

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Luiz Fernando Nicodemos Rodrigues

Estudo do Cisalhamento em Colunas Granulares Encamisadas

Juiz de Fora

2020

Luiz Fernando Nicodemos Rodrigues

Estudo do Cisalhamento em Colunas Granulares Encamisadas

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof. Mario Vicente Riccio Filho

Juiz de Fora

2020

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Rodrigues, Luiz Fernando Nicodemos.
Estudo do Cisalhamento em Colunas Granulares Encamisadas / Luiz Fernando Nicodemos Rodrigues. -- 2020.
144 f. : il.

Orientador: Mario Vicente Riccio Filho
Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.

1. Coluna Granular Encamisada. 2. Cisalhamento Direto. 3. Geossintético. I. Riccio Filho, Mario Vicente, orient. II. Título.

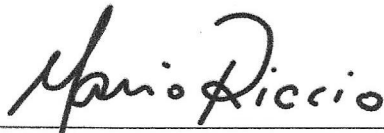
Luiz Fernando Nicodemos Rodrigues

Estudo do Cisalhamento em Colunas Granulares Encamisadas

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

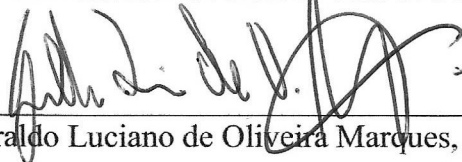
Aprovado em 13 de novembro de 2020.

BANCA EXAMINADORA



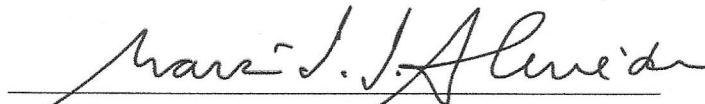
Prof. Mario Vicente Riccio Filho, D.Sc - Orientador

PEC - Universidade Federal de Juiz de Fora




Prof. Geraldo Luciano de Oliveira Marques, D.Sc

PEC - Universidade Federal de Juiz de Fora



Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D

COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro



Prof. Diego de Freitas Fagundes, D.Sc

FURG – Universidade Federal do Rio Grande

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a minha família, que foi quem me deu, além de muito amor e carinho, suporte e ambiente propício para que eu pudesse estudar e alcançar os meus objetivos.

A todos os colegas de classe e amigos de infância, que torceram pelo meu sucesso e me apoiaram durante minha caminhada.

Ao meu orientador, professor Mário Riccio, que desde a graduação sempre foi uma grande referência e exemplo, além de ter sido o grande responsável para que a realização deste trabalho fosse possível.

Ao laboratorista Lázaro e a professora Tatiana por me ajudarem com os ensaios e terem sido fundamentais para a realização deste trabalho.

Ao Eduardo por ter me ajudado durante os ensaios de caracterização física.

À FAPEMIG pelo apoio à pesquisa.

À oficina do Instituto de Ciências Exatas da UFJF pela ajuda com a fabricação do molde metálico no torno mecânico.

RESUMO

O conhecimento a respeito do comportamento de colunas granulares encamisadas (GEC's – "Ground Encased Columns") submetidas a cargas verticais já é bem conhecido. Porém, até o momento, poucos estudos foram feitos a respeito do comportamento destas estruturas quando submetidas a cargas laterais, ou seja, a solicitações laterais que geram cisalhamento. Este tipo de solicitação deve ser verificado em caso de análise de estabilidade do aterro sobre solos moles e sustentado por colunas GEC. Logo, para entender melhor o desempenho de GEC's nestas situações, foram feitos ensaios de resistência ao cisalhamento direto em colunas com camisas de diferentes rigidezes, tornando-se possível avaliar a influência que o encamisamento provoca nas colunas. Para a avaliação da influência do módulo de rigidez das colunas e da compactidade da areia foram efetuados ensaios de laboratório, sendo que o programa de ensaios contemplou a variação destes dois parâmetros. A compactidade da areia foi controlada através de um pluviador. Os ensaios foram realizados em equipamento de cisalhamento direto, ou seja, modelo reduzido (tipo 1g). Para escalar (reduzir) o modelo tomou-se como dimensões base as dimensões das colunas e célula unitária do aterro teste da TKSA (Companhia Siderúrgica do Atlântico Sul), Housseinpour (2015). O fator de redução das dimensões reais (diâmetro da coluna igual a 80 cm) para as de laboratório foi de 37.67 e este fator também foi utilizado para reduzir o módulo de rigidez do encamisamento (tipicamente variando de 1500 a 6000 kN/m). Para simular as camisas de geossintético foram utilizadas camisas de polietileno de baixa densidade (PEBD) com estimativa de módulo de elasticidade de 200 MPa. Tal módulo representa uma rigidez de 20 kN/m para a espessura de 0.1 mm da lona plástica de PEBD utilizada. Os resultados apontaram um ganho de resistência no solo à medida que a rigidez da camisa aumentou. Este ganho foi mais substancial para o material granular em estado compacto.

Palavras-chaves: Coluna Granular Encamisada, Cisalhamento Direto, Geossintético.

ABSTRACT

The knowledge about the behavior of granular encased columns (GEC's) subjected to vertical loads is already well known. However, so far, few studies have been done on the behavior of these structures when subjected to lateral loads, that is, lateral stresses that generate shear. This type of request must be verified in case of embankment stability analysis on soft soils and supported by GEC columns. Therefore, in order to better understand the performance of GEC's in these situations, direct shear strength tests were performed on columns with different rigidity encasements, making it possible to evaluate the influence that the encasement causes on the columns. In order to assess the influence of the column stiffness module and sand compactness, laboratory tests were carried out, and the test program included the variation of these two parameters. The compactness of the sand was controlled by means of a rain gauge. The tests were performed in direct shear equipment, that is, a reduced model (type 1g). To scale (reduce) the model was based on the dimensions of the columns and unit cell of the TKSA (South Atlantic Steel Company) embankment, Housseinpour (2015). The reduction factor of the actual dimensions (column diameter equal to 80cm) for laboratory ones was 37.67 and this factor was also used to reduce the encasement stiffness module (typically ranging from 1500 to 6000 kN/m). To simulate the geosynthetic liners, low density polyethylene (LDPE) liners were used, with an estimated elastic modulus of 200 MPa. This module represents a J of 20 kN/m for the thickness of 0.1 mm of the LDPE plastic canvas used. The results showed a gain of resistance in the soil as the rigidity of the shirt increased. This gain was more substantial for the granular material in a compact state.

Keywords: Granular Encased Columns, Direct Shearing, Geosynthetic.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Esquema do funcionamento da Coluna Granular Encamisada.	20
Figura 2 – Método de deslocamento.	21
Figura 3 – a) Preenchimento do tubo com o material granular com auxílio do funil; b) Preparação para soerguimento do tubo metálico com vibração; c) Retirada do tubo metálico.	22
Figura 4 – Obra da Siderúrgica Thyssenkrupp em Itaguaí –RJ: a) Inserção do encamisamento dentro do tubo metálico; b) Preenchimento do tubo com o material granular com auxílio do funil; c) Preparação para soerguimento do tubo metálico com vibração; d) Retirada do tubo metálico.	22
Figura 5 – Método de substituição.	23
Figura 6 – Modelo de célula unitária de GEC com representação das tensões envolvidas e das condições de contorno.	27
Figura 7 – Padrões comuns de instalação e respectivas células unitárias: a) malha hexagonal; b) malha quadrangular; c) malha triangular.	28
Figura 8 – Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical para um solo hipotético.	31
Figura 9 – Variação do espaçamento entre as colunas (S) com a razão de substituição de área (a_E) conforme o tipo de malha para uma situação com $d_c = 0,80\text{m}$	33
Figura 10 – Recalque em função da razão de substituição de área a_E para um caso hipotético com os seguintes parâmetros: $\Delta\sigma_{v,0} = 100\text{ kPa}$; $h_s = 8,0\text{ m}$; $J = 2000\text{ kN/m}$; $c'_s = 2,0\text{ kPa}$; $\phi'_s = 28^\circ$; $E_{oed,s,ref} = 1000\text{ kPa}$; $\nu_s = 0,30$; $m = 0,84$; $p_{ref} = 100\text{ kPa}$; $\gamma'_s = 4\text{ kN/m}^3$; $\phi'_c = 30^\circ$; $\gamma'_c = 8\text{ kN/m}^3$; $r_{geo} = r_c = 0,40\text{ m}$	34
Figura 11 – Definição dos termos utilizados no cálculo do adensamento no cilindro unitário. Onde: r_c = raio da coluna, r_s = raio da coluna + <i>smear zone</i> , r_e = raio da área de influência da coluna.	35
Figura 12 – Transformação do modelo axissimétrico para o modelo plano 2D. À esquerda Tan <i>et al.</i> (2008) mostram o esquema da transformação em vista superior e à direita Castro (2017) mostra o processo em uma perspectiva 3D.	38
Figura 13 – Mudança nos círculos de Mohr após substituição dos parâmetros de resistência das Colunas Granulares Encamisadas: a) coesão substituta b) ângulo de atrito substituído.	39

Figura 14 – Superfície de ruptura potencial do tipo circular em um aterro sobre solo mole tratado com colunas granulares.	41
Figura 15 – Exemplos de geotêxteis.....	43
Figura 16 – Exemplo de geogrelha (GG).	43
Figura 17 – Exemplo de geocélula (GC).....	44
Figura 18 – Exemplo de geomembrana (GM).....	44
Figura 19 – Exemplos de geocomposto argiloso (GCL).....	45
Figura 20 – Exemplo de geoexpandido (GE).....	45
Figura 21 – Exemplos de geocompostos (GC).....	45
Figura 22 – Curva tensão-deformação genérica para geotêxteis.....	47
Figura 23 – Curvas tensão-deformação para os geotêxteis conforme seus tipos de estruturas.....	48
Figura 24 – Geotêxtil tecido tubular sem costura usado para encamisamento de colunas granulares.....	49
Figura 25 – Relevância dos ensaios de laboratório para representar as situações de campo em uma obra de aterro.	51
Figura 26 – Resistência de pico e crítica: Curva tensão-deformação.....	52
Figura 27 – Degradação da rigidez com o aumento da deformação: curva rigidez-deformação.	53
Figura 28 – Curva degradação da rigidez sob diferentes tensões de confinamento para areias de estudos de Toyura e Ticino. TC: Ensaio Triaxial de Compressão. PSC: Ensaio de Deformação Plana de Compressão.	53
Figura 29 – Efeito da tensão de confinamento na curva tensão-deformação de solos com o mesmo índice de vazios.....	54
Figura 30 – Rigidez para pequenas deformações versus tensão vertical efetiva: Módulo vertical de Young de areias medido por ensaios triaxiais.	54
Figura 31 – Envoltória de Mohr para uma mistura de areia e pedregulho.....	55
Figura 32 – Parcelas de contribuição para o ângulo de atrito de solos granulares de acordo com a porosidade.....	56
Figura 33 – Diferença entre o ângulo de atrito de pico e do estado crítico: a) conforme a densidade relativa para o ensaio de deformação plana e para o triaxial de compressão; b) conforme a tensão vertical.....	58

Figura 34 – Curvas tensão-deformação axial e variação volumétrica-deformação axial..	59
Figura 35 – Obtenção do índice de vazios crítico: a) Tensão desviadora x deformação axial;	
b) Deformação volumétrica x deformação axial; c) Deformação volumétrica na resistência de	
pico x índice de vazios. $e_1 < e_2 < e_3 < e_4$.	59
Figura 36 – Resistência de pico e crítica e seus ângulos de atrito associados: Envoltórias	
de resistência.....	60
Figura 37 – Variação do ângulo de atrito de pico de uma areia com a tensão normal.....	61
Figura 38 – Comparação dos resultados do ângulo de atrito a partir de ensaios de	
deformação plana e triaxiais.	62
Figura 39 – Principais métodos de preparação de amostras reconstituídas de solos	
granulares.....	66
Figura 40 – Influência do método de preparação da amostra no comportamento mecânico	
de uma areia de Monterey em ensaio triaxial de compressão drenada.....	68
Figura 41 – Malha quadrangular típica de colunas granulares encamisadas.	71
Figura 42 – Célula de cisalhamento.	71
Figura 43 – Processo de fabricação das camisas com lona plástica de PEBD através do	
molde metálico e da soldagem por cola ultra bond.	73
Figura 44 – Pluviador de Areia.	75
Figura 45 – Máquina de Cisalhamento de Direto modelo LO 2900 da Wille Geotechnik.	
.....	76
Figura 46 – Curva Granulométrica da areia utilizada nos ensaios.	79
Figura 47 – Ensaio para determinação da densidade real do solo com o picnômetro de	
acordo com a DNER-ME 093 (1994).....	80
Figura 48 – Ensaio de índice de vazios máximo segundo a NBR 12004 (1990).	82
Figura 49 – Ensaio de índice de vazios mínimo conforme a NBR 12051 (1991).....	83
Figura 50 – Ensaio de tração dos corpos de prova da mesma marca da lona utilizada neste	
trabalho.	85
Figura 51 – Pluviação de areia com o funil de $\varnothing = 5.0$ mm na célula de cisalhamento. ...	86
Figura 52 – Curva de calibração do pluviador com a areia da praia de São Francisco.....	87
Figura 53 – Detalhe do braço de alavanca da LO 2900.	88
Figura 54 – Esquema simplificado do sistema de aplicação de carga da LO 2900 em	
equilíbrio sem peso no suporte.	88

Figura 55 – Configuração simplificada do sistema de aplicação de carga da LO 2900 após a calibração.	89
Figura 56 – Configuração simplificada do sistema de aplicação de carga da LO 2900 antes da calibração.	90
Figura 57 – Extensômetros de leituras de deslocamentos e carga.	91
Figura 58 – Correção da área de aplicação da tensão normal (hachurada) durante o ensaio de cisalhamento direto.	92
Figura 59 – Tensão cisalhante x deslocamento horizontal: a) DR = 100%; b) DR = 40%.	95
Figura 60 – Parâmetros de pico secantes e seus ângulos de atrito para DR = 100%.	96
Figura 61 – Parâmetros de pico secantes e seus ângulos de atrito para DR = 40%.	96
Figura 62 – Parâmetros críticos secantes e seus ângulos de atrito para DR = 100%.	97
Figura 63 – Parâmetros críticos secantes e seus ângulos de atrito para DR = 40%.	97
Figura 64 – Envoltórias para DR = 100% e DR = 40% para as tensões de pico registradas (parâmetros de resistência de pico).	98
Figura 65 – Envoltórias para DR = 100% e DR = 40% para as tensões a 7 mm (parâmetros de resistência crítica).	99
Figura 66 – Correspondência das relações de Bolton (1986) para a variação do ângulo de dilatância conforme a densidade relativa e as tensões de confinamento para $Q = 8.10$ kPa e $Q = 10$ kPa.	101
Figura 67 – Ensaio de compressão oedométrica da areia com DR = 100% e DR = 40%: a) Curva deformação-tensão; b) Curva módulo-tensão.	103
Figura 68 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para DR = 100%: DR100e0 = sem encamisamento; DR100e1 = encamisamento J1 (1 volta); DR100e2 = encamisamento J2 (2 voltas); DR100e4 = encamisamento J4 (4 voltas); e DR100e8 = encamisamento J8 (8 voltas).	104
Figura 69 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para DR = 40%: DR40e0 = sem encamisamento; DR40e1 = encamisamento J1 (1 volta); DR40e2 = encamisamento J2 (2 voltas); DR40e4 = encamisamento J4 (4 voltas); e DR40e8 = encamisamento J8 (8 voltas).	105
Figura 70 – Registros dos corpos de prova após o ensaio de cisalhamento direto: a) DR100e1 σ 25; b) DR100e1 σ 50; c) DR100e1 σ 100.	106

Figura 71 – Envoltórias de resistências de pico para DR = 100%.	107
Figura 72 – Envoltórias de resistências de pico para DR = 40%.	107
Figura 73 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 100% (deslocamento de 7 mm).	108
Figura 74 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 40% (deslocamento de 7mm).	108
Figura 75 – Parâmetros de resistência de pico das envoltórias para DR100 e DR40 conforme a rigidez equivalente da camisa em campo.	109
Figura 76 – Parâmetros de resistência crítica das envoltórias para DR100 e DR40 conforme a rigidez equivalente da camisa em campo.	110
Figura 77 – Relação (tensão cisalhante de pico)/(tensão normal) para areia com DR = 100% conforme rigidez equivalente da camisa em campo.	111
Figura 78 – Relação (tensão cisalhante de pico)/(tensão normal) para areia com DR = 40% conforme rigidez equivalente da camisa em campo.	112
Figura 79 – Relação tensão cisalhante a 7.0 mm/tensão normal para areia com DR = 100% conforme a espessura da camisa (módulo de rigidez, J).....	113
Figura 80 – Relação tensão cisalhante a 7 mm/tensão normal para areia com DR = 40% conforme a espessura da camisa (módulo de rigidez, J).....	113
Figura 81 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.....	116
Figura 82 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.....	117
Figura 83 – Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.....	118
Figura 84 – Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.....	119
Figura 85 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.....	120
Figura 86 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.....	121
Figura 87 – Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.....	122

Figura 88 – Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40..... 123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Alternativas de distribuição granulométrica do agregado utilizado como material de enchimento da coluna granular.....	24
Tabela 2 – Testes recomendados de laboratório e in situ e parâmetros geotécnicos de projeto.....	26
Tabela 3 – Identificação da função primária usual versus tipo de geossintético.	46
Tabela 4 – Especificações técnicas Ringtrac®.....	50
Tabela 5 – Exemplos de fatores de redução para encamisamento tipo Ringtrac®.	50
Tabela 6 – Valores típicos para ângulo de atrito para projetos preliminares.	61
Tabela 7 – Faixas de densidade relativa que podem ser obtidas segundo vários métodos de preparação de amostras.....	67
Tabela 8 – Propriedades da GEC em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo.	73
Tabela 9 – Programa de ensaios com a areia compacta (DR = 100%).	74
Tabela 10 – Programa de ensaios com a areia fofa (DR = 40%).	74
Tabela 11 – Avaliação das taxas de deslocamento máximo permitidas para cada corpo de prova conforme sugestão da ASTM D3080/D3080M (2014).	77
Tabela 12 – Densidade real do solo conforme DNER-ME 093 (1994).	81
Tabela 13 – Índice de vazios máximo conforme o método B da NBR 12004 (1990).	82
Tabela 14 – Índice de vazios mínimo conforme o método B.1 da NBR 12051 (1991).	84
Tabela 15 – Resultados do ensaio de tração realizado por Cordeiro (2016) em lonas plásticas de polietileno de baixa densidade.	84
Tabela 16 – Propriedades mecânicas encontradas na literatura de materiais similares à lona plástica preta de PEBD.	85
Tabela 17 – Calibração do pluviador com a areia da praia de São Francisco.	86
Tabela 18 – Configuração das cargas aplicadas no suporte do balanço da LO 2900 para cada tensão normal desejada no corpo de prova.....	90
Tabela 19 – Data de execução dos ensaios.....	93
Tabela 20 – Parâmetros de resistência da areia.	99
Tabela 21 – Ângulo de dilatância para cada nível de tensão de confinamento.	100
Tabela 22 – Ângulos de dilatância únicos para cada análise conforme as envoltórias para a faixa de tensões de confinamento de 25 a 100 kPa.	100

Tabela 23 – Intervalos de tensões e deformações no ensaio de compressão isotrópica..	102
Tabela 24 – Parâmetros de resistência a partir das envoltórias para cada análise.....	109
Tabela 25 – Relação tensão cisalhante de pico/tensão normal para areia com DR = 100%.	110
Tabela 26 – Relação tensão cisalhante de pico/tensão normal para areia com DR = 40%.	111
Tabela 27 – Relação tensão cisalhante crítica/tensão normal para areia com DR = 100%.	112
Tabela 28 – Relação tensão cisalhante crítica/tensão normal para areia com DR = 40%.	113
Tabela 29 – Dados de entrada para cálculo de $\sigma_{3,c}$ e $\Delta\sigma_{3,geo}$ a partir da formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000).....	115

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	17
1.2	OBJETIVOS	17
1.2.1	Justificativa do trabalho	17
1.2.2	Objetivos específicos	18
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	18
2	COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS (GEC's).....	20
2.1	A TÉCNICA	20
2.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	23
2.3	DIMENSIONAMENTO	26
2.4	ANÁLISE DO ADENSAMENTO	34
2.5	ESTABILIDADE GLOBAL	37
3	VISÃO GERAL DE GEOSSINTÉTICOS	42
3.1	TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS	42
3.2	CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO	46
3.3	GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS PARA GEC's.....	48
4	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS	51
4.1	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	52
4.2	EFEITO DA TENSÃO DE CONFINAMENTO.....	54
4.3	EFEITO DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL	56
4.4	EFEITO DAS CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	62
4.4.1	Tensão Principal Intermediária	62
4.4.2	Falha pelo Decréscimo de Tensões	63
4.4.3	Velocidade de Carregamento	63
4.5	EFEITO DA COMPOSIÇÃO.....	64
4.5.1	Distribuição Granulométrica.....	64
4.5.2	Formato dos Grãos	64
4.5.3	Tamanho dos Grãos.....	64
4.5.4	Resistência dos Grãos e Mineralogia	65
4.5.5	Presença de Água.....	65
4.5.6	Estrutura	65

4.6	EFEITO DO MÉTODO DE PREPARAÇÃO DA AMOSTRA	66
5	MATERIAIS E MÉTODOS	70
5.1	CONFIGURAÇÃO DO MODELO DE LABORATÓRIO.....	70
5.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA AREIA	77
5.2.1	Preparação da Amostra	78
5.2.2	Mineralogia e Formato dos Grãos	78
5.2.3	Granulometria.....	78
5.2.4	Densidade Real.....	79
5.2.5	Índice de Vazios Máximo	81
5.2.6	Índice de Vazios Mínimo.....	82
5.3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA LONA PLÁSTICA DE PEBD.....	84
5.4	CALIBRAÇÃO DO PLUVIADOR	85
5.5	CALIBRAÇÃO DA MÁQUINA DE CISALHAMENTO DIRETO.....	87
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	93
6.1	CORPOS DE PROVA COM SOLO VIRGEM (DR40e0 E DR100e0).....	94
6.1.1	Ângulo de Atrito	94
6.1.2	Ângulo de Dilatância	100
6.1.3	Resistência dos Grãos	101
6.1.4	Módulo Oedométrico.....	102
6.2	CORPOS DE PROVA COM CAMISAS	103
7	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A TEORIA DE RAITHEL E HENNE (2000)	114
7.1	ANÁLISE DR100 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO	115
7.2	ANÁLISE DR100 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA CRÍTICA.....	117
7.3	ANÁLISE DR40 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO	119
7.4	ANÁLISE DR40 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA CRÍTICA.....	121
7.5	COMENTÁRIOS ACERCA DA COMPARAÇÃO TEORIA X ENSAIO	124
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	125
	REFERÊNCIAS	127
	APÊNDICE A – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS CORPOS DE PROVA COM DR = 100% APÓS OS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	133

APÊNDICE B – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS CORPOS DE PROVA COM DR = 40% APÓS OS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	138
APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE RAITHEL E HENNE (2000).	143

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Um dos grandes desafios da engenharia geotécnica atualmente é encontrar soluções que tornem possível construir superestruturas – tais como edifícios, rodovias, ferrovias, aeroportos, etc – sob grandes depósitos de solo mole, atendendo a requisitos de dimensionamento, custo e tempo. Por enquanto, as principais opções para o tratamento de solos moles são (ALMEIDA *et al.*, 2019):

- Substituição do depósito de solo mole por um solo mais resistente e menos compressível;
- Uso de reforço na base do aterro de construção;
- Uso de material mais leve para a construção;
- Uso de drenos verticais pré-fabricados com sobrecarga ou sistema de vácuo;
- Construção feita em etapas de acordo com os recalques;
- Uso de coluna granulares (tradicionais ou encamisadas);
- Uso de mistura de solo-cimento (deep-mix);
- Injeção de argamassa (CPR Grouting).

A técnica objeto de estudo deste trabalho é a de colunas granulares encamisadas (GEC's) que, conforme recomendação da German Geotechnical Society, EBGEO (2012), é mais aconselhável para aplicação em depósitos de solo moles com resistência não drenada (S_u) inferior a 15 kPa. Isso ocorre, pois, para resistências abaixo deste valor, colunas granulares tradicionais começam a sofrer com deformações excessivas devido à falta de confinamento da coluna que o solo circundante é incapaz de oferecer (ALEXIEW *et al.*, 2003).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Justificativa do trabalho

Conforme Mohapatra *et al.* (2016), o conhecimento a respeito do comportamento de GEC's submetidas a cargas verticais já é bem conhecido. Porém, até o momento, poucos estudos foram feitos a respeito do comportamento destas estruturas quando submetidas a cargas cisalhantes.

Sendo assim, este trabalho tem o intuito de promover um melhor entendimento do desempenho destas estruturas nestas situações.

O estudo do efeito de cisalhamento sobre estas estruturas é importante para avaliar as propostas de substituição dos parâmetros de resistência nas situações de análises de estabilidade e para fornecer um melhor entendimento do comportamento mecânico com relação à variação de parâmetros como o módulo de rigidez das camisas (J) e módulo elástico do solo. O estudo experimental realizado neste trabalho permitirá ainda calibrar um modelo numérico para futuros estudos paramétricos.

1.2.2 Objetivos específicos

O objetivo deste trabalho é contribuir para o meio acadêmico e técnico com dados sobre o comportamento de colunas granulares encamisadas quando submetidas ao cisalhamento, visando aplicação na análise de estabilidade de aterros sobre solos moles com solos melhorado por colunas GEC. Para isso, foram feitos ensaios de resistência ao cisalhamento direto em GEC's com camisas de diferentes rigidezes, tornando-se possível avaliar a influência do módulo de rigidez do encamisamento das colunas. Sendo assim, tem-se o objetivo de mensurar de forma qualitativa e quantitativa o aumento de resistência ao cisalhamento conforme o aumento da rigidez da camisa.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em oito capítulos e está estruturado da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introdução: Apresenta uma contextualização do tema, bem como o objetivo e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2 – Colunas Granulares Encamisadas (GEC's): Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica a respeito das questões que envolvem técnica construtiva, os procedimentos de dimensionamento e de avaliação da evolução do adensamento e estabilidade de aterros sobre GEC's.

Capítulo 3 – Visão geral de geossintéticos: É feita uma revisão bibliográfica básica a respeito dos principais tipos de geossintéticos e apresentados os principais conceitos

relacionados ao comportamento mecânico de geossintéticos. Além disso, são mostradas as principais propriedades dos geotêxteis utilizados como camisas das colunas granulares.

Capítulo 4 – Comportamento mecânico das areias: É mostrado um estudo sobre o comportamento de solos granulares de modo a dar suporte e promover melhor entendimento às análises feitas no trabalho.

Capítulo 5 – Materiais e métodos: São explicados os métodos utilizados no trabalho, bem como a caracterização física dos materiais empregados no modelo laboratorial.

Capítulo 6 – Resultados e discussões: São apresentados os resultados obtidos para os modelos de cisalhamento propostos.

Capítulo 7 – Comparação dos resultados com a teoria de Raithel e Henne (2000): Neste capítulo, são feitas projeções esperadas dos parâmetros de resistência secantes a partir da teoria de Raithel e Henne apresentada no capítulo 2. Estas previsões teóricas são comparadas com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório.

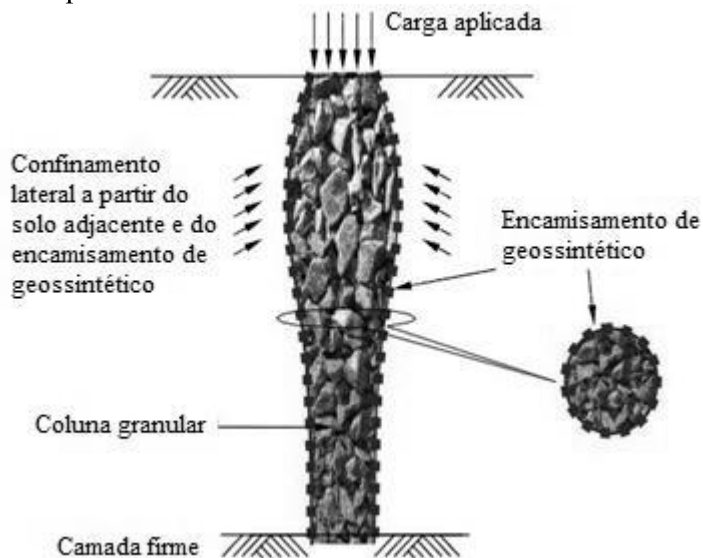
Capítulo 8 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros: Na parte final do trabalho, são apresentadas as conclusões alcançadas com o estudo realizado e com os resultados obtidos, bem como sugestões para estudos futuros.

