelas unidades de reaproveitamento, tratamento e reciclagem de RCD.

Município	Unidade de tratamento de RCD
Recife	Norte/Sul/Oeste
Camaraçibe, Moreno, São Lourenço da Mata	Oeste
Jaboatão dos Guararapes, Cabo de Santo Agostinho, Ipojuca	Sul
Abreu e Lima, Araçoiaba, Igarassu, Itamaracá, Itapissuma, Olinda, Paulista	Norte

Fonte: Pernambuco (2010a).

Na cidade do Recife-PE, há a Lei Municipal nº 17.072, que, desde 2005, institui as diretrizes e critérios para a elaboração do Plano de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PGRCC) (RECIFE, 2005). Em 2013, foi publicado o Decreto nº 27.399, para regulamentar as Ecoestações, que são as unidades de recebimento de resíduos sólidos urbanos (RSU) produzidos por pequenos geradores no município do Recife-PE, tendo sido estabelecido o limite de 1m³/dia de RCD por gerador (RECIFE, 2013). Atualmente a cidade

do Recife-PE conta com 8 (oito) Ecoestações em operação e 1 (uma) usina de beneficiamento na região metropolitana, no município de Camaragibe-PE.

2.2.3 Características e utilização de RCD-R

Segundo John & Agopyan (2003 *apud* BOSCOV, 2008), as possibilidades de reciclagem dos resíduos variam de acordo com a sua composição. O material reciclado contendo agregados mistos, argamassas, cerâmica vermelha, por apresentarem resistência mecânica menor e maior porosidade, são utilizados em concretos de menor resistência, em camadas drenantes, blocos de concreto, contrapisos, dentre outros. Já o material reciclado cuja composição predomina concretos estruturais e rochas pode ser usado para a produção de concretos estruturais.

Com relação às propriedades físicas, a diferença mais marcante entre os agregados naturais e os reciclados está na argamassa – que quase sempre está aderida neste último –, tornando-se um fator importante na perda de qualidade ao ser comparado ao agregado natural (PEDRO, BRITO e EVANGELISTA, 2014). Devido a este fato, no Brasil, a utilização de RCD-R na produção de concretos é permitida exclusivamente para concretos sem função estrutural (ABNT, 2004b). Todavia, pesquisas mostram que os RCD-R que têm alto teor de concreto em sua composição na fração miúda possuem resultados promissores, semelhantes aos obtidos com o material natural (POON & CHAN, 2007; KOULOURIS *et al.*, 2014).

Atualmente, a utilização consolidada para o RCD Classe A está nas obras de pavimentação, atividade que conta com normas específicas para a sua aplicação:

- a) NBR 15115 – Agregados Reciclados de resíduos Sólidos da Construção Civil – Execução de Camadas de Pavimentação – Procedimentos;
- b) NBR 15116 – Agregados Reciclados de resíduos Sólidos da construção Civil – Utilização em Pavimentação e Preparo de Concreto sem Função Estrutural – Requisitos.

Na Engenharia Geotécnica, os RCD / RCD-R obtiveram desempenhos satisfatórios em estudos para diferentes tipos de obras, como as listadas abaixo:

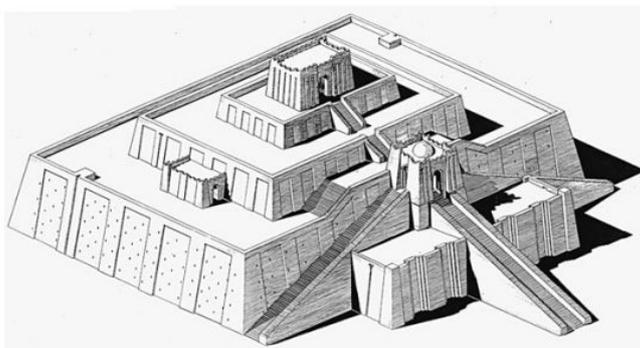
- Camadas drenantes de aterros sanitários (AFFONSO, 2005; BRANDÃO, 2011);
- Material alternativo para sistema de cobertura de aterros sanitários (BARROS, 2005; CATAPRETA & SIMÕES, 2011);
- Material de preenchimento de estruturas de solos reforçados (SANTOS, 2007, 2011);
- Melhoria de solos com estacas de compactação (ARAÚJO JR., 2010; CBIC, 2009);
- Estabilização do solo (SAMPAIO, 2013; PALACIO, 2014).

2.3 Geossintéticos

2.3.1 Histórico dos geossintéticos

O resgate dos primórdios históricos do uso de materiais associados ao solo buscando melhorar as propriedades deste último revela que o uso de fibras e telas têm origem há milhares de anos (LADEIRA, 1995). Uma das construções mais antigas, em que se tem uso de fibras de raízes, é o monumento *Zigurate*, que data de 2100 a.C. (Figura 4). Os babilônios já se utilizavam desse melhoramento, para reforço de solo, por volta de há três mil anos. Existe também evidência do uso desta técnica pelos chineses, em semelhante cronologia milenar, com a utilização de madeira, bambu e raízes na estabilização e reforço de solo. Por seu turno, os romanos usavam juncos e madeira. Na idade média revelou-se a inovação para uso de peles de animais (AFONSO, 2009).

Figura 4: Zigurate 2100a.C. em UR.



a) reconstrução do Zigurate de Ur-Nammu



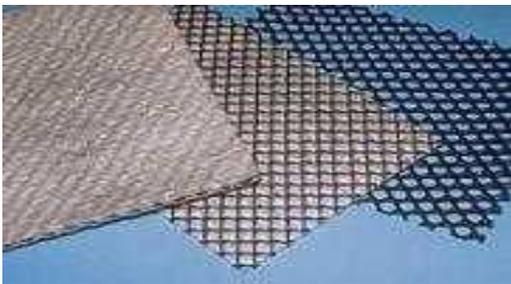
b) Zigurate em Ur, parcialmente restaurado

Fonte: Benjamim (2006).

No Brasil, os geossintéticos têm sido empregados desde o início da década de 70 em obras de drenagem. Em meados da década de 80 foi realizada a primeira obra de grande porte no Brasil, com a construção de um muro de solo reforçado localizado na rodovia entre Taubaté-SP e Campos do Jordão-SP (CARVALHO, WOLLE e PEDROSA, 1986). A partir de então foram realizadas diversas obras de contenção utilizando geossintéticos como elemento de reforço. A Figura 5 apresenta os principais tipos de geossintéticos.

Figura 5: Principais tipos de geossintéticos.

(a) Georrede e geocomposto



(b) Geomembrana



(c) Geocomposto



(d) Geomanta



(e) Geocélula



(f) Geogrelha



Fonte: Sieira (2003).

As vantagens técnicas e econômicas do emprego de geotêxteis, nomeadamente a partir da introdução dos geotêxteis não tecidos agulhados na década de 70, conduziram a um elevado incremento na sua utilização. Por outro lado, o desenvolvimento e a expansão do mercado de geotêxteis conduziram ao aparecimento de novos produtos, dentre os quais se destacam as geogrelhas, que surgiram no início dos anos 80 (AFONSO, 2009).

Nos anos 80, a produção desses novos produtos levou à criação do termo “geossintético” para designar todos os novos produtos dessa família, aplicáveis à engenharia geotécnica. A alusão desse termo não se revelou adequada, dado que vários produtos utilizados não têm sua origem em sínteses químicas. Entretanto, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou-a universalmente ao adotar a designação da Sociedade Internacional de Geossintéticos, em 1994 (AFONSO, 2009).

2.3.2 Utilização de geossintéticos na engenharia civil

Giroud (1986) identificou inúmeras vantagens do uso de geossintéticos, motivo pelo qual houve uma aceitação extremamente rápida e o aumento da sua aplicação na engenharia: i) a possibilidade de construção mais rápida, com menor preocupação com as condições meteorológicas e, ainda, ii) com utilização de solos de pior qualidade, fornecendo o subsídio perfeito para a viabilidade técnica, em detrimento de outros processos, tendo propriedades uniformes e facilidade executiva, ainda obtendo menores custos de construção e de manutenção.

Conforme Koerner (1998), as principais aplicações dos geossintéticos, podem ser sumariadas como:

- Reforço: melhoramento mecânico do solo, aumentando a resistência do maciço em obras geotécnicas, restringindo as deformações e aumentando a resistência à tração devido às características dos geossintéticos (alta resistência à tração);
- Filtração: permite a passagem de fluidos sem a movimentação das partículas do maciço adjacente;
- Drenagem: coleta e condução de fluidos, permitindo o movimento destes com maior facilidade no interior do maciço;

- Proteção: redução das solicitações localizadas, servindo para homogeneizar e distribuir convenientemente as tensões que solicitariam determinada superfície ou camada;
- Separação: manter a integridade de um solo de boa qualidade, evitando a mistura com solos mais pobres, ou seja, evitar a mistura de materiais com características geotécnicas distintas;
- Barreira: evitar ou minimizar a migração de líquidos ou gases.

Existem diversos tipos de geossintéticos com as mais variadas funções, como pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2: Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações.

Tipo de geossintético	Função Característica					
	Reforço	Erosão	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X*
Geogrelha	X	-	-	-	X	-
Geomembrana	-	-	-	-	X	X
Geocomposto argiloso	-	-	-	-	-	X
Georredes	-	-	X	X	-	-
Geotubos	-	-	X	-	-	-
Geofibras	X	-	-	-	-	X
Geocélulas	X	X	-	X	-	-

Nota: *Quando impregnado com material asfáltico.

Fonte: Santos (2007 *apud* Bueno & Vilar, 2004).

Cabe ressaltar que os materiais geossintéticos mais usados para reforço são os geotêxteis e as geogrelhas. Os geotêxteis são produtos têxteis, flexíveis e porosos e de conhecida versatilidade de aplicações. As geogrelhas são estruturas rígidas, planas, vazadas, em forma de grelha, conformadas em elementos transversais e longitudinais, aderidas por junções nas suas intersecções (TEIXEIRA, 2003).

A NBR 12553 – Geossintéticos: Terminologia (ABNT, 2003) apresenta uma lista dos principais tipos de geossintéticos, a qual é apresentada na Tabela 3, como também são indicadas as sugestões de abreviações e as funções usuais de cada geossintéticos.

Tabela 3: Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (ABNT 2003).

Tipo de Geossintético	Abreviação	Função
Geobarra	GB	(R)
Geocélula	GL	(E) (R)
Geocomposto	GC	
Geocomposto argiloso para barreira impermeabilizante	GCL	(B) (D) (R)
Geocomposto para reforço	GCR	
Geoespaçador	GS	(D)
Geoexpandido	GE	*
Geoforma	GF	*
Geogrelha	GG	
Geogrelha extrudada	GGE	
Geogrelha soldada	GGB	(R)
Geogrelha tecida	GGW	
Geomanta	GA	(B) (E)
Geomembrana	GM	
Geomembrana reforçada	GMR	(B) (S)
Geomembrana texturizada	GMT	
Georrede	GN	(D)
Geotêxtil	GT	
Geotêxtil não-tecido	GTN	
Geotêxtil não-tecido agulhado	GTNa	
Geotêxtil não-tecido termoligado	GTNt	(D) (E) (F) (P) (R) (S)
Geotêxtil não-tecido resinado	GTNr	
Geotêxtil tecido	GTW	
Geotêxtil tricotado	GTK	
Geotira	GI	(R)
Geotubo	GP	(D)

Onde: B – barreira impermeabilizante; D- drenagem; E- controle de erosão; P- proteção; R – reforço e S- separação.

Fonte: NBR 12.553 (ABNT, 2003).

Como denota a Tabela 3, há inúmeras aplicações para o uso dos geossintéticos na engenharia. Nas últimas décadas houve um desenvolvimento considerável na área de geossintéticos e nas suas aplicações, consolidando, assim, o emprego de geossintéticos na indústria da construção civil.

2.3.3 Geogrelhas

Conforme a NBR 12553 – Geossintéticos: Terminologia (ABNT, 2003), as ‘geogrelhas’ são “[...] elementos planos com estrutura em forma de grelha, com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração”. A geogrelha é considerada unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração em apenas uma direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (BORGES, 2012). As geogrelhas unidirecionais são geralmente apropriadas para muros e taludes, e as bidirecionais são sugeridas para reforço da camada de base de estruturas de pavimentos (GUPTA, 2009). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas, conforme apresentado a seguir (SHUKLA & YIN, 2006):

- a) Geogrelha extrudada: obtida por meio de processo de extrusão e sucessivo estiramento, que pode ser em um único sentido, formando geogrelhas unidirecionais, ou nos dois sentidos, formando geogrelhas bidirecionais;
- b) Geogrelha soldada: composta por elementos de trações longitudinais e transversais, soldados nas juntas, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor;
- c) Geogrelha tecida: composta por elementos de tração longitudinal e transversal, tricotados ou intertecidos nas juntas, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, e recobertos por um revestimento protetor.

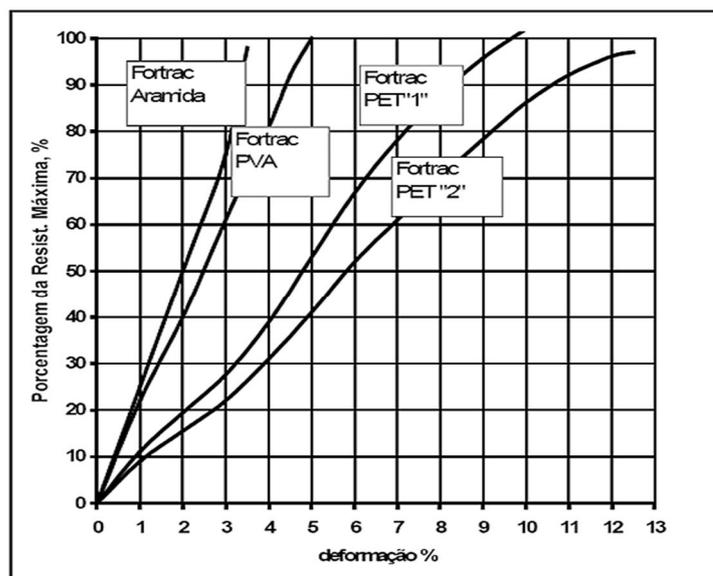
2.3.3.1 Geogrelha: Características de fabricação

As geogrelhas são usualmente fabricadas de polipropileno, polietileno, poliéster e PVA. As geogrelhas de poliéster têm geralmente pouca espessura, o que as torna flexíveis, e sua ligação é tipicamente tecida ou ligada por fusão (SHUKLA, 2002). Os filamentos de geogrelhas de poliéster são geralmente revestidos com uma camada de PVC ou de acrílico, visando a sua proteção contra danos mecânicos e degradação. As grelhas feitas com polipropileno e polietileno tendem a ser mais rígidas à flexão.

Em comparação com outros geossintéticos, as geogrelhas, incluindo as uniaxiais e biaxiais, têm vantagens distintas, tais como: i) a resistência à tração elevada em baixo alongamento, ii) elevada durabilidade com características de fluência baixa, iii) alta resistência à corrosão, e iv) fácil instalação (SHI & WANG, 2013). Portanto, geogrelhas são geralmente a primeira escolha para engenheiros geotécnicos para resolver os problemas de melhoramento do terreno, reforço aterro e tratamento do solo em taludes.

É importante a escolha do tipo de geogrelha a ser utilizada em cada obra. Segundo Teixeira, Bueno e Zornberg (2007), as características da geogrelha, como: i) processo de fabricação; ii) função da geogrelha, iii) configuração geométrica da malha e iv) polímero constituinte, têm papel fundamental no comportamento mecânico da geogrelha, ou seja, cada geogrelha possui um comportamento específico (Figura 6).

Figura 6: Resistência mobilizada em função da deformação para diferentes tipos de geogrelha.



Fonte: Huesker (2010 apud Suzuki, 2012).

Os polímeros geralmente empregados na produção de geogrelhas são: o polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET), o polipropileno (PP), poliamida (PA) e o poliacetato de vinila (PVA). O tipo do polímero constituinte afeta as diversas características de comportamento dos geossintéticos, principalmente aquelas de longo prazo. Dentre as propriedades influenciadas pelo tipo de polímero destacam-se a resistência à degradação química – por ação dos raios ultravioleta –, à temperatura e à hidrólise, bem como, o comportamento mecânico. Nas temperaturas típicas, tanto de climas tropicais quanto

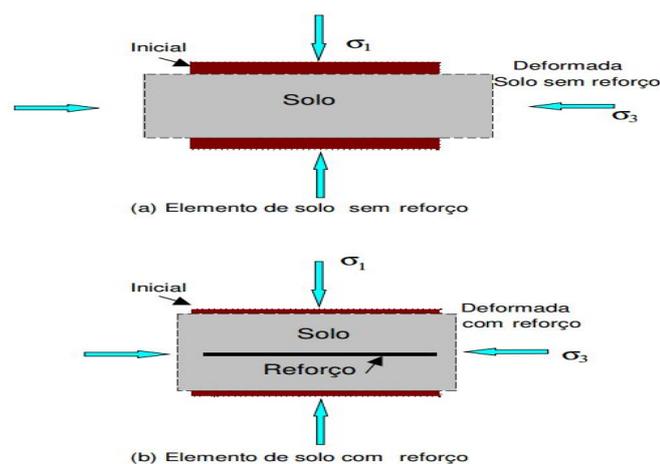
temperados, PET, PA e PVA, em geral, apresentam menor suscetibilidade à fluência que PP e PEAD (SUZUKI, 2012).

2.4 Muros, taludes e solos reforçados

O solo normalmente indicado para compor estruturas de solo reforçado deve possuir, basicamente, alto valor de ângulo de atrito interno, propriedades físicas estáveis com o tempo e capacidade de boa drenagem, características estas encontradas em solos granulares. Em virtude dessa exigência, normas e recomendações internacionais, como a BS8006 (1995), FHWA (2001) e AASHTO (2002), reforçam a adequabilidade de uso daquele tipo solo. Todavia, a experiência em execução de estruturas reforçadas no Brasil perpassa pela utilização de solos de granulometria fina, chamados ‘solos não convencionais’, ainda que, saindo das especificações técnicas dessas normas, tem-se obtido bom desempenho com solos finos (PEREIRA, 2010).

Reforçar um solo por meio de inclusões consiste em posicioná-las em determinadas regiões do solo de forma a causar uma redistribuição favorável de tensões. A inclusão causa um aumento na resistência do material e uma diminuição na sua compressibilidade, dessa forma, maiores cargas podem ser aplicadas em estruturas com solo reforçado (PALMEIRA, 1987). A Figura 7 apresenta a influência do elemento de reforço no solo.

Figura 7: Influência da presença de reforço: (a) Elemento de solo sem reforço; (b) Elemento de solo com reforço.



Fonte: Abramento (1998) – modificado.

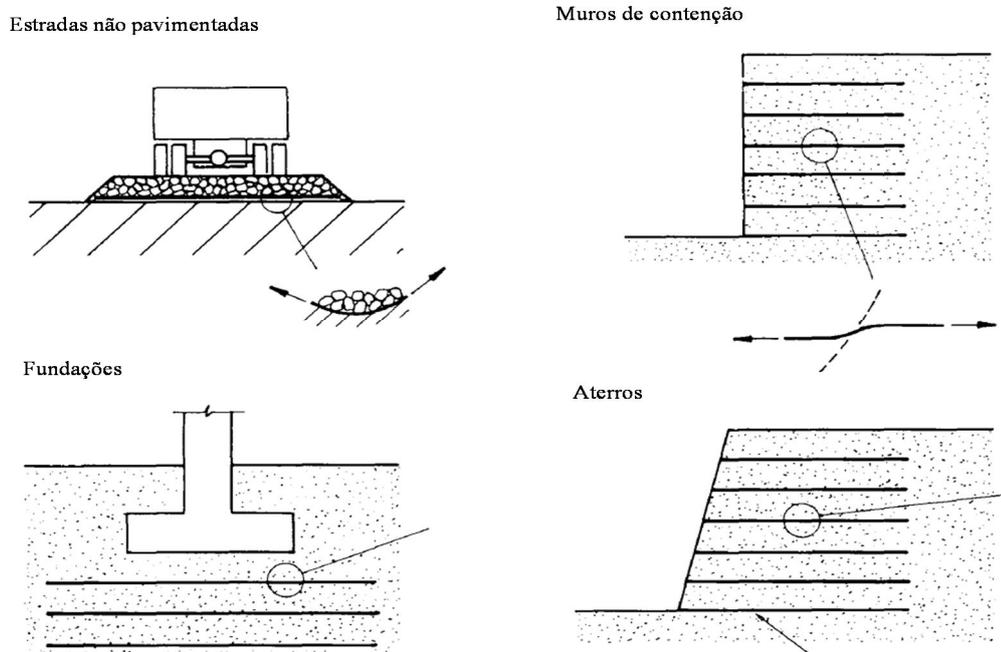
O comportamento do maciço de solo, devido a sua baixa resistência à tração, pode apresentar diversos problemas de deformações de tração e de compressão e distorções

angulares. Diante disso, pode-se utilizar a introdução de um reforço para suprir essa deficiência de resistência, posicionando-o, nas regiões que apresentam deformações. O primordial na atenuação das deformações é orientar o reforço dos geossintéticos na direção principal das deformações de tração. Fato que depende da sua geometria, técnica construtiva e tipo de solicitação de carregamento (PALMEIRA, 1987; JEWELL, 1996).

O reforço de solo por meio do uso de geossintéticos tem-se mostrado muito atrativo, permitindo a realização de obras geotécnicas mais ousadas, econômicas e tecnicamente seguras. O solo reforçado pode ser utilizado em diversas aplicações (Figura 8), como por exemplo:

- Estradas não pavimentadas;
- Muros de contenção;
- Barragens;
- Aterros sobre solos moles; e
- Fundações em aterros reforçados.

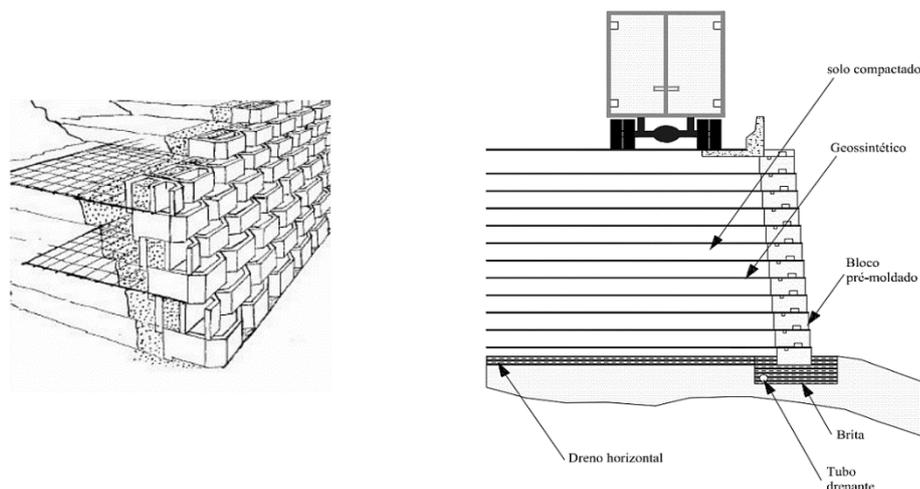
Figura 8: Exemplos de aplicação da técnica de solo reforçado.



Fonte: Palmeira (1987) - modificado.

O reforço do solo com geogrelhas em taludes e muros é feito por intercalação de camadas de geossintético e solo compactado com intuito de conferir maior estabilidade. A Figura 9 mostra a conformação esquemática do reforço. São vistos drenos na base do talude, feitos de brita e tubos perfurados para alívio da pressão neutra (KAKUDA, 2005).

Figura 9: Esquema sintetizado de um muro reforçado com geogrelha.



Fonte: Kakuda (2005).

A literatura especializada é bem diversificada quanto aos métodos de análise de muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Citam-se alguns autores desses métodos, dentre vários existentes: Jewell *et al.* (1984), Gourc *et al.* (1986), Schmertmann *et al.* (1987), Juran, Halis e Farrag (1990), Jewell (1991), Bathurst *et al.* (2009).

2.4.1 Análise da estabilidade do talude reforçado

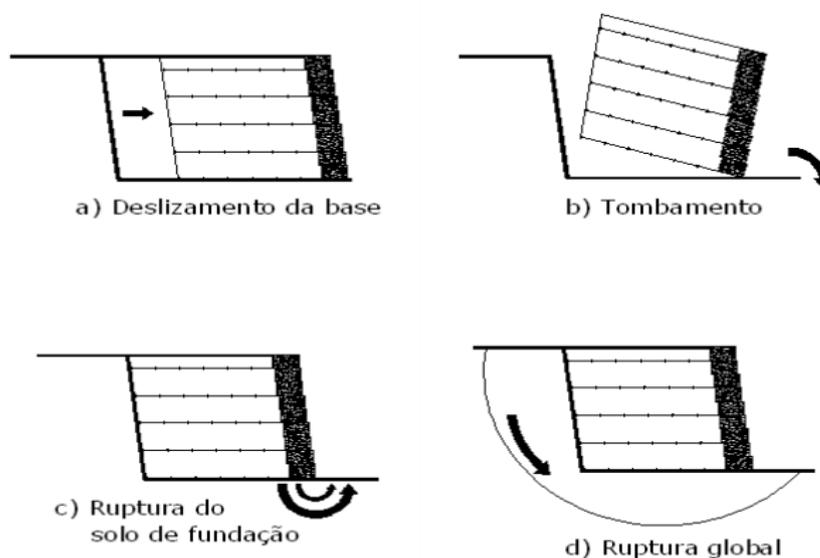
Para o dimensionamento de taludes de solo reforçado deve-se considerar 2 (duas) análises de ruptura: i) ruptura interna (onde a ruptura ocorre dentro do maciço reforçado) e ii) ruptura externa (onde a ruptura ocorre fora da zona reforçada)

2.4.2 Estabilidade externa de muros reforçados

A completa análise da estabilidade de muros reforçados se dá nas etapas de análises acerca de sua estabilidade externa e interna. Segundo Bathurst & Simac (1994), na verificação da estabilidade externa são analisados 04 (quatro) mecanismos clássicos de instabilidade das estruturas de contenção (Figura 10):

- a) deslizamento na base da estrutura de solo reforçado;
- b) tombamento em torno do pé do muro;
- c) ruptura do solo de fundação; e
- d) ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado.

Figura 10: Mecanismos de instabilização de uma estrutura de solo reforçado realizados para a verificação da estabilidade externa.



Fonte: adaptado de Bathurst & Simac (1994).

2.4.3 Estabilidade interna e da face

A análise da estabilidade interna (Figura 11) compreende ao dimensionamento dos elementos de reforço que garantam a estabilidade contra:

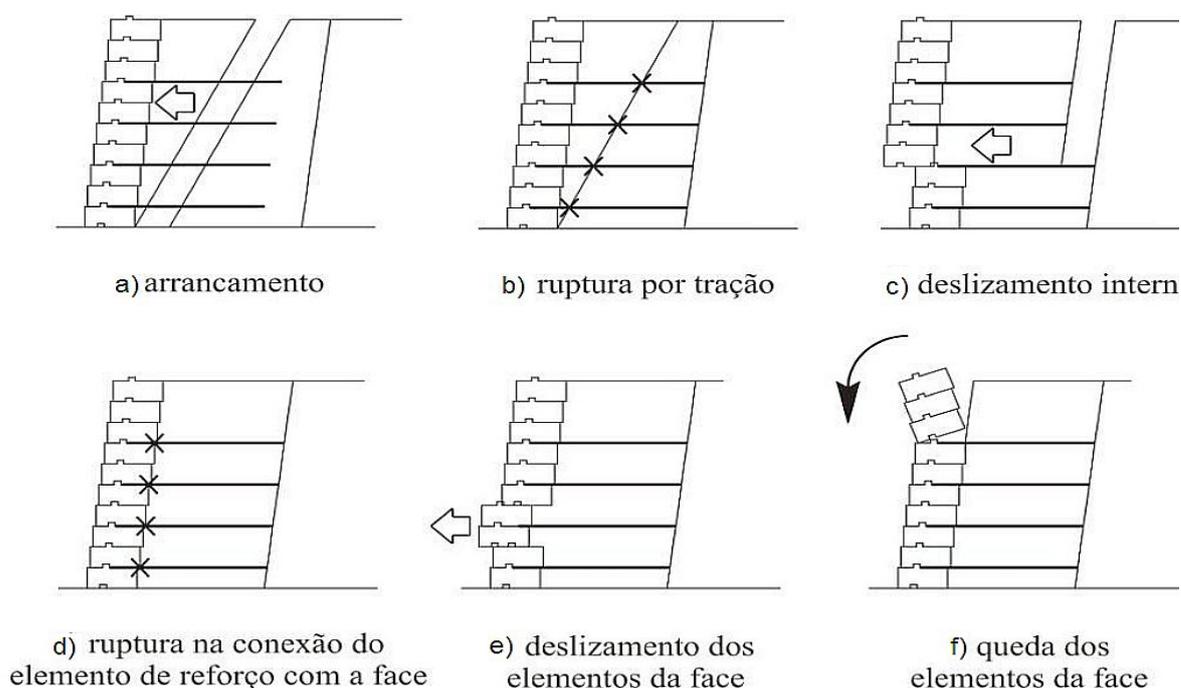
- a) o arrancamento;
- b) a ruptura por tração; e

c) o deslizamento interno.

A análise de estabilidade da face envolve o cálculo de fatores de segurança contra:

- a) a ruptura na conexão do elemento de reforço com os elementos da face;
- b) deslizamento dos elementos da face; e
- c) queda dos elementos da face.

Figura 11: Modos de ruptura de muros de solo reforçado: interno – a, b, c e na face – d, e, f.



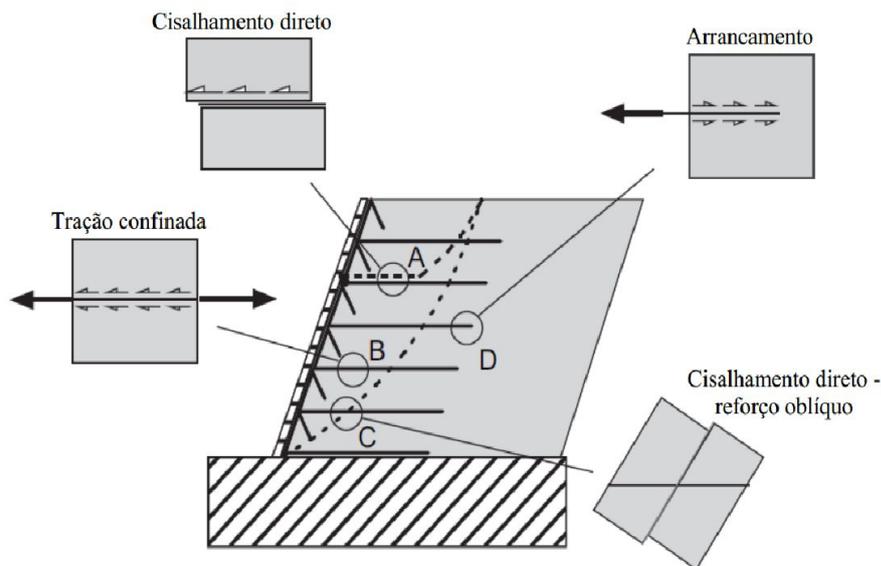
Fonte: Bathurst & Simac (1994 *apud* Santos, 2011).

2.5 Interação solo-reforço

Tendo em vista a complexidade do entendimento da interação solo-reforço, diversos tipos de ensaio e modelos teóricos e numéricos foram estudados nas últimas décadas. Dentre os ensaios mais empregados para tal entendimento, destacam-se o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de arrancamento. Outros tipos de ensaio também foram estudados com o mesmo propósito, como: i) o ensaio de tração confinada, ii) o ensaio de cisalhamento direto

com reforço oblíquo, e iii) ensaio de plano inclinado (PALMEIRA, 2009). A Figura 12 apresenta os mecanismos de interação solo-reforço e os respectivos ensaios empregados em seus estudos.

Figura 12: Mecanismos de interação solo-reforço em uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos.



Fonte: Palmeira (2009).

Wang, Jacobs e Ziegler (2016) realizaram ensaios para investigar a interação solo-geogrelha, tendo desenvolvido um estudo tanto experimental quanto numérico/computacional. Os autores estudaram a interação de geogrelha com variados tipos de configurações de elementos transversais: i) sem este elemento, ii) com um só membro transversal, iii) com três, e iv) com todos os elementos. Constatou-se a concordância de análise computacional pelo método de elementos discretos (MED) e aqueles obtidos em laboratório. O método forneceu que as propriedades de geogrelhas e solos, bem como a alta sensibilidade da sua interação com muitos fatores que a influenciam, tornam a investigação do comportamento conjunto de geogrelhas e solo bastante complexa.

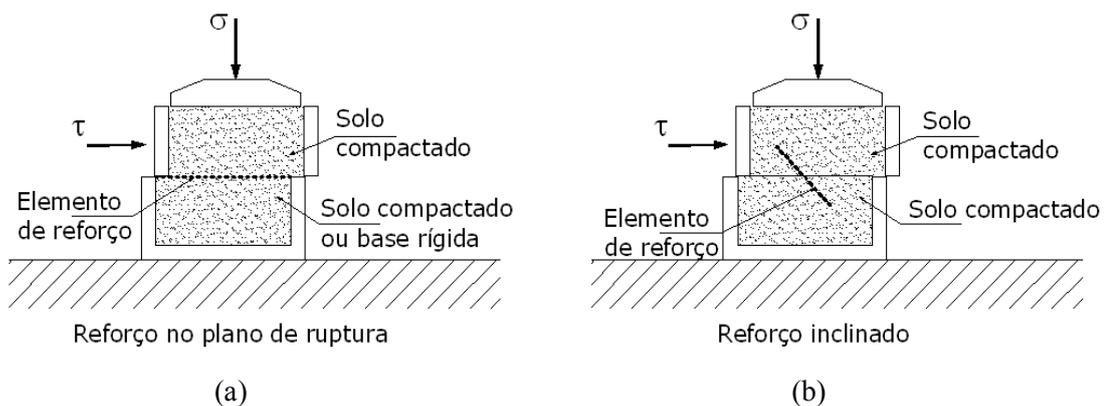
2.5.1 Ensaio de cisalhamento direto e de arrancamento

No ensaio de cisalhamento direto, a metade superior da caixa de ensaios é

preenchida com solo e submetida a uma tensão normal constante e a uma tensão horizontal de cisalhamento que a faz deslizar sobre a metade inferior da caixa. Nesta metade inferior, preenchida por solo ou por uma base rígida, encontra-se o geossintético. A escolha da configuração de ensaio mais adequada vai depender do tipo de geossintético a ser ensaiado (Figura 13).

Diferentemente do caso de geotêxteis, a resistência ao deslizamento direto de geogrelhas decorre do deslizamento do solo sobre os grãos presentes nas aberturas da grelha, bem como pelo deslizamento do solo sobre a própria superfície da geogrelha.

Figura 13 Desenho esquemático de ensaios de cisalhamento direto com reforço no plano de ruptura e com reforço inclinado.



Fonte: Adaptado de Ingold (1983).

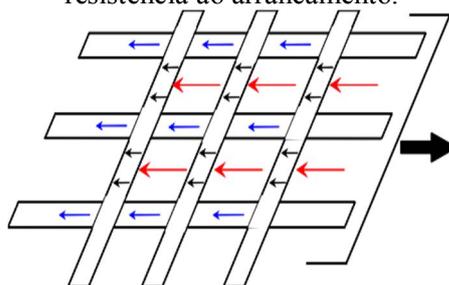
Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto diferem entre si basicamente pela forma com que os esforços são aplicados ao geossintético, pelos mecanismos de ruptura impostos e pelas condições de contorno de cada um (TEIXEIRA, 2003).

Segundo Farrag, Acar e Juran (1993), os resultados de resistência de interface fornecidos pelos ensaios de cisalhamento e de arrancamento podem variar muito e, ainda, gerar resultados não concordantes, uma vez que as duas conformações oferecem mobilizações diferentes. Segundo Palmeira & Milligan (1989), tal divergência se dá porque a deformação cisalhante é, teoricamente, uniformemente distribuída ao longo da interface solo-inclusão em ensaios de cisalhamento direto; enquanto que no ensaio de arrancamento, a mobilização da

deformação é a combinação da deformação de interface solo-inclusão e o alongamento do geossintético.

O mecanismo de interação entre o solo e geotêxteis na resistência ao arrancamento deve-se ao atrito que se verifica no contato entre os materiais envolvidos. Em geogrelhas, além da ocorrência do atrito de interface, soma-se o cisalhamento no contato solo-solo no interior da malha do reforço, responsável pelo mecanismo de resistência passiva que contribui para o aumento da resistência ao arrancamento. A resistência passiva se desenvolve no solo na parte frontal dos elementos transversais, devido à ação de cortante destes. A Figura 14 apresenta os integrantes do mecanismo de resistência ao arrancamento de uma geogrelha descrito por Koerner (1998).

Figura 14: Mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento.



Fonte: Adaptado de Koerner (1998).

$$\text{Eq. 3} \quad T = T_{AL} + (T_{AT} + T_P)$$

Onde:

T – Resistência ao arrancamento total;

T_{AL} – Resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos longitudinais;

T_{AT} – Resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos transversais;

T_P – Resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais.

Os métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado disponíveis no meio técnico utilizam coeficientes que tentam refletir esta interação solo-reforço. Devido à sua simplicidade, o coeficiente de interação "f" é o mais utilizado em projetos. Este coeficiente não distingue a parcela de atrito de interface da resistência passiva e incorpora,

empiricamente, o grande número de parâmetros que interferem na resistência ao arrancamento. Ou seja, ele não permite a avaliação individual destes fatores no estudo da interação solo-geossintético (TEIXEIRA, 2003; KAKUDA, BUENO e TEIXEIRA, 2006). A Equação 4 apresenta o cálculo de "f":

$$\text{Eq. 4: } f = \frac{T}{2 \cdot A \cdot \sigma \cdot \text{tg} \phi}$$

Em que:

f - coeficiente de interação solo-reforço;

T - resistência máxima ao arrancamento da inclusão obtida em ensaio de arrancamento;

A - área plana do geossintético em contato com o solo;

σ - tensão normal atuante no reforço;

ϕ - ângulo de atrito do solo.

Na Equação 5, o primeiro componente refere-se à contribuição do atrito de interface entre o solo e a área sólida da geogrelha; o segundo membro, à resistência passiva desenvolvida pelo solo à frente dos elementos transversais da grelha (JEWELL, 1996).

$$\text{Eq. 5: } a_b = a_s \cdot \frac{\text{tg} \delta}{\text{tg} \phi} + F_1 \cdot F_2 \left(\frac{\sigma'_a}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{a_b \cdot B}{2 \cdot S} \right) \cdot \frac{1}{\text{tg} \phi'}$$

Onde são explicitados os coeficientes:

a_b - coeficiente de aderência;

a_s - porcentagem de área do geossintético disponível para desenvolvimento do atrito de interface solo-inclusão (para geotêxteis, $a'_s=1$);

δ - ângulo de atrito de interface solo-geossintético;

ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo do solo;

F_1 - é o fator de escala, devido a dimensão média das partículas;

F_2 - fator de forma, em que $F_2= 1$ se os elementos transversais são circulares e $F_2= 1.2$, se estes são retangulares (PALMEIRA e MILLIGAN, 1989);

σ'_a - resistência passiva desenvolvida pelo solo a frente dos elementos transversais;

σ'_n - tensão normal aplicada no plano do geossintético;

α_b - fração da largura de geossintético disponível para o desenvolvimento da resistência passiva;

B - espessura do elemento da geogrelha;

S - espaçamento entre membros transversais.

Para geotêxteis $\alpha_s= 1$ e $\alpha_b = 0$. A Eq.(5) torna-se, conforme Jewell (1996) na Equação 6:

$$\text{Eq. 6} \quad \alpha_b = \frac{tg_{\delta}}{tg_{\phi'}} = \alpha_{ds}$$

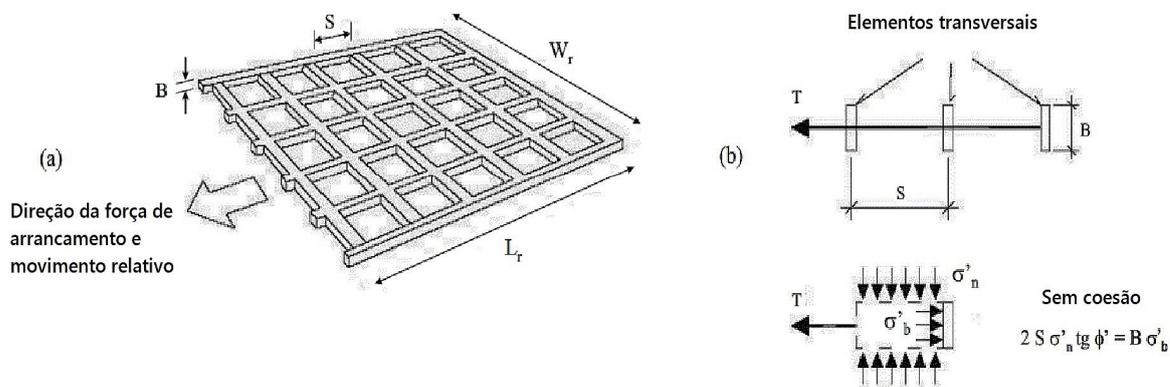
$$\text{O Fator } F_1 \text{ pode ser expresso: Eq.7} \quad F_1 = 2 - \frac{B}{10 D_{50}} \quad \text{se} \quad \frac{B}{10 D_{50}} \leq 10$$

$$\text{Eq. 8} \quad F_1 = 1 \quad \text{se} \quad \frac{B}{10 D_{50}} > 10$$

Em que: D_{50} : diâmetro médio da fração de solo (JEWELL, 1996).

Ou seja, para os geossintéticos de superfície contínua, o coeficiente de aderência e o de deslizamento são semelhantes. A maneira de transferência de carga para os dois casos é de natureza atritiva. A Figura 15 mostra os mecanismos e as definições consideradas na análise desses coeficientes.

Figura 15: Considerações no cálculo do coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e do coeficiente de aderência (α_b). (a) Definições da geometria do reforço. (b) Esquemática da análise da resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais.



Fonte: Adaptado de Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1986).

A parcela da resistência ao cisalhamento – mobilizada ao longo da interface solo-reforço – depende do tipo do reforço. Tratando-se de uma geogrelha, a resistência ao arrancamento é inicialmente mobilizada pelo atrito e adesão superficial, que necessita apenas de um menor deslocamento relativo para serem totalmente mobilizados. A resistência passiva é posteriormente mobilizada e ocorre para maiores deslocamentos (TEIXEIRA, 2007). Esta condição ocorre, principalmente, em geogrelhas constituídas de elementos transversais com baixa rigidez à flexão (FARRAG *et al.*, 1993).

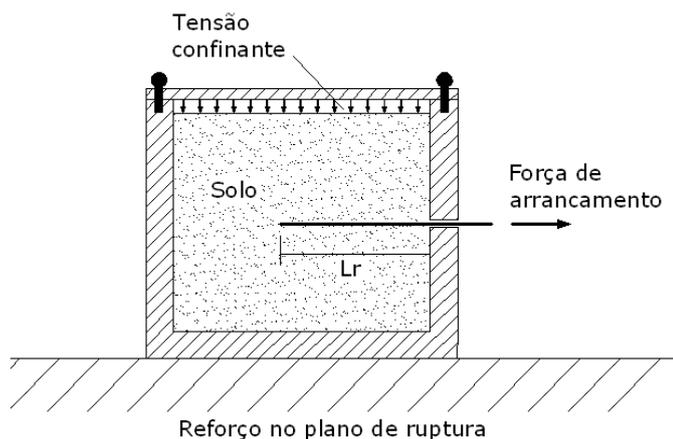
Em geogrelhas, as parcelas de carga resistidas pelos elementos transversais serão diferentes e a ruptura ocorre de forma progressiva, iniciando pela região mais próxima ao ponto de aplicação da força de arrancamento, depois na região do membro transversal seguinte, e assim sucessivamente até a região do membro mais afastado, ocorrendo então a ruptura generalizada (TEIXEIRA, 2003).

2.6 Configuração do ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento foi desenvolvido para avaliar o comportamento de inclusões inseridas em uma massa de solo ao serem solicitadas por uma força de tração, capaz de provocar a perda de aderência com o solo circunvizinho (PALMEIRA, 1987). O ensaio é bem

apropriado para o estudo do comportamento geogrelha inserida na massa de solo, considerando as parcelas de atrito de superfície e resistência passiva desenvolvidas no sistema. A Figura 16 apresenta um desenho ilustrativo do equipamento de arrancamento.

Figura 16: Desenho ilustrativo do equipamento de arrancamento.



Fonte: Pereira (2010).

Segundo Palmeira (2009), a configuração do ensaio de arrancamento consiste em um elemento de reforço confinado por duas camadas de solo, uma superior e outra inferior. Em seguida, uma tensão vertical de confinamento é então aplicada ao solo – por meio de uma placa rígida ou bolsa pressurizada – e, logo após, a inclusão é tracionada até que se atinja a carga de arrancamento máxima, a qual é medida por meio de uma célula de carga. Durante o arrancamento, o deslocamento do reforço é medido por meio de extensômetros, podendo, no caso do ensaio de arrancamento em geogrelhas, serem medidos os deslocamentos individuais de cada membro transversal, obtendo as deformações ocorridas. A obtenção dos deslocamentos pode ser realizada, para o caso de geogrelhas extensíveis, por meio de extensômetros mecânicos em cada membro que se deseja registrar os deslocamentos ou diretamente por meio de extensômetros elétricos, nas geogrelhas mais rígidas.

De acordo com Sieira (2003), a finalidade do teste de arrancamento é obter a resistência de arrancamento, para isso utilizando 3 (três) valores distintos de tensão vertical de confinamento, resultando na envoltória de resistência e, conseqüentemente, os parâmetros

usados nos projetos de reforço: i) adesão solo-geossintético (c_a) e ii) ângulo de atrito da interface solo-geossintético (δ).

Segundo Palmeira & Milligan (1989), Christopher & Berg (1990), Teixeira (2003), Santos (2007), Bathurst *et al.* (2009) e Huang & Bathurst (2009), o ensaio de arrancamento é o que melhor apresenta as situações reais de campo, quando se presta a analisar a interação com geogrelhas como elementos de reforço. Não obstante o ensaio esteja consolidado no meio científico, os procedimentos ainda não foram normalizados no Brasil. Os procedimentos usualmente adotados são de normas internacionais que fornecem diretrizes para a realização do ensaio e/ou recomendações sobre a granulometria de solo empregado com o rigor científico necessário:

- *British Standard*: BS 8006 (1995);
- *Federal Highway Administration* (FHWA) (2001): recomenda os limites granulométricos do material de aterro em talude de solo reforçado;
- *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO): ASTM 6706-01(2013); e
- *British Standard*: EN 13738 (2004).

Verifica-se uma gama considerável de modelos de equipamentos para realizar o ensaio de arrancamento com os geossintéticos mais comuns (geogrelhas e geotêxteis). Há uma variabilidade quanto às dimensões, grandezas monitoradas e sobrecargas aplicadas durante os ensaios.

Para simular uma sobrecarga, a maioria dos equipamentos conta com uma “bolsa inflável”, com ar ou água, o que busca garantir uma aplicação de carga bem distribuída sobre toda a superfície (TEIXEIRA, 1999; TEIXEIRA, 2003; KAKUDA, 2005). A Tabela 4 mostra um resumo dos principais equipamentos com suas características, relacionando-os aos autores respectivos. Como se vê, há uma quantidade considerável de equipamentos, que envolvem a mobilização bem variada de volume de material, de 0,01 m³ a 1,04 m³.