2 COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS (GEC's)

2.1 A TÉCNICA

Os princípios básicos das GEC's são reduzir o recalque, concentrando as cargas do aterro nas colunas (reduzindo as cargas que incidem no solo mole adjacente) e também acelerar o recalque, uma vez que as colunas também funcionam como drenos. Tais características são semelhantes às colunas granulares tradicionais. A diferença consiste exatamente na presença de um geotêxtil tecido, que atua como invólucro confinador do material granular, controlando o diâmetro da GEC, minimizando a perda de material, aumentando a rigidez da coluna e evitando a contaminação do material granular com o solo mole adjacente (ALMEIDA *et al.*, 2019). A Figura 1 mostra o esquema básico de uma GEC, onde o material granular pode ser constituído de areia, brita ou outro material granular drenante, como escória, por exemplo. Castro (2017) aponta que, diferentemente das colunas granulares tradicionais, as GEC's normalmente são feitas com areia.

Figura 1 – Esquema do funcionamento da Coluna Granular Encamisada.

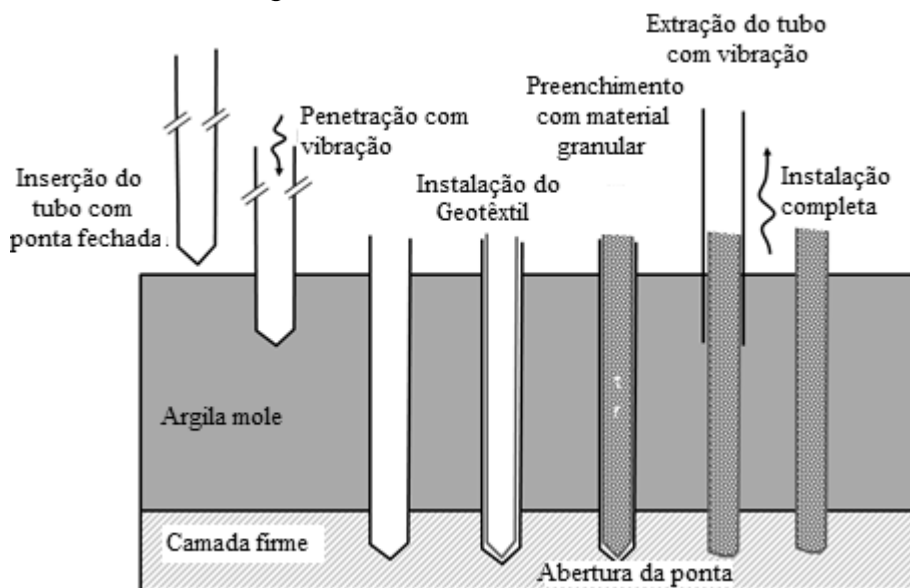


Fonte: Adaptado de Murugesan e Rajagopal (2006).

Conforme recomendação da German Geotechnical Society, EBGEO (2012), o emprego de GEC's como técnica de melhoramento de solos moles é mais aconselhável para aplicação em depósitos com resistência não drenada (S_u) inferior a 15 kPa. Isso ocorre, pois, para resistências abaixo deste valor, colunas granulares tradicionais começam a sofrer com deformações excessivas devido à falta de confinamento da coluna que o solo circundante é incapaz de oferecer (ALEXIEW *et al.*, 2003).

Atualmente as aplicações de GEC's têm sido possíveis a partir de dois tipos de métodos construtivos. O primeiro, indicado na Figura 2, é chamado de método de deslocamento. Como o próprio nome sugere, nesta técnica ocorre um deslocamento do solo mole durante o processo de construção da coluna. A sequência construtiva começa pela inserção de um tubo metálico com uma ponta fechada em formato de cone para que seja possível a penetração no solo mole. Esta, por sua vez, é feita acompanhada de vibração e é neste momento que ocorre um deslocamento lateral do solo. Este distúrbio pode causar um aumento do coeficiente de empuxo no repouso do depósito de solo mole (RAITHEL e KEMPFERT, 2000). Após a inserção do tubo até uma camada de assentamento firme, a camisa de geotêxtil tecido é instalada e, a seguir, o agregado de areia, brita ou escória, por exemplo, é lançado para preenchimento da coluna. Finalizando o processo, a ponta do tubo metálico é aberta para que seja possível a sua retirada. Durante o soerguimento do tubo, este é vibrado para que haja uma compactação do agregado, garantindo maior rigidez e menor compressibilidade para a coluna.

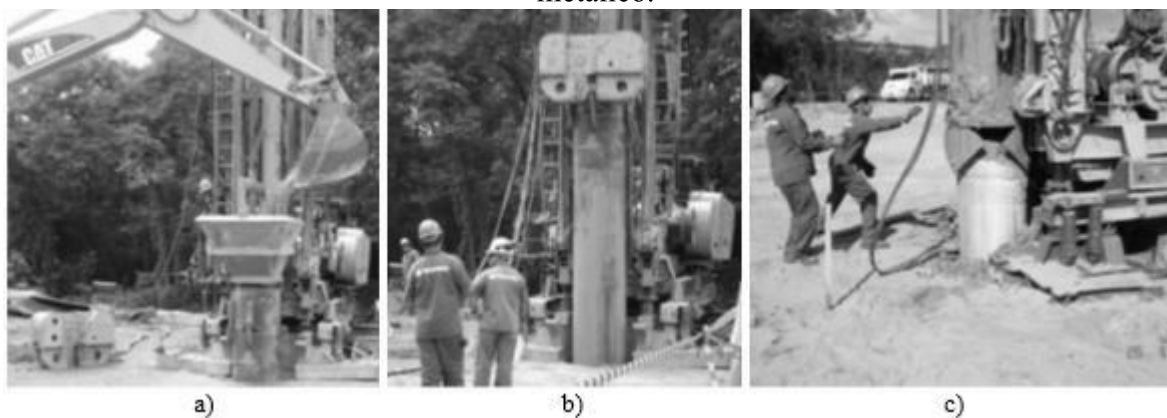
Figura 2 – Método de deslocamento.



Fonte: Adaptado de Alexiew *et al.* (2005).

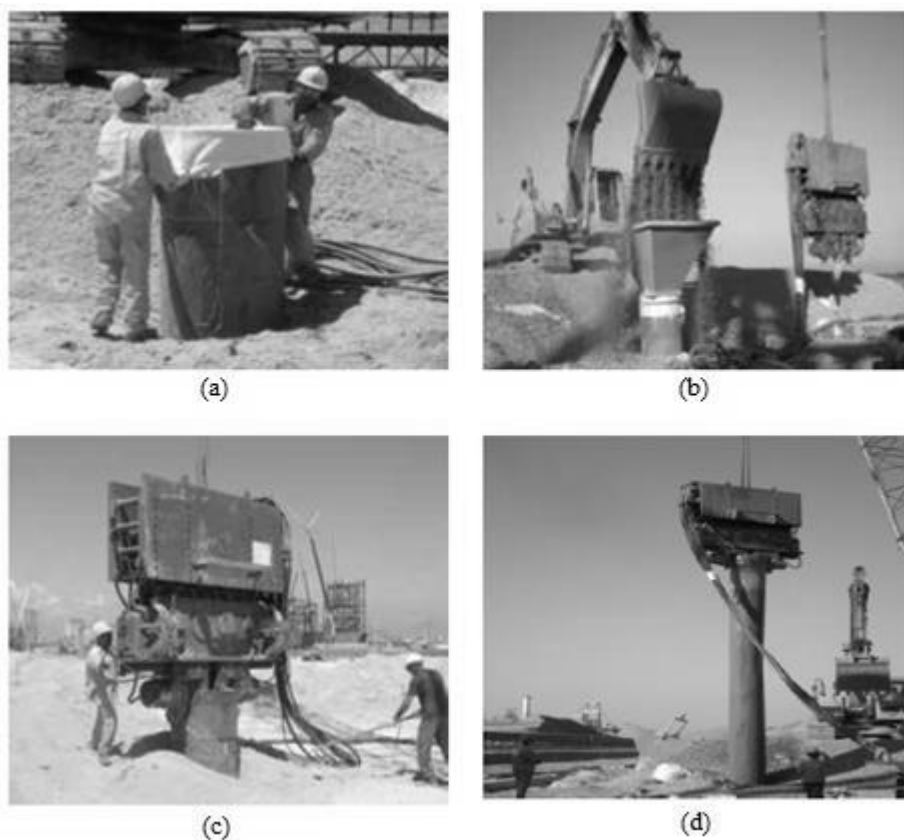
A Figura 3 mostra um exemplo da primeira aplicação de GEC's na América Latina em uma obra realizada em São José dos Campos/SP. Mello *et al.* (2008) mostram como a técnica já estava bem consolidada na Europa na época e como foi bem sucedida sua primeira aplicação na rodovia que ligou as rodovias Presidente Dutra e Ayrton Senna. Já a Figura 4 mostra um outro exemplo de instalação de GEC na obra da TKSA no distrito industrial de Itaguaí – RJ. Em ambos casos o método utilizado foi o de deslocamento.

Figura 3 – a) Preenchimento do tubo com o material granular com auxílio do funil; b) Preparação para soerguimento do tubo metálico com vibração; c) Retirada do tubo metálico.



Fonte: Mello *et al.* (2008).

Figura 4 – Obra da Siderúrgica Thyssenkrupp em Itaguaí –RJ: a) Inserção do encamisamento dentro do tubo metálico; b) Preenchimento do tubo com o material granular com auxílio do funil; c) Preparação para soerguimento do tubo metálico com vibração; d) Retirada do tubo metálico.

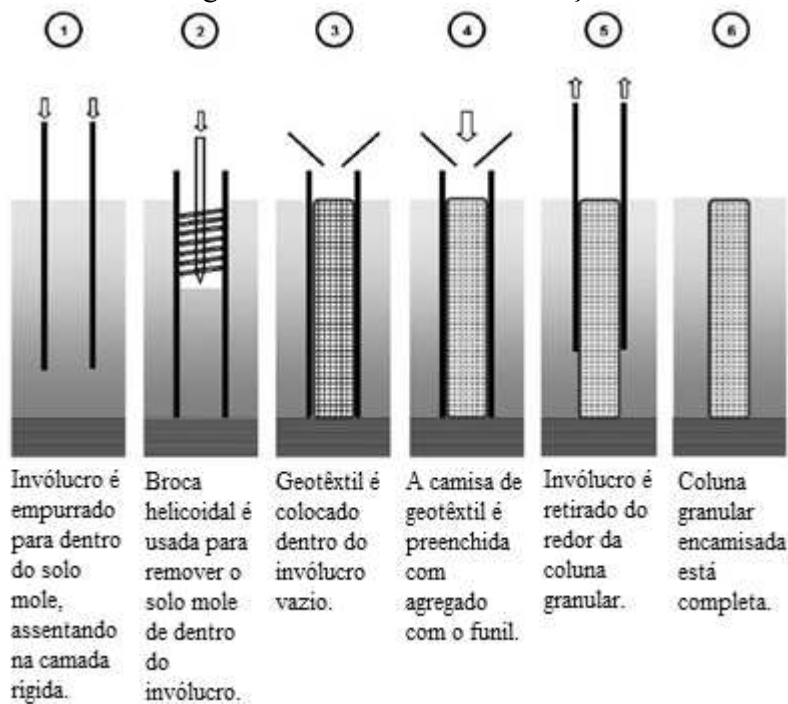


Fonte: Hosseinpour (2015).

O método de substituição, indicado na Figura 5, é menos usual que o de deslocamento, porém é escolhido em situações que o solo apresente maior resistência à penetração do tubo metálico de ponta fechada mostrado anteriormente ou em obras cujo distúrbio no solo tenha

que ser minimizado devido a construções vizinhas (ALMEIDA *et al.*, 2019). A principal diferença nesta técnica com relação à anterior é a remoção de solo no local onde é construída a coluna granular. Tal remoção é feita com o auxílio de uma broca helicoidal após a inserção de um invólucro metálico no solo mole. Este, por sua vez, é retirado com vibração após a camisa de geotêxtil e o agregado serem inseridos na coluna.

Figura 5 – Método de substituição.



Fonte: Adaptado de Gniel e Bouazza (2010).

2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Antes que uma obra deste tipo seja realizada, é necessário que as propriedades do agregado, do geossintético e do solo mole sejam definidas. Desta forma, torna-se possível realizar o dimensionamento e as análises de adensamento e de estabilidade que compõem o projeto. Barksdale e Bachus (1983) listam algumas recomendações quanto às características desejáveis para o agregado utilizado em colunas granulares tradicionais. Tais sugestões são bem aceitas no meio acadêmico, sendo as mesmas indicadas por Castro (2017) e Almeida *et al.* (2019) para GEC's. De acordo com os autores, o agregado: deve estar limpo; ser preferencialmente composto por pedras britadas; ser duro; estar livre de matéria orgânica ou outros materiais deletérios; deve desempenhar perda máxima de massa de 15% quando submetido ao teste de solidez de sulfato de magnésio conforme a ASTM C88/C88M (2018); deve apresentar perda

máxima de 45% após 5000 revoluções na máquina de teste Los Angeles quando testado de acordo com a ASTM C131/C131M (2020); ter densidade relativa que varie entre 75 e 100%; e possuir uma granulometria que varie entre 12 a 75 mm aproximadamente. Quanto a esta última propriedade, Barksdale e Bachus (1983) ainda chegam a indicar algumas faixas como opções de distribuição granulométrica. Tais opções estão representadas na Tabela 1, onde os autores recomendam, em geral, buscar as alternativas 1 e 2 sempre que possível.

Tabela 1 – Alternativas de distribuição granulométrica do agregado utilizado como material de enchimento da coluna granular.

Tamanho da peneira (mm)	Alternativas			
	1	2	3	4
100	-	-	100	-
87.5	-	-	90-100	-
75	90-100	-	-	-
62.5	-	-	25-100	100
50	40-90	100	-	65-100
37.5	-	-	0-60	-
25	-	2	-	20-100
19	0-10	-	0-10	10-55
12.5	0-5	-	0-5	0-5

Fonte: Adaptado de Barksdale e Bachus (1983).

O ângulo de atrito do material granular varia conforme sua densidade relativa e sua tensão de confinamento. Castro (2017) apresentou uma série de valores presentes na literatura para este parâmetro. O autor verificou resultados de até 60° para baixas tensões de confinamento ($\sigma_c = 50$ kPa) e de até 50° para $\sigma_c = 200$ kPa. Entretanto, ele identificou que os valores adotados em análises de projeto são conservadores e se limitam a no máximo 50°. Kirsch e Kirsch (2010) *apud*. Castro (2017) justificam esta redução ao fato de muitas das vezes as colunas granulares estarem em estado plástico na condição de campo, fazendo com que o ângulo de atrito de pico assumam valores residuais, que são cerca de 5 a 7% menores. Porém, após realizarem ensaios de cisalhamento direto em larga escala e encontrarem ângulos de atrito superiores a 50°, Herle *et al.* (2007) consideram que os valores de 40° adotados nas análises para situações de baixas tensões de confinamento são muito conservadores.

O módulo de elasticidade do agregado varia conforme o tipo de material adotado e também com a tensão de confinamento. Castro (2017) também fez um compilado de valores adotados em análises numéricas presentes na literatura, mostrando que o módulo de Young varia principalmente entre 25 e 100 MPa. Dependendo do estado de tensões, este parâmetro pode variar conforme o nível de tensão de confinamento (ver Figura 8 no item 2.3). Já para o coeficiente de Poisson, o autor identificou o valor de 0.3 como o mais típico para o agregado.

Logo, é recomendado que sejam feitos os seguintes ensaios para avaliação das propriedades do agregado escolhido: ensaio de granulometria; ensaio para determinação da densidade real do solo; ensaio de índice de vazios máximo; ensaio de índice de vazios mínimo; ensaio de resistência ao cisalhamento direto ou triaxial; ensaio de solidez de sulfato de magnésio; e ensaio de resistência à degradação por abrasão e impacto.

Segundo Almeida *et al.* (2019), o geossintético mais utilizado atualmente é o geotêxtil tecido, ao invés do geotêxtil não-tecido. Ambos devem ser representados nas análises numéricas como um material de espessura desprezível, que não resiste à compressão e que possui um comportamento elastoplástico. Os autores mostram ainda que a faixa de módulos de rigidez dos geotêxtis encontrados no mercado normalmente varia entre 1500 até 6000 kN/m, com resistência à tração alternando entre 100 a 300 kN/m que são alcançadas em deformações circunferenciais de 5 a 10%. Quanto ao coeficiente de Poisson (n_g), Giroud (1992) mostra que os geotêxteis tecidos, devido à pequena interação entre as direções perpendiculares de suas estruturas, possuem valores menores ($n_g = 0.1$ a 0.15). Já os geotêxteis não tecidos possuem valores maiores que giram em torno de $n_g = 0.35$. Castro (2016) alerta para a importância deste parâmetro como dado de entrada em análises numéricas, visto que coeficientes maiores provocam expansão radial do encamisamento devido à sua compressão vertical, resultando em menores valores para a rigidez circunferencial e para a força no anel do invólucro. Logo, o autor conclui que a inserção de valores próximos de 0 condizem melhor com a realidade para a maioria dos casos de colunas encamisadas com geotêxteis tecidos.

Por fim, os parâmetros do solo mole que descrevem suas características de resistência, compressibilidade e histórico de tensões devem ser determinados por sítios de investigação geotécnica. Tais propriedades são fundamentais para que previsões de recalque e estabilidade do aterro sejam realizadas. O ensaio mais comum realizado em investigações geotécnicas é a sondagem SPT, que neste caso é indispensável e feita como etapa inicial dos estudos de projeto. Esta, por sua vez, é complementada pelos ensaios de laboratório indicados na Tabela 2 e pelos ensaios de piezocone CPTu e Vane Test.

Tabela 2 – Testes recomendados de laboratório e in situ e parâmetros geotécnicos de projeto.

Teste	Tipo	Objetivo do teste	Parâmetros principais	Outros parâmetros
Laboratório	Caracterização completa	Caracterização geral do solo; interpretação de outros testes	w_n , w_L , w_p , G_s , curva granulométrica	-
	Teste de adensamento	Cálculo de recalques e curva recalque versus tempo	C_c , C_s , σ'_{vm} , c_v , e_0 , E_{oed}	C_α
	Triaxial CU	Cálculo de estabilidade: parâmetros para cálculo de deformabilidade 2D ou 3D	S_u , c' , ϕ'	E_u
In situ	SPT	Primeiro teste a ser realizado; usado para especificar os testes restantes	Descrição das camadas de solo	Teor de umidade pode ser medido com baixa razão custo-benefício
	Vane teste	Cálculos de estabilidade	S_u , S_t	-
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia; curva recalque versus tempo (pelo teste de dissipação)	Perfil de camadas do solo, perfil de S_u , c_h , c_v	Comportamento do solo, perfil de OCR, K_0 , E_{oed}

C_c : Índice de compressão; C_s : Índice de recompressão; C_α : índice de compressão secundária; c_v : coeficiente de adensamento vertical; c_h : coeficiente de adensamento horizontal; c' : coesão efetiva; ϕ' : ângulo de atrito efetivo; E_{oed} : módulo oedométrico; e_0 : índice de vazios inicial; K_0 : coeficiente de empuxo no repouso; OCR: razão de sobreadensamento; S_u : resistência não drenada; σ'_{vm} : tensão de préadensamento; E_u : módulo de elasticidade não drenado; S_t : sensibilidade da argila; w_n : umidade natural do solo; w_L : limite de liquidez; w_p : limite de plasticidade; G_s : Peso específico dos grãos.

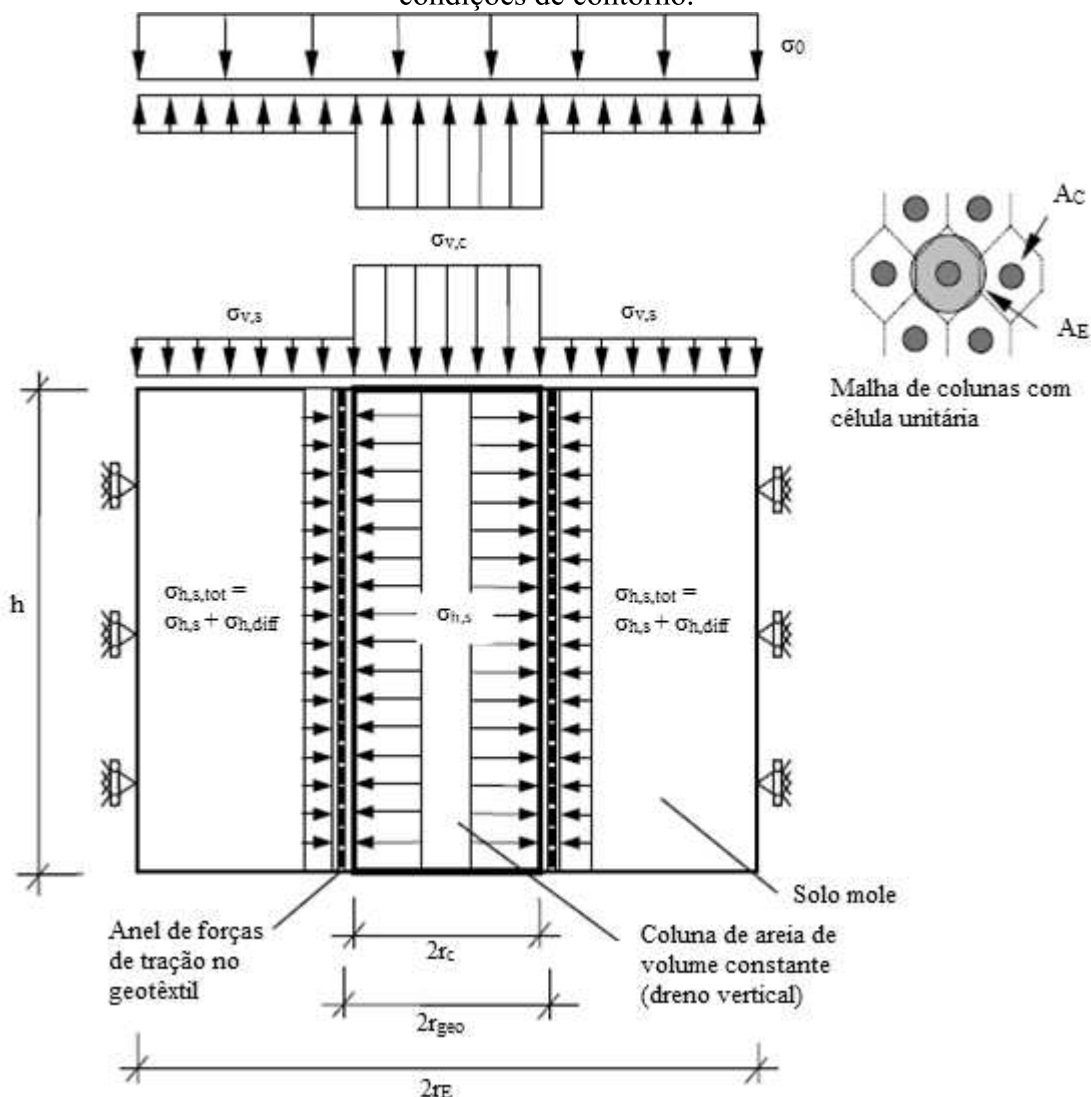
Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2013).

2.3 DIMENSIONAMENTO

Conforme Almeida *et al.* (2019), o método de cálculo de GEC's mais utilizado atualmente – e que será discutido neste item – é o proposto por Raithel e Kempfert (2000), após estes autores complementarem a proposta de Raithel (1999). Tal método foi fruto de um aperfeiçoamento da proposta de Van Impe e Silence (1986) que incluía uma análise de estado limite último nos cálculos propostos primordialmente por Ghionna e Jamiolkowski (1981), mas que não consideravam os efeitos de deformação no geossintético e de recalque do sistema aterro-GEC-solo mole. Almeida *et al.* (2019) ainda listam outros procedimentos de dimensionamento de GEC's desenvolvidos após Raithel e Kempfert (2000), tais como as propostas de Castro e Sagaseta (2011), Zhang *et al.* (2011), Pulko *et al.* (2011), Castro e Sagaseta (2013) e Zhang e Zhao (2015).

O método de Raithel e Kempfert (2000) utiliza o conceito de célula unitária, onde a análise é feita a partir de uma única coluna que é responsável pelo equilíbrio de uma área de solo circundante a ela. A Figura 6 apresenta o modelo de representação proposto pelos autores para a análise axissimétrica a partir de uma célula unitária de GEC.

Figura 6 – Modelo de célula unitária de GEC com representação das tensões envolvidas e das condições de contorno.



Fonte: Adaptado de Raithel e Kempfert (2000).

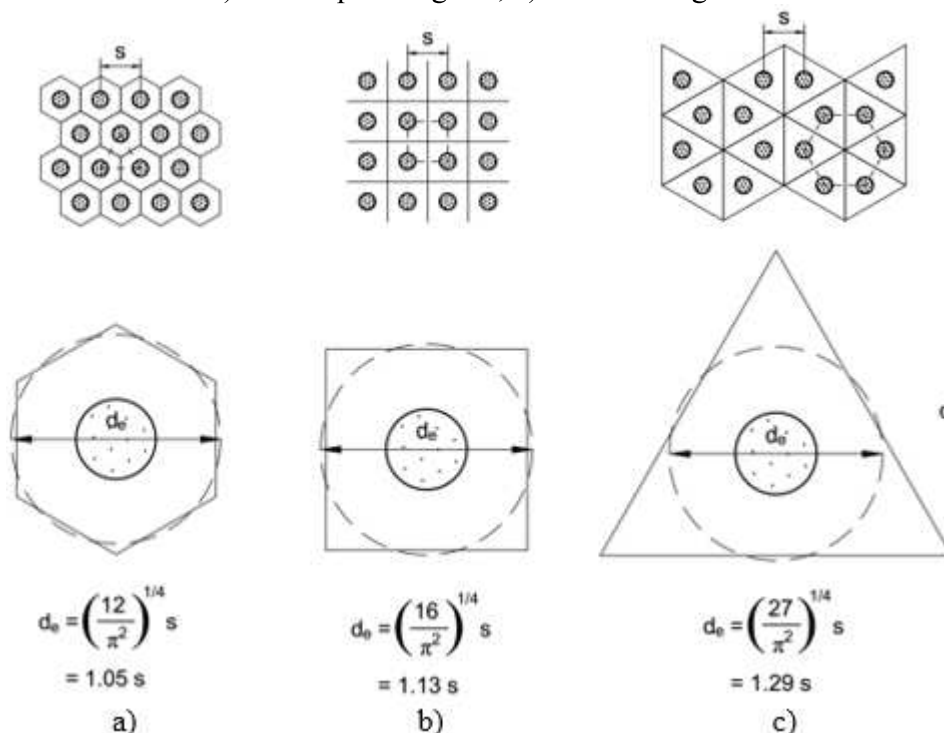
Para que o método seja válido, Raithel e Kempfert (2000) listam algumas premissas que devem ser tomadas como verdades a partir da célula unitária proposta na Figura 6. São elas:

- i. Os recalques na coluna e no solo mole devem ser iguais;
- ii. O recalque na camada de assentamento das colunas pode ser desprezado;
- iii. O material granular da coluna está em condição ativa e, portanto, o coeficiente de empuxo ativo (K_{ac}) deve ser aplicado;
- iv. O coeficiente de empuxo no repouso no solo mole, aplicado para a situação que antecede a aplicação da carga do aterro, deve seguir a relação de Jaky, onde $K_0 = 1 - \sin \phi'$. Raithel e Kempfert (2000) recomendam o uso de um valor majorado para K_0 , chamado de K_0^* , para o caso de GEC's construídas pelo método de

deslocamento. Almeida *et al.* (2019) aconselham a sempre adotar a relação de Jaky para a determinação de K_0 , independentemente do método de construção adotado. Isso se justifica pelo fato de que a adoção de K_0^* , que é cerca de 2 a 3 vezes maior que K_0 , pode provocar um efeito de confinamento excessivo na coluna, o que implicaria em uma menor deformação do geossintético ou até mesmo em uma deformação nula, extinguindo a necessidade do uso de encamisamento. Porém, um efeito de relaxamento de tensão no solo mole pode ocorrer a longo prazo, o que ocasionaria em uma redução de K_0^* . Portanto, ao adotar K_0 até mesmo em construções por deslocamento, o projetista estará atuando a favor da segurança;

- v. O modelo constitutivo adotado para representar o comportamento do geotêxtil é o elástico-linear;
- vi. Os cálculos consideram o solo mole na condição drenada, uma vez que esta representa a condição na qual os recalques e a tensão mobilizada do geossintético serão máximos. Portanto, os parâmetros de tensão efetiva são aplicados.