Tabela 4: Características dos ensaios de arrancamento realizados por diversos autores.

Autor	Altura (mm)	Largura (mm)	Comp. (mm)	Sistema de Sobrecarga	Medidas Efetuadas
Ingold (1983)	300	285	500	Colchão de água	Força de arrancamento, deslocamento e volume
Palmeira (1987)	1000	1000	1000	Colchão de água	Força de arrancamento e deslocamentos
Christopher e Berg (1990)	310	600	1220	Bolsa de ar	Força de arrancamento e deslocamentos
Farrag <i>et al.</i> (1993)	760	900	1520	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e velocidade
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e deformação
Chang <i>et al.</i> (1995)	150	500	400	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamento e deformação
Miyata (1996)	220	325	660	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamento e dilatância
Ochiai <i>et al.</i> (1996)	200	400	600	Bolsa de ar	Força de arrancamento e deslocamentos
Bakeer <i>et al.</i> (1998)	152	610	610	Pistão pneumático	Força de arrancamento e deslocamento frontal
Teixeira e Bueno (1999)	500	700	1500	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e tensões no solo
Castro (1999)	1000	1000	1000	Cilindros hidráulicos	Força de arrancamento, deslocamento e deformação
Sugimoto <i>et al.</i> (2001)	625	300	680	Bolsa de ar	Força arranc. desloca. e força na face frontal.
Teixeira (2003)	150	300	250	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e tensões no solo

Continuação da Tabela 4					
Autor	Altura (mm)	Largura (mm)	Comp. (mm)	Sistema de Sobrecarga	Medidas Efetuadas
Nakamura <i>et al.</i> (2003)	200	220	500	Bolsa de ar	Força de arrancamento e deslocamentos nos nós
Kakuda (2005)	150	300	250	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamentos e tensões no solo
Chen e Wu (2010)	610	760	1520	Bolsa de ar	Monitoramento de pressão Normal, Força de arrancamento e deslocamento

Fonte: Pereira (2010) Modificado.

2.6.1 Ensaio de arrancamento de grande porte e em ensaio em campo

Buscando a representatividade de obras reais, formas específicas de ensaios de arrancamento vêm sendo muito utilizadas em trabalhos de pesquisa: i) os ensaios de arrancamento de grande porte, realizados em laboratório; e ii) os ensaios executados no campo em grandes amostras de geogrelhas (Figura 17).

Figura 17: Ensaio de arrancamento em campo localizado em Cingapura.



Fonte: Adaptado de Wei *et al.* (2002).

Nota-se claramente que, embora este ensaio verifique as condições “*in situ*”, os aparatos e a complexidade da sua realização são bem superiores aos ensaios de laboratórios, além das influências decorrentes de intemperismo, ou condições meteorológicas.

Ensaio de arrancamento foram realizados por Farsakh, Almohd e Farrag (2006) em campo e em laboratório com utilização de solos marginais, com o objetivo de comparar os resultados e avaliar os diferentes parâmetros de interface solo-geossintético: i) coeficiente de interação e ii) parâmetros de arrancamento para utilização em projetos.

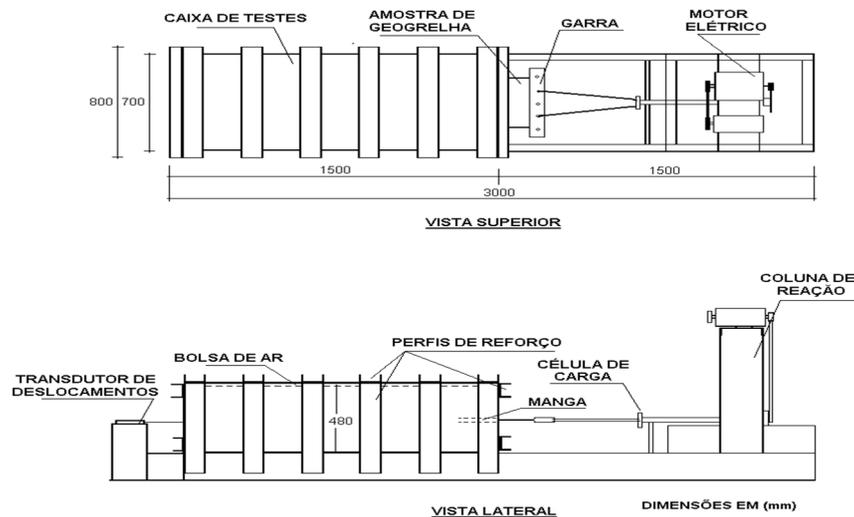
Para que um equipamento de ensaios de arrancamento seja considerado de grande porte, vem-se admitindo comumente que a sua caixa de ensaio deve ter, pelo menos, 1000 mm de comprimento por 500 mm de largura (RAJU *et al.* 1998).

Os ensaios de arrancamento em campo são realizados, geralmente, em aterros experimentais ou em obra e, assim, necessitam de equipamentos específicos para a sua realização, como, por exemplo, um anteparo resistente para servir de reação ao equipamento de aplicação da força. É necessário ainda um grande volume de material e equipamentos pesados para lançamento e compactação das camadas de solo (PEREIRA, 2010).

A possibilidade de simular, de forma bastante realista, uma condição real de campo torna-se uma vantagem quando resulta na obtenção de parâmetros bastante confiáveis para a utilização em análises diversas. No entanto, uma série de desvantagens, como: i) tempo relativamente grande de execução, ii) grande volume de material necessário, iii) alto custo e iv) eventual necessidade de paralisação da obra, dentre outras, reduzem o interesse dos pesquisadores na utilização do ensaio de campo (TEIXEIRA, 2003).

Em ensaios de laboratório, deve-se ter o cuidado de manter uma considerável distância entre o corpo de prova e as bordas superiores e inferiores do equipamento, para evitar o efeito de borda. Para bons resultados em relação às condições de contorno, orientam-se distâncias de 50 vezes o diâmetro médio das partículas do solo (D_{50}). No estudo de Dias (2004), através de análise numérica computacional, foi avaliada também a influência da rigidez da placa superior. Foram simuladas placas rígidas e flexíveis para duas alturas da caixa de ensaio (0,3 m e 1,0 m). O autor chegou à conclusão que, para maiores alturas, menos influência do topo da caixa. A Figura 18 mostra o equipamento desenvolvido por Teixeira & Bueno (1999).

Figura 18: Equipamento de grande porte EESC.



Fonte: Teixeira (2003).

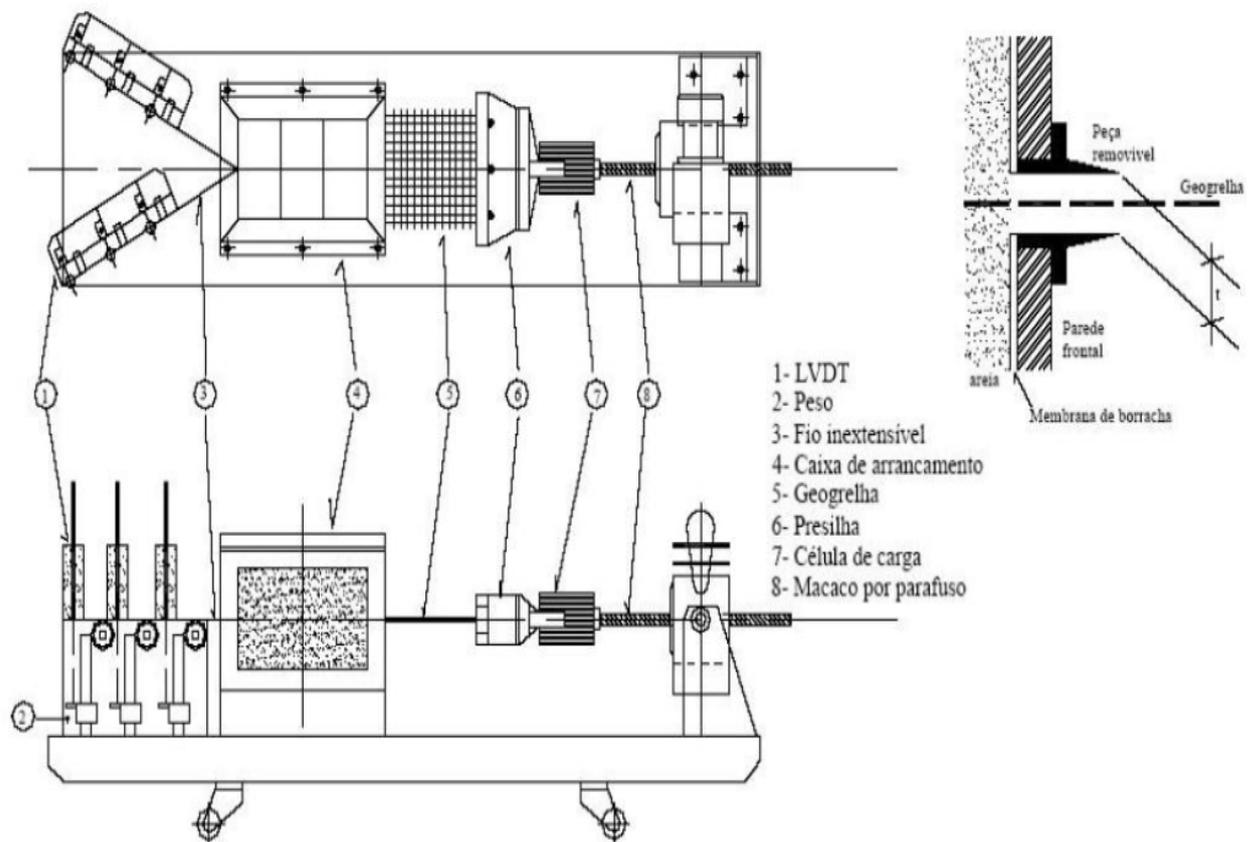
O equipamento desenvolvido por Teixeira & Bueno (1999) é capaz de realizar testes em amostras de geogrelha com comprimento de até 1300 mm. O equipamento é constituído por uma estrutura metálica (aço), rígida, de seção transversal retangular, com 480 mm de altura, 700 mm de largura e 1500 mm de comprimento, desmontável, composta de uma caixa de ensaios, um sistema de aplicação da força de arrancamento, um sistema de aplicação da sobrecarga e a instrumentação. Apesar de ser útil por proporcionar condições estáveis de laboratório, ainda assim necessita de grande volume de material, espaço considerável.

2.6.2 Ensaio de pequeno porte

Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003) estudaram ensaios de arrancamento em um equipamento de pequeno porte, com dimensões de 500 mm de comprimento, 220 mm de largura e 200 mm de altura. A altura da abertura na parede frontal da caixa é variável, podendo ser de 4, 6 ou 8 mm, localizada à meia altura da caixa. A sobrecarga é aplicada por meio de pressão de ar em uma bolsa de borracha localizada no topo da caixa. Um macaco acionado por parafuso à velocidade de 1 mm/min é responsável pela aplicação da força de

arrancamento. A instrumentação dos ensaios consiste em células de carga e transdutores de deslocamento (LVDT), possibilitando a obtenção de dados de força arrancamento e deslocamentos relativos de pontos da grelha (PEREIRA, 2010). Na Figura 19 tem-se o desenho esquemático do equipamento desenvolvido por Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003).

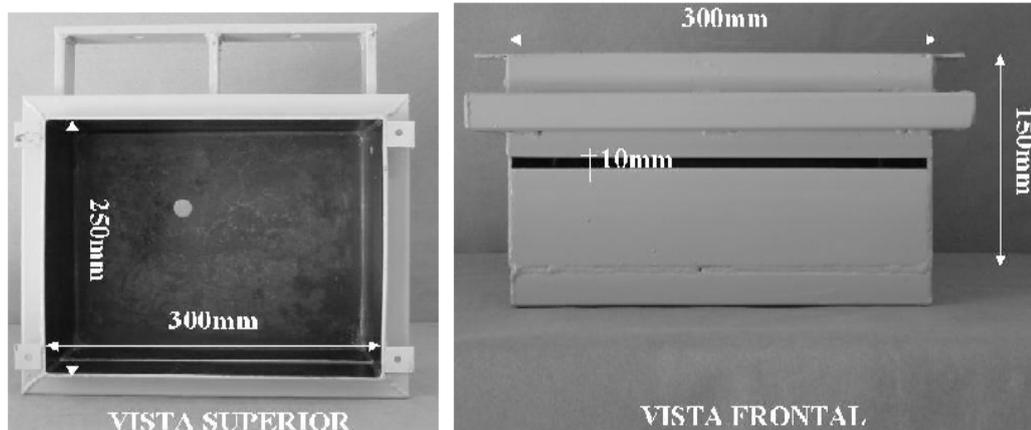
Figura 19: Desenho ilustrativo do equipamento de pequenas dimensões utilizado por Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003).



Fonte: Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003) modificado.

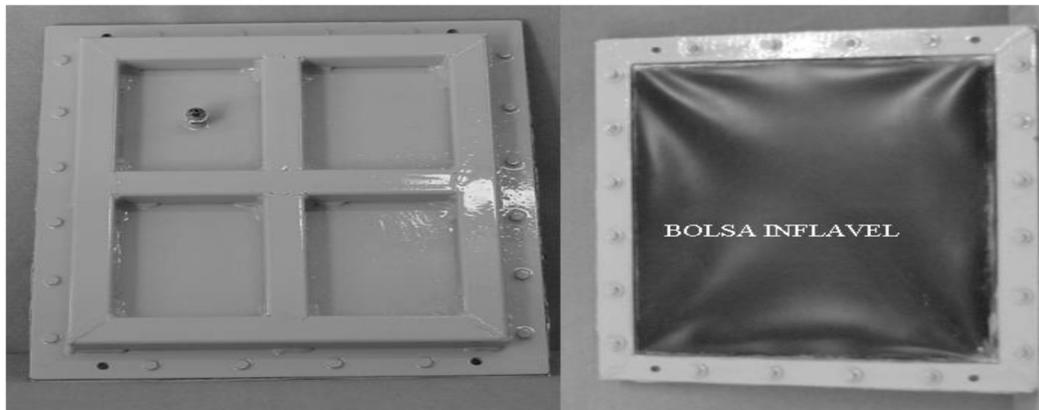
Teixeira (2003), Kakuda (2005) e Pereira (2010) utilizaram uma caixa de arrancamento de pequeno porte de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura. O sistema de aplicação da tensão confinante é constituído por uma bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. A altura da abertura da parede frontal - para passagem do geossintético - é de 10 mm. As Figuras 20 e 21 ilustram a caixa utilizada por Kakuda (2005).

Figura 20: Caixa de arrancamento usada por Kakuda (2005).



Fonte: Kakuda (2005).

Figura 21: Vista da tampa e bolsa inflável.



Fonte: Kakuda (2005).

Em estudo comparativo entre os equipamentos de grande e pequeno porte, Kakuda *et al.* (2006) comprovaram a viabilidade e confiabilidade deste, confrontando os resultados com aqueles do equipamento apresentado por Teixeira (2003). Vale ressaltar que, no estudo comparativo, foram utilizados os mesmos materiais (solo e geogrelha). Os resultados da força de arrancamento e coeficiente de interação, entre os modelos de grande e pequeno porte, são apresentados na Tabela 5.

As ínfimas variações detectadas perante a análise dos resultados dos ensaios se atribuem à variabilidade dos próprios equipamentos. As envoltórias da interface solo-geogrelha de ambos os equipamentos foram praticamente coincidentes (Figura 22), o que reforça a utilidade do equipamento de pequeno porte. Pôde-se aferir com segurança que, apesar das dimensões reduzidas deste equipamento de ensaio de arrancamento, os resultados obtidos podem ser utilizados em projetos de estruturas de solo reforçado com características semelhantes às condições de ensaio (PEREIRA, 2010).

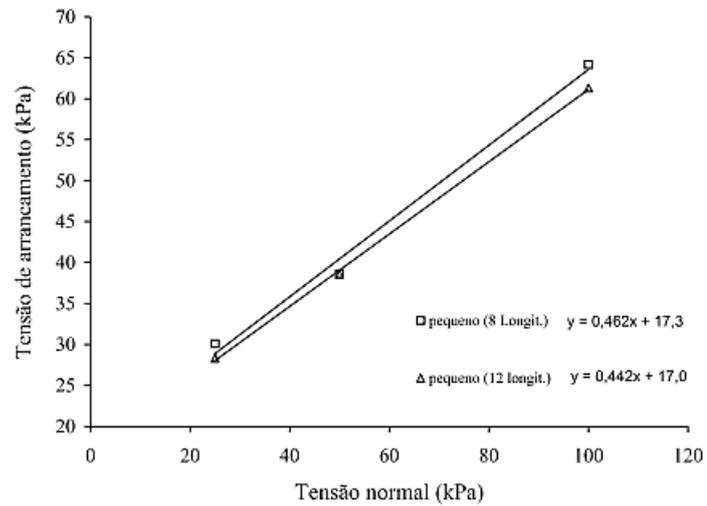
Tabela 5: Comparativo entre ensaio de grande e pequeno porte.

Equipamentos	Identificação	σ (kPa)	GC (%)	l (mm)	Elementos		$\tau_{arr.max}$ (kPa)	f^*
					Long.	Transv.		
Pequeno porte	Teste 28	25	93	161	8	7	30,09	0,75
	Teste 29	50	93	161	8	7	38,64	0,68
	Teste 30	100	93	161	8	7	64,16	0,71
	Teste 31	25	93	230	12	10	28,33	0,70
	Teste 32	50	93	230	12	10	38,57	0,68
	Teste 33	100	93	230	12	10	61,29	0,68
Grande porte	S1	25	93	600	-	-	29,75	0,74
	S2	50	93	600	-	-	36,67	0,64
	S3	100	93	600	-	-	61,58	0,68

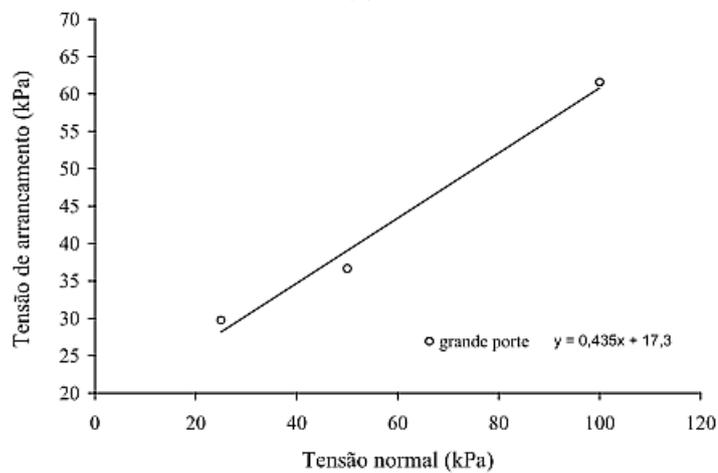
Nota: tensão normal σ , grau de compactação, G.C.; comprimento de geogrelha inserida no solo, l ; elementos longitudinais, Long.; elementos transversais, Transv.; $\tau_{arr.max}$ é a tensão máxima de arrancamento, e f^* é o coeficiente de interação ($\tau_{arr.max}/c+\sigma.tg\phi$).

Fonte: Kakuda, Bueno & Teixeira (2006).

Figura 22: Envoltória de interface solo-geogrelha de tensões totais: a) Ensaio de pequeno porte; b) Ensaio de grande porte.



(a)



(b)

Fonte: Kakuda (2005).

A partir do gráfico apresentado na Figura 22, pode-se avaliar os parâmetros ' λ ' (relação entre adesão equivalente e adesão do solo) e f (coeficiente de aderência entre grelha e solo), definidos pelas Equações 9 e 10, respectivamente.

$$\text{Eq. 9} \quad \lambda = \frac{a}{c}$$

$$\text{Eq. 10} \quad f = \frac{tg_{\delta}}{tg_{\phi}}$$

Em que:

- . a: Adesão da interface solo-geossintético;
- . c: coesão do solo obtido no ensaio de cisalhamento direto;
- . δ : ângulo de atrito da interface solo-geossintético; e
- . ϕ : ângulo de atrito efetivo do solo obtido - ensaio de cisalhamento.

Os resultados obtidos por Kakuda (2005) demonstraram que os parâmetros obtidos tiveram pouca variação, e, ainda no experimento com 12 elementos longitudinais, a envoltória coincidiu com os valores do equipamento de grande porte (Tabela 6).

Tabela 6: Valores obtidos na envoltória da resistência de face.

Equipamento	A	Λ	δ	f
Pequeno porte (*)	17,3	0,73	24,8	0,7
Pequeno porte(**)	17,0	0,71	23,9	0,67
Grande porte	17,3	0,73	23,5	0,66

Nota: (*) refere-se a ensaios realizados com amostra contendo 8 elementos longitudinais; (**) contendo 12 elementos.

Fonte: Kakuda (2005).

A partir da realização de ensaios de arrancamento com 3 (três) tipos materiais de preenchimento (solo, areia grossa e RCD-R), Santos (2007) observou os coeficientes de resistência de interface apresentados na Tabela 7.

Os resultados de Santos (2007) revelaram um decréscimo dos valores do coeficiente na medida em que se aumentou a sobrecarga (Figura 23). Dentre os materiais de preenchimento, o solo apresentou o melhor desempenho, tendo o RCD-R apresentado melhor coeficiente em relação ao material arenoso. Resultados semelhantes aos obtidos por Santos (2007) foram obtidos no estudo realizado por Pereira (2010).

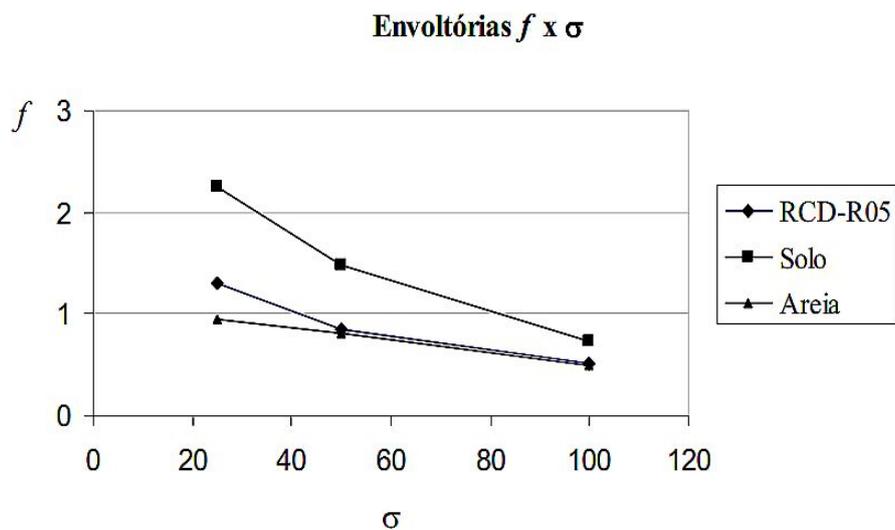
Tabela 7: Coeficiente de resistência de interface.

Sobrecarga (kPa)	Material	Coef. de Resist. de Interface ¹
25	Areia	0,94
	Solo	0,81
	RCD-R	0,50
50	Areia	2,29
	Solo	1,50
	RCD-R	0,74
100	Areia	1,30
	Solo	0,85
	RCD-R	0,52

¹ Coeficiente de resistência na interface $f = \tau / (\sigma \cdot \text{tg}\Phi)$ onde τ é a tensão cisalhante em uma face da geogrelha no instante da ruptura; σ é a tensão normal; Φ é o ângulo de atrito do material de preenchimento da caixa.

Fonte: Santos (2007)

Figura 23: Variação do coeficiente de interface e tensão normal.



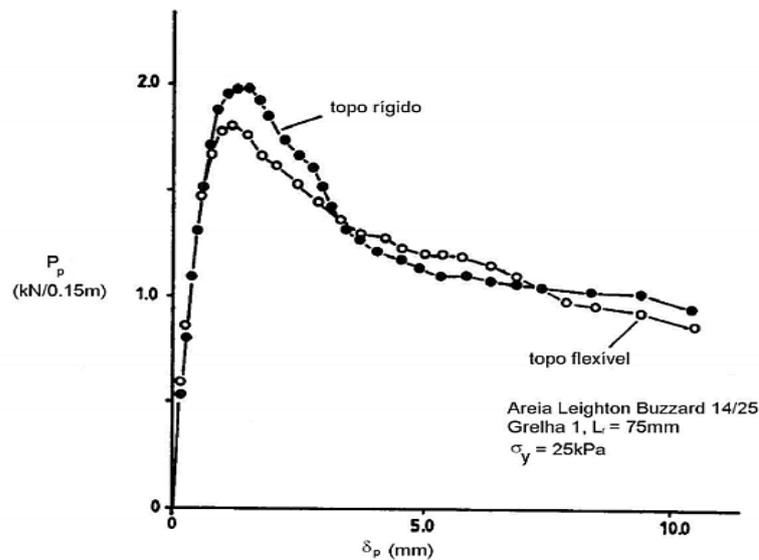
Fonte: Santos (2007).

2.6.3 Condições de contorno que afetam o ensaio de arrancamento

2.6.3.1 Influência do topo da caixa

Por meio de ensaios de arrancamento com grelhas metálicas, a fim de avaliar a influência da rigidez do topo da caixa de arrancamento, Palmeira & Milligan (1989) realizaram ensaios com: (i) uma placa rugosa rígida; e (ii) uma bolsa flexível cheia com água. Verificou-se um decréscimo de aproximadamente 10% na força de pico de arrancamento quando a tensão normal no topo da amostra foi aplicada com bolsa pressurizada, em relação à aplicação com placa rígida (Figura 24). O acréscimo de resistência pode ser explicado devido à rugosidade da placa rígida observada nos ensaios (PALMEIRA, 1987).

Figura 24: Influência do topo da caixa.



Fonte: Palmeira (1987).

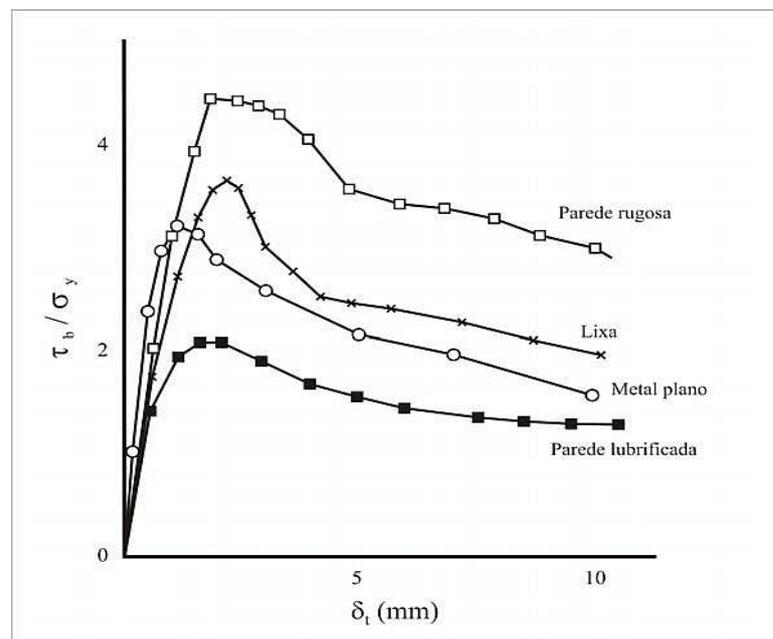
2.6.3.2 Influência da rugosidade da parede frontal da caixa

Com o intuito de investigar a influência da rugosidade da parede frontal da caixa de arrancamento, Palmeira (1987) realizou ensaios com diferentes graus de rugosidade: i) parede com areia colada (rugosa); ii) parede com lixa colada; iii) parede sem modificações; e iv) parede lubrificada com duas camadas polietileno intercaladas com graxa. O autor concluiu

que o coeficiente de interação solo-geossintético aumentou com a rugosidade da parede frontal da caixa, provocando resultados contra a segurança.

Foi determinado, para cada situação de rugosidade, o ângulo de atrito com a carga de pico em ensaio de cisalhamento com areia na parte superior da caixa, um bloco rígido na parte inferior da caixa, e com a interface coincidindo com o plano central de cisalhamento. Na Figura 25, a variação da tensão de aderência normalizada com o deslocamento de arrancamento é apresentada para cada ensaio.

Figura 25: Influência da rugosidade da parede frontal nos resultados de arrancamento.



Fonte: Palmeira & Miligan (1989).

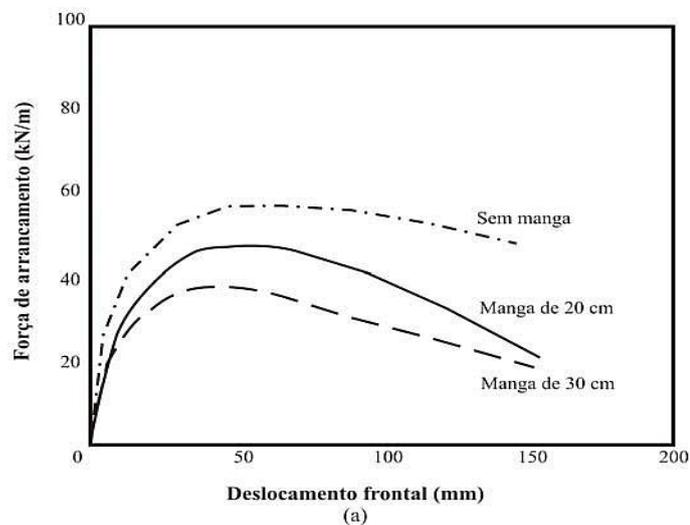
2.6.3.3 Rigidez da parede frontal

Farrag *et al.* (1993) demonstraram que a parede frontal rígida afeta os valores de resistência de arrancamento, uma vez que o reforço, ao ser solicitado por arrancamento, gera uma pressão de terra contra a face frontal rígida resultando em aumento indesejável na resistência de arrancamento da geogrelha.

Segundo Palmeira & Miligan (1989), este efeito pode ser minimizado através da instalação de uma manga ao redor da ranhura da caixa (destinada à passagem do geossintético), a qual tem a função de transferir o ponto de aplicação da força de arrancamento para um ponto distante da parede rígida frontal.

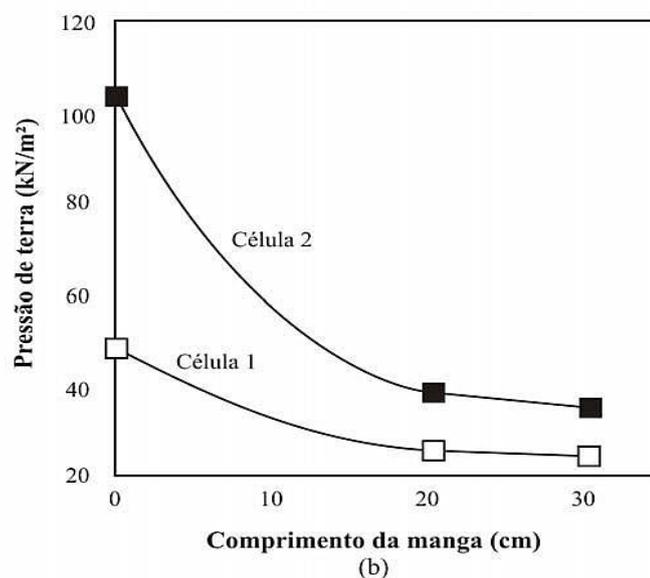
Borges (2012) chegou à conclusão, na análise por elementos discretos no ensaio de arrancamento, de que a presença do atrito nas paredes da caixa de ensaios deve ser evitada, principalmente na parede frontal, conforme evidenciado na literatura. Tentando explicar qual a influência da presença do atrito nestas paredes, foi constatado que a resistência passiva aumenta com o aumento do atrito. Farrag, Acar e Juran (1993), utilizando diferentes comprimentos de manga, realizaram as medidas das tensões desenvolvidas por meio de células de carga fixadas na parede frontal da caixa, e chegaram aos resultados apresentados nas Figuras 26 e 27.

Figura 26: Efeito do comprimento das mangas nos resultados de arrancamento.



Fonte: Farrag, Acar e Juran (1993).

Figura 27: Efeito do comprimento das mangas: pressão lateral.



Fonte: Farrag, Acar e Juran (1993).

Sugimoto *et al.* (2001), usando técnicas de raio X em ensaios de arrancamento com caixas de paredes frontais fixas e flexíveis, demonstraram que a parede frontal rígida teve influência na distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento do reforço, interferindo no mecanismo de interação.

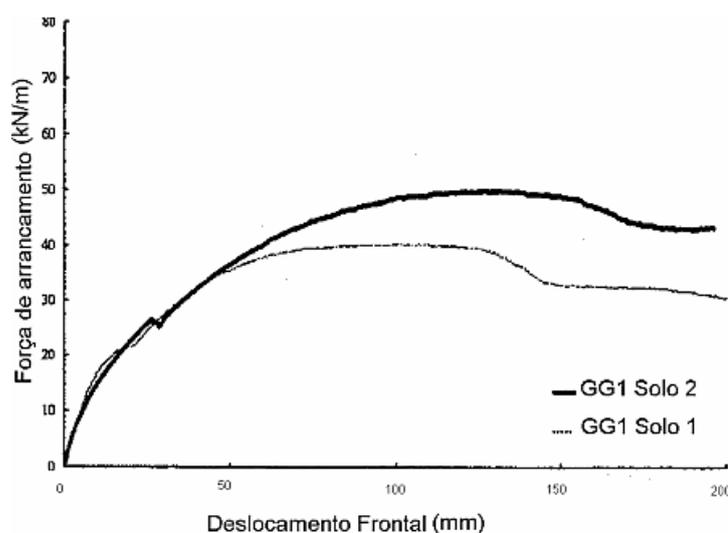
2.6.3.4 Influência do tamanho dos grãos e abertura da geogrelha

É comum que a maioria dos autores classifique dois tipos de mecanismos de interação entre solo e o reforço de geogrelha, que são o atrito superficial e a resistência passiva. Lopes & Lopes (2000 *apud* Dias, 2004) identificaram três tipos de mecanismos de interação, são eles: i) atrito lateral ao longo dos reforços; ii) atrito solo-solo; e iii) resistência passiva nos elementos transversais dos reforços. No seu trabalho, os autores analisaram a influência das propriedades do solo na resistência de interface solo-grelha.

Ainda segundo os pesquisadores, quando o solo tem partículas com dimensões muito menores às aberturas das geogrelhas, a superfície de ruptura ajusta-se à superfície lateral da grelha. Conforme a dimensão dos grãos aumenta, mantendo-se ainda menores que as aberturas da geogrelha, a superfície de ruptura é tangente aos elementos transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da grelha, as partículas de solo colocam-se de encontro às barras transversais do reforço, e a ruptura ocorre no interior da massa de solo. Neste caso, o coeficiente de interação atinge o valor máximo. A menor interação ocorre quando a dimensão das partículas de solo é tão grande que inibe a penetração dos grãos de solo nas aberturas da grelha.

A relação entre a dimensão do solo e a abertura da geogrelha e espessuras dos elementos transversais influenciam nos resultados. Se os solos têm dimensões de grãos muito menores que as dimensões das aberturas das grelhas penetram com mais facilidade, sendo menos eficazes na mobilização da resistência passiva nos elementos transversais. Na Figura 28 são mostrados dois tipos de solos - o Solo 1 apresenta uma granulometria mais fina que o Solo 2.

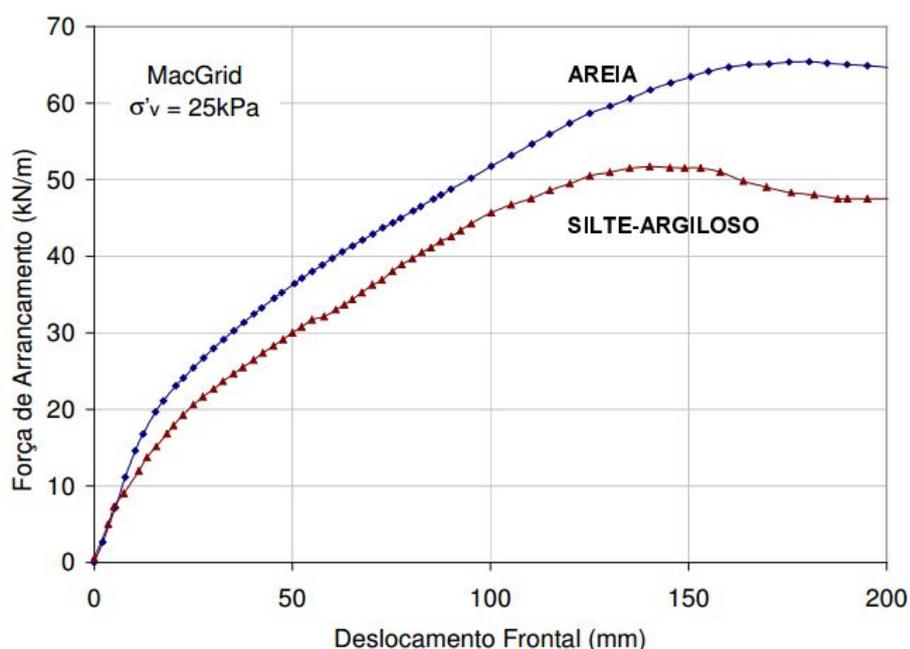
Figura 28: Influência da granulometria do solo no comportamento ao arrancamento de geogrelha.



Fonte: Lopes & Lopes (2000 *apud* Dias, 2004).

Estudos com solos de granulometrias diversas (granulares e coesivos) foram realizados por Sieira (2003). Os resultados mostraram que os solos arenosos apresentaram resistências ao arrancamento superiores em comparação aos solos argilosos, não importando o tipo da geogrelha, nem o nível de confinamento. Vários tipos de geogrelha foram testadas para os solos em questão (Figura 29). A autora observou que durante o ensaio, o trecho não confinado apresentou menores deslocamentos para o solo silte-argiloso em relação ao solo arenoso.

Figura 29: Força de arrancamento e deslocamento frontal de solos arenosos e silte-argiloso com tensão confinante vertical de 25 kPa.



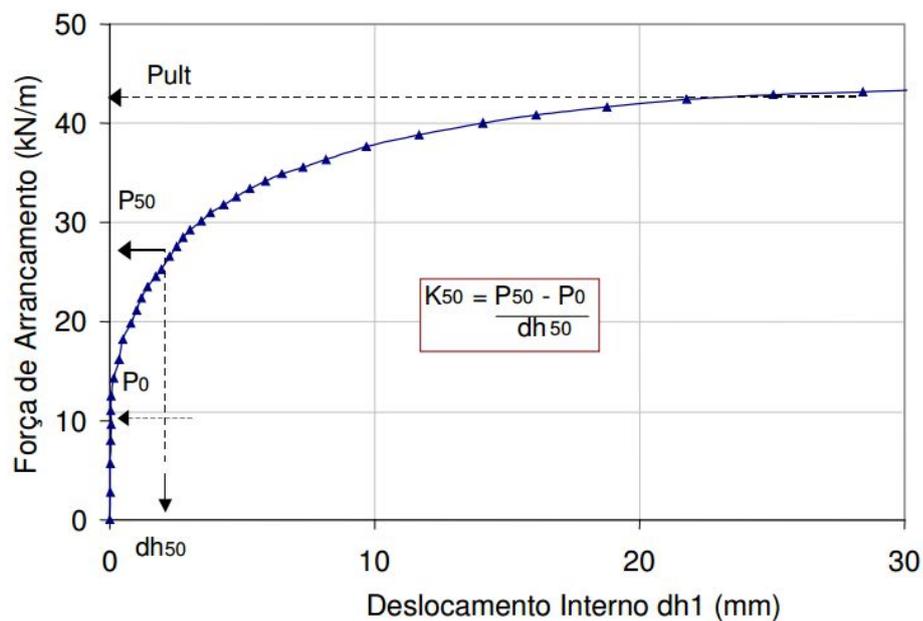
Fonte: Sieira (2003).

2.6.3.5 Rigidez do solo-reforço

Utilizando um parâmetro K_{50} , que representa a declividade da reta secante para 50% da força máxima de arrancamento (P_{50}), Sieira (2003) sugeriu, através desse parâmetro, a ideia da rigidez da interface solo-geogrelha. Este é obtido a partir da razão entre a força P_{50} deslocamento correspondente.

Este parâmetro foi calculado a partir dos gráficos força de arrancamento versus deslocamento frontal (deslocamento da geogrelha que não se encontra confinada) e força de arrancamento versus deslocamento interno (d_{h1}). Na Figura 30, o deslocamento interno d_{h1} é igual a zero até um determinado valor de força de arrancamento.

Figura 30: Fator K_{50} para deslocamento interno.



Fonte: Sieira (2003).

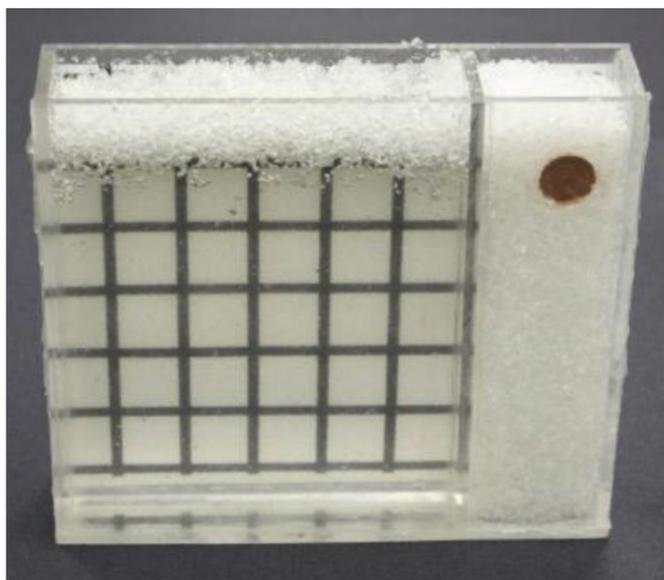
Comparando o índice K_{50} a partir dos deslocamentos internos com o índice dos deslocamentos frontais, obtém-se o grau de rigidez da interface. Se os elementos se comportassem como corpos rígidos, a rigidez da interface solo-geogrelha seria a mesma, independente da localização do ponto de medição dos deslocamentos.

Em virtude dessa constatação, torna-se importante a análise para uso do reforço de solos, uma vez que, mesmo tendo uma boa rigidez à tração, podem eventualmente, as geogrelhas, apresentarem pouca interação com o solo, como observado no ensaio de uma das geogrelhas ensaiadas por Sieira (2003).

2.7 Novas técnicas para Compreensão da interação solo-reforço

Os mecanismos de interação solo-geossintético não são totalmente compreendidos no arrancamento, na zona de ancoragem da estrutura reforçada, assim como é difícil quantificar as interações dessa inclusão. Para superar essas dificuldades, Ezzein & Bathurst (2014) desenvolveram um experimento com: i) uma caixa de arrancamento com um fundo de vidro transparente; ii) um material granular que, em contato com um óleo, tornava-se transparente; e iii) tecnologia de medição sem contato (Figura 31). O equipamento e a metodologia empregados pelos autores apresentam vantagens em relação ao teste de arrancamento convencional e à aparelhagem especializada normalmente usada para investigar a interação solo-geossintético.

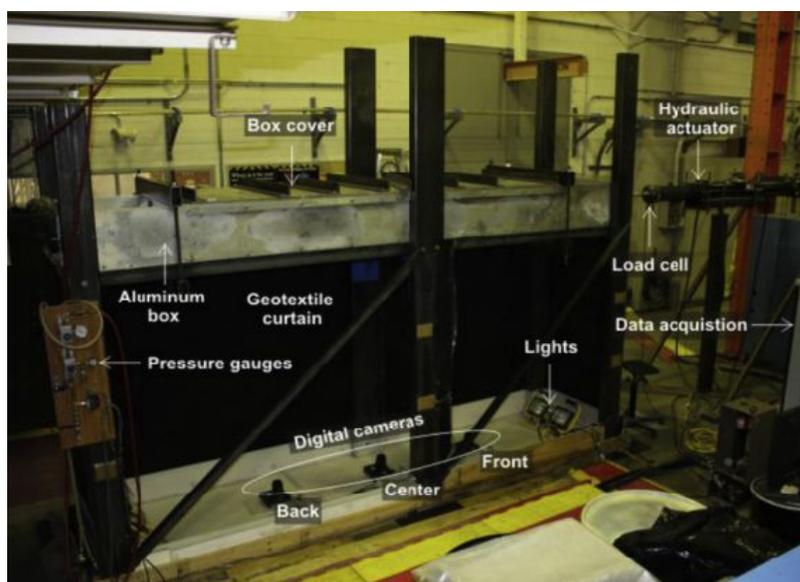
Figura 31: Solo transparente: quartzo fundido embebido em óleo.



Fonte: Ezzein & Bathurst (2014).

O aparelho de ensaio e o solo transparente permitem que toda a amostra de geogrelha possa ser visualmente observada durante a realização do teste de arrancamento. No experimento realizado por Ezzein & Bathurst (2014), uma fileira de câmeras - localizadas abaixo da caixa de teste - foi utilizada para captar imagens digitais sequenciais (Figura 32).

Figura 32: Caixa de arrancamento transparente.

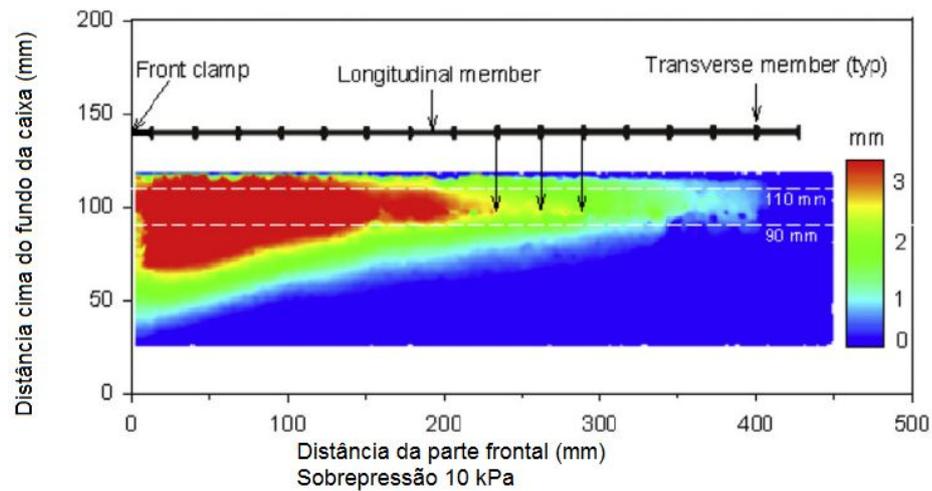


Fonte: Ezzein & Bathurst (2014).

A técnica de correlação de imagens digitais é utilizada para o processamento das imagens e proporcionam um registo contínuo de deslocamentos geogrelha. Partículas opacas de solo alvo foram colocadas próximas à geogrelha, servindo de alvo para a captura das imagens digitais. O movimento relativo da geogrelha em relação ao solo circundante é, dessa forma, deduzido (EZZEIN & BATHRUST, 2014).

A utilidade da nova metodologia experimental e a qualidade dos dados recuperados foram demonstradas neste trabalho nos exemplos de comportamento no arrancamento solo-geogrelha. Conseguem-se observar completamente o campo de deslocamento das partículas de reforço e o alvo colocado no solo circundante (Figura 33).

Figura 33: Contorno da deformação do solo no plano vertical.



Fonte: Ezzein & Bathurst (2014) – modificado.

2.8 Ensaio de arrancamento com RCD-R

Santos (2007) realizou ensaios de arrancamento de geogrelhas enterradas em RCD-R. O resíduo, caracterizado como um pedregulho arenoso, apresentou pouca variação de granulometria, sendo predominantemente composto de material cimentício de forma e rugosidade variada. O comportamento não plástico foi um fator de grande relevância detectado no estudo em questão.