Figura 7 – Padrões comuns de instalação e respectivas células unitárias: a) malha hexagonal; b) malha quadrangular; c) malha triangular.



Fonte: Almeida *et al.* (2019).

Como ilustra a Figura 6, antes de começar o dimensionamento, é necessário definir as dimensões do problema, ou seja, o diâmetro da coluna ($d_c = 2r_c$) e o diâmetro da zona de influência da coluna ($d_E = 2r_E$). Este último vai depender da configuração de malha adotada para

a disposição das colunas e do espaçamento S entre elas, como mostra a Figura 7. A malha mais comum, segundo Almeida *et al.* (2019), é a quadrangular, seguida da triangular e, por último, a hexagonal.

Com a definição de d_c , S e d_E ; é possível determinar a área da coluna (A_c), a área da zona de influência da coluna (A_E) e um importante parâmetro utilizado durante o dimensionamento que é a razão destas áreas (a_E) indicada na Equação 1:

$$a_E = \frac{A_c}{A_E} \quad (1)$$

Onde:

$$A_c = \pi \times \frac{d_c^2}{4} \text{ e } A_E = \pi \times \frac{d_E^2}{4}.$$

O passo seguinte do método de Raithel e Kempfert (2000) é chamado por Almeida *et al.* (2019) de projeto vertical. É o momento do dimensionamento em que são definidas as tensões e forças envolvidas no projeto que garantem o equilíbrio do sistema. O desenvolvimento desta etapa do método é apresentado nas Equações 2 a 17.

A partir da Figura 6 tem-se a seguinte configuração para as tensões verticais:

$$\Delta\sigma_0 \times A_E = \Delta\sigma_{v,c} \times A_c + \Delta\sigma_{v,s} \times (A_E - A_c) \quad (2)$$

Onde:

$\Delta\sigma_0$ = Tensão vertical total devido ao peso próprio do aterro (kPa) e outras sobrecargas permanentes ou móveis. Almeida *et al.* (2019) recomendam utilizar fatores de segurança que majorem as cargas do aterro e móveis em 1.30 e cargas permanentes em 1.20;

$\Delta\sigma_{v,s}$ = Tensão vertical no topo do solo mole circundante (kPa). Esta será a variável independente do método que irá ditar o cálculo iterativo. Logo, as outras variáveis serão descritas em função de $\Delta\sigma_{v,s}$.

$$\Delta\sigma_{v,c} = \left(\frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{1 - a_E}{a_E} \times \Delta\sigma_{v,s} \right) = \text{Tensão vertical no topo da coluna (kPa);}$$

As tensões horizontais são definidas a partir das Equações 3 e 4:

$$\Delta\sigma_{h,c} = \Delta\sigma_{v,c} \times K_{a,c} + \Delta\sigma_{v,0,c} \times K_{a,c} = K_{a,c} \times \left(\frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{1 - a_E}{a_E} \times \Delta\sigma_{v,s} + \Delta\sigma_{v,0,c} \right) \quad (3)$$

$$\Delta\sigma_{h,s} = \Delta\sigma_{v,s} \times K_{0,s} + \Delta\sigma_{v,0,s} \times K_{0,s}^* \quad (4)$$

Onde:

$K_{a,c}$ = Coeficiente de empuxo ativo na coluna;

$K_{0,s}$ = Coeficiente de empuxo no repouso no solo mole;

$K_{0,s}^*$ = Coeficiente de empuxo no repouso no solo mole antes da aplicação da sobrecarga do aterro. Este índice poderá assumir um valor majorado em cerca de 2 a 3 vezes ou será igual a K_0 de acordo com o método de construção adotado, como indicado na hipótese iv;

$\Delta\sigma_{v,0,c}$ = Tensão inicial no meio da coluna antes da aplicação da sobrecarga do aterro (kPa);

$\Delta\sigma_{v,0,s}$ = Tensão inicial no meio do solo mole antes da aplicação da sobrecarga do aterro (kPa).

Ao receber a sobrecarga do aterro, a coluna tende a sofrer uma deformação circunferencial que é absorvida pelo geossintético. Esta deformação no encamisamento mobiliza uma força F (kN/m) de tração no material que é calculada a partir da Equação 5.

$$F = J \times \frac{\Delta r_{\text{geo}}}{r_{\text{geo}}} \quad (5)$$

Onde:

Δr_{geo} = Variação do raio do encamisamento de geossintético (m);

r_{geo} = Raio do encamisamento de geossintético (m);

J = Módulo de rigidez do geossintético (kN/m).

Dividindo F por r_{geo} e a partir da relação geométrica entre Δr_c , Δr_{geo} , r_{geo} e r_c (Equação 6) obtém-se o valor da tensão horizontal no geossintético em kPa ($\Delta\sigma_{h,\text{geo}}$) conforme a Equação 7.

$$\Delta r_{\text{geo}} = \Delta r_c - (r_{\text{geo}} - r_c) \quad (6)$$

Onde:

r_c = Raio da coluna (m).

$$\Delta\sigma_{h,\text{geo}} = \frac{F}{r_{\text{geo}}} = J \times \frac{\Delta r_{\text{geo}}}{r_{\text{geo}}} = \left(\frac{J \times \Delta r_c}{r_{\text{geo}}^2} - \frac{J \times (r_{\text{geo}} - r_c)}{r_{\text{geo}}^2} \right) \quad (7)$$

Portanto, tem-se 3 tensões horizontais atuando no encamisamento. $\Delta\sigma_{h,c}$ atua tendendo a provocar uma dilatação do perímetro circunferencial da coluna e $\Delta\sigma_{h,s}$ atua provocando o seu confinamento. À medida que a construção do aterro avança, $\Delta\sigma_{h,c}$ vai aumentando e provocando um aumento da deformação do geotêxtil (Δr_{geo}) e, portanto, acrescendo o valor de $\Delta\sigma_{h,\text{geo}}$ que também atua confinando a coluna. A diferença entre as tensões horizontais que atuam alargando e confinando a coluna é chamada de $\Delta\sigma_{h,\text{diff}}$ e é dada pela Equação 8.

$$\Delta\sigma_{h,\text{diff}} = \Delta\sigma_{h,c} - (\Delta\sigma_{h,s} + \Delta\sigma_{h,\text{geo}}) = \left[K_{a,c} \times \left(\frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{1 - a_E}{a_E} \times \Delta\sigma_{v,s} + \Delta\sigma_{v,0,c} \right) \right] - \left[(\Delta\sigma_{v,s} \times K_{0,s} + \Delta\sigma_{v,0,s} \times K_{0,s}^*) + \left(\frac{J \times \Delta r_c}{r_{\text{geo}}^2} - \frac{J \times (r_{\text{geo}} - r_c)}{r_{\text{geo}}^2} \right) \right] \quad (8)$$

Portanto, o geotêxtil é o responsável por minimizar a diferença de tensões horizontais e, consequentemente, reduzir a variação do raio da coluna (Δr_c), que é obtida pela Equação 9.

$$\Delta r_c = \frac{\Delta \sigma_{h,diff}}{E^*} \times \left(\frac{1}{a_E} - 1 \right) \times r_c \quad (9)$$

Onde:

$$E^* = \left(\frac{1}{1 - \nu_s} + \frac{1}{1 + \nu_s} \times \frac{1}{a_E} \right) \times \frac{(1 + \nu_s) \times (1 - 2\nu_s)}{(1 - \nu_s)} \times E_{oed,s};$$

ν_s = Coeficiente de Poisson do solo mole;

$E_{oed,s}$ = Módulo oedométrico do solo mole dado pela Equação 10.

$$E_{oed,s} = E_{oed,ref} \times \left(\frac{p^* + c' \times \cot \phi'}{p_{ref}} \right)^m \quad (10)$$

Onde:

c' = Coesão efetiva do solo mole;

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo mole;

p^* = Tensão efetiva no meio da camada de solo mole obtido pela Equação 11;

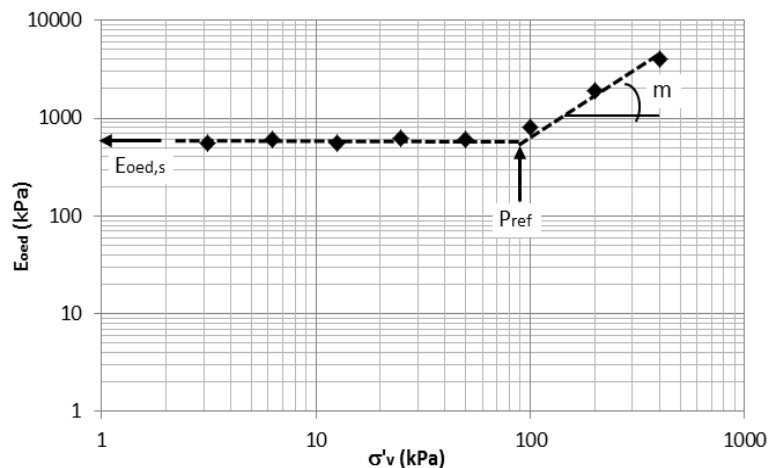
p_{ref} = Tensão vertical efetiva de referência do solo mole, indicado na Figura 8;

$E_{oed,ref}$ = Módulo oedométrico para a tensão p_{ref} de referência do solo mole, indicado na

Figura 8;

m = coeficiente exponencial obtido conforme indicado na Figura 8. Possui um valor típico de 0,3.

Figura 8 – Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical para um solo hipotético.



Fonte: Almeida *et al.* (2019).

$$p^* = \frac{p_2^* - p_1^*}{\ln(p_2^*/p_1^*)} \text{ ou } p^* = \frac{p_2^* + p_1^*}{2} \quad (11)$$

Onde:

p_1^* = Tensão vertical efetiva no meio da camada de solo mole antes da aplicação da sobrecarga do aterro;

p_2^* = Tensão vertical efetiva no meio da camada de solo mole depois da aplicação da sobrecarga do aterro.

Os recalques do solo mole (S_s) e da coluna (S_c) são calculados pelas Equações 12 e 13.

$$S_s = \left(\frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - 2 \times \frac{1}{E^*} \times \frac{v_s}{1 - v_s} \times \Delta\sigma_{h,diff} \right) \times h_0 \quad (12)$$

Onde:

h_0 = Altura inicial da coluna.

$$S_c = \left[1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \times h_0 \quad (13)$$

Pela hipótese i, tem-se que o recalque do solo mole (S_s) deve ser igual ao o da coluna (S_c), conforme a Equação 14. Logo, substituindo a Equação 8 na Equação 12 e substituindo as Equações 12 e 13 na Equação 14, tem-se a igualdade da Equação 15.

$$S_s = S_c \quad (14)$$

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - 2 \times \frac{1}{E^*} \times \frac{v_s}{1 - v_s} \times \left[K_{a,c} \times \left(\frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{1 - a_E}{a_E} \times \Delta\sigma_{v,s} \right) + \Delta\sigma_{v,0,c} - \Delta\sigma_{v,s} \times K_{0,s} - \Delta\sigma_{v,0,s} \times K_{0,s}^* + \frac{J \times (r_{geo} - r_c)}{r_{geo}^2} - \frac{J \times \Delta r_c}{r_{geo}^2} \right] \right\} \times h = \left[1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \times h \quad (15)$$

Substituindo a Equação 8 na Equação 9, é possível determinar Δr_c em função de $\Delta\sigma_{v,s}$, conforme a Equação 16. Portanto, a única variável independente do problema a ser resolvido no dimensionamento é $\Delta\sigma_{v,s}$ que pode ser encontrada após um processo iterativo de busca pelo valor satisfaça a igualdade da Equação 15.

$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{\Delta\sigma_{v,s} \cdot (1 - a_E)}{a_E} + \Delta\sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \Delta\sigma_{v,0,s} + \frac{J \cdot (r_{geo} - r_c)}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left(\frac{1}{a_E} - 1 \right) \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (16)$$

A força máxima a que o geotêxtil pode ser submetido (F_{all}) é dada pela Equação 17.

$$F_{all} = \frac{F_0}{RF_f \times RF_{dm} \times RF_{amb} \times RF_{joint} \times FOS} \quad (17)$$

Onde:

F_0 = Resistência nominal do geotêxtil obtida no catálogo do fabricante;

RF_f = Fator de redução por fluência;

RF_{dm} = Fator de redução por danos mecânicos;

RF_{amb} = Fator de redução por danos ambientais e químicos;

RF_{joint} = Fator de redução por junções ou costuras, caso exista;

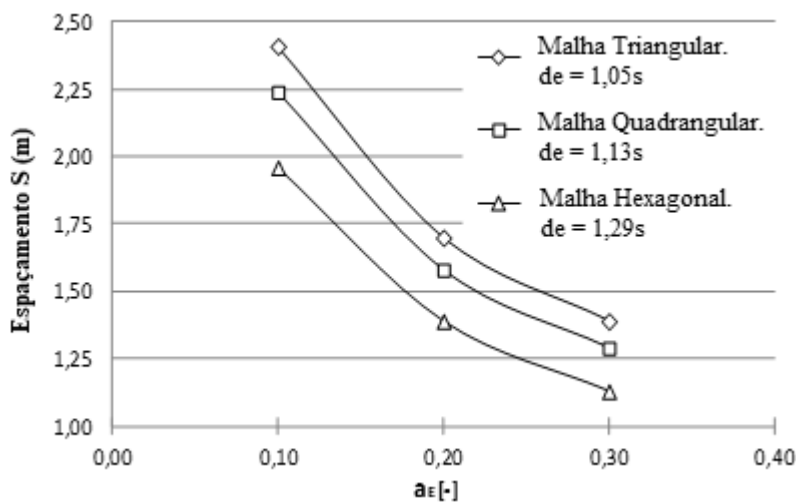
FOS = Fator de redução por incertezas na produção do material e extrapolação de dados.

Logo, a verificação do dimensionamento passa por analisar se a força F , que após o processo iterativo de cálculo de $\Delta\sigma_{v,s}$ pode ser determinada pela Equação 5, é menor que F_{all} . Sendo assim, o método é uma análise retroativa de escolha da melhor configuração de malha das colunas e do material do encamisamento, ou seja, de escolha dos valores de a_E , r_{geo} , J e F_{all} .

O coeficiente a_E é um parâmetro de escolha que interfere significativamente em importantes variáveis. Pela Equação 9, nota-se que a deformação da coluna, e consequentemente do geossintético, é inversamente proporcional ao valor de a_E . Logo, quanto maior a_E , menor a deformação e, pela Equação 5, maior a força mobilizada no encamisamento e, pela Equação 13, menor o recalque. Porém, quanto maior a_E , significa que mais colunas serão feitas por unidade área, o que representa maiores custos.

A Figura 9 mostra um exemplo de análise feita por Almeida *et al.* (2019) da variação do espaçamento S com a razão de substituição de área a_E . Nota-se que, para o caso em questão, a malha triangular é mais vantajosa por conseguir os mesmos valores de a_E das outras configurações com maiores valores de S . Isso representa uma economia, visto que é possível construir menos colunas por unidade de área e obter a mesma razão.

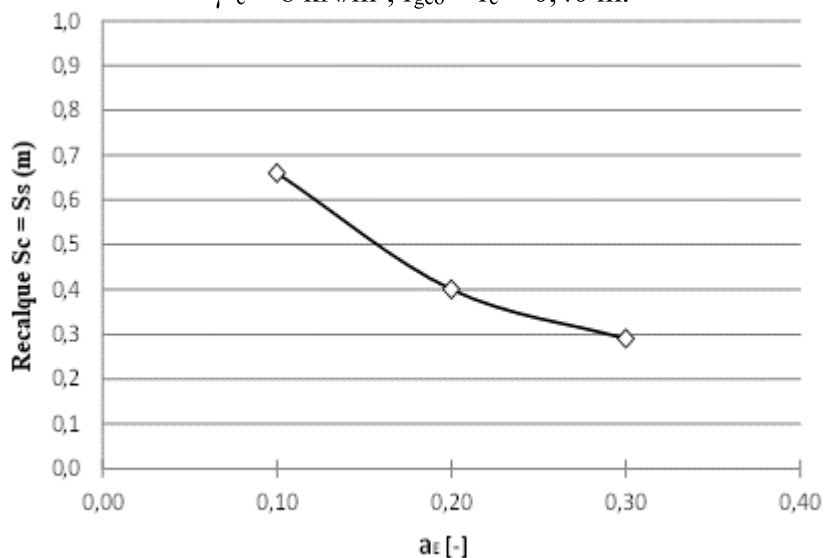
Figura 9 – Variação do espaçamento entre as colunas (S) com a razão de substituição de área (a_E) conforme o tipo de malha para uma situação com $d_c = 0,80m$.



Fonte: Adaptado de Almeida *et al.* (2019).

Um outro exemplo de análise a ser feita durante a escolha da melhor configuração de malha das colunas é apresentado na Figura 10, onde se verifica como varia o recalque do aterro de acordo com o aumento de a_E para um caso hipotético.

Figura 10 – Recalque em função da razão de substituição de área a_E para um caso hipotético com os seguintes parâmetros: $\Delta\sigma_{v,0} = 100$ kPa; $h_s = 8,0$ m; $J = 2000$ kN/m; $c'_s = 2,0$ kPa; $\phi'_s = 28^\circ$; $E_{oed,s,ref} = 1000$ kPa; $\nu_s = 0,30$; $m = 0,84$; $p_{ref} = 100$ kPa; $\gamma'_s = 4$ kN/m³; $\phi'_c = 30^\circ$; $\gamma'_c = 8$ kN/m³; $r_{geo} = r_c = 0,40$ m.



Fonte: Adaptado de Almeida *et al.* (2019).

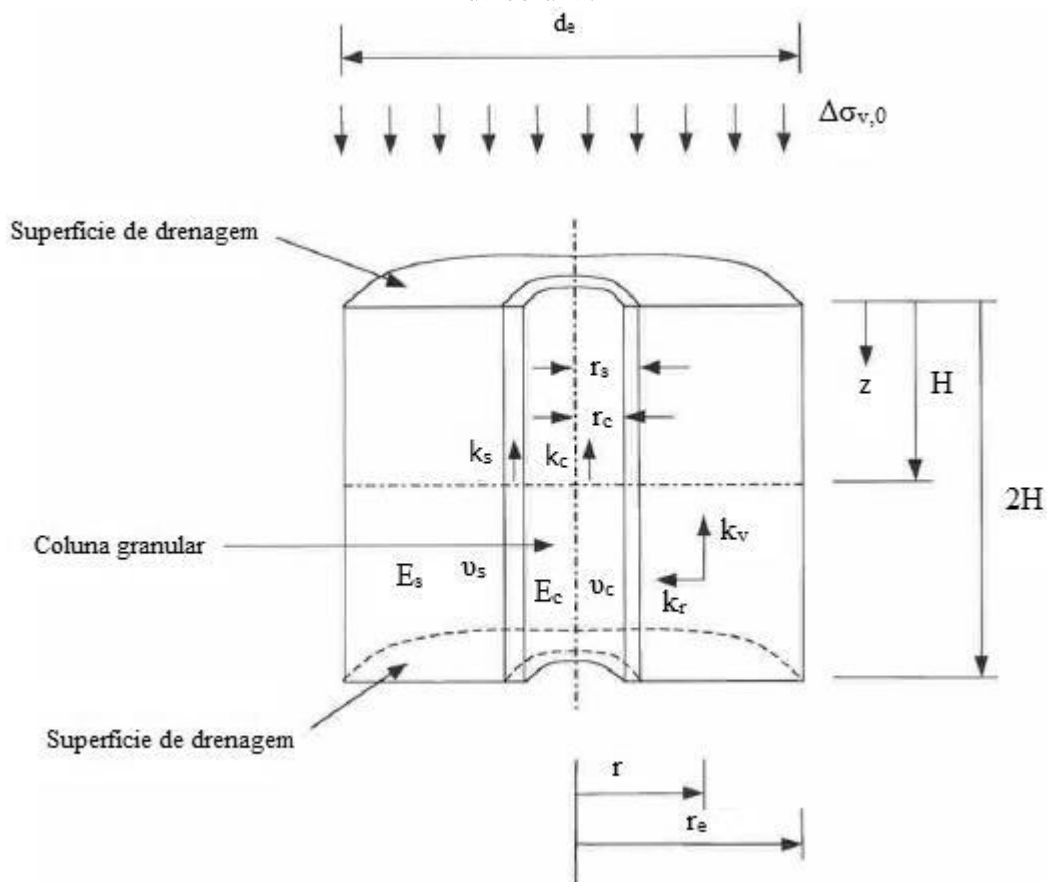
2.4 ANÁLISE DO ADENSAMENTO

No item 2.3 foi apresentado o método de Raithel e Kempfert (2000) que possibilita mensurar o recalque total que o aterro sustentado pelas GEC's sofre após o período de adensamento. Porém, uma outra questão muito importante a ser analisada é como se dá a evolução deste recalque durante o processo de adensamento. Para obter a curva recalque versus tempo, o método analítico que será descrito é o proposto por Han e Ye (2002), que é uma simplificação do método para colunas granulares tradicionais de Barron (1948) e Han e Ye (2001), mas que pode ser usado para GEC's.

Além da concentração de tensão vertical na coluna devido à sua maior rigidez, a teoria simplificada de Han e Ye (2002) incluiu nos cálculos a limitação da permeabilidade na coluna devido à sua contaminação com solo fino (pertinente apenas para colunas granulares não encamisadas) e a limitação da permeabilidade na chamada “*smear zone*”. Esta região corresponde à área do solo mole próxima à coluna que sofre uma perturbação durante o processo construtivo e, conseqüentemente, apresenta uma menor permeabilidade. A Figura 11

apresenta o modelo de cilindro unitário, conforme a célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) (ver Figura 6), com a identificação das variáveis que serão apresentadas nas Equações 18 a 22.

Figura 11 – Definição dos termos utilizados no cálculo do adensamento no cilindro unitário. Onde: r_c = raio da coluna, r_s = raio da coluna + *smear zone*, r_e = raio da área de influência da coluna.



Fonte: Adaptado de Han e Ye (2002).

Assim como o método de Raithel e Kempfert (2000), a teoria de Han e Ye (2002) possui algumas hipóteses a serem consideradas. São elas:

- i. O fluxo vertical de água na coluna e no solo mole são desprezados. Almeida *et al.* (2019) consideram válida a não consideração da contribuição da drenagem vertical nos cálculos, uma vez que o fluxo de água na direção radial é muito maior do que na direção vertical;
- ii. As colunas são consideradas completamente saturadas e cada uma possui uma área circular de influência;
- iii. As deformações e tensões verticais da coluna e do solo mole adjacente são iguais em qualquer profundidade;

- iv. Os coeficientes de compressibilidade da *smear zone* e do solo não perturbado são considerados iguais, ou seja, possuem o mesmo módulo de elasticidade (E_s) e coeficiente de Poisson (ν_s);
- v. A aplicação do carregamento é considerada instantânea e, durante o período de adensamento, é constante;
- vi. O excesso de poropressão dentro da coluna é constante e uniforme ao longo do raio.

Como foi visto no item anterior, o recalque total é considerado o mesmo na coluna e no solo mole (ver Equação 14). Logo, o recalque no tempo t indicado como $S(t)$ na Equação 18 será dado em função do recalque S_c multiplicado pelo coeficiente de adensamento $U(t)$:

$$S(t) = S_c \times U(t) \quad (18)$$

O coeficiente de adensamento é obtido por Han e Ye (2002) conforme as Equações 19 a 22:

$$U = 1 - e^{-\frac{8}{F'_m} \times T_m} \quad (19)$$

Onde:

T_m = Fator de tempo modificado dado pela Equação 20.

F'_m = Função de adensamento dada pela Equação 22.

$$T_{rm} = \frac{c_{rm} \times t}{d_c^2} \quad (20)$$

Onde:

t = Tempo após a aplicação da carga;

d_c = Diâmetro da célula unitária;

c_{rm} = Coeficiente de adensamento radial modificado dado pela Equação 21.

$$c_{rm} = \frac{k_r}{\gamma_w} \times \frac{m_{v,c} \times (1 - a_E) + m_{v,s} \times a_E}{m_{v,s} \times m_{v,c} \times (1 - a_E)} = c_r \times \left(1 + n_s \times \frac{1}{N^2 - 1} \right) \quad (21)$$

Onde:

k_r = Permeabilidade radial (ou horizontal) do solo;

γ_w = Peso específico unitário da água;

$m_{v,c}$ = Coeficiente de compressibilidade volumétrica da coluna;

$m_{v,s}$ = Coeficiente de compressibilidade volumétrica do solo mole;

a_E = Razão de substituição de área;

c_r = coeficiente de adensamento horizontal devido ao fluxo radial de água;

n_s = Fator de concentração de tensão dado pela razão entre a tensão vertical no topo da coluna após o adensamento primário ($\Delta\sigma_{v,c}$) e a tensão vertical no topo do solo mole ($\Delta\sigma_{v,s}$), ou seja, $n_s = \Delta\sigma_{v,c}/\Delta\sigma_{v,s}$. Han e Ye (2002) também sugerem a obtenção deste fator pela razão entre os coeficientes de compressibilidade volumétrica, isto é, $n_s = m_{v,c}/m_{v,s}$. Porém, para considerar os efeitos do encamisamento, EBGEO (2012) recomenda o cálculo deste fator pela razão de tensões;

N = Razão entre o diâmetro da célula unitária (d_e) e o diâmetro da coluna (d_c), ou seja, $N = d_e/d_c$.

$$F'_m = \frac{N^2}{N^2 - 1} \times \left[\ln\left(\frac{N}{S}\right) + \frac{k_r}{k_s} \times \ln(S_{mr}) - \frac{3}{4} \right] + \frac{S_{mr}^2}{N^2 - 1} \times \left(1 - \frac{k_r}{k_s} \right) \times \left(1 - \frac{S_{mr}^2}{4 \times N^2} \right) + \frac{32 \times k_r \times H^2}{\pi^2 \times k_c \times d_c^2} \quad (22)$$

Onde:

k_s = Coeficiente de permeabilidade do solo mole na *smeared zone*;

k_c = Coeficiente de permeabilidade da coluna;

H = Maior distância a ser percorrida pelo fluxo vertical de água durante a drenagem;

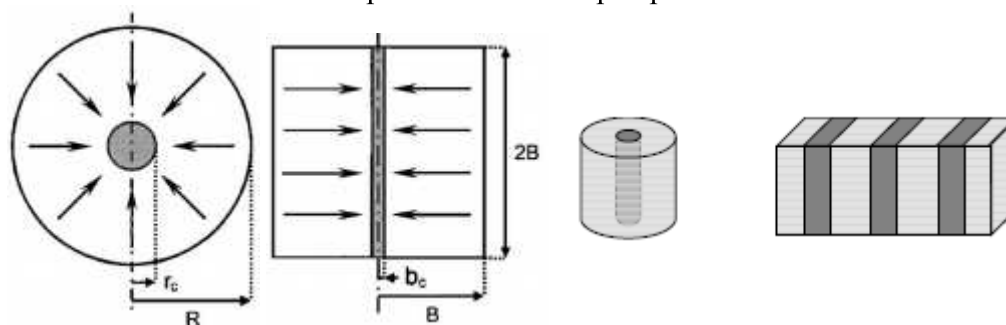
S_{mr} = Razão entre o diâmetro da *smeared zone* (d_s) e o diâmetro da coluna (d_c), ou seja, $S_{mr} = d_s/d_c$.