Os resultados dos ensaios de compactação mostraram um valor médio de massa específica seca máxima ($\rho_{d\text{máx}}$) do RCD-R igual a $1,844 \text{ g/cm}^3$, com coeficiente de variação de 2,1%, e umidade ótima (w_{ot}) média igual a 14,9 %, com coeficiente de variação de 13,3%. A envoltória do RCD-R, obtida por meio de ensaios de cisalhamento, é apresentada na Equação 12. As forças de arrancamento observadas por Santos (2007) estão apresentadas na Tabela 8.

$$\text{Eq. 12} \quad \tau = 13 + \sigma \text{tg } 41^\circ \text{ (kPa)}$$

Onde: τ : tensão cisalhante;

σ : tensão normal.

Tabela 8: Resultados dos ensaios de arrancamento.

Sobrecarga (kPa)	Material	Força de Arrancamento' (kN/m)
25	Areia	17,60
	Solo	43,90
	RCD-R	31,46
50	Areia	30,36
	Solo	57,68
	RCD-R	40,97
100	Areia	37,23
	Solo	56,50
	RCD-R	49,92

Fonte: Santos (2007).

Além do exposto, cabe ressaltar as conclusões apresentadas por Santos (2007) para o uso de RCD-R em estruturas de solo reforçado:

- não foi observado significativo efeito de quebra do RCD-R no ensaio de compactação (Proctor Normal);
- o RCD-R apresentou-se como um material não expansivo;
- os valores do pH dos RCD-R forneceram um valor médio igual a 9,1, próximo do valor limite recomendado para uso com geossintético produzidos com poliéster;
- por meio da análise dos coeficientes de interface, foi revelado que o RCD-R apresentou resultado superior ao apresentado pela areia (material recomendado pela FHWA para execução de obras públicas).

3. METODOLOGIA

3.1 Introdução

Neste capítulo são descritos os materiais e os equipamentos utilizados no programa experimental desta pesquisa, bem como os procedimentos adotados para a execução dos ensaios.

3.2 Material: RCD-R e Areia

3.2.1 Coleta e acondicionamento

Um dos materiais de preenchimento usados nos ensaios de arrancamento trata-se de RCD-R oriundo de uma usina de beneficiamento do resíduo de construção e demolição (RCD) instalada na Região Metropolitana do Recife (RMR) (Figura 34 a e b). Também foi adquirida a areia grossa, em armazém de construção, para fins de comparação.

Figura 34: Material reciclado para a pesquisa: (a) visão o equipamento de britagem; (b) pilha onde o RCD-R foi coletado.



(a)

(b)

Foram coletados por volta de 130 kg de RCD-R, no mês de abril de 2016, material disponibilizado pela usina de reciclagem. Segundo a usina, o material é usualmente destinado à substituição de material natural granular (areia). A areia grossa natural empregada no estudo foi comprada em armazém de construção, com quantidade aproximada de 140 kg, em julho de 2016. Os materiais foram acondicionados em sacos plásticos herméticos, sem contato com o ambiente, para que não houvesse qualquer tipo de contaminação após a coleta.

No Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Pernambuco (UPE), antes da sua utilização, os materiais foram secos à sombra por uma semana, acondicionados em recipientes, como bandejas apropriadas, e, em seguida, peneirados na malha #4 e depositados em sacos plásticos herméticos, para posterior caracterização. O RCD-R, por ser considerado um substituto para o solo granular, foi tratado como solo na realização dos ensaios de caracterização.

3.2.2 Caracterização Geotécnica do RCD-R e da Areia

Para a determinação das propriedades da areia e do RCD-R, foram realizados os ensaios de caracterização (granulometria, massa específica dos sólidos, limite de liquidez, limite de plasticidade e compactação – energia do Proctor Normal – e cisalhamento direto). Para a areia, devido à impossibilidade de realização do ensaio de compactação de energia Proctor Normal, foram feitos ensaios para a determinação dos índices de vazios mínimo e máximo. Para o ensaio de cisalhamento, no caso do RCD-R, foram realizados em corpos de prova moldados com grau de compactação de 96% e com o teor de umidade ótima média obtida.

3.2.2.1 Ensaio de compactação e índices de vazios

Foram realizados 3 (três) ensaios de compactação para o RCD-R, de acordo com a NBR- 7182/86 – Solo – Ensaio de compactação.

O RCD-R foi submetido a ensaios de caracterização de solos, uma vez que o estudo visa o seu uso em obras geotécnicas. As normas empregadas na realização dos ensaios foram:

- NBR 6457 (1986). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 7181/84 – Solo – Análise granulométrica; e
- NBR 6508/84 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.

Para as areias, diante da impossibilidade da realização do ensaio de compactação, os limites de consistência e os parâmetros de compactação não foram determinados; entretanto, foi realizado o ensaio de determinação de índices vazios máximos e mínimos, seguindo os procedimentos preconizados nas normas:

- NBR 12004 – Determinação do índice de vazios máximo em solos não coesivos; e
- NBR 12051 – Determinação do índice de vazios mínimo em solos não coesivos.

Para efetuar os ensaios de cisalhamento e de arrancamento, foi adotado para a areia o grau de compactação igual a 96%, uma vez que esse foi o adotado para os ensaios realizados com o RCD-R.

3.2.2.2 Ensaio de cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados seguindo os procedimentos previstos na ASTM D3080/D3080M-11 – *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Pernambuco, em equipamento com dimensões iguais a 101,6 mm x 101,6 mm x 45,2 mm. Para a realização do ensaio de cisalhamento, foram adotados valores de tensões normal iguais a 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. A obtenção dos parâmetros foi realizada automaticamente em computador. A velocidade escolhida para os testes foi de 0,6 mm/min, e os deslocamentos foram obtidos por extensômetros verticais e horizontais. Tanto os extensômetros quanto as tensões e a força aplicada foram registradas digitalmente, gerando gráfico e permitindo o registro e armazenagem dos dados.

3.3 Geogrelhas

Para a realização dos ensaios de arrancamento, foi escolhida uma geogrelha de poliéster de alta tenacidade e de baixa fluência, com revestimento protetor polimérico, cuja principal função é o reforço dos solos (Figura 35). A especificação do fabricante indica uma resistência nominal de até 35 kN/m. A Tabela 9 apresenta as características da geogrelha utilizada no estudo.

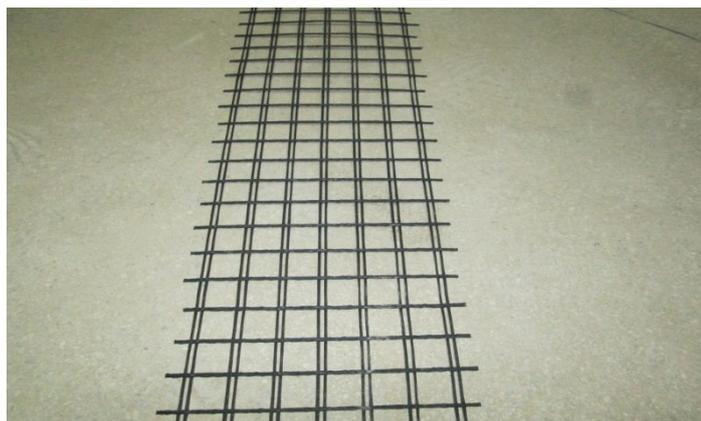
Tabela 9: Características da geogrelha utilizada no estudo.

Propriedades	Descrição
Matéria-prima principal	Filamentos de poliéster (PET) de alta tenacidade e baixa fluência
Abertura de malha nominal	25 x 25mm
Resistência à tração nominal (ABNT 12.824) -Direção longitudinal	35 kN/m
Módulo de rigidez a 5% deformação (ABNT 12.824) -Direção longitudinal	≥ 350 kN/m
Deformação na resistência nominal (ABNT 12.824) -Direção longitudinal	$\leq 10,0$ %
Carga de ruptura por fluência (120 anos, $\leq 30^\circ$ C) -Direção longitudinal	≥ 21 kN/m
Carga de ruptura por fluência (2 anos, $\leq 30^\circ$ C) -Direção longitudinal	≥ 24 kN/m
Deformação por fluência após 2 anos de carregamento a 50% da carga de ruptura	$\leq 1,0$ %
Coefficiente de Interação -Solos finos	$\geq 0,8$
-Solos arenosos	$\geq 0,9$
Espessura da geogrelha	1,09 mm

Fonte: Fabricante.

A Figura 35 mostra a geogrelha empregada no ensaio com abertura de malha de 25 mm x 25 mm.

Figura 35: Geogrelha empregada no ensaio.



3.4 Ensaio de arrancamento, materiais e método

A norma adotada para a realização dos ensaios de arrancamento foi a ASTM D6706-01 – *Standart Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil*.

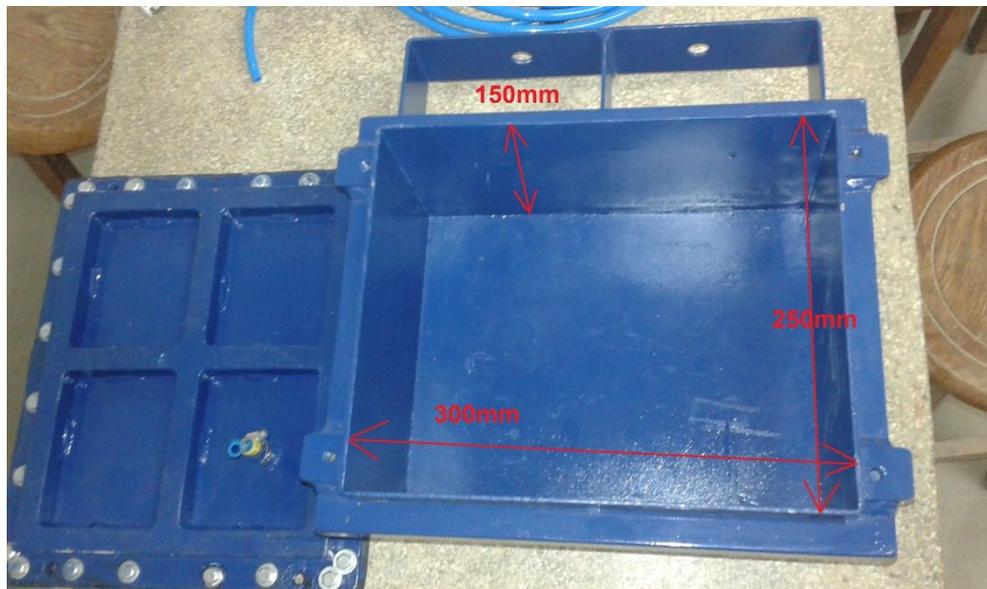
O equipamento utilizado para a execução de ensaios de arrancamento de pequeno porte foi baseado no projeto desenvolvido por Teixeira (2003) e utilizado por Kakuda (2005) e Pereira (2010) para pesquisas de arrancamento. A caixa de ensaio foi construída em chapas de aço de 3 mm; e tem dimensões internas de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura, resultando num volume $0,01125 \text{ m}^3$ (Figura 37). A aplicação da força de arrancamento foi realizada por meio de uma prensa universal com capacidade de 30 ton.

Os dados foram armazenados em um microcomputador, possibilitando o tratamento e a elaboração de gráficos de deslocamento em função da força resistente ao arrancamento. Para a fixação da caixa de teste à prensa universal, foi soldada uma barra de aço na sua parte traseira, que permitiu a sua fixação por meio de parafuso. Na parede frontal, foi feita uma abertura de altura igual a 10 mm em toda a sua extensão para possibilitar o arrancamento da geogrelha, conforme mostra a Figura 36.

Figura 36: Abertura para inserção do reforço.



Figura 37: Caixa de arrancamento com dimensões.



3.4.1 Acessórios

Os acessórios empregados para a realização dos ensaios de arrancamento foram:

- Garra pneumática para fixação da geogrelhas (Figura 38 e 41);
- Película de PVC aplicada no topo da caixa (Figura 39).
- Mangueiras pneumáticas para suprir a bolsa inflável (Figura 40);
- Pedal de acionamento do ar comprimido (Figura 41);
- Compressor de ar (Figura 48);
- Bolsa inflável na tampa da caixa (Figura 43 e 44);
- Célula de tensão total (Figura 47);
- Multímetro digital com precisão de mV (milivolt) (Figura 46);
- Microprocessador para armazenamento dos dados (Figura 46);
- Câmera de filmagem com tripé;
- Prensa universal para aplicação da força de arrancamento (Figuras 38 e 48);
- Célula de carga para monitoramento de tensão (Figura 38);
- Pilão para compactação (Figura 42); e
- Película dupla de PVC (0,8 mm) empregada para reduzir o atrito entre o material ensaiado e as paredes da caixa (Figura 45).

Figura 38: Acessórios do equipamento.



Figura 39: Película de PVC topo da caixa.



Figura 40: Mangueira e registros.



Figura 41: Garra e pedal de acionamento.



Figura 42: Sapata de compactação.



Figura 43: Borracha para bolsa.



Figura 44: Bolsa inflável instalada.



Figura 45: Camada dupla de PVC.



Figura 46: Sistema aquisitor alternativo.

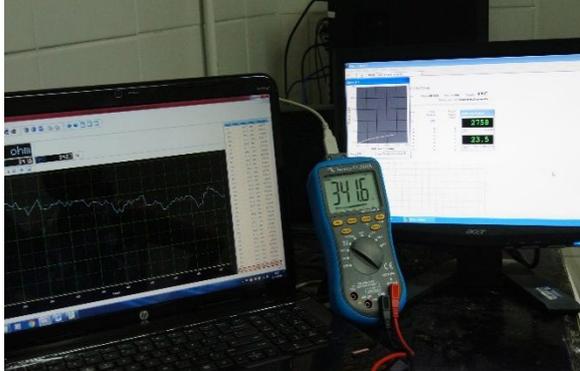
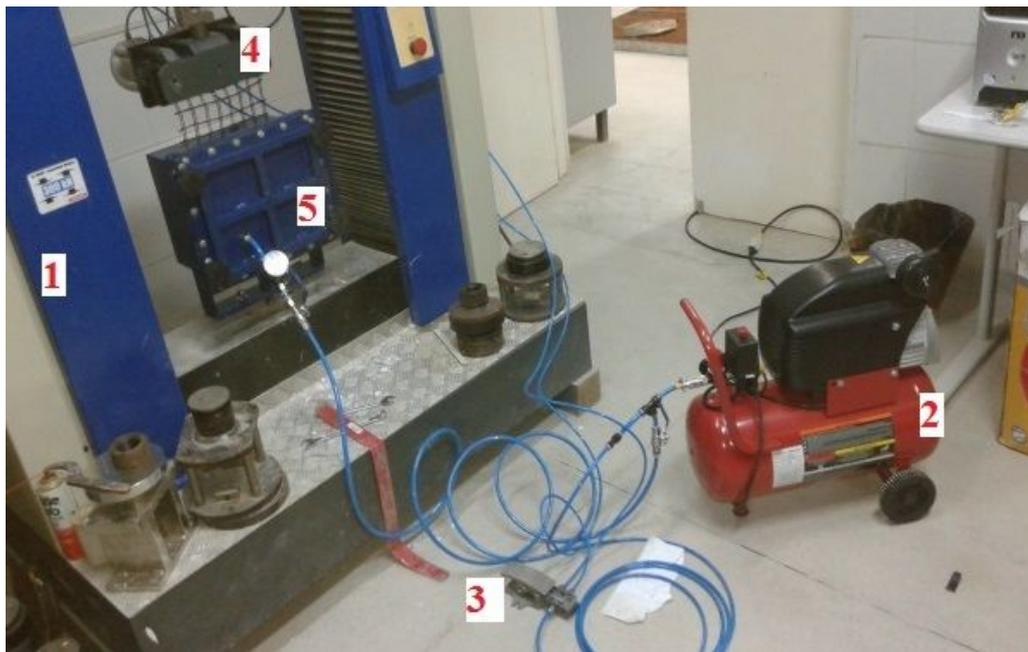


Figura 47: Célula Tensão Total 75mm.



O equipamento, junto com acessório é aqui disposto e discriminado:

Figura 48: Vista geral do experimento montado.



Onde: 1- Prensa 300KN; 2- Compressor Schulz; 3- Pedal; 4- Garra; 5-Caixa arrancamento.

Além dos acessórios de fixação à prensa, foram empregados parafusos e manípulos para unir a tampa da caixa ao seu corpo (Figuras 38 e 48).

3.5 Procedimentos do Ensaio de Cisalhamento Direto e de Arrancamento

3.5.1 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados os seguintes procedimentos sequenciais:

a) Compactação e preparação do material

Com o conhecimento da umidade ótima e da densidade seca máxima do RCD-R e dos índices de vazios máximo e mínimo da areia, foi possível mensurar a quantidade necessária de material para a realização do ensaio no grau de compactação adotado (96%). Para o RCD-R foi adotado o valor de umidade ótima do material; a areia foi ensaiada no seu estado seco.

b) Execução do ensaio

Os ensaios foram feitos em múltiplos estágios, com: i) a aplicação da menor tensão normal prevista; ii) obtenção dos deslocamentos horizontais, até o limite do aparelho; iii) retorno da caixa ao posicionamento inicial, para realização do ensaio da tensão normal imediatamente superior. Foram utilizadas as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa para o ensaio. Foram realizados 3 (três) outros ensaios com tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa para a confirmação dos valores obtidos anteriormente.

3.5.2 Ensaio de arrancamento

Este ensaio foi realizado para 2 (dois) tipos de materiais de preenchimento: i) areia e ii) RCD-R. Para a realização dos ensaios foram realizados os seguintes procedimentos sequenciais:

a) Preparação dos materiais de preenchimento: a areia foi ensaiada após a secagem à sombra; o RCD, após o período de secagem, teve a sua umidade corrigida para o teor de umidade ótima.

b) Preparação da caixa de teste: para evitar o surgimento de atrito entre o material de preenchimento e as paredes da caixa, estas foram revestidas com uma dupla camada de membranas de PVC (0,8 mm de espessura) intercaladas por lubrificante (graxa) (Figura 49).

Tal procedimento foi empregado em vários estudos anteriores (PALMEIRA & MILLIGAN, 1989; OCHIAI *et al.*1996).

Figura 49: Dupla camada de PVC com graxa.



c) Compactação dos materiais: a compactação foi realizada por meio da deposição da massa dos materiais necessários para a obtenção do grau de compactação adotado para o ensaio (96%) e compactação com o auxílio de uma placa de aço de 100 mm x 100 mm. Os materiais foram depositados e compactados em camadas, de forma a garantir uma compactação homogênea do material. A Tabela 10 resume as informações das camadas de compactação utilizadas, processo explicitado na Figura 50.

Tabela 10: Dados da compactação do material na caixa de arrancamento.

Material	GC %	Espessura (cm)	Quantidade de camadas
RCD-R	96	3,75	4
Areia	96	3,75	4

Figura 50: Compactação em camadas



d) Montagem dos acessórios: após a compactação do material até a abertura para a passagem da geogrelha – 75 mm de altura do fundo da caixa –, realizou-se uma escavação de 10 mm para a colocação da célula de tensão total (CTT); após ter a CTT de enterrada (Figura 51), a camada escavada foi restaurada com o material de preenchimento e, logo em seguida, o corpo de prova de geogrelha foi instalado, tomando-se o cuidado com o seu alinhamento. A corpo de prova de geogrelha media 180 mm de largura (7 elementos longitudinais) e de 230 mm de comprimento (8 elementos transversais). Após o processo de instalação do corpo de prova de geogrelha (Figura 52), deu-se continuidade ao processo de compactação até atingir a altura total da caixa. Uma camada de membrana de PVC foi colocada sobre o material de preenchimento com o intuito de proteger a bolsa inflável de eventuais danos.

Figura 51: Colocação da CTT.

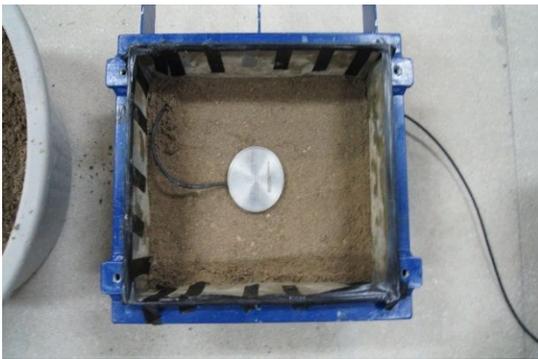


Figura 52: Colocação da geogrelha.



e) Realização dos ensaios: após os procedimentos anteriormente adotados, seguiu-se a realização do ensaio com o material compactado, geogrelha inserida, e topo da caixa protegida com a membrana de PVC (Figura 53), com o devido fechamento da tampa com os parafusos (Figura 54).

Figura 53: Colocação da membrana de PVC.

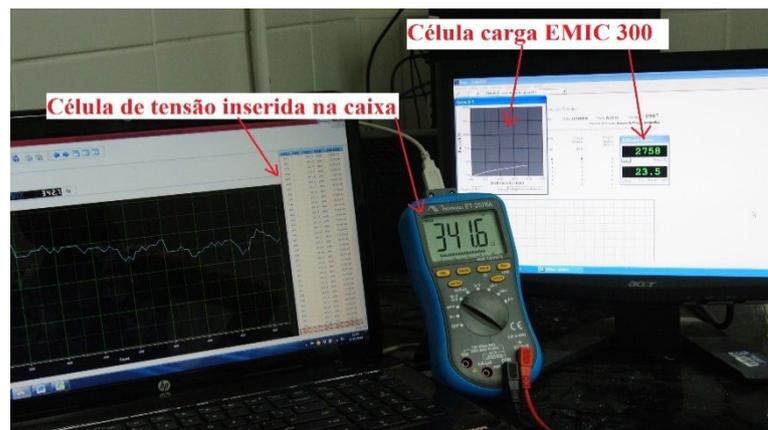


Figura 54: Tampa aparafusada.



Com a tampa devidamente fechada, levou-se a caixa para a sua fixação na prensa. Cabos elétricos da CTT instalada no interior da caixa foram ligados ao multímetro digital de precisão e também à alimentação de fonte de 5V (cinco volts) para efetuar as medidas de resistência. Os valores de resistência foram gravados diretamente um computador ligado ao multímetro. Para relacionar o deslocamento com os valores da resistência (posteriormente transformados em pressão) foi feita a filmagem dos valores apresentados nos dois computadores empregados durante o ensaio, os quais registravam: a) deslocamento e força vindos da célula de carga da prensa; e b) valores de resistência e gráfico vindos da CTT do interior da caixa (Figura 55). Todos os ensaios válidos foram filmados, cada um com média de 20 a 30 minutos de duração.

Figura 55: Obtenção dos dados.



4. RESULTADOS

4.1 Caracterização dos Materiais

4.1.1 Granulometria

A análise granulométrica do RCD-R revelou que o material pode ser classificado como um solo arenoso (Figura 56). Pelo Sistema de classificação de solos do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o RCD-R foi caracterizado como uma areia bem graduada (SW), pouco pedregulho, com poucos finos. A Tabela 11 apresenta os valores médios de cada fração granulométrica, obtidos para o RCD-R.

Figura 56: Granulometria do RCD-R.

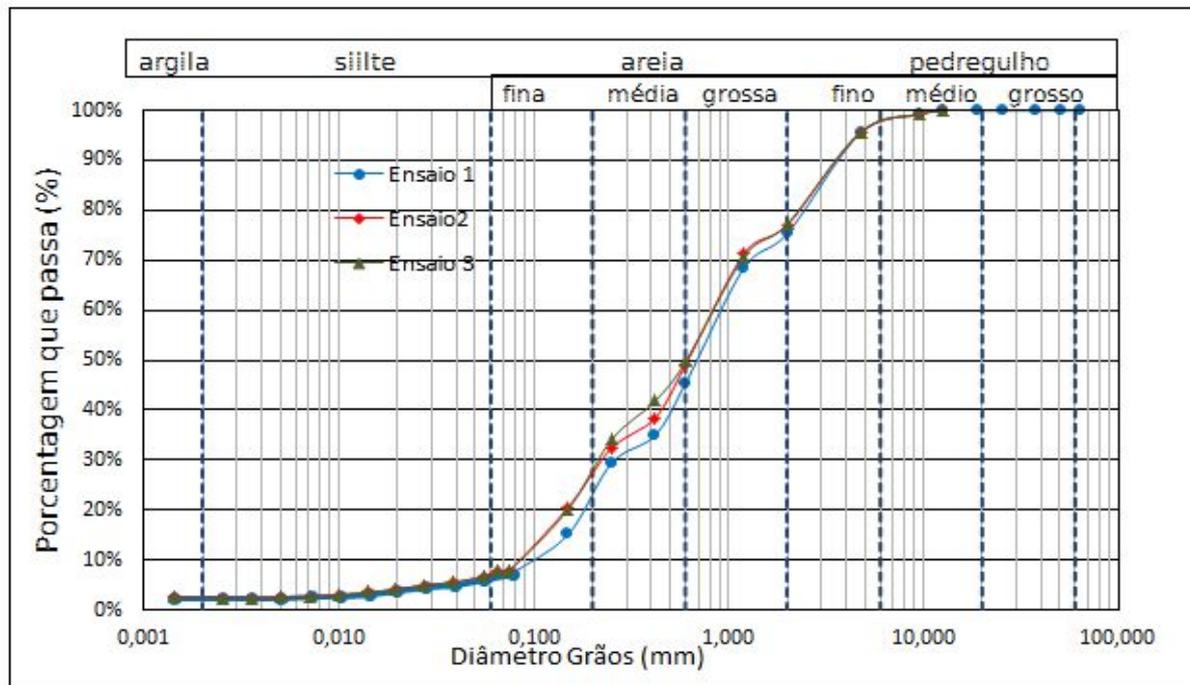


Tabela 11: Porcentagem discriminada das frações granulométricas do RCD-R.

Material presente	Porcentagem média (%)
Argila	4,002
Silte	2,700
Areia fina	18,566
Areia média	22,740
Areia grossa	28,544
Pedregulho fino	19,990
Pedregulho médio	3,459
Pedregulho grosso	0,000

Os resultados dos ensaios de distribuição granulométrica da areia também revelaram uma baixa variabilidade das curvas (Figura 57). A Tabela 12 apresenta os valores médios de cada fração granulométrica obtidos para a areia.

Figura 57: Granulometria da areia.

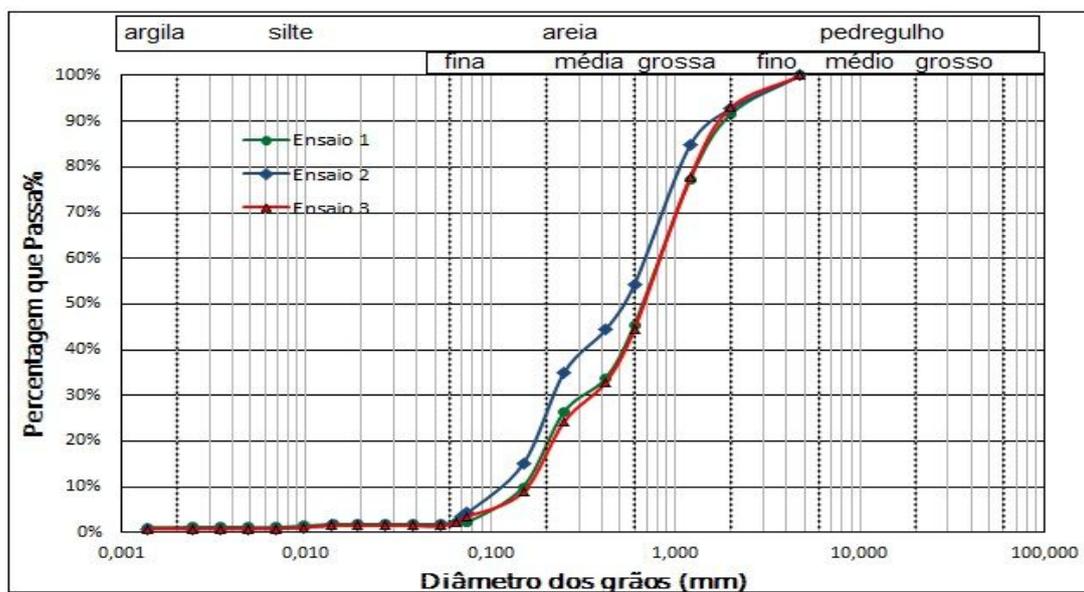


Tabela 12: Porcentagem das frações granulométricas da areia.

Material presente	Porcentagem média (%)
Argila	1,601
Silte	0,141
Areia fina	18,342
Areia média	28,013
Areia grossa	44,365
Pedregulho fino	7,538
Pedregulho médio	0,000
Pedregulho grosso	0,000

4.1.2 Limites de consistência

Todas as amostras dos materiais ensaiados (RCD-R e areia) apresentaram comportamento não plástico, o que é um ponto positivo para o seu uso em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, segundo as normas BS8006 e FHWA 2001.

4.1.3 Massa específica

Foram realizados 3 (três) ensaios conforme a NBR 6508/84 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Verificou-se que o RCD-R apresentou um valor de massa específica dos sólidos igual a 2,465 g/cm³; enquanto a areia apresentou um valor de 2,656 g/cm³. Os resultados obtidos e os seus valores médios são apresentados na Tabela 13.

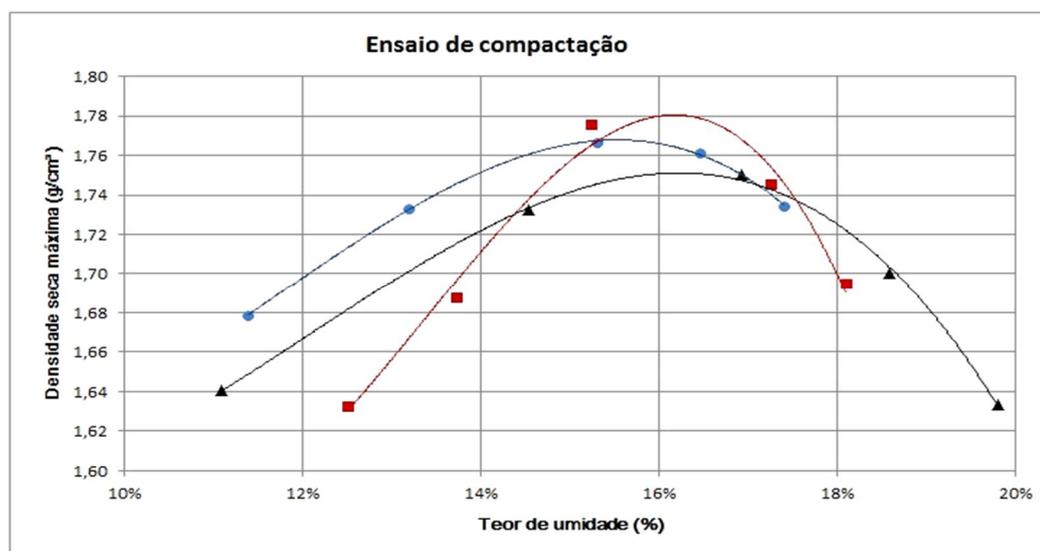
Tabela 13: Massa específica dos grãos.

Material	Massa específica sólidos (g/cm ³)	Média (g/cm ³)
RCD-R 01	2,458	2,465
RCD-R 02	2,484	
RCD-R 03	2,452	
Areia 01	2,653	2,656
Areia 02	2,658	
Areia 03	2,656	

4.1.4 Ensaio de compactação e índice de vazios

O ensaio de compactação foi realizado, de acordo com a NBR 7182 – Solo – Ensaio de compactação (ABNT, 1986), com o RCD-R usando cilindro pequeno devido à pouca quantidade de material, obtendo as curvas de compactação e as umidades ótimas apresentadas na Figura 58.

Figura 58: Ensaio de compactação do RCD-R.



Como resultado obteve-se a umidade média ótima de 15,53% e densidade seca máxima de 1,761 g/cm³.

Para a areia, o método de se obter a densidade máxima foi por meio da NBR 12001 – Determinação do índice de vazios máximo em solos não coesivos – (ABNT, 1990) e NBR 12516 – Determinação do índice de vazios mínimo em solos não coesivos – (ABNT,1991).

Como resultado, obteve-se a massa específica igual a $1,711 \text{ g/cm}^3$, para índice de vazios mínimo, e $1,488 \text{ g/cm}^3$, para índice de vazios máximo.

A Tabela 14 mostra os resultados dos três ensaios de compactação, na energia de Proctor Normal usando cilindro pequeno (1000 cm^3), resultando em valor médio de densidade de $1,761 \text{ g/cm}^3$ e umidade ótima de 15,53%.

Tabela 14: Resultados do ensaio de compactação para RCD-R.

Ensaio	Umidade ótima ($\omega_{\text{ótima}}$) (%)	Grau de Compactação (%)	Densidade máxima seca $\gamma \text{ (g/cm}^3\text{)}$
1	15,29	96	1,764
2	15,82	96	1,767
3	15,48	96	1,751
Média	15,53	Média	1,761

Para a areia foi determinado o índice de vazios mínimo e máximo, como demonstra as Tabelas 15 e 16, resultando em valor médio de índice de vazios máximo de 0,784 e vazios mínimos em 0,643.

Tabela 15: Índice de vazios máximo.

Ensaio	Volume do molde (cm^3)	Peso Areia (g)	Índice de vazios máximo (e_{max})
1	1012	1507	0,780
2	1012	1500	0,788
3	1012	1505	0,785
	Média	1504	0,784

Tabela 16: Índice de vazios mínimo.

Ensaio	Volume do molde (cm^3)	Peso Areia (g)	Índice de vazios mínimo (e_{min})
1	1012	1734	0,641
2	1012	1731	0,644
3	1012	1730	0,645
	Média	1732	0,643

4.2 Ensaio de cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto do RCD-R foram realizados utilizando umidade ótima igual a 15,5% e sobrecargas de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. A velocidade escolhida foi de 0,61 mm/mim. Os resultados do deslocamento horizontal e da tensão cisalhante são mostrados na Figura 59. A partir dos dados apresentados na Figura 59, traçou-se a envoltória de resistência mostrada na Figura 60, que por regressão forneceu os valores de ângulo de atrito e coesão iguais a 38,7° e 9 kPa, respectivamente.

Figura 59: Resultado ensaio de cisalhamento direto com o RCD-R.

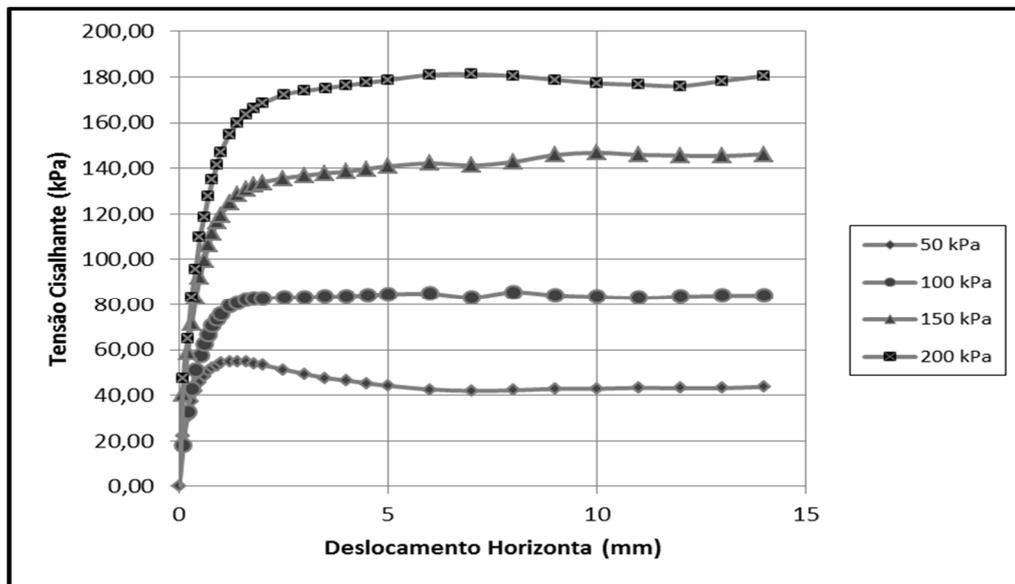
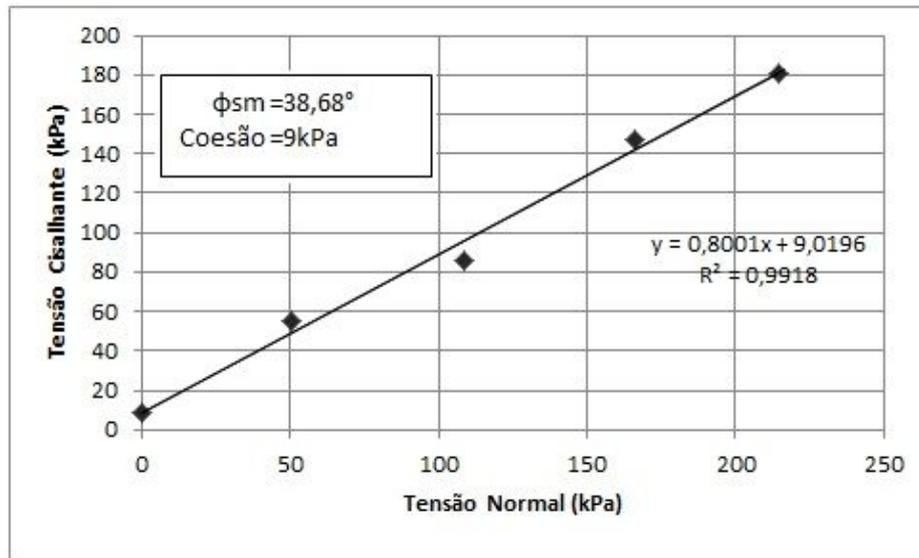


Figura 60: Envoltória de resistência ao cisalhamento do RCD-R.



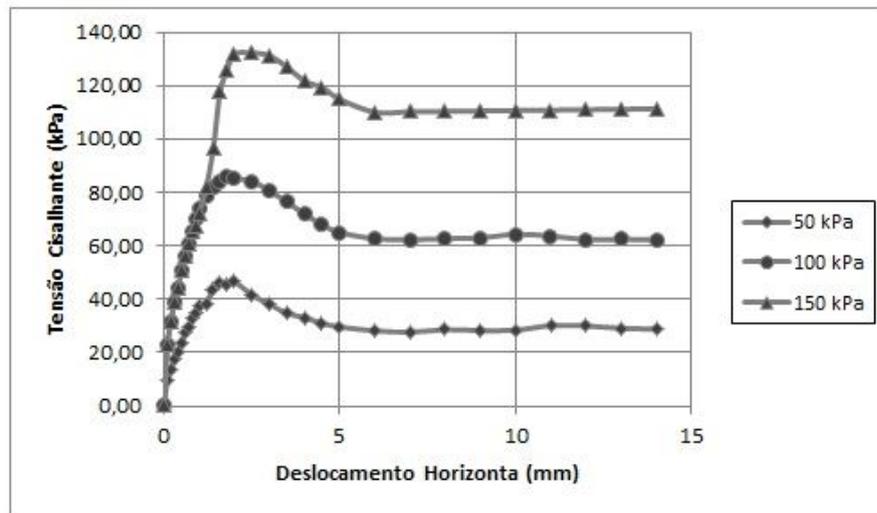
Foram ainda realizados mais 2 (dois) ensaios de cisalhamento direto com o RCD-R ensejando a confirmação da coesão apresentada, que resultou nos valores apresentados na Tabela 17.

Tabela 17: Ensaios para confirmação das características do RCD-R.

RCD-R	Ângulo de atrito ($^\circ$)	Média ($^\circ$)	Coesão (kPa)	Média (kPa)
Ensaio 1	38,7		9,0	
Ensaio 2	40,2	39,6	9,8	9,3
Ensaio 3	39,9		9,2	

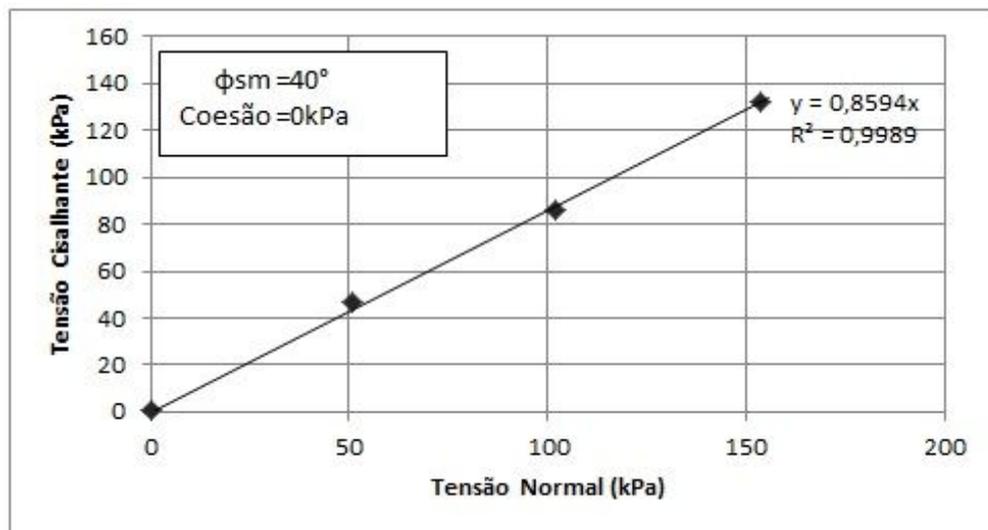
Ensaios de cisalhamento direto foram feitos também para a areia. A Figura 61 ilustra os comportamentos observados nos ensaios de cisalhamento direto da areia, com um valor de pico seguido uma tensão residual.

Figura 61: Ensaio de cisalhamento direto da areia.



A partir dos resultados apresentados na Figura 61, foi obtida a envoltória de resistência ao cisalhamento apresentada na Figura 62. O resultado revela valores de coesão e ângulo de atrito iguais a 0,0 (zero) kPa e 40° , respectivamente, o que se mostra coerente uma vez que material trata-se de uma areia de granulometria grossa.

Figura 62: Envoltória de resistência ao cisalhamento da areia.



Valores negativos de coesão muito próximos de zero, obtidos nos Ensaios 2 e 3, foram considerados decorrentes da dispersão oferecida pelo ensaio e, para fins de caracterização,

foram igualados a 0,0 (zero) kPa. A Tabela 18 apresenta dos valores de ângulo de atrito e coesão considerados para a areia.

Tabela 18: Ensaio de cisalhamento da areia

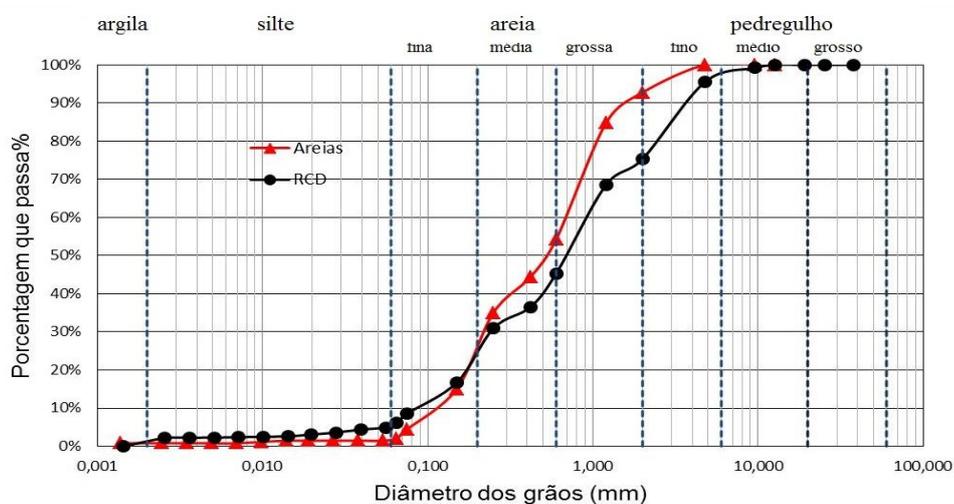
Areia	Ângulo de atrito(°)	Média (°)	Coesão (kPa)	Média (kPa)
Ensaio 1	39,9		2,97	
Ensaio 2	41,1	40,3	-2,41*	-0,1
Ensaio 3	39,9		-0,84*	

Nota: (*) Valor obtido por meio de regressão da envoltória de resistência; para fins de cálculo da média, tal valor foi igualado a 0,0 (zero) kPa.

4.3 Resumo dos parâmetros medidos entre os materiais

Para fins de comparação, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos dois materiais empregados no ensaio de arrancamento. A Figura 63 mostra o comparativo entre as granulometrias dos dois materiais, demonstrando certa similaridade. Como diferença, nota-se a presença de pedregulho fino e médio no RCD-R, além da presença, mesmo que pequena, de materiais finos, oriundo do composto processado de materiais de construção e demolição diversos.

Figura 63: Comparativo entre granulometrias da areia e RCD-R.



A Tabela 19 resume todos os parâmetros obtidos nos diversos ensaios para caracterização dos dois materiais empregados no estudo. Observou-se a existência de parâmetros com valores muito próximos, de granulometria, densidade e ângulo de atrito, diferindo apenas na presença da coesão aparente no RCD-R.

Tabela 19: Resumo dos resultados para os materiais empregados no ensaio.

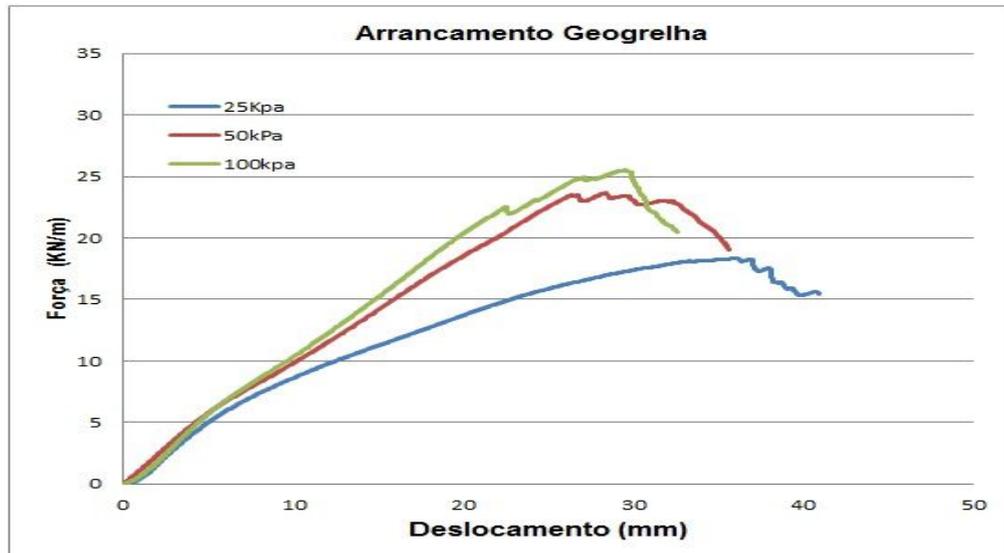
Parâmetros	Valores (Areia)	Valores (RCD-R)
Peso Específico (g/cm ³)	2,66	2,46
Limite de liquidez (%)	NA	NA
Limite de plasticidade (%)	NA	NA
Densidade seca máxima (g/cm ³)	1,71	1,76
Umidade ótima (%)	NA	15,5
Ângulo de atrito (°)	40,4°	39,9°
Coesão (kN/m ²)	0	9

4.4 Resultados do ensaio de arrancamento

4.4.1 Arrancamento com o RCD-R

Os resultados do arrancamento da geogrelha enterrada no RCD-R mostraram que, à medida que a tensão confinante foi aumentada, os valores da força de arrancamento aumentaram (Figura 64).

Figura 64: Ensaio de arrancamento com o RCD-R.