2.5 ESTABILIDADE GLOBAL

Uma parte essencial do projeto de aterros sobre solo tratado com GEC's é analisar a estabilidade global da obra por meio do cálculo do Fator de Segurança (FS). Este item trata sobre os aspectos que envolvem o cálculo de FS por meio de simulações com elementos finitos ou pelo método do equilíbrio limite.

A análise numérica ou analítica (programas comerciais que utilizam método de equilíbrio limite) de estabilidade de um aterro sobre solo mole com GEC é normalmente feita a partir da transformação da condição real (modelo 3D) para a condição de deformação plana (modelo 2D). Tan *et al.* (2008) propõem tal transformação conforme indicado na Figura 12, onde a coluna circular de raio r_c na condição real é transformada para uma “parede” equivalente de largura b_c conforme a Equação 23.

Figura 12 – Transformação do modelo axissimétrico para o modelo plano 2D. À esquerda Tan *et al.* (2008) mostram o esquema da transformação em vista superior e à direita Castro (2017) mostra o processo em uma perspectiva 3D.



Fonte: Tan *et al.* (2008) e Castro (2017).

$$b_c = B \times \frac{r_c^2}{R^2} \quad (23)$$

Onde:

B = Metade da largura da parede equivalente;

R = Raio da área de influência da coluna.

Barron (1948) *apud.* Tan *et al.* (2008) apresenta a relação entre R e B de acordo com a Equação 24 para malhas quadradas:

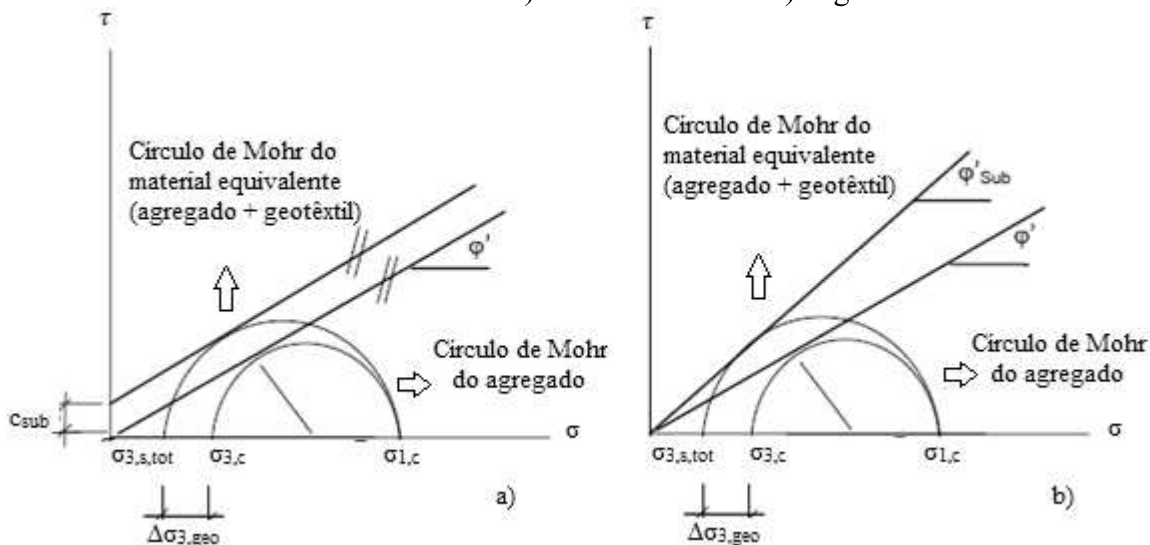
$$R = 1.13 \times B \quad (24)$$

Porém, ao fazer essa transformação, surge a dificuldade em modelar o geossintético nos programas de análise 2D, uma vez que o invólucro ocupa um espaço de três dimensões. Portanto, o agregado e o geotêxtil devem ser substituídos por um material equivalente que seja capaz de representar o efeito de confinamento que o encamisamento provoca na coluna. Raithel e Henne (2000) propõem um método em que este material equivalente simula o efeito de confinamento do encamisamento a partir de uma substituição dos parâmetros de resistência do agregado, obtendo-se uma envoltória de Mohr-Coulomb “majorada”. Essa abordagem se baseia no método de equilíbrio limite e na prática substitui o ganho de resistência fornecido pelo geossintético ao agregado por um aumento do seu ângulo de atrito ou do seu intercepto coesivo.

A proposta do método é de que a tensão horizontal principal do material equivalente é oriunda da redução da tensão horizontal principal do agregado ($\sigma_{3,c} = \sigma_{h,c}$) pela tensão de confinamento que o geotêxtil provocaria ($\Delta\sigma_{3,geo} = \Delta\sigma_{h,geo}$). Já a tensão vertical permanece a mesma e assim tem-se a nova configuração do círculo de Mohr para o material equivalente. Para traçar a envoltória de Mohr-Coulomb desta nova configuração, os autores oferecem duas opções de traçado (ver Figura 13):

- Manter o intercepto coesivo nulo original e adotar um novo ângulo de atrito, chamado de ϕ_{sub} ; ou
- Manter o ângulo de atrito original e adotar um novo intercepto coesivo, chamado de c_{sub} .

Figura 13 – Mudança nos círculos de Mohr após substituição dos parâmetros de resistência das Colunas Granulares Encamisadas: a) coesão substituta b) ângulo de atrito substituto.



Fonte: Adaptado de Raithel e Henne (2000).

Conforme Mohr-Coulomb, a relação entre as tensões principais é dada pela Equação 25.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} + \frac{2 \times c \times \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (25)$$

Como o material granular possui coesão nula, tem-se a Equação 26 para o círculo de Mohr do agregado:

$$\sigma_1 = (\sigma_{3,s,tot} + \Delta\sigma_{3,geo}) \times \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} + \frac{2 \times 0 \times \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (26)$$

Pela opção a), Raithel e Henne (2000) propõem a Equação 27. Igualando as Equações 26 e 27, obtém-se a expressão para o cálculo de c'_{sub} na Equação 28.

$$\sigma_1 = \sigma_{3,s,tot} \times \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} + \frac{2 \times c_{sub} \times \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (27)$$

$$c'_{sub} = \Delta\sigma_{3,geo} \times \frac{1 + \sin(\phi')}{2 \times \cos(\phi')} \quad (28)$$

Pela opção b), os autores chegam à expressão indicada na Equação 29. Igualando as Equações 26 e 29, obtém-se a expressão para o cálculo de ϕ'_{sub} na Equação 30.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \frac{1 + \sin(\phi'_{sub})}{1 - \sin(\phi'_{sub})} + \frac{2 \times c \times \cos(\phi'_{sub})}{1 - \sin(\phi'_{sub})} \quad (29)$$

$$\sin(\phi'_{sub}) = \frac{\frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} + \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{\frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} - \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1} \quad (30)$$

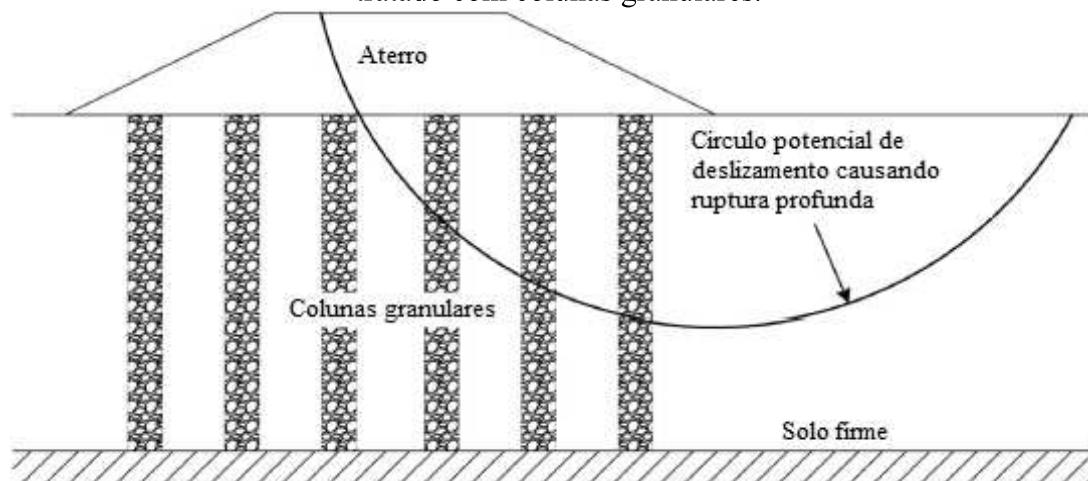
Raithel e Henne (2000) afirmam que a modelagem em 2D com uso de um ângulo de atrito substituído reproduz uma resposta mais real da deformação das colunas encamisadas, uma vez que quanto maior a tensão vertical, maiores são as tensões circunferenciais do encamisamento. Isto significa que há um aumento contínuo do critério de falha, devido ao acréscimo uniforme de $\Delta\sigma_{3,geo}$. Logo, segundo os autores, este comportamento é melhor representado por uma substituição do coeficiente angular da envoltória (ϕ'_{sub}) e não pelo coeficiente linear (c'_{sub}). Porém, o uso deste último parâmetro pode ser útil em análises de baixas tensões e deformações.

Esta conclusão de Raithel e Henne (2000) é baseada apenas em critério de equilíbrio limite, ou seja, de análises de equilíbrio de forças. Porém, não necessariamente é garantido de que haverá um aumento gradual e uniforme do critério de falha conforme o acréscimo de tensão vertical para um material equivalente a dois materiais que “trabalham” em conjunto em resposta aos carregamentos. Logo, torna-se importante investigar como se dá o comportamento da envoltória do agregado junto com o encamisamento.

Sendo assim, as etapas a serem seguidas para o cálculo de estabilidade de superestruturas construídas sob solos moles tratados com GEC's por meio de softwares de análise em deformações planas 2D da seguinte forma:

- i. Desenvolver a transformação da geometria 3D para condição 2D conforme a metodologia proposta por Tan *et al.* (2008);
- ii. Calcular o acréscimo dos parâmetros de resistência do agregado (c'_{sub} ou ϕ'_{sub}) para substituição do agregado encamisado por um material equivalente conforme a teoria de Raithel e Henne (2000);
- iii. Se necessário, dividir a coluna em várias subcamadas ao longo de sua profundidade a fim de obter diferentes parâmetros de resistência substituídos;
- iv. Realizar a análise de estabilidade com o auxílio de programas de computador que simulem superfícies potenciais de ruptura do tipo circular (ver Figura 14) ou do tipo não circular.

Figura 14 – Superfície de ruptura potencial do tipo circular em um aterro sobre solo mole tratado com colunas granulares.



Fonte: Adaptado de Mohapatra *et al.* (2016).

3 VISÃO GERAL DE GEOSSINTÉTICOS

Conforme Koerner (2012), o emprego de geossintéticos em obras de engenharia tem ocorrido desde 1977, ano em que ocorreu a primeira conferência de geossintéticos em Paris. A partir desta conferência, considerada o marco dos geossintéticos, esta tecnologia se inseriu em vários segmentos do mercado de engenharia. As principais aplicações são na área de geotecnia, transporte, geotecnia ambiental e hidráulica.

Koerner (2012) lista uma série de características destes materiais que permitiram seu sucesso nas aplicações de engenharia. O autor cita que os geossintéticos possuem controle de qualidade proveniente pelos fabricantes; estão sendo integrados no meio profissional via especificações e normas; são de rápida instalação; geralmente conseguem substituir matérias-primas brutas ou naturais; são uma alternativa para dificuldades em projetos que utilizam solo ou outro material de construção; viabilizam projetos e aplicações que não seriam possíveis; são de grande disponibilidade; possuem facilidade para determinação dos dados técnicos; possuem custos competitivos com outros materiais; e são opções normalmente mais sustentáveis.

Os geossintéticos são produtos provenientes quase em sua totalidade da indústria de plásticos. Koerner (2012) aponta que estes materiais são constituídos por polímeros feitos a partir de hidrocarbonetos. Os principais plásticos são polietileno de alta densidade (PEAD), polietileno de baixa densidade (PEBD), polipropileno (PP), policloreto de vinila (PVC), poliéster (PET), poliestireno expandido (EPS), acetato de polivinilo (PVA), poliamida (PA) ou polietileno cloro-sulfonado (CSPE). Em alguns casos, eles são compostos por fibras de vidro, borracha de etileno-propileno-dieno (EPDM) ou materiais naturais.

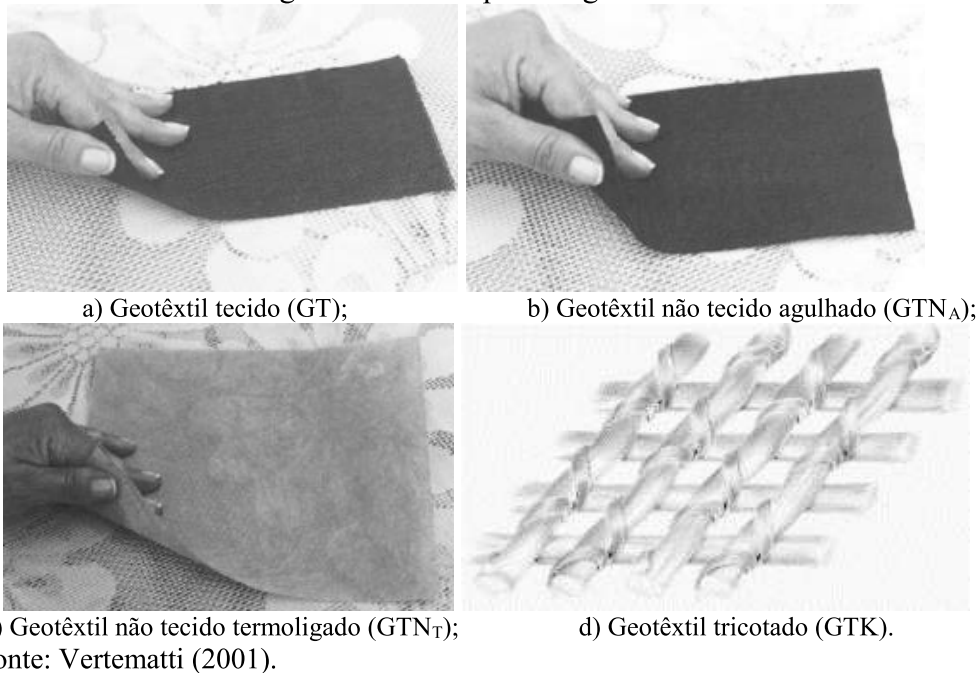
3.1 TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

Existe uma grande variedade de geossintéticos no mercado atualmente e várias possibilidades de agrupá-los em classificações. De forma simplificada, é possível dividir os principais geossintéticos em sete tipos básicos, conforme sugestão de Koerner (2012).

O primeiro grupo é o dos geotêxteis, que, como o próprio nome sugere, são produtos têxteis, bidimensionais e permeáveis. Podem compor estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas. É um produto que pode desempenhar diversas funções, tais como separação, reforço, filtração e drenagem. No caso dos geotêxteis tecidos, os fios, laminetes ou monofilamentos se

entrelaçam seguindo direções preferenciais. Já para os não tecidos, o entrelaçamento das fibras cortadas ou dos filamentos contínuos se dá de forma aleatória e podem ser interligadas mecanicamente (agulhagem), termicamente (fusão por aquecimento) ou quimicamente. A Figura 15 mostra algumas imagens destes produtos (VERTEMATTI, 2001).

Figura 15 – Exemplos de geotêxteis.



O segundo grupo a ser considerado é o das geogrelhas. Vertematti (2001, p. 10) define este geossintético como “produto 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”. O autor explica ainda que este produto pode ser considerado unidirecional quando tiver elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecional quando tiver nas duas direções principais (ortogonais). Outra subclassificação das geogrelhas é quanto ao seu processo de fabricação, onde elas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas. A Figura 16 mostra um exemplo de geogrelha.

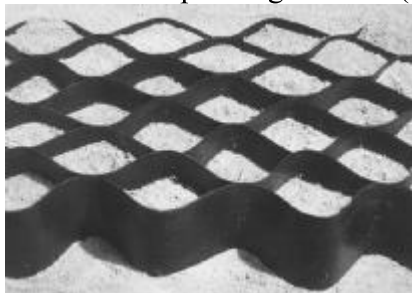
Figura 16 – Exemplo de geogrelha (GG).



Fonte: Vertematti (2001).

O terceiro tipo é o das geocélulas e é definido por Vertematti (2001, p. 9) como “produto com estrutura tridimensional aberta, constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão”. A Figura 17 exemplifica uma geocélula preenchida com solo.

Figura 17 – Exemplo de geocélula (GC).



Fonte: Vertematti (2001).

O quarto grupo de geossintéticos é o das geomembranas. Estas são definidas como mantas flexíveis e contínuas com baixíssima permeabilidade. Por este motivo, sua principal função é servir como barreira de fluidos. São constituídas principalmente de asfaltos, elastômeros ou plastômeros (VERTEMATTI, 2001). A Figura 18 ilustra uma geomembrana.

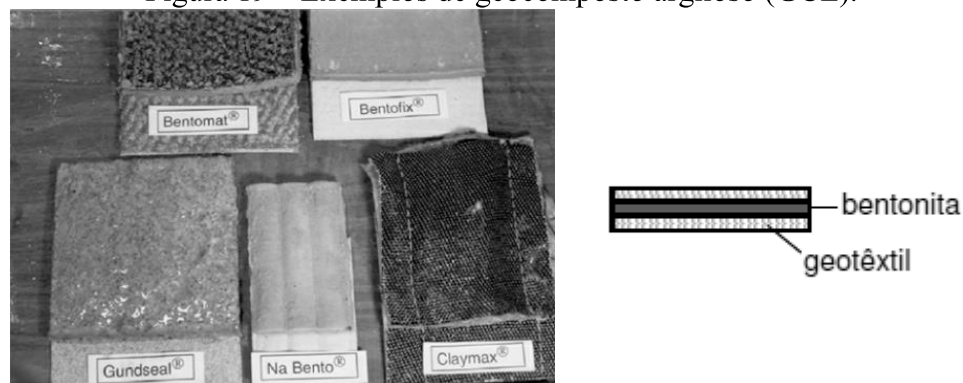
Figura 18 – Exemplo de geomembrana (GM).



Fonte: Vertematti (2001).

O quinto tipo é formado pela barreira de geossintéticos (*GCL - Geosynthetic Clay Liner*), também conhecido como geocomposto argiloso para barreira impermeabilizante. Este tipo de geossintético tem a função específica de funcionar como barreira impermeabilizante. Ele é composto por uma fina camada de material argiloso (bentonita) envolvido (por cima e por baixo) por geotêxtil e/ou geomembrana (KOERNER, 2012). A Figura 19 ilustra a geocélula.

Figura 19 – Exemplos de geocomposto argiloso (GCL).



Fonte: Koerner (2012) e Bathurst (2020).

O sexto tipo apresentado na Figura 20 é o dos geoexpandidos. Estes produtos são fruto de um processo de expansão polimérica que resulta em um material leve. Sua função é exatamente aliviar a tensão proveniente do peso próprio de estruturas geotécnicas (KOERNER, 2012).

Figura 20 – Exemplo de geoexpandido (GE).



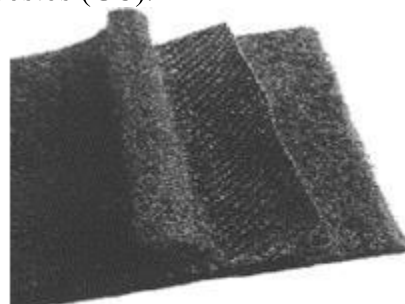
Fonte: Vertematti (2001).

O sétimo tipo básico de geossintéticos é o formado pelos geocompostos (Figura 21). São produtos formados pela associação de dois ou mais tipos de geossintéticos ou outro material. Geralmente são produzidos para realizar uma função específica (VERTEMATTI, 2001).

Figura 21 – Exemplos de geocompostos (GC).



a) Geoespaçador envolvido por geotêxtil não tecido;



b) Geotêxtil tecido envolvido por dois geotêxteis não tecido.

Fonte: Vertematti (2001).

A Tabela 3 sintetiza as funções dos principais geossintéticos apresentados anteriormente.

Tabela 3 – Identificação da função primária usual versus tipo de geossintético.

Tipo de Geossintético	Função primária				
	Separação	Reforço	Filtração	Drenagem	Contenção
Geotêxtil	x	x	x	x	
Geogrelha		x			
Geocélula				x	
Geomembrana					x
Barreira de geossintético (GCL)					x
Geoexpandido	x				
Geocomposto	x	x	x	x	x

Fonte: Adaptado de Koerner (2012).

3.2 CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Um importante conceito para determinação das propriedades mecânicas dos geossintéticos é o módulo de rigidez J , que indica o quanto as tensões no material são mobilizadas conforme a deformação a que ele estiver submetido e vice-versa. Diferentemente da maioria dos materiais, a seção transversal dos geossintéticos é de difícil determinação, uma vez que a espessura é muito pequena ou o material não é contínuo em toda a seção como é o caso das geogrelhas. Logo, ao se realizar o ensaio de tração no geossintético, torna-se complicado mensurar a tensão referente à força de tração aplicada, uma vez que para isso seria necessário determinar a área da seção transversal. Por este motivo, a curva tensão-deformação do ensaio de tração é na verdade indicada pela tração (T) versus a deformação ε conforme a Figura 22.

No caso dos geotêxteis, é possível determinar a tração por unidade de largura (kN/m), já que a seção é contínua. Já para outros geossintéticos como, por exemplo, as geogrelhas, a tração é determinada apenas em unidade de força (kN). Logo, a lei de Hooke (Equação 32) para geossintéticos é dada conforme a Equação 33 em função do módulo de rigidez J (Equação 31) e não pelo módulo de Young E .

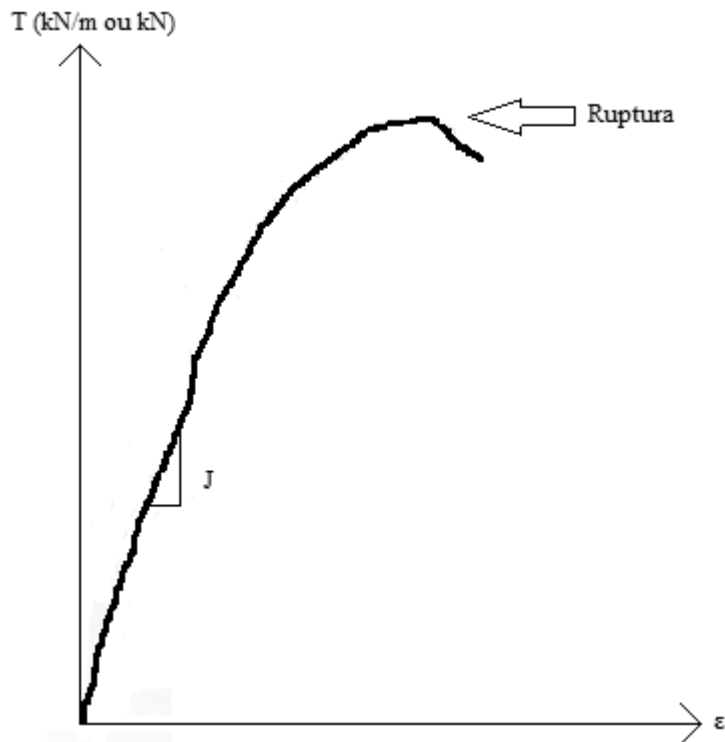
$$J (\text{kN}) = E \times A \text{ ou } J (\text{kN/m}) = E \times e \quad (31)$$

Onde e = espessura do geossintético.

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (32)$$

$$T = J \times \varepsilon \quad (33)$$

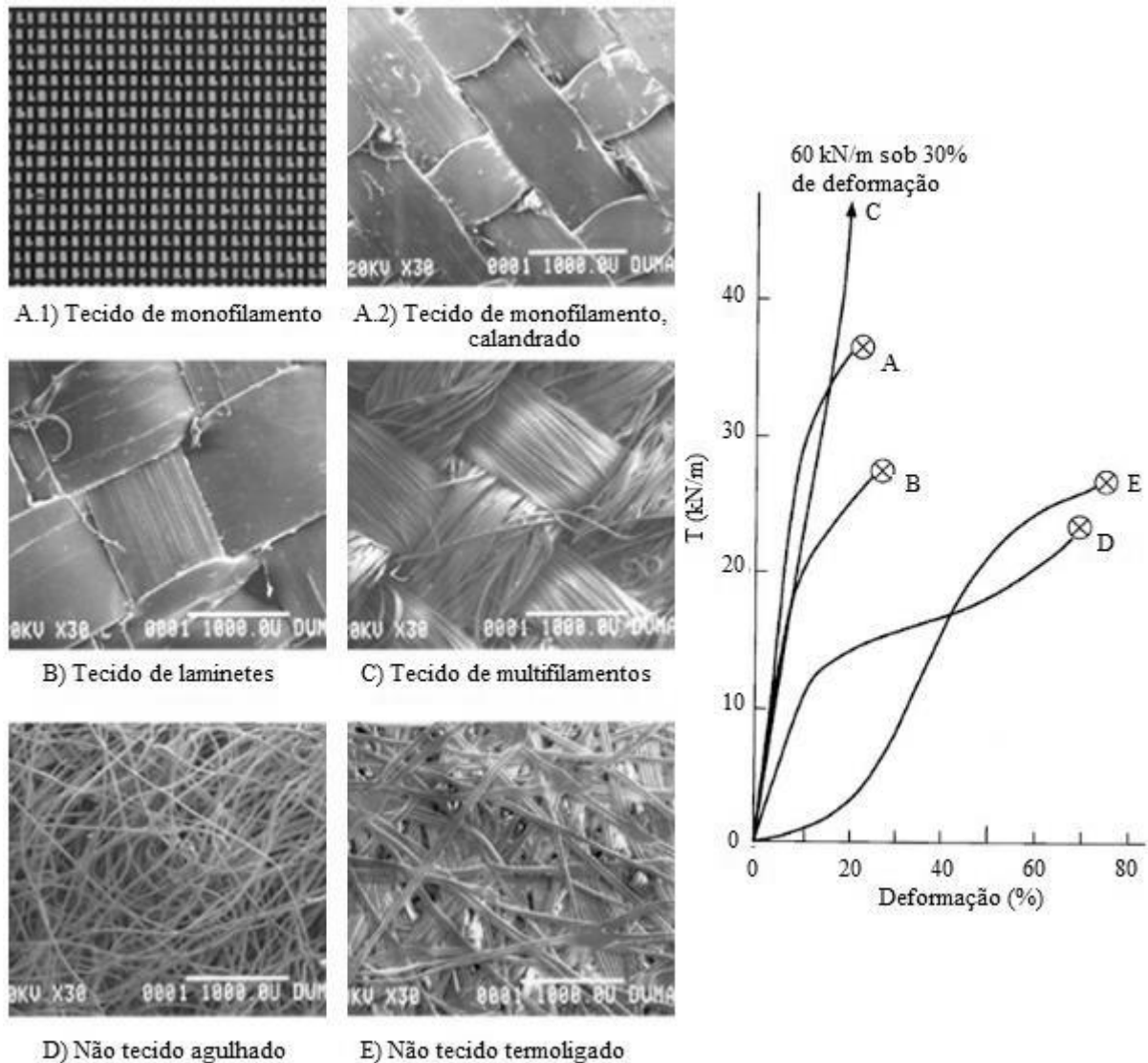
Figura 22 – Curva tensão-deformação genérica para geotêxteis.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para determinar o valor de J a partir da curva tensão-deformação, existem três possibilidades. A primeira é a partir do módulo tangente inicial, onde J é determinado a partir do trecho inicial da curva. Este é o caso dos geotêxteis tecidos de monofilamentos (A) e laminetes (B). A segunda possibilidade é a partir do módulo secante, onde liga-se a origem até o ponto da curva onde a deformação é, por exemplo, 30% como no caso de geotêxteis tecidos (C). A terceira possibilidade é a partir do módulo tangente deslocado, onde J é determinado em um ponto de maior deformação da curva. Este é o caso dos materiais que apresentam uma curva de trecho inicial pouco inclinado, como nos geotêxteis não tecidos agulhados (D) e termoligados (E). A Figura 23 ilustra diversas curvas tensão-deformação conforme os tipos de geotêxteis.