Na Tabela 20 são apresentados os valores obtidos e calculados a partir do ensaio de arrancamento com o RCD-R.

Na tensão de 25 kPa houve mobilização do solo; como também uma pequena movimentação quando da pressão de 50 kPa; e nenhum deslocamento interno no ensaio com 100 kPa.

Tabela 20: Valores obtidos no ensaio de arrancamento com o RCD-R.

Ensaio – Tensão normal	Força máxima arrancamento (kN/m)	Tensão cisalhante máxima (kPa)	Tensão Normal pela CTT (kPa)	Deslocamento no arrancamento (mm)
1 - 25 kPa	18,3	41,67	38,48*	36,1
2 - 50 kPa	20,7	47,03	57,17**	31,8
3 - 100 kPa	25,5	57,94	105,05***	29,5

Nota: (*) por rompimento do solo; (**) por pequena mobilização do solo; ***por rompimento da geogrelha.

4.4.1.1 Variação da tensão normal interna durante o ensaio

Apesar da Figura 65 não demonstrar a magnitude da variação da pressão no interior da caixa, ela é percebida no gráfico isoladamente, evidenciado na Tabela 21. Observou-se que, no ensaio com 25 kPa, o deslocamento da geogrelha no interior da caixa causou um

incremento de tensão interna. Analisando esse resultado com os obtidos nos ensaios realizados com tensão normal de 50 kPa e 100 kPa, verificou-se que houve um menor incremento de tensão normal interna à medida que a tensão normal de início de ensaio foi elevada. Uma possível explicação para isso, está no fato de a movimentação da geogrelha e consequentemente do solo causar um efeito de dilatação deste último, no interior da caixa.

Figura 65: Variação da tensão ao longo do ensaio de arrancamento com o RCD-R.

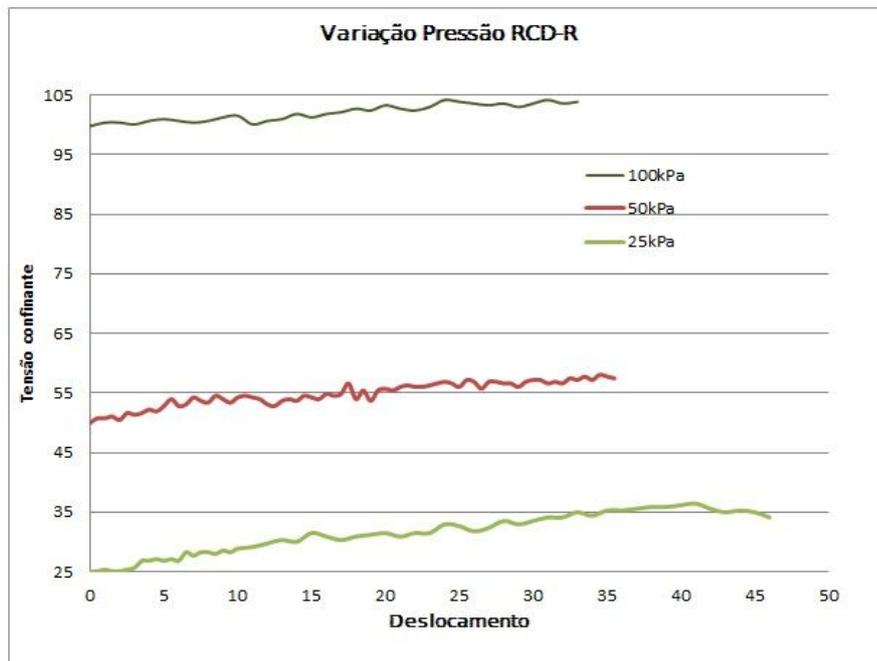


Tabela 21: Variações de tensão e coeficientes de interação dos ensaios com o RCD-R.

Ensaio	Variação da tensão confinante (kPa)	*f Coeficiente de interação
25 kPa	11	1,021
50 kPa	8	> 0,836
100 kPa	4	> 0,605

* $f = F_{\text{máx}} / 2A(c' + \sigma \tan \phi)$. Onde: A = área geogrelha confinado; c' = coesão obtida no cisalhamento direto.

4.4.1.2 Exumação das geogrelhas após os ensaios de arrancamento com o RCD-R

As Figuras 66 a 69 mostram claramente uma movimentação do material interno da caixa. Houve uma grande mobilização do RCD e geogrelha na aplicação de 25 kPa, como também em menor escala para 50 kPa. Nos dois casos é revelado o momento do rompimento do material de enchimento.

Figura 66: Exumação da geogrelha (RCD-R 25 kPa).



Figura 67: Rompimento da geogrelha (RCD-R 25 kPa).



Figura 68: Exumação da geogrelha (RCD-R 50 kPa).



Figura 69: Rompimento da geogrelha (RCD-R 50 kPa).



Já no ensaio de arrancamento com a tensão normal de 100 kPa, o RCD-R não permitiu o deslocamento da geogrelha, funcionando, assim, como uma “garra”, causando o rompimento da geogrelha no seu trecho localizado fora da caixa de ensaio (Figura 70).

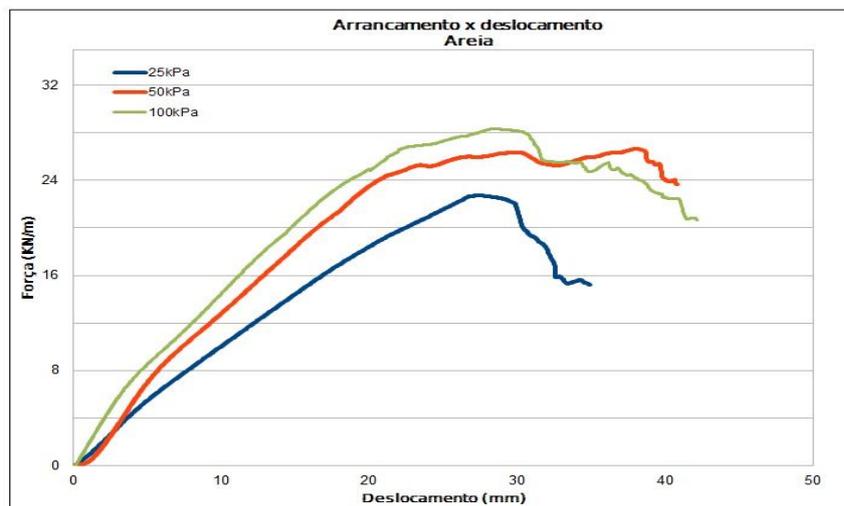
Figura 70: Exumação da geogrelha 100 kPa.



4.4.2 Arrancamento com a areia

Os resultados do ensaio de arrancamento da areia (Figura 71) revelaram um acréscimo na força de arrancamento mediante do aumento da tensão normal de ensaio – comportamento anteriormente observado para o RCD-R, com a diferença de que, já na pressão de 50 kPa, os deslocamentos internos não ocorreram, observando-se a ruptura da geogrelha fora da caixa.

Figura 71: Ensaio de arrancamento com a areia.



Os resultados demonstram uma maior força de arrancamento solicitada – na ordem de 20% superior – nas areias em relação ao RCD-R. A diferença de 1% da força máxima entre 50

kPa e 100 kPa comprova que houve a ruptura da geogrelha antes de atingir a máxima interação da interface. A Tabela 22 evidencia os valores obtidos:

Tabela 22: Valores obtidos no ensaio de arrancamento com a areia.

Ensaio - Tensão normal	$F_{m\acute{a}xima}$ (kN/m)	Tensão cisalhante máxima (kPa)	Tensão Normal pela CTT (kPa)	Deslocamento no arrancamento (mm)
1 - 25 kPa	22,7	51,61	44,67*	27,5
2 - 50 kPa	26,6	60,51	>71,60**	38,0
3 - 100 kPa	26,9	64,39	>102,50**	28,5

Nota: (*) por rompimento do solo; (**) por rompimento da geogrelha.

4.4.2.1 Variação da tensão normal interna durante o ensaio com a areia

Assim como no caso do RCD, a amplitude de variação de tensão normal interna registrada com o material arenoso foi maior para o ensaio com tensão normal igual a 25 kPa. Observou-se que a areia apresentou valores de coeficiente de interação superiores aos observados para o RCD-R (Figura 72 e Tabela 23).

Figura 72: Ensaio de arrancamento para a Areia.

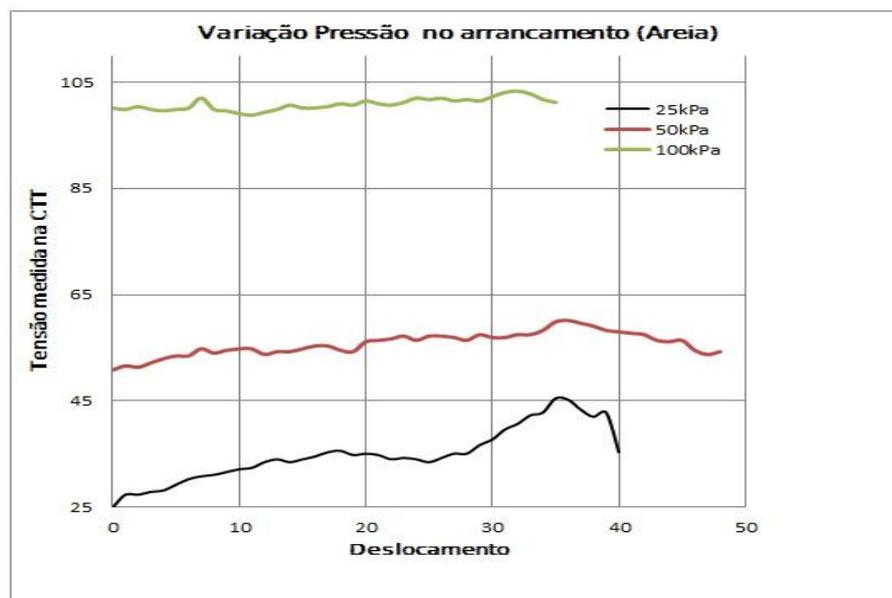


Tabela 23: Variações de tensão e coeficientes de interação dos ensaios com a areia.

Ensaio	Varição da tensão confinante (kPa)	*f Coeficiente de interação
25 kPa	21	1,356
50 kPa	9	> 0,992
100 kPa	5	> 0,737

*f = $F_{\text{máx}} / 2A(c' + \sigma \tan \phi)$. Onde: A = área da geogrelha confinada; σ = tensão medida pela CTT; ϕ = ângulo de atrito no cisalhamento direto.

4.4.2.2 Exumação das geogrelhas após os ensaios de arrancamento com a areia.

O processo de exumação da geogrelha após o ensaio de arrancamento (tensão normal de 25 kPa) revelou que houve movimentação da geogrelha na porção interna da caixa, sendo possível observar a mobilização dos membros transversais mais afastados da parede frontal da caixa (Figuras 73 e 74).

Figura 73: Detalhe da movimentação da geogrelha 25 kPa.



Figura 74: Deformação da geogrelha (Areia 25 kPa).



Como pode ser observado na Figura 75, na pressão de 50 kPa, houve pouco deslocamento da geogrelha internamente, com solicitações maiores sempre nos elementos mais próximo da aplicação da força, chegando a não deslocar nenhum elemento distante da

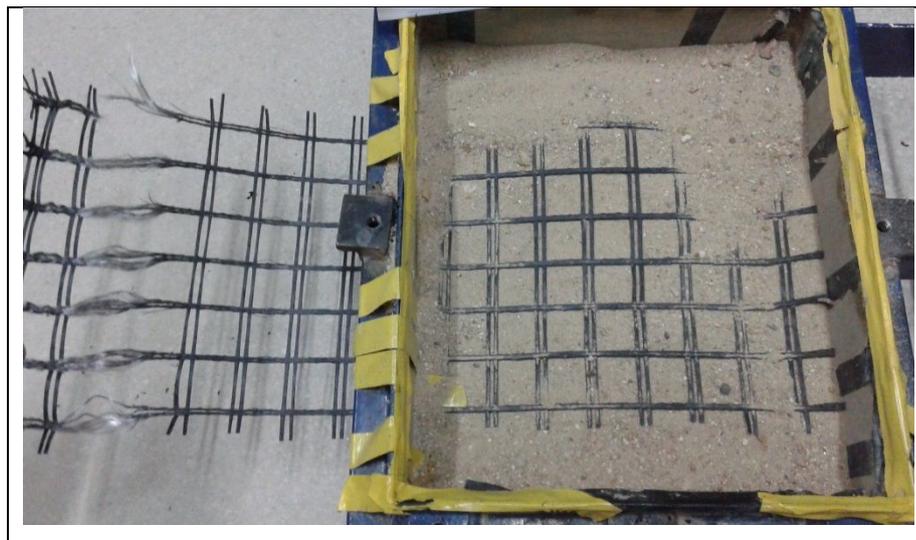
parte frontal da caixa. No caso da areia, a partir desta pressão, além de não produzir a ruptura do solo, as deformações sempre ocorreram na parte não confinada e com ruptura.

Figura 75: Pouco deslocamento interno Areia 50 kPa.



Na condição de pressão normal de 100 kPa (Figura 76), não há indicativo nenhum de movimentação interna que demonstre o rompimento do material de preenchimento (areia). Em todos os testes, nestas condições, a geogrelha sempre se rompeu sem afetar a parte confinada. A areia grossa funcionou como boa ancoragem, o suficiente para suportar o máximo de resistência que a geogrelha pode oferecer à solicitação de tração.

Figura 76: Situação após exumação Areia 100 kPa.



4.4.3 Ensaio complementares realizados com o RCD-R e a areia (tensões normais de 25 kPa, 50 kPa e 75 kPa).

Aqui são tratados e discutidos os ensaios de arrancamento complementares, os quais foram realizados para 3 (três) condições de tensão normal e com os dois materiais investigados.

4.4.3.1 Resultados para tensão normal de 25 kPa

Os resultados demonstraram que, para todos os ensaios com 25 kPa, houve mobilização interna indicativa do rompimento do material de preenchimento usado. Foi observado comportamento da mobilização dos elementos na ordem do mais próximo da aplicação do esforço para o mais afastado. A partir da ruptura do solo, o comportamento do gráfico da Figura 77 se mostrou com muitas variações da Força solicitada, em decréscimo.

Nas Figuras 77 e 78 são apresentados os comportamentos observados durante o ensaio de arrancamento do RCD-R e da areia, respectivamente. Os ensaios revelaram que a areia apresentou um valor médio de força de arrancamento um pouco maior – na ordem de 3% – em relação ao obtido para o RCD-R (Tabela 24).

Figura 77: Ensaio de arrancamento com o RCD-R (25 kPa).

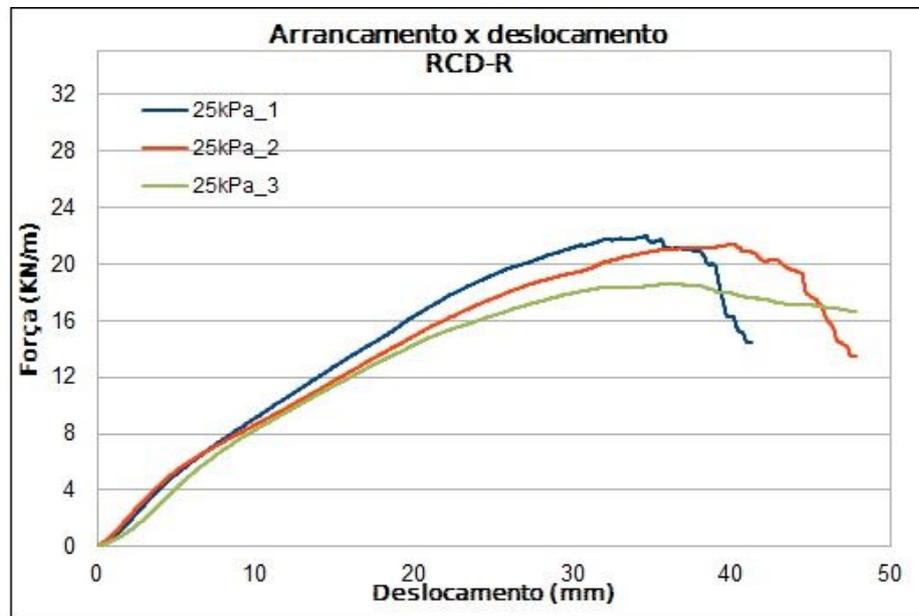


Figura 78: Ensaio de arrancamento com a areia (25 kPa).

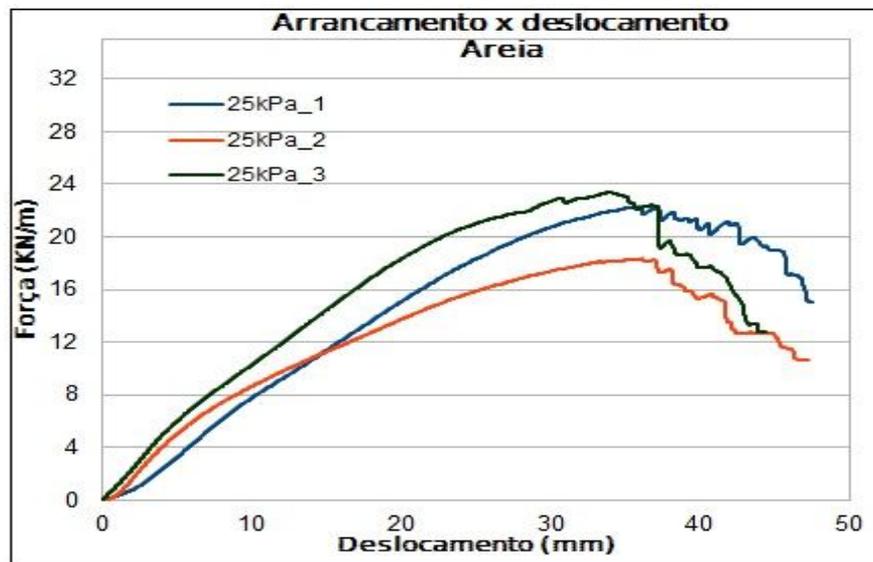


Tabela 24: Resultados dos ensaios de arrancamento com 25 kPa.

Material em 25 kPa	Pico Força arrancamento (kN/m)	Média
--------------------	--------------------------------	-------

RCD-R	22,0	
	21,4	20,7
	18,6	
Areia	22,3	
	18,3	21,3
	23,4	

4.4.3.2 Resultados para a tensão normal de 50 kPa

Para a tensão de 50 kPa, verificou-se a movimentação interna da geogrelha apenas nos ensaios realizados com o RCD-R; e nenhuma mobilização para os realizados com a areia. As forças de arrancamento máximas (Figuras 79 e 80) ocasionaram a ruptura da geogrelha. A partir da análise dos valores da força de arrancamento média atingidas para os dois materiais revelou um valor superior para a areia, com um valor da ordem de 30% superior ao observado para o RCD-R (Tabela 25).

Figura 79: Ensaios de arrancamento com o RCD-R (50 kPa).

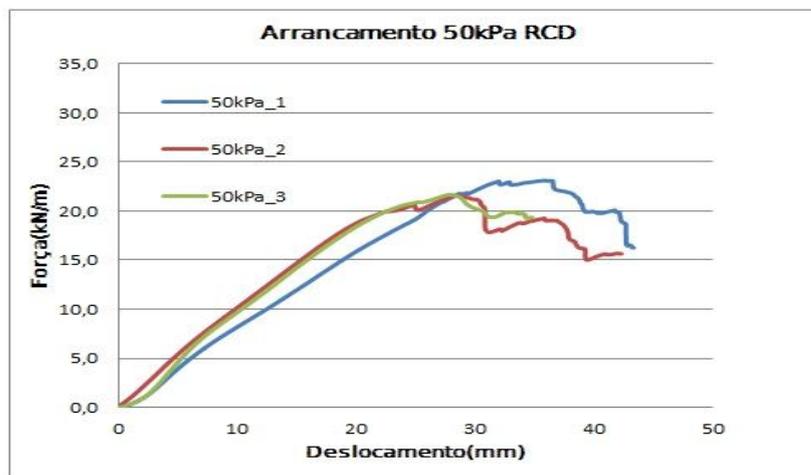


Figura 80: Ensaio de arrancamento com a areia (50 kPa).

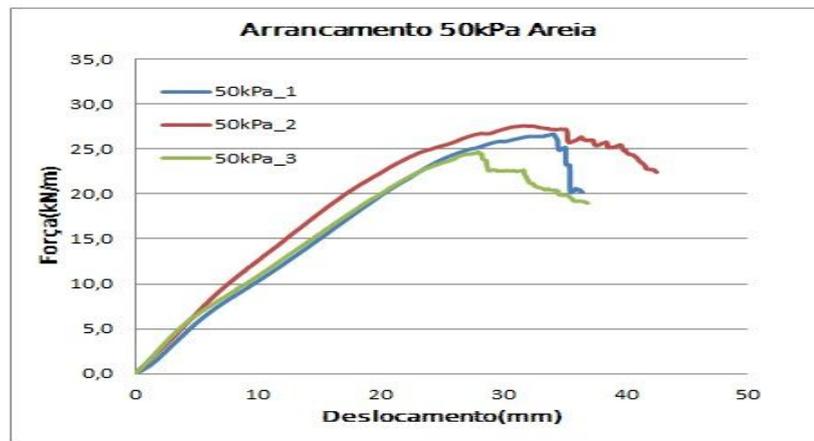


Tabela 25: Resultado dos ensaios de arrancamento com 50kPa.

Material em 50kPa	Pico Força arrancamento (kN/m)	Média
RCD-R	23,1	22,1
	21,5	
	21,7	
Areia	26,7	26,3
	27,6	
	24,7	

4.4.3.3 Resultados para a tensão normal de 75kPa

Observou que, a partir da tensão normal de 50 kPa, a força máxima de tração da geogrelha foi atingida – em torno de 25 kN/m (Figuras 81 e 82). Para tal tensão, o confinamento dos materiais de preenchimento funcionou como uma “garra”.

Figura 81: Ensaio de arrancamento com o RCD-R (75 kPa).

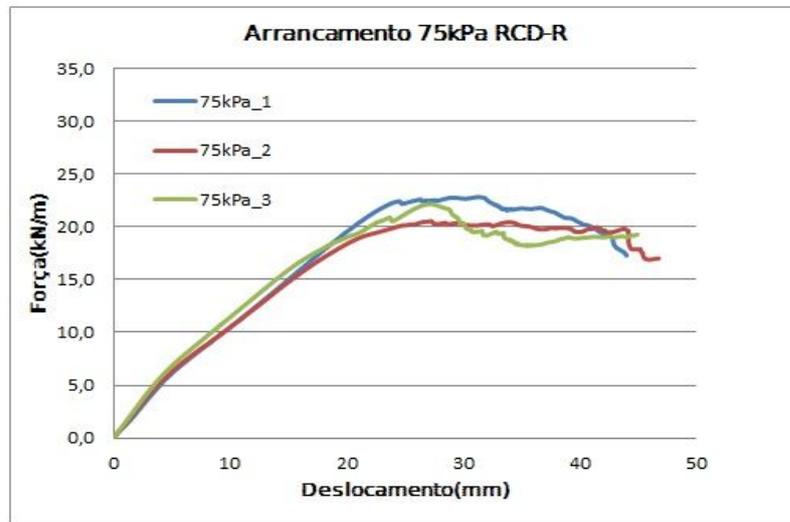
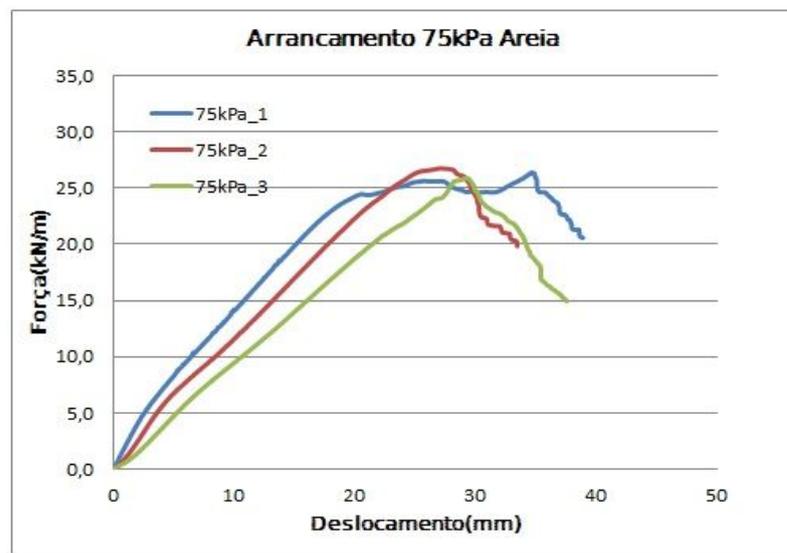


Figura 82: Ensaio de arrancamento com a areia (75 kPa)



A Tabela 26 apresenta os resultados obtidos na realização dos ensaios, demonstrando um valor do pico de arrancamento, na média, 8% maior para a areia empregada.

Tabela 26: Resultados dos ensaios de arrancamento com 75 kPa.

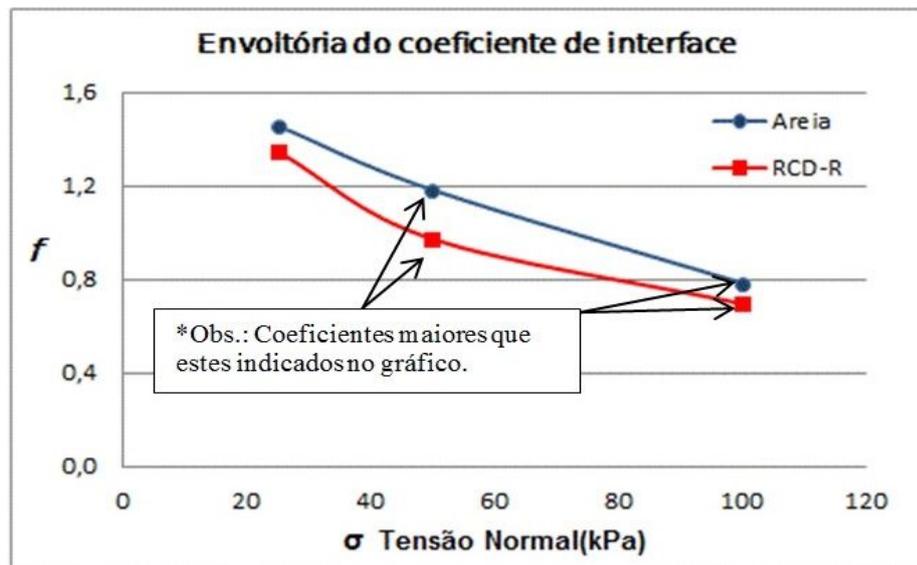
Material em 75kPa	Pico Força arrancamento (kN/m)	Média
-------------------	--------------------------------	-------

RCD-R	24,0	
	24,7	24,4
	24,4	
Areia	26,4	
	26,8	26,4
	25,9	

4.4.3.4 Análise dos coeficientes de resistência de interface

Para um aumento da tensão normal, resultou em decréscimo do valor do coeficiente de interação – resultados similares aos obtidos por Santos (2007). Tendo em vista que, para as tensões normais de 50 kPa e 100 kPa, não houve mobilização da porção enterrada da geogrelha, os valores de f para tal tensão foram calculados para fins de avaliação do comportamento de ambos os materiais (Figura 83). Assumindo valores maiores que os plotados no gráfico da Figura 83 (setas indicativas), uma vez que nestas tensões não houve o arrancamento do reforço através do solo, mas a ruptura da geogrelha.

Figura 83: Envoltórias dos coeficientes de interação.



Analisando os resultados obtidos para a tensão normal que efetivamente promoveu o arrancamento da geogrelha (25 kPa), verificou-se que a areia apresentou um melhor valor de coeficiente de interface (Tabela 27). No entanto, os resultados obtidos para o RCD-R demonstraram o material possui um comportamento bastante similar ao observado para a

areia, viabilizando assim, neste aspecto, a sua aplicação em estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Tabela 27: Coeficientes de interação de ambos os materiais.

Material	Tensão normal (kPa)	Coeficiente de resistência de interface			Média
RCD-R	25	1,41	1,39	1,25	1,34
	50	1,00	0,96	0,96	> 0,97
	75	0,71	0,69	0,72	> 0,71
Areia	25	1,51	1,39	1,47	1,46
	50	1,12	1,25	1,18	> 1,18
	75	0,82	0,78	0,79	> 0,79

* $f = F_{\text{máx}} / 2A(c' + \sigma \tan \phi)$. Onde: $F_{\text{máx}}$ = Força máxima no arrancamento; A = Área face confinada; c' = coesão; σ = Tensão confinante no momento ruptura; ϕ = ângulo de atrito do material no ensaio de cisalhamento.

5. CONCLUSÃO

Diante dos resultados e das análises observadas, são aduzidas as seguintes conclusões:

- O objetivo de construção da caixa, como primeira parte deste estudo, foi considerado concluído com efetividade funcional, uma vez que o equipamento proporcionou a execução dos vários ensaios com operacionalidade;
- Os resultados das análises granulométricas revelaram que o RCD-R ensaiado pode ser classificado como uma areia pedregulhosa, com pequena presença de finos – com características similares às observadas no material de referência (areia de construção). O RCD-R apresentou um comportamento não plástico, o que surge como um ponto positivo para a sua aplicação como material de aterro;
- O ensaio de cisalhamento direto do RCD-R revelou que o material possui um elevado ângulo de atrito ($\phi = 39,6^\circ$) e ruptura plástica; o material apresentou um valor de coesão devido à presença de materiais finos (solo), sem, no entanto, comprometer a sua aplicação, demonstrando possibilidades de aplicação deste material em obras geotécnicas;
- Dentre as tensões normais usadas nos ensaios de arrancamento, apenas a de 25 kPa permitiu o arrancamento da geogrelha para os dois materiais empregados (RCD-R e areia); nas tensões normais de 50 kPa e 100 kPa, os materiais de preenchimento comportaram-se como uma “garra”, impossibilitando o arrancamento do reforço;
- O resultado do ensaio de arrancamento de geogrelha revelou que o coeficiente de atrito de interface do RCD-R apresentou valor 8% inferior ao da areia, mostrando que, nesse aspecto, aquele material detém potencial de uso como material de aterro em obras geotécnicas que envolvam reforço de solo com geossintéticos.

Como sugestões para pesquisas futuras são apresentados os itens:

- a) realizar ensaios de arrancamento com outras geogrelhas e outros solos, de forma a buscar entender o comportamento de tais materiais e fomentar a obtenção de parâmetros que possam ser utilizados em projetos com maior confiança;

b) realizar ensaios com instrumentação que permita o monitoramento das deformações internas à caixa, sensores de poro-pressão, entre outros, visando aperfeiçoar o ensaio de arrancamento e obter mais informações sobre o comportamento dos reforços; e

c) analisar os comportamentos de reforços enterrados por um longo intervalo de tempo, visando avaliar os seus comportamentos diante das eventuais degradações físicas e químicas que venham a ter sofrido.

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, M. Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. **Curso sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**, São Paulo, v.1, p.1-32, 1998.
- ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil em 2014**. São Paulo: ABRELPE, 2015.
- AFFONSO, F. J. A. **Caracterização de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) para uso em camadas drenantes de Aterros de Resíduos Sólidos**. 2005. 161f. Dissertação de Mestrado-COOPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ).
- AFONSO, M. R. F. L. **Ensaio de corte directo na caracterização da interface solo-geossintético**. 2009. 82f. Dissertação de Mestrado-Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, FEUP, Porto, 2009.
- ALAGIYAWANNA, A.M.N.; SUGIMOTO, M.; SATO, S.; TOYOTA, H. Influence of longitudinal and transverse members on geogrid pullout deformation. **Geotextiles and Geomembranes**, Philadelphia, n.19. p.485-507. 2001.
- ALBUQUERQUE, D. M. S. **Impacto socioambiental da deposição irregular dos resíduos da construção e demolição na cidade do Recife**. 2015. 178f. Dissertação de Mestrado-Escola Politécnica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco, Recife, 2015.
- ALFARO, M. C.; MIURA, N.; BERGADO, D. T. Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests. **Geotechnical Testing Journal**, West Conshohocken, v.18, n.2, p.157-167. 1995.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND TRANSPORTATION OFFICIAL. AASHTO. **Standard specification of highway bridges**. 17th ed. Washington, 2002.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING DESIGNATION. **D 3080/D 3080M-11**, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 4.08. 2011.
- ARAÚJO JR., E. L. **Uso de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em Estacas de Compactação para Melhoramento de Solos**. 2010. 166f. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PEC), Escola Politécnica de Pernambuco (POLI), Universidade de Pernambuco (UPE), Recife, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984a.
- _____. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. 13p. Rio de Janeiro, 1984b.

_____. **NBR 6457:** Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 9p. Rio de Janeiro, 1986a.

_____. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de compactação. 10p. Rio de Janeiro, 1986b;

_____. **NBR 12004:** Determinação do índice de vazios máximo em solos não coesivos. 7p. Rio de Janeiro, 1990.

_____. **NBR 12051:** Determinação do índice de vazios mínimo em solos não coesivos. 15p. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12553:** Geossintéticos: Terminologia. 3p. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 10004:** Resíduos sólidos – classificação. 71p. Rio de Janeiro, 2004a.

_____. **NBR 15115:** Agregados Reciclados de resíduos Sólidos da Construção Civil – Execução de Camadas de Pavimentação – Procedimentos. 10p. Rio de Janeiro, 2004^a.

_____. **NBR 15116:** Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos. 12p. Rio de Janeiro, 2004b.

ASTM D 6706-01. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil.** West Conshohocken, 2013.

BARROS, M. C. **Avaliação de um Resíduo de Construção Civil Beneficiado como Material Alternativo para Sistema de Cobertura.** 2005. 96f. Dissertação de Mestrado. COOPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, 2005.

BATHURST, R. J.; SIMAC, M. R. Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures In: FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILE, GEOMEMBRANE AND RELATED PRODUCTS, 1, 1994, Singapore. **Proceedings...**Singapura: National Library Board Singapore, 1994.

BATHURST, R.J., NERNHEIM, A., WALTERS, D.L., ALLEN, T.M., BURGESS, P., SAUNDERS, D., Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic reinforced soil walls. **Geosynthics International.** London, v.16, p.43-59. 2009.

BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil.** São Carlos, 2006. 294f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

BERGADO, D.T.; CHAI, J. Pullout force displacement relationship of extensible grid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes,** Philadelphia, v.13, n.5, p.295-316. 1994.

BORGES, B. S. **Estudo da Interação Solo-Geogrelha pelo Método dos Elementos Discretos**. 2012. 178f. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2012.

BOSCOV, M. E. G. **Geotecnia Ambiental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

BRANDÃO, F. F. **Caracterização de Resíduos Sólidos da Construção Civil para sua Utilização em Camadas Drenantes de Aterros Sanitários**. 2011. 108f. Dissertação de Mestrado-Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, 2011.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução nº 307, de 05 de julho 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Brasília, 17 jul. 2002.

_____. **Lei 12.305 de 02 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências**. Brasília: Câmara dos Deputados, Edições Câmara, 2010.

BS – British Standard. **BS 8006: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills**. London, 1995

CARVALHO, P. A. S.; WOLLE, C. M.; PEDROSA, J. A. B. A. Aterro Reforçado com Geotêxtil – Uma Opção Alternativa para Engenharia Geotécnica. In: 8º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COMBRAMSEF), 1986, Porto Alegre. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1986.

CATAPRETA, C. A. A.; SIMÕES, G. F. Utilização de Resíduos de Construção e Demolição para Cobertura Intermediária de Resíduos Sólidos Urbanos Dispostos em Aterros Sanitários. In: 26º CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 2011, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABES, 2011.

CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. Pullout evaluation of geosynthetics in cohesive soils. **Geotextiles, Geomembranes and Related Products**, Rotterdam, v.2, p.673-676. 1990.

CONKE, L. S.; FERREIRA, T. L. Urban metabolism: Measuring the city's contribution to sustainable development. **Environmental Pollution**. Philadelphia, v. 202, p. 146-152, jul. 2015.

DIAS, A. C. **Análise Numérica da Interação Solo-Geossintético em Ensaios de Arrancamento**. 2004. 102f. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004.

EZZEIN, F. M.; BATHURST, R. J. A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil. **Geotextiles and Geomembranes**, Philadelphia, v. 42, p.246-255. abr. 2014.

FARRAG, K.; ACAR, Y. B.; JURAN, I. Pullout resistance of geogrid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, Philadelphia, v. 12, p. 133-159. 1993.

FARSAKH, M. Y. A.; ALMOHD, I.; FARRAG, K. Comparison of Field and Laboratory Pullout Tests on Geosynthetics in Marginal Soils. **Transportation Research Record**, Washington, n. 1975, p. 124-136. 2006.

FHWA. Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Design and Construction Guidelines. **Federal Highway Administration**, US Department of Transportation, Washington D.C., 2001

GIROUD, J. P. From geotextiles to geosynthetics: A revolution in geotechnical engineering. In: 3RD INTERNATIONAL CONFERENCE GEOTEXTILES. 1986, Viena. **Proceedings...** Viena, 1986. vol. I, p.1-18.

GOURC, J. P.; LALARAKOTOSON, S.; MÜLLER-ROCHHOLTZ, H.; BRONSTEIN, Z. Friction measurement by direct shearing or tilting process. **Development of a european standard, geosynthetics: applications and construction**, Rotterdam, Balkema, 1996.

GUPTA, R. **A Study of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavement System**. 2009. 281f. Dissertation Doctor of Philosophy, the University of Texas, Austin, 2009.

HUANG, B.; BATHURST, R.J.; GUPTA, R. **Evaluation of soil-geogrid pullout models using a statistical approach**. International Geotechnical Testing Journal, West Conshohocken, v.32, n.6. 2009

INGOLD, T. S. Geotextiles: specification and testing. Ground Engineering. **Journal Geotechnical Engineering**, v. 6 n.109. p.45-51. 1983.

JEWELL, R. A. Reinforced Bond Capacity. **Geotechnique**, London, n.40, n.3. p.513-518. 1990.

_____. Application of Revised Design Charts for Steeps reinforced Slopes. **Geotextiles and Geomembranes**, 10, Philadelphia, n.3, p.203-233, 1991.

_____. Soil reinforcement with geotextiles. **CIRIA – Special Publication**. Londres, n. 123, 1996.

JEWELL, R. A.; MILLIGAN, G. W. E.; SARSBY, R. W. E DUBOIS, D. Interaction between soil and reinforcement. In: Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, 1984, London. **Proceeding...** London: Thomas Telford Ltda, 1984. p. 19-29.

JURAN, I.; HALIS.M.; FARRAG, K. Strains Compatibility Analysis for Geosynthetics Reinforced Soil Walls. **Journal Geotech Engn**, Reston-VA, v.116, n.2, p.312-329. 1990.

KAKUDA, F. M. **Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido**. 2005. 124f. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

KAKUDA, F. M.; BUENO, B. S.; TEIXEIRA, S. H. C. Geogrid pullout tests using small scale equipment. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 8. 2006, Yokohama. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2006. p. 1443-1446.

KARPINSK, L. A.; PANDOLFO, A.; REINEHR, R.; KUREK, J.; PANDOLFO, L.; GUIMARÃES, J. **Gestão diferenciada de resíduos da construção civil: uma abordagem ambiental**. Porto Alegre: UFRGS, 2009. Disponível em: <<http://www.sinduscondf.org.br/portal/arquivos/GestaodeResiduosPUCRS.pdf>> Acesso em: 01 Jul. 2016.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. New Jersey: Prentice – Hall, 1998.

KOULOURIS, A.; LIMBACHIYA, M. C.; FREID, A. N.; ROBERTS, J. J. Use of recycled aggregate in concrete application: case studies. Sustainable waste management and recycling: construction demolition waste. In: INTERNATIONAL CONFERENCE, CONCRETE AND MASONRY RESEARCH GROUP, 2014, London. **Proceedings...** London: Kingston Univesity, 2014, p. 245-247.

LADEIRA, M. A. S. A. **Estudo dos fenómenos da interação solo-geossintético através do ensaio de arranque**. 1995. 222f. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto. Porto, 1995.

LIMA, R. G.; LINS H.N.; PFITSCHER E.D.; GARCIA J.; SUNI A., GUERRA S. O. A. G. J. B.; DELLE, C. R. F. A sustainability evaluation framework for Science and Technology Institutes: An international comparative analysis. **Journal of Cleaner Production**, Philadelphia, v. 125, p. 145-158, 1 Jul. 2016.

LOUETTE, A. **Compêndio para a sustentabilidade: ferramentas de gestão de responsabilidade socioambiental—uma contribuição para o desenvolvimento sustentável**. São Paulo: **Antakarana Cultura Arte e Ciência**, 2007. Disponível em: <<https://pactoglobalcreapr.files.wordpress.com/2010/10/compendio2008parte11.pdf>> acesso em 05 fev 2016.

MIYATA, K. Walls reinforced with fiber reinforced plastic geogrid in Japan. **Geosynthetics International**, Tokyo, v.3, p.1-11. 1996.

MOLDAN, B.; JANOUSKOV A, S.; HAK, T. How to understand and measure environmental sustainability: indicators and targets. **Ecological Indicators**. Philadelphia, v. 17, p. 4–13, Jun. 2012.

NAKAMURA, T.; MITACHI, T.; IKEURA, I. Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test. **Soil and Foundations**, v.43. n.1, p.47-57. 2003.

OCHIAI, H.; OTANI, J.; HAYASHIC, S.; HIRAI, T. The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil. **Geotextiles and Geomembranes**, Philadelphia, v. 14, p. 19-42. 1996.

- PALACIO, C. H. **Estabilização de Solos com Resíduo de Construção e Demolição Reciclado (RCD-R) para Fins Rodoviários**. 2014. 26f. Artigo de Conclusão de Curso de Graduação. Universidade Católica de Brasília (UCB), 2014. Disponível em: <<http://twingo.ucb.br:8080/jspui/bitstream/10869/4638/1/Carlos%20Henrique.pdf>> Acesso em: 28 Jun. 2016.
- PALMEIRA, E. M. **The study of soil-reinforcement by means of large scale laboratory tests**. 1987. 238f. Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy. Magdalen College, University of Oxford, Oxford, 1987.
- PALMEIRA, E.M. Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. **Geotextile and Geomembranes**, Philadelphia, vol. 27, p. 368-390, 2009.
- PALMEIRA, E.M.; MILLIGAN, G.W.E. Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. **Geotechnique**, Thomas Telford Ltd., London, vol. 39, n.3, p.511-524, 1989.
- PEDRO, D.; BRITO, J.; EVANGELISTA, L. Influence of the use of recycled concrete aggregates from different sources on structural concrete. **Construction and Building Materials**, Philadelphia, n. 71, p. 141-151, nov. 2014.
- PEREIRA, V. R. G. **Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo**. 2010. 122f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- PEREIRA, S. M. **Estudo da viabilidade econômica da aplicação de agregado reciclado (AR) em construção de casas populares**. 2016. 132f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de Pernambuco, Recife, 2016.
- PERNAMBUCO. **Plano Metropolitano de Resíduos Sólidos da Região Metropolitana do Recife**. Recife: Secretaria das Cidades, 2010a.
- _____. **Lei 14.236 de 13 de dezembro de 2010. Dispõe sobre a Política Estadual de Resíduos Sólidos e dá outras providências**. Recife: Governo do Estado de Pernambuco, 2010b.
- POON, C.; CHAN, D. The use of recycled aggregate in concrete in Hong Kong. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 50, n. 3, p. 293-305, 2007.
- RAJU, D. M.; LO, S. C. R.; GOPALAN M. & GAO, J. On Large-scale Laboratory Pull-out Testing. **Geotechnical Engineering Journal**. v.29 n.. 2, p.123-155. 1998.
- RECIFE. **Lei 17.072/2005. Estabelece as diretrizes e critérios para o Programa de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PGRCC)**. Recife: Prefeitura Municipal do Recife, 2005.

_____. **Decreto 27.399/2013. Regulamenta as unidades de recebimento de resíduos sólidos oriundos de pequenos geradores, no âmbito do Município do Recife.** Recife: Prefeitura Municipal do Recife, 2013.

ROSADO, L.; KALMYKOVA, Y.; PATRÍCIO, J. Urban metabolism profiles. An empirical analysis of the material flow characteristics of three metropolitan areas in Sweden. **Journal of Cleaner Production.** Philadelphia, v. 126, p. 206–217, 10 Jul. 2016.

SAMPAIO, L. L. **Comportamento Mecânico de Resíduos Beneficiados da Construção e Demolição Utilizados na Fabricação de Concreto e Estabilização de Solos.** 2013. 99f. Dissertação de Mestrado. Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP).

SANTOS, E. C. G. **Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado.** 2007. 173f. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

_____. **Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino.** 2011. 214f. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Brasília, 2011.

SCHMERTMANN, G. R.; CHOUERY-CURTIS, V. E.; JOHNSON, R. D.; BONAPARTE, R. Design charts for geogrid-reinforced soil slopes. In: GEOSYNTHETICS' 87. 1987, New Orleans. **Proceedings...** New Orleans, p. 108-120, 1987.

SHI, D.; WANG, F. Pull-out Test Studies on the Interface Characteristics between Geogrids and Soils. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, EJGE, disponível em: <<http://www.ejge.com/2013/Ppr2013.466mar.pdf>>. Acesso em: 01 fev. 2016.

SHUKLA, S. K. Geosynthetics and Their Applications. **Thomas Telford Publishing**, London, 430p, 2002.

SHUKLA, S.K.; YIN, J. Fundamentals of geosynthetic engineering. **Taylor & Francis**, Balkema, AK Leiden, Netherlands, 401p. 2006.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha.** 2003. 363f. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, G. J. A.; SOAD F. F.; ROMERO, M. A. B.; SILVA, C. F.; MACHADO, A. C. A construção de indicadores para avaliação da qualidade do espaço urbano no Distrito Federal do Brasil. **Revista do Programa de Pesquisa e Pós Graduação da FAU-UnB**, Brasília, DF, v. 9, n. 5, abr. 2013.

SILVA, G. J. A.; ROMERO, M. A. B. Cidades sustentáveis: uma nova condição urbana a partir de estudos aplicados a Cuiabá, capital do estado de Mato Grosso, Brasil. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 13, n. 3, p. 253-266, jul./set. 2013.

SUGIMOTO, M.; ALAGIYAWANN, A. M. N.; KADOGUCHI, K. Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests. **Geotextiles and Geomembranes**, Philadelphia, v.19, p.257-277. 2001.

SUZUKI, D. K. **Verticalização de aterros sanitários por meio de reforço com geogrelhas e diques periféricos alteados pelo método de montante**. 2012. 165f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, 2012.

TEIXEIRA, S. H. C. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento dos maciços reforçados**. 2003. 214p. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos (USP). São Carlos, 2003.

TEIXEIRA, S. H. C.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. Reston, v. 133, n. 1, p. 37-50, Jan. 2007.

WANG, Z.; JACOBS, F.; ZIEGLER, M. Experimental and DEM investigation of geogridsoil interaction under pullout loads. **Geotextiles and Geomembranes**. Philadelphia, v.44, p. 230-246, 2016.

WEI, J.; CHUA, K.C.; LIM, S.K.; CHEW, S-H.; KARUNARATNE, G.P. ; TAN,S.A.; SEAH, Y.T. Performance of a geosynthetics reinforced steep slope in residual soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 7, 2002, Nice. **Proceedings...** Nice: Swets & Zeitlinger, 2002. p. 325-328.

ZHANG, Y. Urban metabolism: A review of research methodologies. **Environmental Pollution**, Philadelphia, v. 178, p. 463–473, jul. 2013. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0269749113001851>>. Acesso em: 01 jan. 2016.