Figura 23 – Curvas tensão-deformação para os geotêxteis conforme seus tipos de estruturas.



Fonte: Adaptado de Koerner (2012).

3.3 GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS PARA GEC's

No item 2.2 já foram apresentadas algumas características dos geossintéticos utilizados para encamisamento de colunas granulares. Como foi mostrado, os geotêxteis tecidos são os mais utilizados para este fim, apesar de os não tecidos também poderem ser empregados.

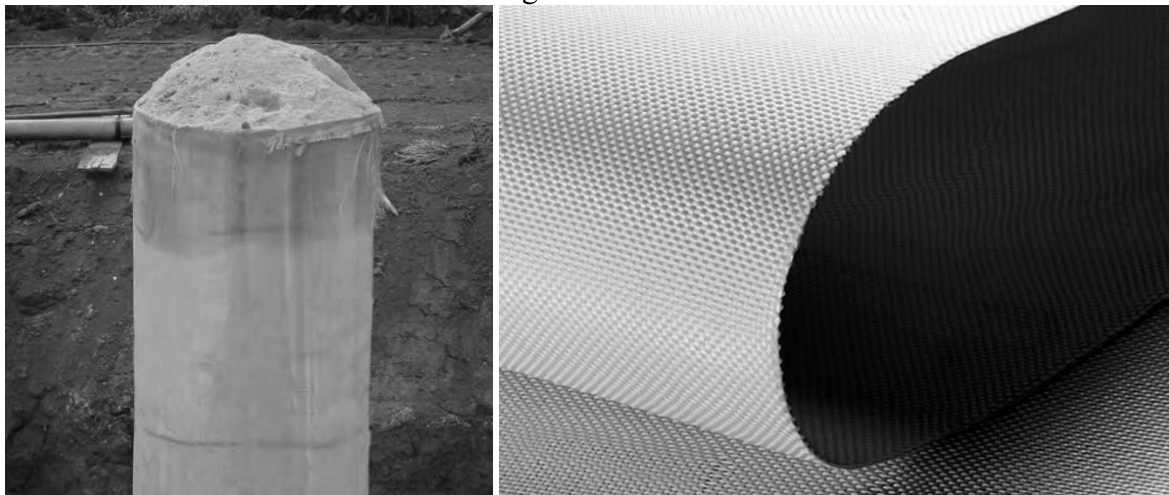
Alexiew *et al.* (2000) enumeram os principais requisitos necessários para que o geossintético utilizado na função de reforço, como é o caso das camisas de colunas granulares, seja o ideal. São eles:

- i. Módulo de rigidez adequado para as condições de deformações e mobilização de força exigidas;

- ii. Baixa propensão à fluência, ou seja, alta resistência e rigidez e baixos níveis de deformação a longo prazo;
- iii. Alta permeabilidade que permita baixa resistência hidráulica e, conseqüentemente, inexistência de pressão hidráulica;
- iv. Alta resistência mecânica quanto à possíveis danos durante o processo de instalação;
- v. Alta resistência química e biológica para evitar a degradação do material no ambiente em que ele for inserido;
- vi. Baixo custo.

Atualmente o mercado disponibiliza tecnologias avançadas para camisas de colunas granulares com geossintéticos, alcançando altos níveis de rigidez (J de até 6500 kN/m) e baixa fluência. Além disso, hoje é possível encontrar camisas com perímetro contínuo (sem emendas), tais como a apresentada na Figura 24. A Tabela 4 apresenta as especificações técnicas de um modelo de camisa sem emendas.

Figura 24 – Geotêxtil tecido tubular sem costura usado para encamisamento de colunas granulares.



Fonte: Huesker (2020).

Tabela 4 – Especificações técnicas Ringtrac®.

Tipo de Geossintético	Modelo				
	2000 PM	3500 PM	4900 PM	6500 PM	
Descrição do Produto	Geossintético tubular de alta tenacidade de Acetato de Polivinilo (PVA) na direção perimetral, sem costuras, com alta resistência à degradação química, para confinamento e reforço estrutural de colunas granulares.				
Matéria-prima principal	Filamentos de Acetato de Polivinilo (PVA) na direção perimetral e de Poliamida (PA) na longitudinal				
Resistência à tração (kN/m)	Direção longitudinal	≥ 100	≥ 100	≥ 100	≥ 100
	Direção perimetral	≥ 150	≥ 200	≥ 300	≥ 400
Módulo de rigidez 5% de deformação na direção perimetral (kN/m)	≥ 2000	≥ 3500	≥ 4900	≥ 6500	
Deformação máxima na resistência nominal na direção perimetral (%)	6	6	6	6	
Dimensões da bobina	Diâmetro (m)	máx. 0.8	máx. 0.8	máx. 0.8	máx. 0.8
	Comprimento (m)	300	300	300	300

Fonte: Huesker (2020).

Como foi mostrado no item 2.3, a resistência máxima dos geossintéticos deve ser minorada levando em conta possíveis fatores que alteram o comportamento ideal do material. São os chamados fatores de redução que podem ser devido à fluência (RF_f), aos danos mecânicos (RF_{dm}), aos danos ambientais e químicos (RF_{amb}), às junções ou costuras (RF_{joint}) e às incertezas inerentes ao processo de produção do geossintético (FOS). Para o geotêxtil tecido tubular exemplificado anteriormente, a Tabela 5 traz alguns valores para camisas tipo Ringtrac®.

Tabela 5 – Exemplos de fatores de redução para encamisamento tipo Ringtrac®.

Fator de redução	Valor	
RF_f conforme a vida útil de projeto	2 anos	1.45
	5 anos	1.47
	10 anos	1.50
	60 anos	1.54
	120 anos	1.56
RF_{dm} conforme o modelo do geossintético e o material granular de preenchimento da coluna	Areia $D_{90} \leq 4$ mm - 2000 PM	1.17
	Areia $D_{90} \leq 4$ mm - 4900 PM	1.13
	Pedra britada $4 < D_{90} \leq 4$ mm - 2000 PM	1.25
	Pedra britada $4 < D_{90} \leq 4$ mm - 4900 PM	1.25
	Cascalho $10 < D_{90} \leq 65$ mm - 2000 PM	1.50
Cascalho $10 < D_{90} \leq 65$ mm - 4900 PM	1.35	
RF_{amb} conforme o PH do solo	PH 2-4	1.05
	PH 4-12	1.00
	PH 12-13	1.20
FOS conforme a vida útil de projeto	2 anos	1.01
	5 anos	1.05
	10 anos	1.10
	60 anos	1.20
	120 anos	1.30

Fonte: Huesker (2020).

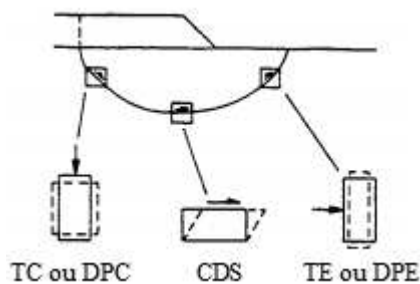
4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS

Como a parte fundamental deste trabalho se dá ao analisar ensaios de resistência em corpos de prova de areia, torna-se necessário elucidar o conhecimento acadêmico a respeito do comportamento mecânico de solos granulares. Neste capítulo é abordado o estado da arte dos solos que apresentam baixo teor de finos (abaixo de 12%).

Devido ao seu alto índice de vazios, as areias apresentam alta taxa de permeabilidade que permite a rápida dissipação do excesso de poropressões. Portanto, este capítulo concentra-se no estudo do comportamento drenado dos solos não coesivos, como ocorre na grande maioria dos casos e como se dá o ensaio de cisalhamento direto deste trabalho.

A resistência da areia, ou seja, a tensão cisalhante no plano de falha para um dado estado de tensões, pode ser mensurada por diversos tipos de testes de laboratório, que irão representar as diferentes possibilidades de condições de drenagem, de carregamento e de tensões de confinamento. Os testes mais comuns são os ensaios de cisalhamento direto (CD), cisalhamento direto simples (CDS) e triaxiais ou de deformação plana de compressão (TC ou DPC) ou de extensão (TE ou DPE). Cada ensaio pode apresentar variação nos resultados devido às diversas condições de bordo de cada um. No caso de obras de aterro, a capacidade de carga do solo é representada de forma mais correta através da combinação dos diferentes tipos de ensaios que representam os possíveis caminhos de tensões e condições de bordo ao longo da superfície potencial de ruptura (KULHAWY e MAYNE, 1990). No caso deste trabalho, foram realizados ensaios de cisalhamento direto para simular a situação em que a GEC está submetida ao caso intermediário indicado na Figura 25.

Figura 25 – Relevância dos ensaios de laboratório para representar as situações de campo em uma obra de aterro.



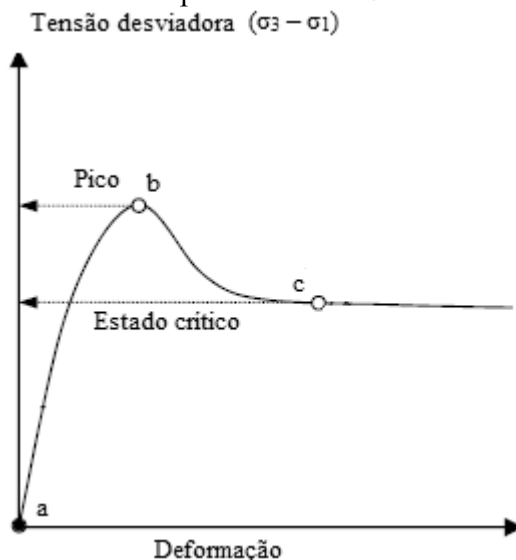
Fonte: Adaptado de Kulhawy e Mayne (1990).

4.1 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Tanto os ensaios de cisalhamento direto em condição drenada (CD) quanto os ensaios de compressão triaxial adensado (TC) apresentam o mesmo comportamento da curva tensão-deformação (PINTO, 2006). A diferença consiste apenas na tensão: no CD a curva tem como referência a resistência ao cisalhamento τ e no TC tem a tensão desviadora ($\sigma_3 - \sigma_1$). As análises feitas neste capítulo serão basicamente feitas a partir de resultados de ensaios triaxiais. Porém, como explicado, o estudo é similar para ensaios de cisalhamento direto.

A curva tensão-deformação típica dos solos granulares é dada conforme indicado na Figura 26. Como é possível notar, a tensão desviadora no solo é mobilizada conforme o aumento da deformação, podendo ou não atingir um pico (ponto b) acima do nível de tensão ao qual o solo se deforma sob volume constante e sem que se altere a tensão mobilizada, condição esta chamada de estado crítico (ponto c). A resistência de pico dos solos granulares é influenciada principalmente pelo índice de vazios inicial, pelas tensões efetivas de confinamento, pelo tipo de ensaio e pelos métodos de preparação da amostra (MITCHEL e SOGA, 2005).

Figura 26 – Resistência de pico e crítica: Curva tensão-deformação.

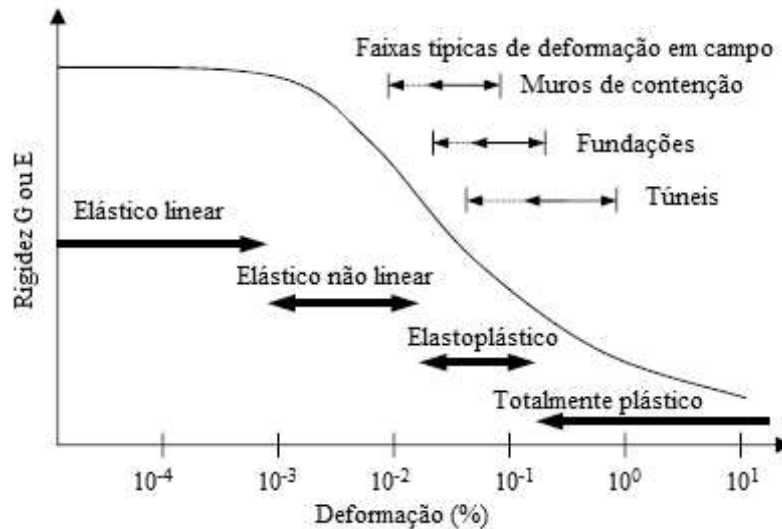


Fonte: Adaptado de Mitchel e Soga (2005).

Como é possível perceber, os solos granulares (assim como os solos finos) apresentam um comportamento tensão-deformação não linear. A Figura 27 mostra que a rigidez é aproximadamente constante apenas para pequenas deformações. A partir de deformações da ordem de 0.001%, os solos começam a desempenhar um comportamento elástico não linear até atingir o estado plástico em deformações do nível de 0.1%, ocorrendo uma redução da rigidez. Atkinson e Salfors (1991) mostram ainda que as fundações, como é o caso das GEC's,

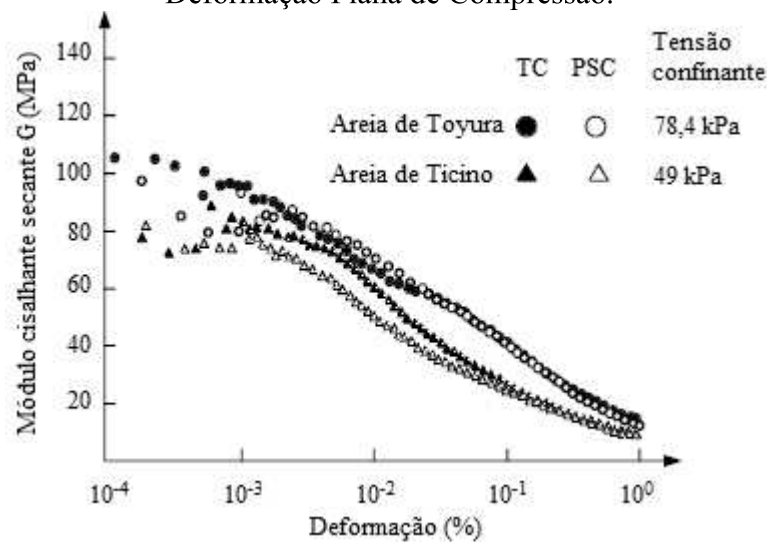
normalmente estão na faixa de semi-plástico a plástico. Na Figura 28, Tatsuoka *et al.* (1997) *apud.* Mitchel e Soga (2005) mostram um exemplo de medições feitas na rigidez de areias, onde o comportamento indicado na Figura 27 é confirmado.

Figura 27 – Degradação da rigidez com o aumento da deformação: curva rigidez-deformação.



Fonte: Adaptado de Atkinson e Sallfors (1991).

Figura 28 – Curva degradação da rigidez sob diferentes tensões de confinamento para areias de estudos de Toyura e Ticino. TC: Ensaio Triaxial de Compressão. PSC: Ensaio de Deformação Plana de Compressão.

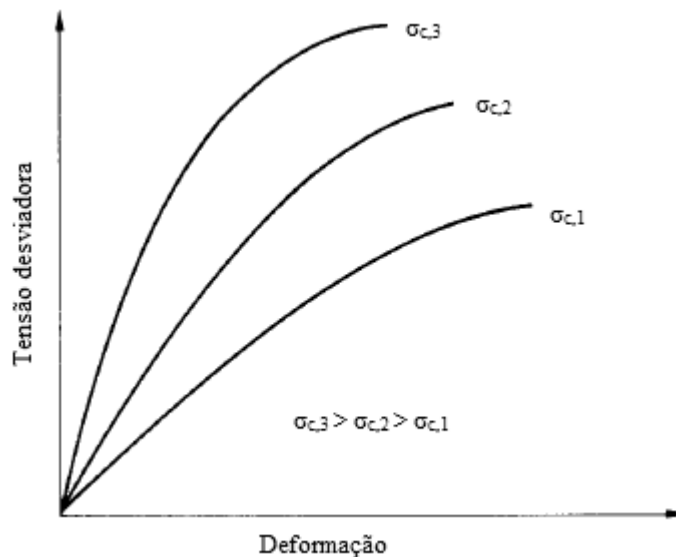


Fonte: Adaptado de Tatsuoka *et al.* (1997) *apud.* Mitchel e Soga (2005).

4.2 EFEITO DA TENSÃO DE CONFINAMENTO

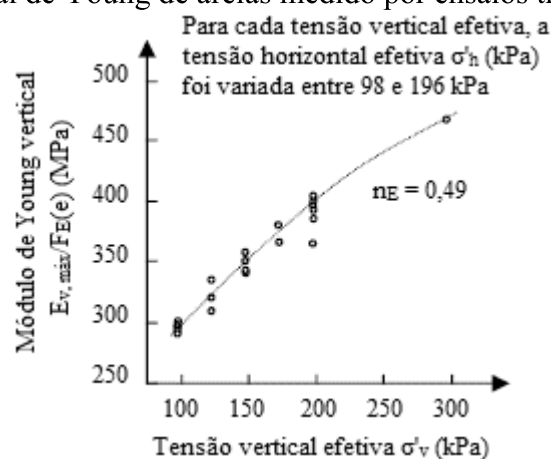
Quanto maior a tensão de confinamento do solo, maior a sua resistência, como mostra a Figura 29, e maiores são os módulos cisalhante G e de elasticidade E , conforme indicado na Figura 30, dependendo ainda do índice de vazios e das propriedades elásticas dos grãos.

Figura 29 – Efeito da tensão de confinamento na curva tensão-deformação de solos com o mesmo índice de vazios.



Fonte: Adaptado de Mitchel e Soga (2005).

Figura 30 – Rigidez para pequenas deformações versus tensão vertical efetiva: Módulo vertical de Young de areias medido por ensaios triaxiais.

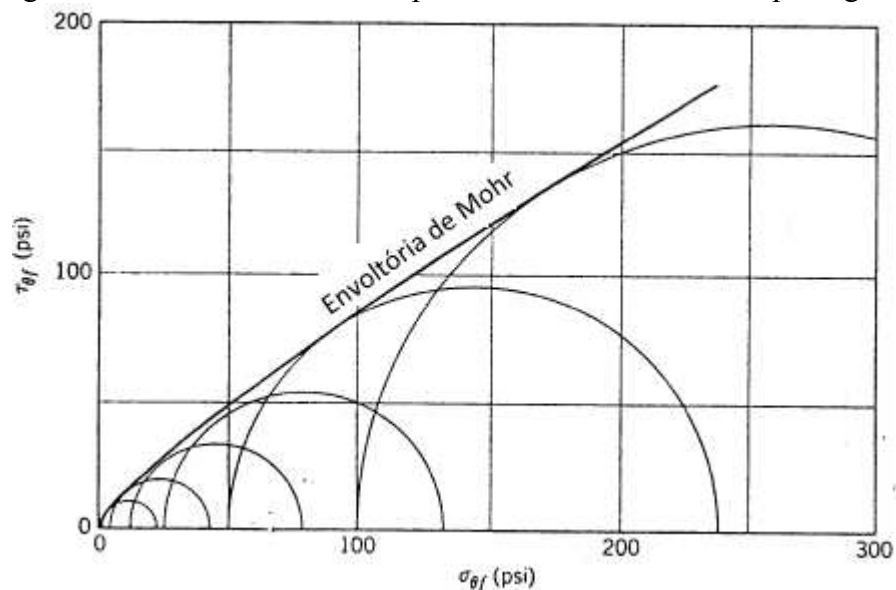


Fonte: Tatsuoka e Kohata (1995) *apud*. Mitchel e Soga (2005).

Para expressar a resistência do solo, as resistências de pico obtidas pelas curvas tensão-deformação para diferentes tensões de confinamento costumam ser plotadas em gráficos de tensões cisalhantes *versus* tensões de confinamento. A Figura 31 exemplifica esta representação e indica ainda o traçado da chamada envoltória de Mohr, que é a função representativa da

resistência do solo de acordo com a tensão de confinamento a que ele está submetido. A envoltória de Mohr funciona como um critério de indicação de ruptura, onde todo círculo de Mohr abaixo dela representa um solo em condição estável.

Figura 31 – Envoltória de Mohr para uma mistura de areia e pedregulho.



Fonte: Lambe e Whitman (1969).

Para expressar de forma matemática a envoltória de Mohr, a equação mais utilizada é a de Mohr-Coulomb que pode ser expressa em termos de tensões totais (Equação 34) ou de tensões efetivas (Equação 35).

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi \quad (34)$$

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi' \quad (35)$$

Onde:

τ = Tensão cisalhante no momento da ruptura no plano de ruptura (resistência ao cisalhamento);

σ ou σ' = Tensão normal total ou efetiva no momento da ruptura no plano de ruptura;

c ou c' = Intercepto coesivo total ou efetivo;

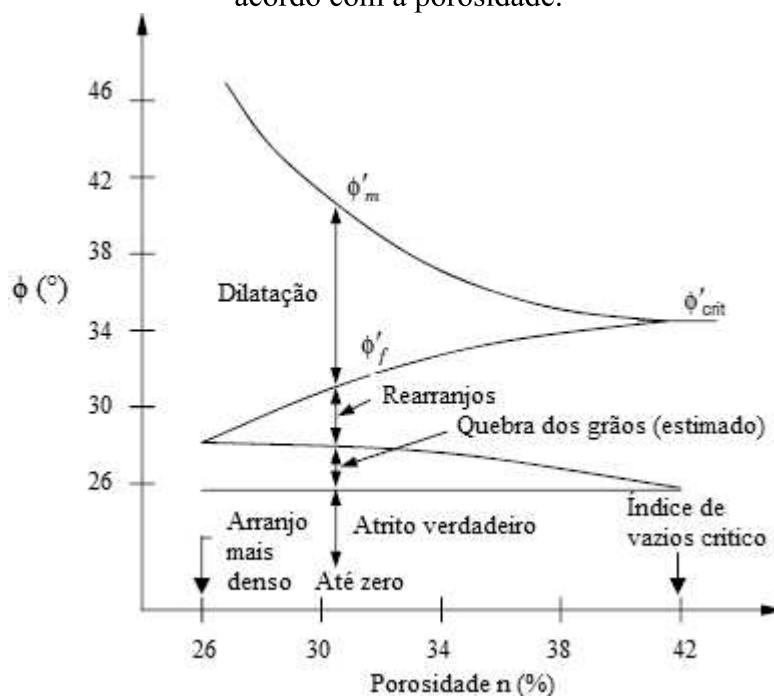
ϕ ou ϕ' = Ângulo de atrito total ou efetivo.

A equação em termos de tensões efetivas é a que representa o comportamento mecânico das areias sob condição drenada e que, por isso, é a utilizada na grande maioria dos casos de obra. Além disso, as areias apresentam ausência de cimentação entre os grãos, logo $c = c' = 0$.

4.3 EFEITO DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL

Conforme a Figura 32, quanto menor a porosidade (e consequentemente o índice de vazios), maior será o ângulo de atrito da areia. Isto pode ser explicado pelos fenômenos fundamentais que contribuem para o valor do ângulo de atrito, em especial o *interlocking*, que será explicado a seguir.

Figura 32 – Parcelas de contribuição para o ângulo de atrito de solos granulares de acordo com a porosidade.



Fonte: Adaptado de Mitchel e Soga (2005).

De acordo com Taylor (1948) e Rowe (1962), o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) das areias é resultante da soma de quatro parcelas (ver Figura 32). A primeira é referente ao atrito interno entre as partículas no ato de deslizamento e rolagem dos grãos e é chamada de atrito verdadeiro ($\Delta\phi'_{\text{verdadeiro}}$). A segunda se deve à quebra de grãos que ocorre em areias mais compactas sob altas tensões verticais ($\Delta\phi'_{\text{quebra}}$). A terceira é formada pelo efeito de rearranjo da estrutura, onde ocorre uma acomodação das partículas ocupando espaços vazios, ocasionando uma redução de volume e, portanto, é menor quanto menor for o índice de vazios ($\Delta\phi'_{\text{rearranjo}}$). A quarta parcela é oriunda do efeito de intertravamento dos grãos, conhecida como *interlocking*, onde a resistência do solo é mobilizada durante a tentativa de se vencer os obstáculos impostos pela união dos grãos, gerando uma expansão de volume. Logo, esta última parcela tem comportamento inverso à parcela de rearranjo da estrutura: quanto menor for o índice de vazios,

maior é o *interlocking*. As Equações 36 e 37 elucidam as componentes do ângulo de atrito mobilizado.

$$\phi'_m = \Delta\phi'_{\text{verdadeiro}} + \Delta\phi'_{\text{quebra}} + \Delta\phi'_{\text{rearranjo}} + \Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_{\text{crítico}} + \Delta\phi'_{\text{dilatação}} \quad (36)$$

Para areias muito fofas, tem-se $\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = 0$ e $\Delta\phi'_{\text{quebra}} = 0$. Logo:

$$\phi'_m = \phi'_{\text{crítico}} = \Delta\phi'_{\text{verdadeiro}} + \Delta\phi'_{\text{rearranjo}} \quad (37)$$

Resumindo, diz-se que quanto mais compacta for a areia:

- i. Maior será o efeito de dilatação provocado pelo *interlocking*;
- ii. Menor será o efeito de redução de volume provocado pelo rearranjo da estrutura;
- iii. Maior será o efeito de quebra de partículas em altas tensões de confinamento;
- iv. Maior será o pico de resistência acima da resistência crítica; e
- v. Mais curvada será a envoltória de resistência de pico.

O efeito de dilatação foi mensurado por Bolton (1986) com base no ângulo de dilatância (Ψ) e é dado pela Equação 38.

$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_m - \phi'_{\text{crítico}} = 0,8 \times \Psi \quad (38)$$

Esta lei é válida para ensaios de deformação plana e cisalhamento direto. Para o caso de ensaios triaxiais, Knappett e Craig (2018) informam um valor aproximado de 0,5 em substituição à constante 0,8. Bolton (1986) também formulou uma relação do efeito de dilatação com base na densidade relativa (DR) e na tensão de confinamento (σ'). A proposta do autor envolve o parâmetro I_R (índice normalizado de dilatância) dado pela Equação 39.

$$I_R = DR \times (Q - \ln \sigma') - 1 \quad (39)$$

Onde:

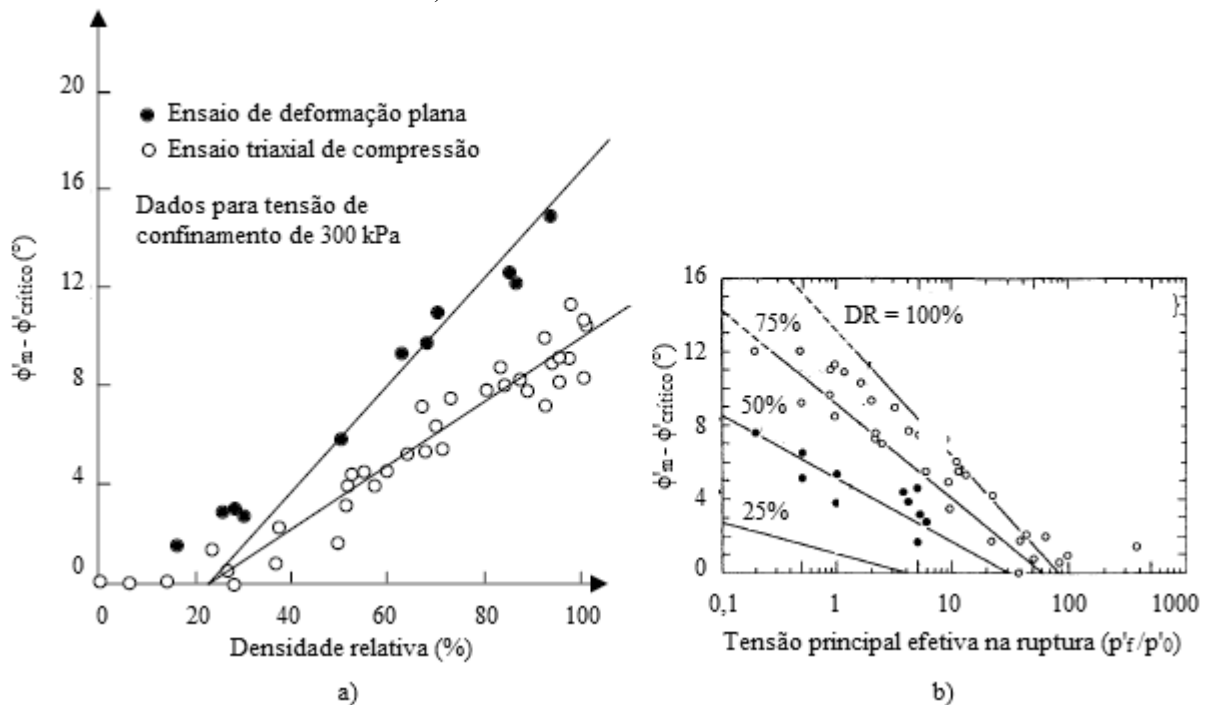
Q = Resistência à quebra das partículas que vale 10 kPa para grãos de quartzo e feldspato, 8 kPa para calcário, 7 kPa para antracite e 5.5 kPa para cal (MITCHEL e SOGA, 2005).

A partir do parâmetro I_R , tem-se a Equação 40 para condições de ensaios triaxiais e a Equação 41 para condições de deformação plana. A Figura 33 apresenta tais relações.

$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_m - \phi'_{\text{crítico}} = 3I_R \quad (40)$$

$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_m - \phi'_{\text{crítico}} = 5I_R \quad (41)$$

Figura 33 – Diferença entre o ângulo de atrito de pico e do estado crítico: a) conforme a densidade relativa para o ensaio de deformação plana e para o triaxial de compressão; b) conforme a tensão vertical.

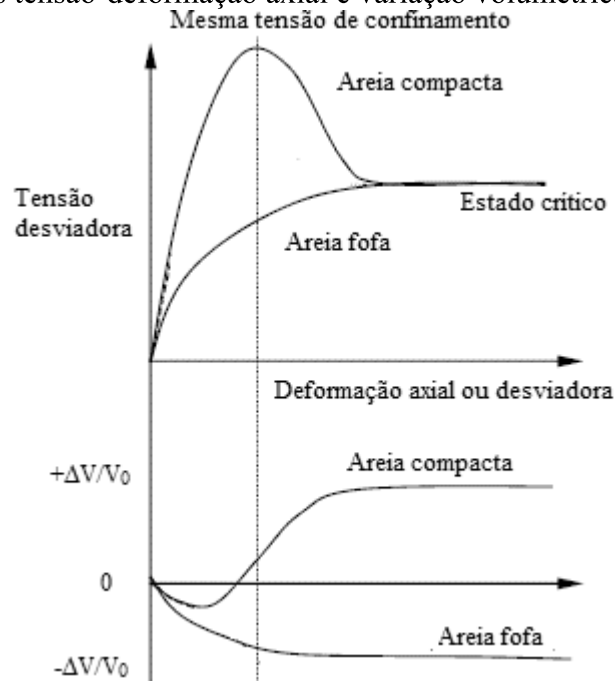


Fonte: Adaptado de Bolton (1986) *apud*. Mitchel e Soga (2005).

A Figura 34 representa o comportamento das areias em seus dois extremos. Na condição compacta, nota-se o comportamento da curva tensão-deformação com a existência de um pico de resistência, resultante do processo de *interlocking*, antes que haja uma queda na tensão desviadora atingindo o estado crítico. A curva deformação volumétrica-deformação axial permite visualizar que há uma pequena contração inicial seguido do processo de dilatação que ocorre durante a quebra do intertravamento dos grãos da areia compacta e posterior constância de volume ao se atingir o estado crítico.

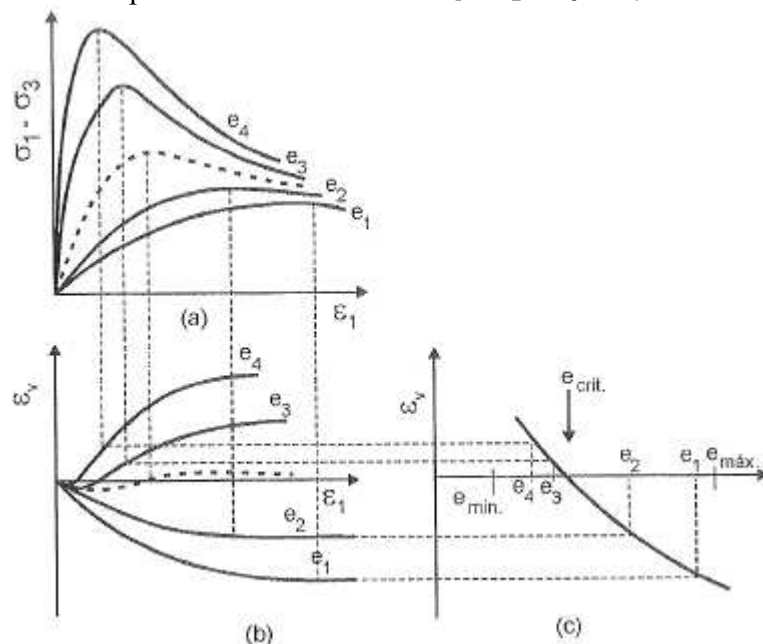
Já para a condição fofa, a curva tensão-deformação tem um comportamento curvo sem existência de pico. A curva deformação volumétrica-deformação axial indica uma redução de volume, resultante do processo de rearranjo da estrutura, até o momento em que haja constância de volume ao se atingir a tensão desviadora máxima.

Figura 34 – Curvas tensão-deformação axial e variação volumétrica-deformação axial.



Fonte: Adaptado de Mitchel e Soga (2005).

Figura 35 – Obtenção do índice de vazios crítico: a) Tensão desviadora x deformação axial; b) Deformação volumétrica x deformação axial; c) Deformação volumétrica na resistência de pico x índice de vazios. $e_1 < e_2 < e_3 < e_4$.



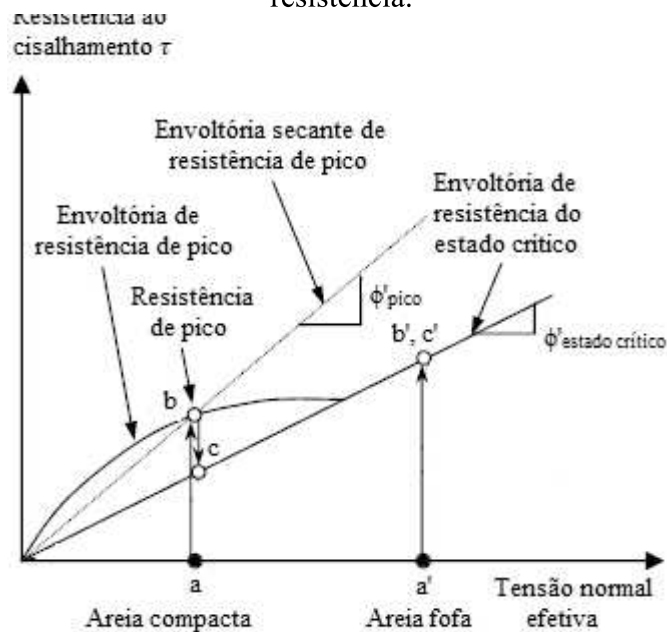
Fonte: Pinto (2006)

Logo, entre os dois extremos indicados na Figura 34, existe uma condição intermediária em que o solo se comporta em estado crítico, ou seja, ao atingir sua resistência máxima ele se deforma sem que ocorra alteração de volume desde o início do ensaio (seja ele de cisalhamento direto ou triaxial). Para o índice de vazios no qual o solo se comporta desta maneira, nem fofo

e nem compacto, dá-se o nome de índice de vazios crítico ($e_{\text{crítico}}$). A Figura 35 mostra o processo de obtenção deste índice.

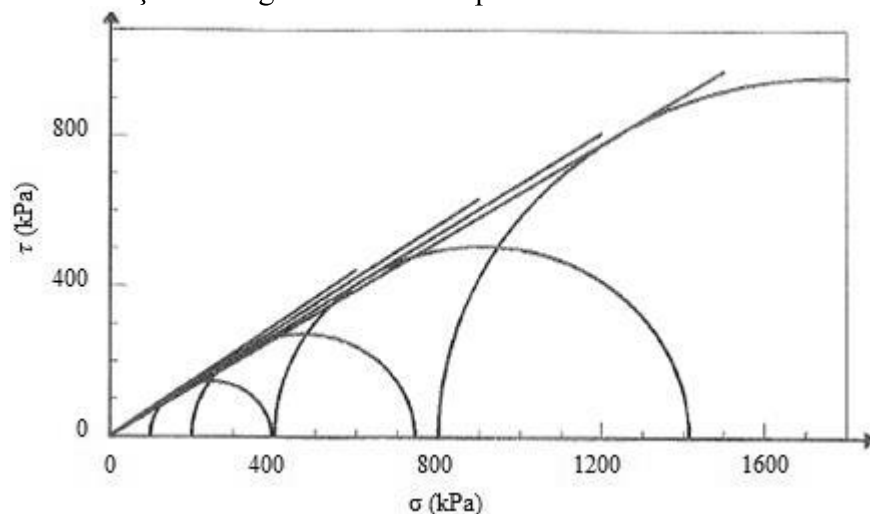
Quanto às envoltórias de Mohr-Coulomb, existem algumas peculiaridades de seus formatos de acordo com o índice de vazios da areia. Como dito anteriormente, as areias compactas apresentam valores de pico em suas curvas de tensão *versus* deformação antes de atingirem o estado crítico. Portanto, elas possuem envoltórias associadas aos valores de pico e crítico, como indicado na Figura 36. O comportamento curvado da envoltória de pico se deve ao efeito de perda de dilatância e/ou quebra de grãos sob altas tensões (MITCHEL e SOGA, 2005). Logo, este comportamento é mais notório quanto mais compacta for a areia e quanto menos resistentes forem as suas partículas. A Figura 37 ilustra melhor este efeito de variação do ângulo de atrito de pico com a tensão normal efetiva.

Figura 36 – Resistência de pico e crítica e seus ângulos de atrito associados: Envoltórias de resistência.



Fonte: Adaptado de Mitchel e Soga (2005).

Figura 37 – Variação do ângulo de atrito de pico de uma areia com a tensão normal.



Fonte: Pinto (2006).

Para muitas estimativas aproximadas e cálculos preliminares envolvendo a resistência ao cisalhamento de solos granulares, normalmente o engenheiro adota valores típicos encontrados na literatura para o ângulo de atrito crítico e de pico. Dentre as sugestões existentes, uma que é bem aceita e encontrada em vários livros é a de Pinto (2006) indicada na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores típicos para ângulo de atrito para projetos preliminares.

Classificação	$\phi'_{\text{crítico, mínimo}} (^\circ)$	$\phi'_{\text{pico, máximo}} (^\circ)$
Areias bem graduadas de grãos angulares	37	47
Areias bem graduadas de grãos arredondados	30	40
Areias mal graduadas de grãos angulares	35	43
Areias mal graduadas de grãos arredondados	28	35

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Hough (1969) explica que a faixa de valores possíveis para o ângulo de atrito crítico é limitada pelo fato de que, salvo poucas exceções, grãos de minerais primários não se diferem muito no que diz respeito à sua dureza ou outras propriedades de atrito. Segundo o autor, as exceções incluem partículas de xisto, de solos residuais muito intemperizados ou de grãos muito duros como, por exemplo, cascalhos de rochas. Já para o ângulo de pico, Hough (1969) esclarece que a faixa de valores plausíveis é maior do que a de ângulo crítico e a sua seleção por valores preliminares é mais bruta. Para estimar o ângulo de pico, o autor diz que é importante maior conhecimento a respeito do comportamento do solo com relação a variação de sua resistência de pico conforme a densidade relativa. Portanto, os valores preliminares de ϕ'_{pico} não possuem o mesmo grau de confiança que o de $\phi'_{\text{crítico}}$.

4.4 EFEITO DAS CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

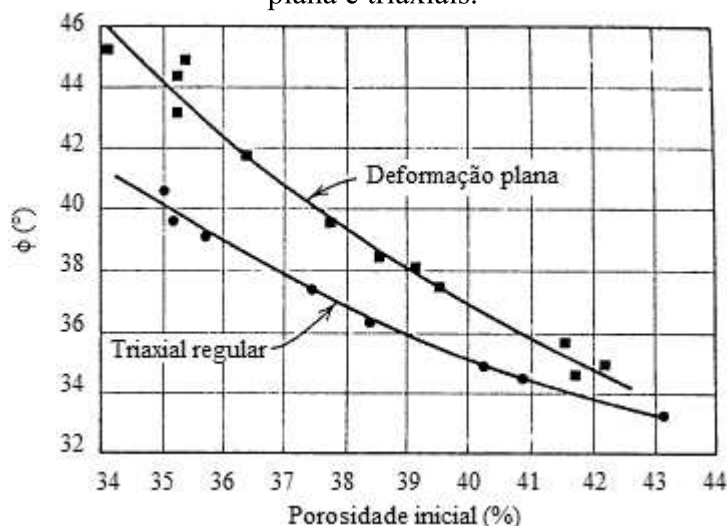
Como mostrado na introdução deste capítulo, as condições de carregamento para levar o corpo de prova à falha podem interferir nos resultados obtidos para a resistência das areias. Lambe e Whitman (1969) enumeram algumas variações possíveis durante o carregamento e explicam quais os efeitos que cada uma causa nos resultados.

4.4.1 Tensão Principal Intermediária

Existe uma variedade de possibilidades de tensões principais intermediárias de acordo com o tipo de ensaio escolhido. Para o ensaio triaxial de compressão, tem-se que a maior tensão principal (σ_1) é maior que a tensão intermediária (σ_2) que, por sua vez, é igual à menor tensão (σ_3), ou seja, $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Para o ensaio de deformação plana, tem-se $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. E no ensaio triaxial de extensão, tem-se $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$.

Lambe e Whitman (1969) apontam que a maioria dos estudos não apresentam diferenças significativas de resultados entre os ensaios triaxiais de compressão e de extensão. Porém, alguns poucos mostram um valor um pouco maior nos ensaios de extensão, onde $\sigma_1 = \sigma_2$. Quanto à comparação com o ensaio de deformação plana, Cornforth (1964) apresenta os resultados indicados na Figura 38, que indicam um valor maior do ângulo de atrito para o ensaio de deformação plana (chegando a até 4° de diferença conforme o nível de compacidade da areia).

Figura 38 – Comparação dos resultados do ângulo de atrito a partir de ensaios de deformação plana e triaxiais.



Fonte: Adaptado de Cornforth (1964).

A razão para esta maior resistência se deve ao fato de no ensaio de deformação plana o corpo de prova estar mais restrito para se deformar (as deformações são permitidas apenas na direção axial e em uma das direções transversais). De acordo com Lambe e Whitman (1969), esta restrição gera um maior efeito de *interlocking* e dilatação.

Para Lambe e Whitman (1969), o ensaio de deformação plana é o mais realístico dentre os ensaios de laboratório disponíveis para avaliar a resistência dos solos. Porém, neste tipo de ensaio, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb não pode ser utilizado, uma vez que esta lei é usada apenas na situação de a tensão intermediária ser igual a σ_1 ou σ_3 . Caso contrário, o problema se torna tridimensional e este é o fator que torna o ensaio de deformação plana mais complexo que os demais.

Já para o ensaio de cisalhamento direto que foi realizado neste trabalho, existe uma limitação quanto à análise do estado de tensões, uma vez que ocorre uma rotação dos planos principais durante o ensaio. Lambe e Whitman (1969) mostram que pesquisadores chegaram a valores do ângulo de atrito ligeiramente superiores a aqueles encontrados a partir de ensaios triaxiais (cerca de 2°).

4.4.2 Falha pelo Decréscimo de Tensões

Em alguns problemas de engenharia como, por exemplo, muros de contenção, a ruptura ocorre devido a uma redução de tensões de confinamento. Logo, é possível realizar ensaios que provoquem a ruptura através da redução de σ_2 e σ_3 . Lambe e Whitman (1969) indicam que os resultados de ruptura devido à carregamento ou descarregamento são virtualmente iguais.

4.4.3 Velocidade de Carregamento

A velocidade com que se dá o carregamento do corpo de prova durante o ensaio pouco interfere no resultado. Lambe e Whitman (1969) apontam que a diferença no valor da $\tan\phi'$ no ensaio com menor velocidade para o ensaio com maior pode ser de até 10%, sendo normalmente entre 1 e 2%. Segundo os autores, a discrepância é mais evidente para altas tensões de confinamento (acima de 700 kPa) ou para ensaios de deformação plana. Apesar de pouco interferir, como será mostrado no item 5.5, a escolha da velocidade de deslocamento da caixa de cisalhamento direto foi feita de acordo com a ASTM D3080/D3080M (2014).

4.5 EFEITO DA COMPOSIÇÃO

De acordo com Lambe e Whitman (1969), a composição das areias (característica de suas partículas e de seus arranjos) afeta o ângulo de atrito de duas formas. A primeira é interferindo no seu índice de vazios que é obtido pelo esforço de compactação. E a segunda é influenciando diretamente no ângulo de atrito. A seguir são discutidos seis fatores relacionados à composição do solo, indicados por Pinto (2006), que influenciam no comportamento mecânico das areias.

4.5.1 Distribuição Granulométrica

Areias bem graduadas tendem a possuir maiores ângulos de atrito devido ao melhor entrosamento dos grãos na ocupação dos espaços vazios, ou seja, aumenta-se o efeito de *interlocking* mostrado no item 4.3. Os grãos finos aumentam o entrosamento dos grãos ao envolverem as partículas mais grossas. Logo, uma areia predominantemente grossa tem um ganho de resistência com poucos grãos finos que atuam aumentando o entrosamento. Já em uma areia predominantemente fina, as poucas partículas grossas pouco contribuem para o entrosamento da estrutura, visto que eles ficam completamente envolvidos pelos grãos finos e não entram em contato entre si.

4.5.2 Formato dos Grãos

Areias de grãos irregulares possuem ângulos de atrito sensivelmente maiores do que areias de grãos arredondados. Isso se deve pelo fato de partículas menos esféricas também contribuírem para o efeito de *interlocking*.

4.5.3 Tamanho dos Grãos

Apenas o tamanho das partículas não influencia de forma significativa no comportamento mecânico das areias. Normalmente tem-se a impressão de que areias mais grossas são mais resistentes, mas isso não se deve ao fato do tamanho de seus grãos. Normalmente areias mais grossas se apresentam mais compactas e melhor graduadas na natureza e, por isso, apresentam maiores ângulos de atrito do as areias predominantemente finas.

4.5.4 Resistência dos Grãos e Mineralogia

Como foi mostrado no item 4.3, a resistência da areia é formada principalmente pelos efeitos de deslizamento e rolagem dos grãos e ainda do efeito de *interlocking*. Porém, a resistência da partícula também influencia no comportamento mecânico, onde a quebra dos grãos é um fator de encurvamento da envoltória de Mohr.

Apesar de ser difícil mensurar a resistência de um grão, é possível identificar o que influencia em um grão ser mais resistente ou não. Certos minerais, como o quartzo, podem ser mais resistentes que outros, como o feldspato. Tem-se ainda que grãos mais arredondados são mais difíceis de serem quebrados do que os angulares.

Oliveira Filho (1987) enfatiza que, na maioria das obras de engenharia, o solo não chega a ser solicitado a tensões superiores a 700 kPa e que abaixo deste valor apenas solos residuais podem ter a resistência de seus grãos influenciada pela mineralogia. Porém, o autor conclui que em obras de maiores portes como, por exemplo, grandes barragens e obras de *off-shore*, quebras de grãos que modifiquem a granulometria do solo podem ser mais comuns.

4.5.5 Presença de Água

A presença de umidade em solos arenosos pode influenciar na resistência da areia de forma mínima. Caso os grãos sejam muito fissurados ou irregulares, a água pode atuar reduzindo a resistência de canto dessas partículas. Já para os casos de solos não saturados, há um pequeno ganho de resistência devido ao efeito de sucção. Tal fenômeno é temporário e cessa quando o solo alcança a saturação ou a secagem.

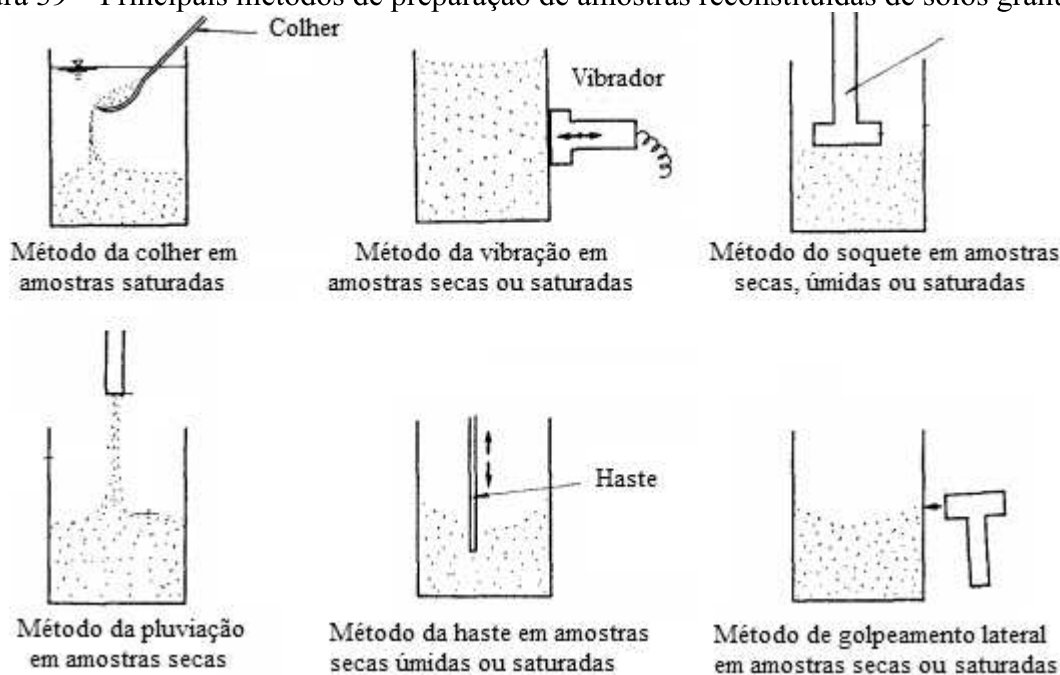
4.5.6 Estrutura

A forma como cada grão se posiciona e como ele se agrupa com as outras partículas pode interferir no comportamento mecânico da areia. Logo, areias com mesma mineralogia e índice de vazios, podem se comportar de maneira diferente dependendo de como se dá o arranjo de suas partículas.

4.6 EFEITO DO MÉTODO DE PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

Solos arenosos apresentam muita dificuldade para se obter amostras indeformadas. Por este motivo, as principais técnicas de preparação de amostras consistem em reconstituir a condição de campo de acordo com a densidade relativa. A Figura 39 apresenta os principais tipos de métodos utilizados para a reconstituição de amostras de areias. Basicamente, os métodos se diferem nas condições de umidades da areia e no modo de se depositá-la.

Figura 39 – Principais métodos de preparação de amostras reconstituídas de solos granulares



Fonte: Adaptado de Tatsuoka *et al.* (1979).

O procedimento utilizado neste trabalho e que será apresentado no item 5.1 é uma variante do método da pluviação (ver Figura 39), que consiste em verter areia seca através de um recipiente com abertura pré-selecionada, conhecida como MSP (*Multiple Sieving Puviation*). Este método proposto por Miura e Toki (1982) adiciona uma série de peneiras com malhas conhecidas abaixo do recipiente de abertura pré-selecionada (funil) que são responsáveis por espalhar o fluxo de areia que cai concentrado da boca do funil. De acordo com os autores, o principal fator no controle da densidade relativa durante a pluviação é o diâmetro do funil e não a altura de queda da areia, que interfere de forma mínima.

O método adotado para a preparação da amostra de areia pode interferir na faixa de densidades relativas alcançáveis para o corpo de prova, como mostra a Tabela 7. A curiosidade é no fato de o MSP apresentar uma densidade relativa máxima de 103% no trabalho de Miura e Toki (1982). O método utilizado como referência pelos autores para alcançar o índice de

vazios mínimo é feito por compactação com vibração (ver Figura 39). Logo, ao encontrar uma densidade relativa máxima de 103% pelo método MSP, Miura e Toki (1982) corroboram para a menção de Lambe e Whitman (1969) de que a pluviação pode conseguir areias mais compactas do que a vibração. Os autores explicam que, para os funis de menores diâmetro, o MSP consegue pluviar de forma uniforme a uma velocidade muito baixa de deposição da areia que garanta o melhor arranjo de partículas para ocupação dos espaços vazios. Esta conclusão também é corroborada no trabalho de Oliveira Filho (1987), que encontrou areias mais compactas pelo MSP, e neste trabalho, onde será visto no item 5.4 de que o pluviador utilizado aqui alcançou um índice de vazios mínimo inferior à mesa vibratória utilizada por indicação da NBR 12051 (ABNT, 1991).

Tabela 7 – Faixas de densidade relativa que podem ser obtidas segundo vários métodos de preparação de amostras.

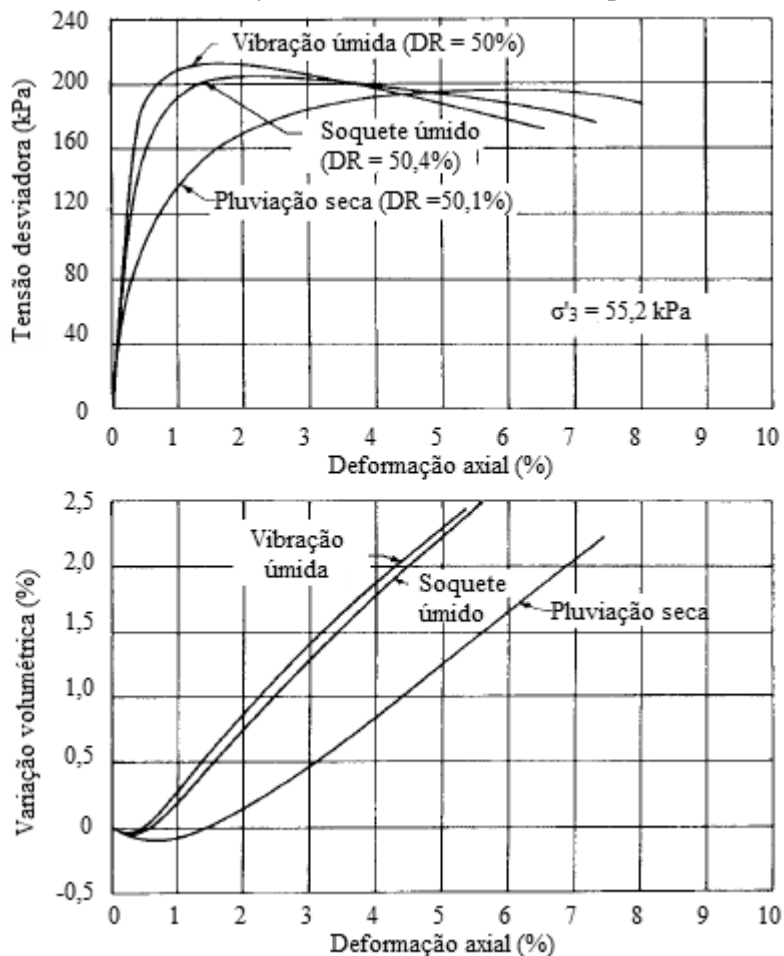
Método de preparação	Condições de umidade	Faixa de densidades relativas (%)	Referências
MSP (pluviação no ar)	Seco	25 a 103	Miura e Toki (1982)
Golpeamento lateral	Seco	40 a 90	
Compactação com haste	Úmido	30 a 80	
Pluviação na água	Saturado	42 a 60	
Vibração	Qualquer	Medianamente compacta a compacta	Diversos pesquisadores

Fonte: Oliveira Filho (1987)

A forma como a amostra de areia é preparada também pode interferir em sua resistência ao cisalhamento, visto que é um fator crucial para a formação do seu arranjo de partículas. Oliveira Filho (1987) enumerou diversos pesquisadores que mostraram como o tipo de deposição pode afetar a estrutura do solo e como isso pode gerar um efeito de anisotropia na resistência ao cisalhamento. O autor mostra que vários trabalhos indicam que areias depositadas por gravidade (como é o caso do MSP) possuem um alinhamento preferencial dos grãos ao plano de deposição e, por isso, geram um fenômeno de anisotropia inerente.

Mitchel e Soga (2005) apresentam um estudo feito com ensaios triaxiais de um solo arenoso em amostras com a mesma compactidade preparadas com três métodos diferentes (vibração úmida, soquete úmido e pluviação seca). Segundo os autores, a pluviação resultou em uma orientação preferida dos eixos longos das partículas na direção horizontal, enquanto que a vibração úmida produziu uma orientação mais aleatória e o soquete úmido resultou em valores intermediários. Com isso, como é possível ver na Figura 40, o comportamento de tensão-deformação e mudança de volume indicou que o material mais fraco e menos dilatante foi o preparado pela pluviação e o material mais forte e dilatador foi preparado por vibração.

Figura 40 – Influência do método de preparação da amostra no comportamento mecânico de uma areia de Monterey em ensaio triaxial de compressão drenada.



Fonte: Adaptado de Mitchel e Soga (2005).

Ao também verificar amostras mais compressíveis em amostras preparadas por pluviação em ensaios de compressão oedométrica, Mahmood *et al.* (1976) *apud*. Oliveira Filho (1987) explicam que o corpo de prova preparado por vibração adquire um arranjo eficiente em resistir determinadas solicitações devido à compactação vibratória. Já na amostra preparada por pluviação, não há uma ação adicional externa além da gravitacional que provoque este efeito. Sendo assim, os autores explicam o fenômeno devido ao histórico de tensões durante a moldagem.

Logo, Mitchel e Soga (2005) concluem que, dos vários métodos de laboratório que podem ser usados para preparar amostras de areia, a pluviação geralmente produz os arranjos mais compressíveis e mais fracos em qualquer densidade relativa. Assim, os autores afirmam que este método pode ser usado para obter uma estimativa mais baixa ou mais conservadora das propriedades de que a mesma areia na mesma densidade relativa pode ter no estado não

perturbado no campo, uma vez que a maioria das areias in situ é mais forte devido aos efeitos de protensão, envelhecimento e cimentação.

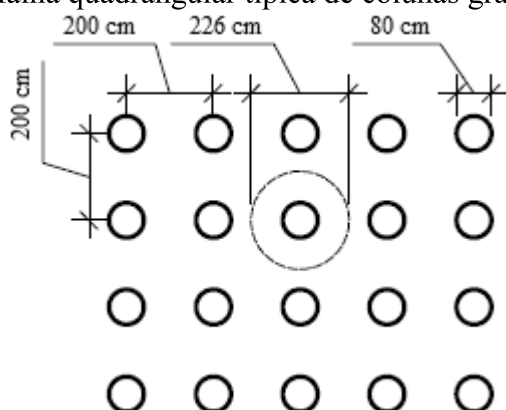
5 MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 CONFIGURAÇÃO DO MODELO DE LABORATÓRIO

O modelo laboratorial desenvolvido procurou simular uma GEC em sua área de influência em uma configuração típica de aplicação desta técnica. Apesar de o solo circundante à GEC ser um solo argiloso mole na situação de campo, neste trabalho tanto a coluna quanto sua área de influência foram preenchidas com solo arenoso, assim como em Mohapatra *et al.* (2016). Essa escolha foi tomada devido à maior facilidade de se utilizar apenas um solo e devido ao objetivo da análise que é avaliar o ganho de resistência dado ao solo virgem de acordo com a rigidez do encamisamento adicionado e verificar as tensões cisalhantes desenvolvidas e as deformações específicas associadas. Portanto, buscou-se utilizar um solo em que a sua resistência ao cisalhamento possa ser estimada e deduzida da tensão de cisalhamento mobilizada pelo sistema SOLO-GEC. Sendo assim, é possível isolar o comportamento das GEC's dos resultados dos ensaios, comparando o comportamento do solo puro e reforçado.

A configuração típica de GEC's representada neste trabalho foi a adotada no aterro teste da TKSA (Companhia Siderúrgica do Atlântico Sul), Housseinpour (2015). Como é apresentado na Figura 41, ela possui coluna com diâmetro (\varnothing_c) de 80 cm e espaçamento S de 200 cm, que representa um diâmetro de influência (d_e) para cada coluna igual a $1,13*S = 226$ cm. Esta configuração, onde cada coluna possui uma área de influência produz uma razão de substituição de área (a_E) igual a 12,53%, está dentro das sugestões de Almeida *et al.* (2019) que mostram que, nas aplicações de GEC's, as colunas normalmente possuem diâmetro de 80 a 100 cm e $S = 150$ a 250 cm. Ou seja, considerando $a_E = 0,1253$, em cada 1000 m² de solo tratado com GEC's, 125,3 m² são ocupados por colunas.

Figura 41 – Malha quadrangular típica de colunas granulares encamisadas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Portanto, para que fosse possível a representação de uma célula com diâmetro de influência de 226 cm (situação de campo) em um modelo laboratorial com uma dimensão de 6 cm, que é o tamanho do diâmetro da célula de cisalhamento disponível, foi necessário que um fator de redução (FR) de 37.67 fosse aplicado nas dimensões do problema. Logo, para que o valor de a_E se mantenha, é também necessário reduzir o valor de \varnothing_c com o mesmo FR, obtendo-se um valor de $\varnothing_{c,\text{laboratório}} = 2,124$ cm. A Figura 42 ilustra a situação de laboratório.

Figura 42 – Célula de cisalhamento.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Da mesma forma, o d_{50} do material utilizado também segue a proporção de redução de 37.67 do FR adotado no modelo. Portanto, conforme será visto no item 5.2.3, o d_{50} de aproximadamente 0.27 mm do material utilizado nos ensaios representa um d_{50} de 10.17 mm em dimensões reais de campo. Isso significa que os ensaios realizados neste trabalho simularam uma coluna granular encamisada composta por pedregulho fino, conforme a classificação da USCS, ou pedregulho médio de acordo com a classificação da ABNT.

Além das dimensões da coluna e do diâmetro de influência, a rigidez da camisa utilizada na célula de cisalhamento também deve ser 37.67 vezes menor, para que a situação de campo seja devidamente representada na escala reduzida de laboratório e condição 1g (uma gravidade). Conforme Almeida *et al.* (2019), o módulo de rigidez (Equação 42) das camisas utilizadas no mercado varia normalmente entre 1500 a 6000 kN/m. Logo, com o intuito de se representar camisas com rigidezes proporcionais próximas às encontradas no mercado, procurou-se utilizar um material com as características da Equação 43.

$$J \text{ (kN)} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times A \text{ (m}^2\text{)}$$

$$J \text{ (kN)} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times e \text{ (m)} \times h \text{ (m)}$$

$$\frac{J \text{ (kN)}}{h \text{ (m)}} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times e \text{ (m)}$$

$$J \text{ (kN/m)} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times e \text{ (m)} \tag{42}$$

$$J_{\text{laboratório}} \text{ (kN/m)} = \frac{J_{\text{campo}} \text{ (kN/m)}}{FR}$$

$$J_{\text{laboratório}} \text{ (kN/m)} = \frac{J_{\text{campo}} \text{ (kN/m)}}{37.67}$$

$$1500 \text{ kN/m} < J_{\text{campo}} < 6000 \text{ kN/m}$$

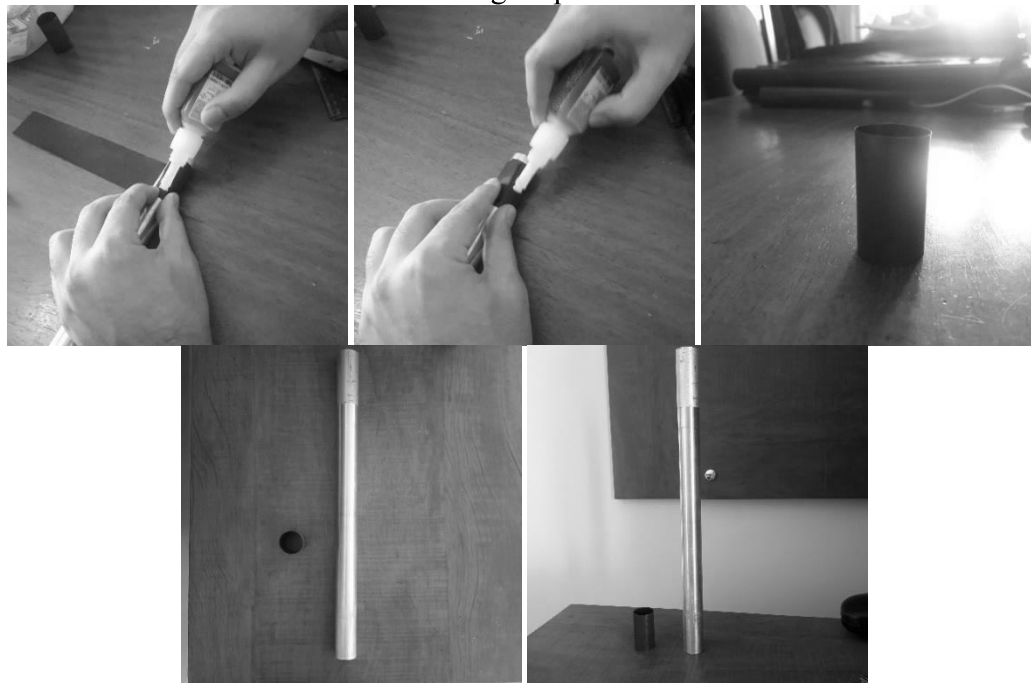
$$\frac{1500 \text{ kN/m}}{37.67} < J_{\text{laboratório}} < \frac{6000 \text{ kN/m}}{37.67}$$

$$39.8 \text{ kN/m} < J_{\text{laboratório}} < 163.6 \text{ kN/m} \tag{43}$$

O material escolhido foi a lona plástica de polietileno de baixa densidade (PEBD), visto que este material possui um módulo de elasticidade E próximo de 200 MPa, como será mostrado no item 5.3. Para a espessura $e = 0.1$ mm (micragem fornecida pelo fabricante do produto utilizado nos ensaios), a estimativa é de que a lona em questão tenha um módulo de rigidez próximo de 20 kN/m. Logo, a ideia do trabalho foi preparar camisas com este material.

O processo de fabricação das camisas, indicado na Figura 43, consistiu em enrolar a lona plástica em um molde metálico de diâmetro de 2.124 cm produzido através de um torno mecânico da oficina do Instituto de Ciências Exatas da Universidade Federal de Juiz de Fora.

Figura 43 – Processo de fabricação das camisas com lona plástica de PEBD através do molde metálico e da soldagem por cola ultra bond.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Logo, para se alcançar diferentes espessuras e, conseqüentemente, diferentes rigidezes conforme a Equação 42, bastou enrolar a lona plástica na quantidade de voltas desejadas. Foram preparadas 4 camisas diferentes com espessuras de 0.1, 0.2; 0.4, e 0.8 mm, ou seja, a lona foi enrolada no molde metálico 1, 2, 4 e 8 vezes. Portanto, camisas com 4 diferentes rigidezes foram obtidas como é indicado na Tabela 8. A “costura” da camisa foi feita com soldagem por cola “ultra bond” (cola cianocrilática) em um traspasse de 0.5 cm a cada volta dada ao enrolar a lona no molde. Após enroladas no molde, as camisas foram retiradas do mesmo, adquirindo o aspecto de coluna indicado na terceira fotografia da Figura 43

Tabela 8 – Propriedades da GEC em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo.

Propriedade	Laboratório	Campo
\varnothing_c (cm)	2.124	80.00
d_c (cm)	6.00	226.00
a_E	12.53%	12.53%
d_{50} (mm)	0.27	10.17
J1 (kN/m)	20	753.33
J2 (kN/m)	40	1506.67
J4 (kN/m)	80	3013.33
J8 (kN/m)	160	6026.67

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Sendo assim, utilizou-se o pluviador para obter areia em duas densidades diferentes. Uma com densidade relativa (DR) de 100% – ensaio de índice de vazios mínimo (e_{\min}) da NBR 12051

(1991) indicou um e_{\min} maior do que o oferecido pelo pluviador como será visto no item 5.2 – e uma com DR = 40%, menor densidade alcançada pelo pluviador. Considerou-se o e_{\min} aquele obtido pelo pluviador.

Para cada densidade foram realizados cisalhamentos diretos para 5 diferentes tensões normais ($\sigma_n = 12.5, 25, 50, 100$ e 200 kPa) em 5 modelos distintos (1 sem camisa e 4 com camisas de diferentes espessuras). A Tabela 9 e a Tabela 10 mostram os programas de ensaios.

Tabela 9 – Programa de ensaios com a areia compacta (DR = 100%).

Análise	Ensaio	σ (kPa)	DR (%)	Espessura da camisa - e (mm)	Análise	Ensaio	σ (kPa)	DR (%)	Espessura da camisa - e (mm)
DR100 e0	DR100e0 σ 12.5	12.5	100	0*	DR100 e4	DR100e4 σ 25	25	100	0.4
	DR100e0 σ 25	25				DR100e4 σ 50	50		
	DR100e0 σ 50	50				DR100e4 σ 100	100		
	DR100e0 σ 100	100				DR100e4 σ 200	200		
	DR100e0 σ 200	200							
DR100 e1	DR100e1 σ 25	25	100	0.1	DR100 e8	DR100e8 σ 25	25	100	0.8
	DR100e1 σ 50	50				DR100e8 σ 50	50		
	DR100e1 σ 100	100				DR100e8 σ 100	100		
	DR100e1 σ 200	200				DR100e8 σ 200	200		
DR100 e2	DR100e2 σ 25	25	100	0.2					
	DR100e2 σ 50	50							
	DR100e2 σ 100	100							
	DR100e2 σ 200	200							

*Nesta situação o ensaio foi feito sem encamisamento; e0, sem espessura; e1, espessura de 0.1 mm; e2, espessura de 0.2 mm; e4, espessura de 0.4 mm; e8, espessura de 0.8 mm.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 10 – Programa de ensaios com a areia fofa (DR = 40%).

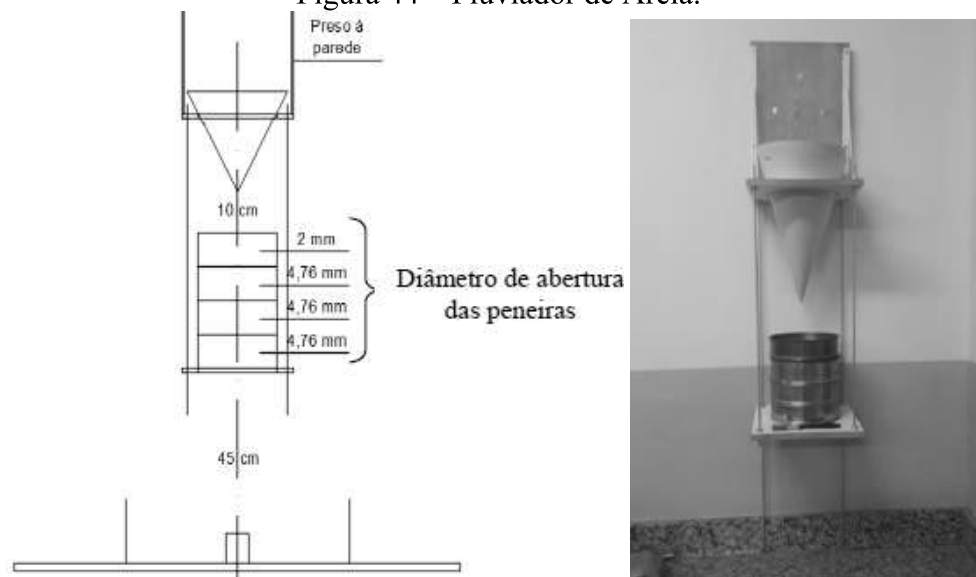
Análise	Ensaio	σ (kPa)	DR (%)	Espessura da camisa - e (mm)	Análise	Ensaio	σ (kPa)	DR (%)	Espessura da camisa - e (mm)
DR40 e0	DR40e0 σ 12.5	12.5	40	0*	DR40 e4	DR40e4 σ 25	25	40	0.4
	DR40e0 σ 25	25				DR40e4 σ 50	50		
	DR40e0 σ 50	50				DR40e4 σ 100	100		
	DR40e0 σ 100	100				DR40e4 σ 200	200		
	DR40e0 σ 200	200							
DR40 e1	DR40e1 σ 25	25	40	0.1	DR40 e8	DR40e8 σ 25	25	40	0.8
	DR40e1 σ 50	50				DR40e8 σ 50	50		
	DR40e1 σ 100	100				DR40e8 σ 100	100		
	DR40e1 σ 200	200				DR40e8 σ 200	200		
DR40 e2	DR40e2 σ 25	25	40	0.2					
	DR40e2 σ 50	50							
	DR40e2 σ 100	100							
	DR40e2 σ 200	200							

*Nesta situação o ensaio foi feito sem encamisamento; e0, sem espessura; e1, espessura de 0.1 mm; e2, espessura de 0.2 mm; e4, espessura de 0.4 mm; e8, espessura de 0.8 mm.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Desta forma, a dinâmica dos ensaios se deu através do preenchimento da célula de cisalhamento a partir de um pluviador criado por Ribeiro e Riccio (2019) (Figura 44) que permite o controle da densidade relativa do material arenoso (método MSP – ver item 4.6). Durante a pluviação, a célula de cisalhamento ficou posicionada abaixo do pluviador, em posição demarcada, contendo a camisa do ensaio conforme a Figura 42 (ver página 71).

Figura 44 – Pluviador de Areia.



Fonte: Ribeiro e Riccio (2019).

Os ensaios de resistência ao cisalhamento direto da areia para a condição compacta ($DR = 100\%$) e mais fofa ($DR = 40\%$) foram feitos seguindo as instruções da ASTM D3080/D3080M (2014). Depois de preenchida com o auxílio do pluviador, a célula de cisalhamento, que possui 4.170 cm de altura e 6.0 cm de diâmetro, foi posicionada na máquina de cisalhamento direto da Wille Geotechnik, modelo LO 2900, indicada na Figura 42. Apesar de teoricamente o ângulo de atrito de uma areia saturada ser igual para ela na condição seca, optou-se por realizar os ensaios na condição saturada, uma vez que, caso houvessem grãos irregulares e fissurados, existiria um aumento da resistência da areia seca devido à resistência de canto dos grãos (ver item 4.5.5). Logo, depois de posicionados na máquina de cisalhamento, os corpos de prova foram submetidos ao processo de saturação.

Figura 45 – Máquina de Cisalhamento de Direto modelo LO 2900 da Wille Geotechnik.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Apesar de a velocidade de carregamento pouco interferir nos resultados como foi mostrado no item 4.4.3, optou-se por seguir a sugestão do item 9.10.3 da ASTM D3080/D3080M (2014) para a definição da taxa de deslocamento (R_d) a ser adotada durante o cisalhamento direto. A recomendação da norma é de um tempo mínimo (t_f) de 10 minutos para que areias mal graduadas cheguem à ruptura. Sendo assim, ensaios testes foram realizados com a areia na condição compacta (nesta condição as areias atingem a ruptura com menores deslocamentos) para se estimar o deslocamento relativo da célula de cisalhamento no momento da falha (d_f) para que fosse possível encontrar a R_d mais adequada conforme a Equação 44.

$$R_d \text{ (mm/min)} = \frac{d_f \text{ (mm)}}{t_f \text{ (min)}} \quad (44)$$

O valor encontrado mais adequado foi de R_d igual a 0.08 mm/min. Após a realização dos ensaios, foram analisados os valores reais de d_f e encontrados os valores máximos de R_d para cada caso (Tabela 11). Verificou-se que a taxa de deslocamento relativo de 0,08 mm/min atendeu bem para praticamente todos os corpos de prova, exceto para o DR100e0σ100, onde a falha ocorreu um pouco antes dos 10 minutos mínimos sugeridos pela norma. Logo, para padronizar os ensaios, todos os outros cisalhamentos indicados na Tabela 9 foram realizados com a mesma taxa de deslocamento.

Tabela 11 – Avaliação das taxas de deslocamento máximo permitidas para cada corpo de prova conforme sugestão da ASTM D3080/D3080M (2014).

Análise	Ensaio	σ (kPa)	d_f (mm)	t_f mínimo (min)	R_d máximo (mm/min)
DR100e0	DR100e0 σ 12,5	12.5	0.936	10	0.094
	DR100e0 σ 25	25	1.050	10	0.105
	DR100e0 σ 50	50	0.968	10	0.097
	DR100e0 σ 100	100	0.742	10	0.074
	DR100e0 σ 200	200	1.016	10	0.102
DR40e0	DR40e0 σ 12,5	12.5	1.930	10	0.193
	DR40e0 σ 25	25	1.226	10	0.123
	DR40e0 σ 50	50	1.835	10	0.184
	DR40e0 σ 100	100	2.465	10	0.247
	DR40e0 σ 200	200	1.960	10	0.196

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

5.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA AREIA

A areia utilizada para os ensaios de cisalhamento foi coletada na praia de São Francisco em Niterói/RJ. A escolha deste material se deve ao fato de que este solo arenoso já foi estudado por outros pesquisadores como, por exemplo, Oliveira Filho (1987) e Riccio (2001), dentre outros. Portanto, há um acervo com suas propriedades físicas, o que gera maior confiabilidade nos resultados obtidos na caracterização realizada para este trabalho.

A caracterização física deste material arenoso contemplou:

- i. Pesquisa sobre a mineralogia e formato dos grãos típicos da região;
- ii. Ensaio de granulometria por peneiramento conforme a NBR 7181 (2016);
- iii. Ensaio para determinação da densidade real do solo com o picnômetro de acordo com a DNER-ME 093 (1994);
- iv. Ensaio de índice de vazios máximo segundo a NBR 12004 (1990);
- v. Ensaio de índice de vazios mínimo conforme a NBR 12051 (1991);
- vi. Ensaio de resistência ao cisalhamento direto para DR100 e DR40 de acordo com a ASTM D3080/D3080M (2014) para determinação dos ângulos de atrito e dilatância, bem como a resistência dos grãos; e
- vii. Ensaio de compressão isotrópica para DR100 e DR40 conforme a NBR 12007 (MB 3336) (1990) para determinação de seu módulo oedométrico (E_{oed}).

5.2.1 Preparação da Amostra

Antes de iniciar os ensaios, a amostra retirada de Niterói/RJ foi submetida a um processo de peneiramento para retirada de material orgânico grosseiro e ainda por um procedimento de lavagem para retirada do sal presente na areia. Tal lavagem consistiu em um período de repouso do material na água por 24h seguido de secagem em estufa. Este procedimento foi repetido por duas vezes até que a amostra estivesse apta para ser ensaiada.

5.2.2 Mineralogia e Formato dos Grãos

Apesar de não ter sido feito ensaio para identificação da composição mineralógica e do formato dos grãos da areia, tem-se tais dados a partir do trabalho de Oliveira Filho (1987) que utilizou o mesmo material em seu estudo. O autor fez a caracterização mineralógica da areia de São Francisco a partir de um exame com lupa binocular e de informações obtidas com o professor Sérgio Cabral do Instituto de Geociências da UFRJ de que a baía de Guanabara é repleta de minerais oriundos da desagregação da rocha predominante em encostas da região (gnaiesses).

A conclusão do autor foi de que a areia é predominantemente composta por minerais de quartzo dos tipos incolor, branco leitoso, amarelo e incolor com incrustações escuras. Em menor quantidade, o material apresenta ainda pequenas frações de mica biotita dos tipos lamelar amarelas e marrons e ainda minerais escuros como, por exemplo, hematita e lecoxênio. Quanto ao formato dos grãos, Oliveira Filho (1987) encontrou grãos que variam de subarredondados a subangular com alongamento médio não superior a 1,5 (relação entre a maior e a menor dimensão do grão).

5.2.3 Granulometria

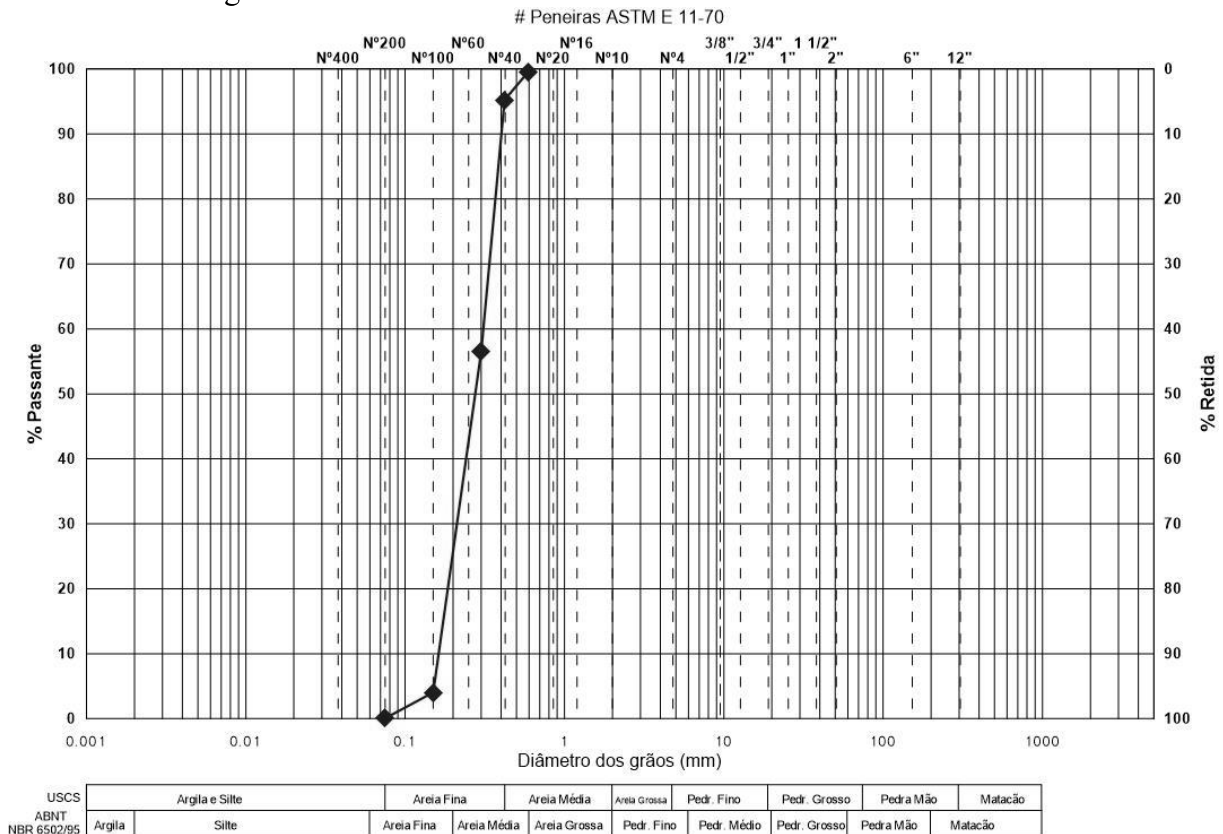
O primeiro ensaio consistiu na determinação da granulometria do material por peneiramento. Com 95,19% de areia fina, 4,75% de areia média e 0,07% de material fino, o material é classificado como areia fina com vestígio de areia média e finos (SP) conforme a classificação da USCS (*Unified Soil Classification System*). A Figura 46 permite visualizar a curva granulométrica do material dentro das faixas de classificação da ABNT e da USCS. Como

esperado, trata-se de um material mal graduado e muito uniforme ($CNU < 5$), com CNU igual a 1,7 e CC igual a 0,9 conforme as Equações 45 e 46:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,3}{0,18} = 1,7 \quad (45)$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{0,22^2}{0,18 \times 0,3} = 0,9 \quad (46)$$

Figura 46 – Curva Granulométrica da areia utilizada nos ensaios.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

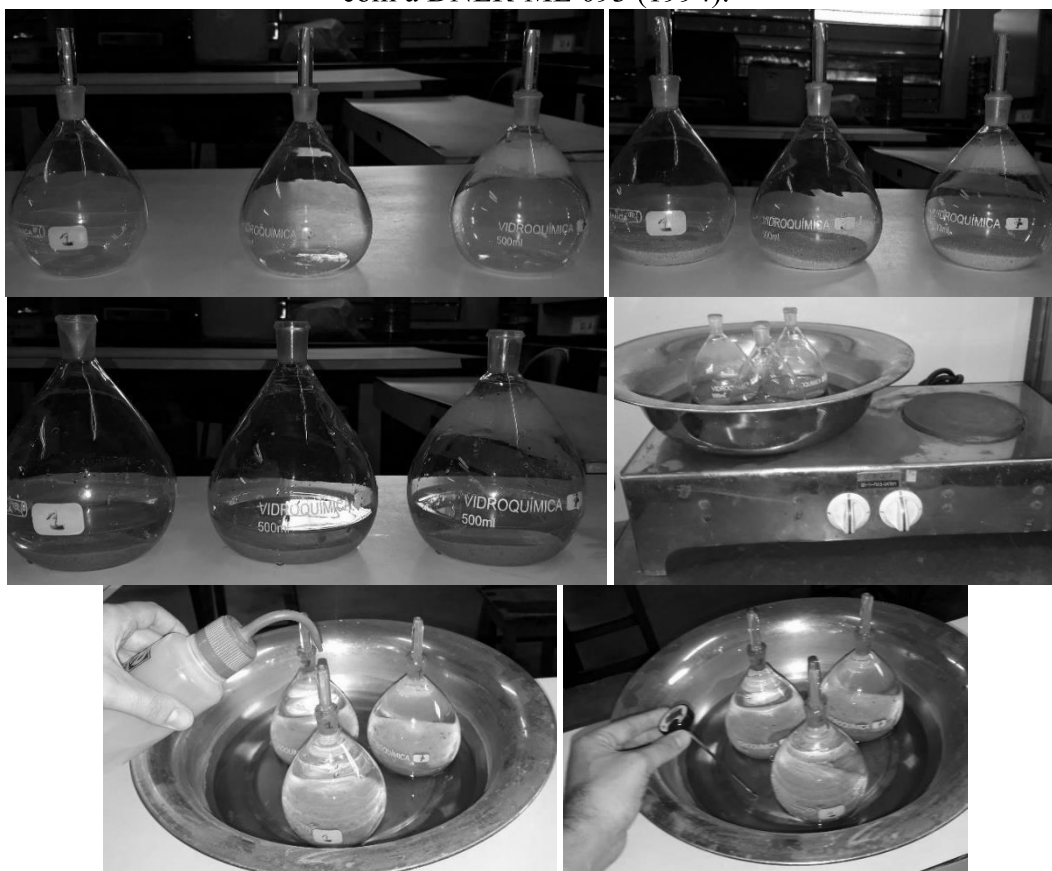
5.2.4 Densidade Real

Posteriormente, seguiu-se para o ensaio de determinação da densidade real (γ_s) do solo. O método normatizado pela DNER-ME 093 (1994), ilustrado na Figura 47, consiste em:

- Pesquisar o picnômetro vazio (P_1);
- Preencher o picnômetro com uma amostra de aproximadamente 60 g e pesar (P_2);
- Depositar água destilada até que a amostra seja coberta e colocar o conjunto sob um aquecimento de 15 minutos;

- Completar o picnômetro com água destilada e deixá-lo no banho de água em temperatura ambiente;
- Pesar o picnômetro após a sua temperatura e da água de banho atingirem o equilíbrio (P_3);
- Pesar o picnômetro cheio apenas com água destilada (P_4).

Figura 47 – Ensaio para determinação da densidade real do solo com o picnômetro de acordo com a DNER-ME 093 (1994).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme a DNER-ME 093 (1994), o resultado para a densidade real (γ_s) é obtido pela Equação 47, desde que, após a realização de dois ensaios, os resultados não se difiram em mais de 0.009.

$$\gamma_s \text{ (gf/cm}^3\text{)} = \frac{P_2 - P_1}{(P_4 - P_1) - (P_3 - P_2)} \times k_{20} \quad (47)$$

Onde:

P_1 = Massa do picnômetro (g);

P_2 = Massa do solo seco em estufa (g);

P_3 = Massa do Picnômetro cheio com água e solo após aquecimento do conjunto;

P_4 = Massa do Picnômetro cheio de água;

k_{20} = fator de correção da densidade relativa da água conforme temperatura do ensaio.

Neste trabalho, foram feitos três ensaios e o resultado obtido encontra-se na Tabela 12. A temperatura do ensaio foi de 23.5 °C e o fator de correção $k_{20} = 0.9992$, o que resultou em uma densidade real de $\gamma_s = 2.652 \text{ gf/cm}^3$, valor muito coerente com o solo estudado.

Tabela 12 – Densidade real do solo conforme DNER-ME 093 (1994).

Picnômetro	Peso (gf)	Densidade (gf/cm ³)	D23.5 (gf/cm ³)	k20	γ_s (gf/cm ³)
1	P1	134.73	2.653		
	P2	195.78			
	P3	651.69			
	P4	613.65			
3	P1	159.6	2.656	0.9992	2.652
	P2	219.74			
	P3	680.13			
	P4	642.63			
7	P1	148.72	2.652		
	P2	209.88			
	P3	669.67			
	P4	631.57			

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

5.2.5 Índice de Vazios Máximo

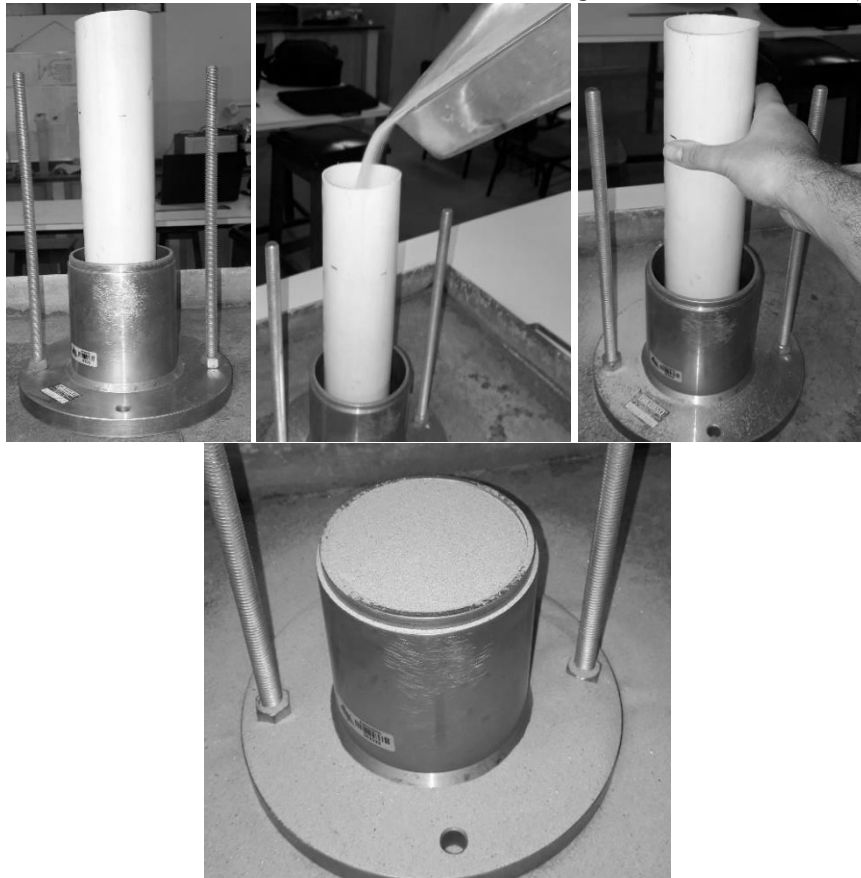
Para determinação do índice de vazios máximo do solo ($e_{\text{máx}}$), como mostrado anteriormente, foi utilizada a NBR 12004 (1990). Apesar desta norma já ter sido cancelada pela ABNT, esta é a única referência para a realização deste ensaio. Após secagem em estufa e posterior resfriamento em recipiente fechado do material, foi utilizado o método B, ilustrado na Figura 48, que consiste em:

- Colocar um tubo de parede delgada com volume de cerca de 1300 cm³ e diâmetro de 7 cm dentro de um molde cilíndrico (cilindro de Proctor) de diâmetro de 9.97 cm, altura de 12.87 cm e volume de 1006.313 cm³;
- Preencher o tubo com a areia em até aproximadamente 1 cm abaixo do topo;
- Retirar o tubo rapidamente de modo que o solo preencha completamente o molde;
- Rasar a superfície do molde e pesar o solo;
- Obter o índice de vazios máximo pela Equação 48.

$$e_{\text{máx}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,\text{min}}} - 1 \quad (48)$$

Onde: $\gamma_{d,\min} \text{ (gf/cm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso de solo no molde (gf)}}{\text{Volume do molde (cm}^3\text{)}}$ após média de 3 resultados que não diferirem em mais que 1,5% para o caso de areia fina.

Figura 48 – Ensaio de índice de vazios máximo segundo a NBR 12004 (1990).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 13, onde é possível perceber que o índice de vazios máximo (e_{\max}) foi de 0.86.

Tabela 13 – Índice de vazios máximo conforme o método B da NBR 12004 (1990).

P_s (gf)	V (cm ³)	γ_d (gf/cm ³)	$\gamma_{d,\min}$ (gf/cm ³)	γ_s (gf/cm ³)	e_{\max}
1433.61	1006.313	1.425			
1433.48	1006.313	1.424	1.424	2.652	0.86
1431.73	1006.313	1.423			

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

5.2.6 Índice de Vazios Mínimo

Assim como no ensaio anterior, a determinação do índice de vazios mínimo do solo (e_{\min}) só possui como referência uma norma já cancelada que é a NBR 12051 (1991). Após secagem em estufa e posterior resfriamento em recipiente fechado, foi utilizado o método B.1, ilustrado

na Figura 49, que consiste no preenchimento do cilindro de Proctor ($V = 1006.313 \text{ cm}^3$) através de um tubo guia que serve como colarinho seguido pela vibração do conjunto em uma mesa vibratória do tipo utilizado em peneiramento. Durante a vibração, um peso é colocado acima da areia para que ocorra compactação do material. Optou-se por preencher o conjunto com o pluviador utilizando o funil de 5 mm, de modo a já obter uma baixa densidade antes que o sistema fosse colocado na mesa vibratória. Depois de preenchido com areia, retira-se o colarinho e verifica-se se a altura de areia acima do cilindro de Proctor está entre 1 e 2 cm. Depois disso, o cilindro é rasado e o solo no seu interior é pesado para que o $e_{\text{mín}}$ seja calculado conforme a Equação 49.

Figura 49 – Ensaio de índice de vazios mínimo conforme a NBR 12051 (1991).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

$$e_{\text{mín}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,\text{máx}}} - 1 \quad (49)$$

Onde: $\gamma_{d,\text{máx}} \text{ (gf/cm}^3\text{)} = \frac{\text{Peso de solo no molde (gf)}}{\text{Volume do molde (cm}^3\text{)}}$ após média de 3 resultados que não diferirem

em mais que 1,5% para o caso de areia fina.

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 14. Como é possível perceber, foi adotado um valor de $e_{\text{mín}}$ inferior ao valor encontrado no ensaio (0.53 ao invés de 0.57). Isso se deve, pois, como será mostra do no item 5.4, o pluviador é capaz de fornecer um índice de vazios mínimo de 0.53, valor menor do que o encontrado no ensaio da NBR 12051 (1991). Isso mostra que o ensaio não é capaz de oferecer a densidade mínima do material.

Tabela 14 – Índice de vazios mínimo conforme o método B.1 da NBR 12051 (1991).

P_s (gf)	V (cm ³)	γ_d (gf/cm ³)	$\gamma_{d,máx}$ (gf/cm ³)	γ_s (gf/cm ³)	ϵ_{min}	ϵ_{min} adotado
1702.330	1006.313	1.692				
1699.090	1006.313	1.688	1.689	2.652	0.57	0.53
1698.520	1006.313	1.688				

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

5.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA LONA PLÁSTICA DE PEBD

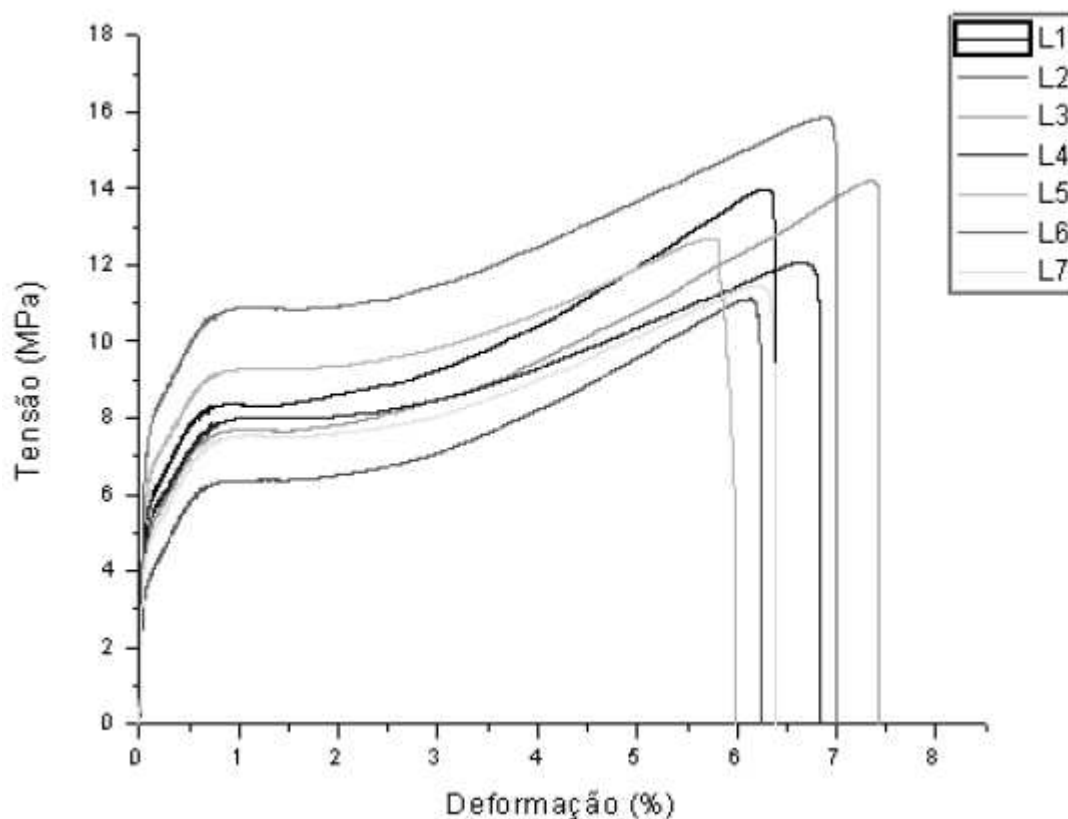
Como indicado no item 5.1, é esperado que a lona plástica de 0.1 mm de espessura utilizada para simular o encamisamento na condição de laboratório tenha um módulo de rigidez próximo de 20 kN/m. Essa estimativa foi encontrada após pesquisa na literatura a respeito das propriedades mecânicas de materiais similares à lona em questão (Tabela 16). O material ensaiado no trabalho de Cordeiro (2016) é o de maior similaridade encontrado na pesquisa. O autor realizou ensaios de tração em duas marcas de lonas plásticas dupla face (uma face preta e outra branca) de PEBD. Dentre os 14 ensaios realizados, Cordeiro encontrou módulos a 1% de deformação que variaram de 168 a 291 MPa. Para uma marca, a média foi de 267 MPa e para outra, 200 MPa. Esta última é a mesma marca da lona utilizada neste trabalho e o resultado médio para o limite de resistência foi de 13.05 MPa e para a deformação na ruptura foi de 6.61%. A Tabela 15 e a Figura 50 apresentam os resultados dos ensaios realizados por Cordeiro (2016) para os corpos de prova da mesma marca da lona utilizada neste trabalho, cujo módulo de elasticidade médio foi de aproximadamente 200 MPa.

Tabela 15 – Resultados do ensaio de tração realizado por Cordeiro (2016) em lonas plásticas de polietileno de baixa densidade.

Corpo de prova	Limite de Resistência (MPa)	Deformação na ruptura (%)	Módulo de elasticidade a 1% de deformação (MPa)
L1	13,97	6,40	210,8
L2	11,09	6,25	168,4
L3	14,21	7,43	200,1
L4	12,05	6,84	193,0
L5	12,69	5,98	205,7
L6	15,85	7,00	231,1
L7	11,47	6,38	188,2
Média	13,05	6,61	199,6
Desvio Padrão	1,71	0,50	19,59

Fonte: Cordeiro (2016).

Figura 50 – Ensaio de tração dos corpos de prova da mesma marca da lona utilizada neste trabalho.



Fonte: Cordeiro (2016).

A Tabela 16 indica alguns valores típicos das propriedades do PEBD.

Tabela 16 – Propriedades mecânicas encontradas na literatura de materiais similares à lona plástica preta de PEBD.

Material	Limite de resistência à tração (MPa)	Deformação na ruptura (%)	Módulo de Young (MPa)	Referência
Lona plástica dupla face de PEBD	11-21	3-8	168-291	Cordeiro (2016)
PEBD puro	8.3-31.4	100-650	170-280	Callister Jr. (2002)
PEBD puro	6.9-16	100-800	102-240	Coutinho <i>et al.</i> (2003)
PEBD puro	4.1-15.9	90-800	96.5-262	Dilara e Briassoulis (2000)
Filme processado com PEBD	23-30	168-254	278-283	Ferreira (2012)
Filme processado com PEBD	18-30	280-1077	140-215	Barbosa <i>et al.</i> (2017)
Filme processado com PEBD	9-10.5	105-125	100-130	Vasconcelos (2008)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

5.4 CALIBRAÇÃO DO PLUVIADOR

Assim como em Ribeiro e Riccio (2019), foi necessário calibrar o pluviador para a areia da praia de São Francisco em Niterói/RJ utilizada neste trabalho. Foram realizadas 3 pluviasões

para cada funil conforme a Figura 51 e as densidades relativas de cada funil foram calculadas conforme a Equação 50. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 17 e na Figura 52.

$$DR = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} = \frac{e_{\text{máx}} - \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (50)$$

Figura 51 – Pluviação de areia com o funil de $\varnothing = 5.0$ mm na célula de cisalhamento.



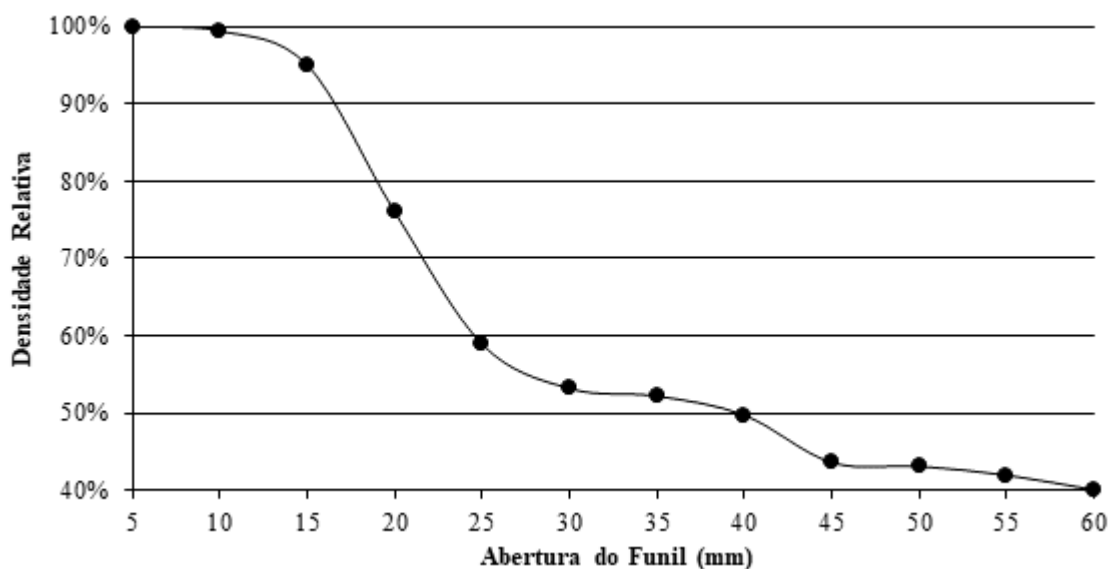
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 17 – Calibração do pluviador com a areia da praia de São Francisco.

Diâmetro (mm)	Peso Total (gf)				Peso Médio Areia (gf)	Volume Molde (cm ³)	γ_d (gf/cm ³)	e	Dr
	P1	P2	P3	Média					
5	297.77	297.50	297.82	297.70	213.45	123.276	1.731	0.53	100.00%
10	297.55	297.41	297.35	297.44	213.19		1.729	0.53	99.44%
15	295.43	295.76	295.06	295.42	211.17		1.713	0.55	95.00%
20	287.21	287.42	286.94	287.19	202.94		1.646	0.61	76.03%
25	280.87	280.23	279.81	280.30	196.05		1.590	0.67	58.92%
30	279.24	277.63	277.44	278.10	193.85		1.573	0.69	53.20%
35	278.89	277.21	277.10	277.73	193.48		1.570	0.69	52.22%
40	277.26	276.27	276.88	276.80	192.55		1.562	0.70	49.75%
45	274.49	274.43	274.68	274.53	190.28		1.544	0.72	43.63%
50	274.40	274.27	274.40	274.36	190.11		1.542	0.72	43.15%
55	273.99	273.90	273.93	273.94	189.69		1.539	0.72	42.01%
60	273.31	272.75	273.69	273.25	189.00		1.533	0.73	40.10%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 52 – Curva de calibração do pluviador com a areia da praia de São Francisco.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Sendo assim, foi possível definir a densidade relativa que cada funil do pluviador é capaz de oferecer durante as pluvias. Para este trabalho, utilizou-se o funil de $\varnothing = 5.0$ mm para a obtenção de areia compacta (AC) e o de 60 mm para areia fofa (AF). Observa-se na Figura 52 que a partir do funil de $\varnothing = 35.0$ mm, a redução da densidade relativa passou a ser muito pequena. Isso se deve à alta velocidade com que a areia caía, fazendo com que parte dela acumulasse na peneira superior. Desta maneira, as pluvias se tornavam parecidas e condicionadas à queda da areia a partir da peneira superior e não a partir do funil. Logo, não foi possível obter densidades relativas menores que 40%.

5.5 CALIBRAÇÃO DA MÁQUINA DE CISLHAMENTO DIRETO

A LO 2900, modelo da máquina de cisalhamento direto utilizada no trabalho, possui um sistema de aplicação de carga no corpo de prova composto por um braço de alavanca, como indicado na Figura 53. Mais à direita, localiza-se o suporte para colocação de peso. Observa-se que 36 cm à esquerda deste suporte, localiza-se o pendural que funciona como uma reação de apoio simples no balanço e transfere tal força de reação para o corpo de prova localizado na caixa de cisalhamento acima. Observa-se ainda que 4 cm à esquerda do pendural, localiza-se um apoio do tipo pino do balanço que também funciona como reação de apoio. À esquerda do pino, encontra-se um contrapeso de 7.0 cm de largura e peso de 34.0 N (4.857 N/cm). A posição correta deste contrapeso é fundamental para que seja possível garantir que o peso do balanço

ou do próprio contrapeso não esteja supercarregando ou sobrecarregando o corpo de prova. Isto é garantido quando o sistema se encontra em equilíbrio no nível de bolha no momento em que há nenhum peso sendo aplicado no suporte.

Figura 53 – Detalhe do braço de alavanca da LO 2900.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Logo, o primeiro procedimento para calibração da LO 2900 é verificar a posição do contrapeso. Como é possível verificar na Figura 53, a posição de equilíbrio é de 14.0 cm à esquerda do pino. Desta maneira, a reação de apoio no pendural que carrega o corpo de prova se torna 10 vezes maior que a força aplicada no suporte. Com o intuito de verificar essa relação, procurou-se determinar de forma simplificada o peso do conjunto barra-pendural-suporte por distância (Equação 51 e Figura 54).

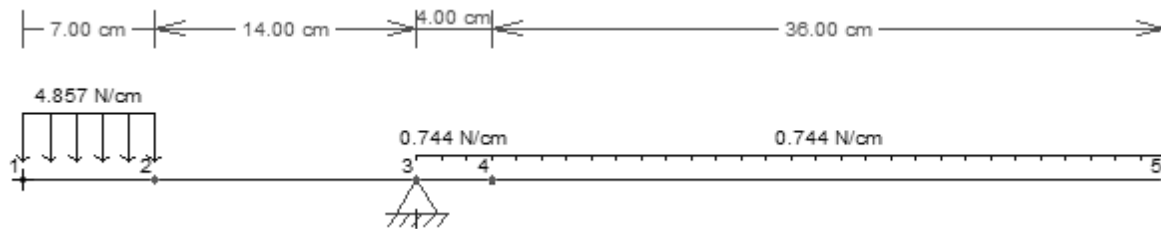
$$\sum M_3 = 0$$

$$q_{\text{contra peso}} \times 7 \times 17.5 = q_{\text{barra + pendural + suporte}} \times 40 \times 20$$

$$4.857 \times 7 \times 17.5 = q_{\text{barra + pendural + suporte}} \times 40 \times 20$$

$$q_{\text{barra + pendural + suporte}} = 0.744 \text{ N/cm} \quad (51)$$

Figura 54 – Esquema simplificado do sistema de aplicação de carga da LO 2900 em equilíbrio sem peso no suporte.



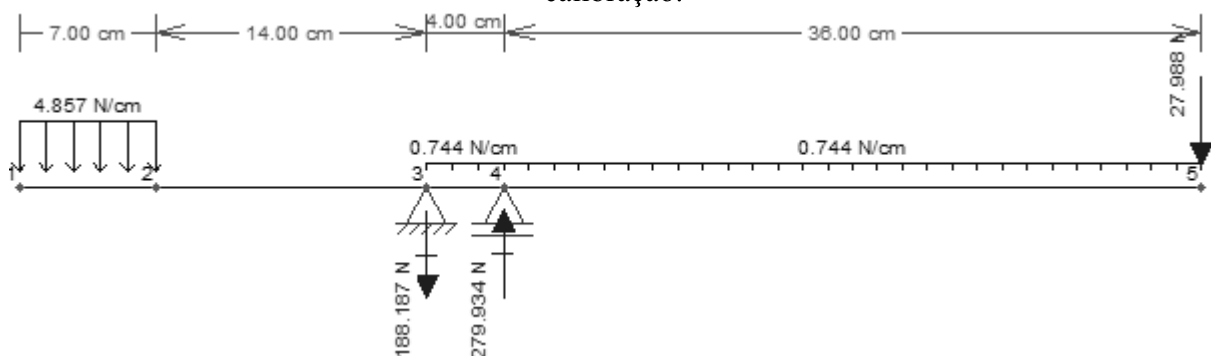
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Com os valores da carga do contrapeso e do sistema barra-pendural-suporte, foi possível avaliar qual a relação entre a reação no pendural (V_4) e o peso aplicado no suporte (F_{peso}) conforme a Equação 52:

$$\begin{aligned} \sum M_3 &= 0 \\ q_{\text{contra peso}} \times 7 \times 17,5 + V_4 \times 4 &= q_{\text{barra + pendural + suporte}} \times 40 \times 20 + F_{\text{peso}} \times 40 \\ 0.4857 \times 7 \times 17.5 + V_4 \times 4 &= 0.0744 \times 40 \times 20 + F_{\text{peso}} \times 40 \\ 59.5 + V_4 \times 4 &= 59.5 + F_{\text{peso}} \times 40 \\ V_4 &= F_{\text{peso}} \times 10 \end{aligned} \quad (52)$$

A Equação 52 foi verificada com o auxílio do software FTOOL (Figura 55), onde representou-se o sistema aplicando uma carga exemplo no suporte de 27.99 N (carga aplicada para as tensões normais de 100 kPa, como será mostrado a seguir). Como esperado, a reação no pendural (ponto 4) foi de 279.93 N, ou seja, 10 vezes o valor da carga aplicada.

Figura 55 – Configuração simplificada do sistema de aplicação de carga da LO 2900 após a calibração.



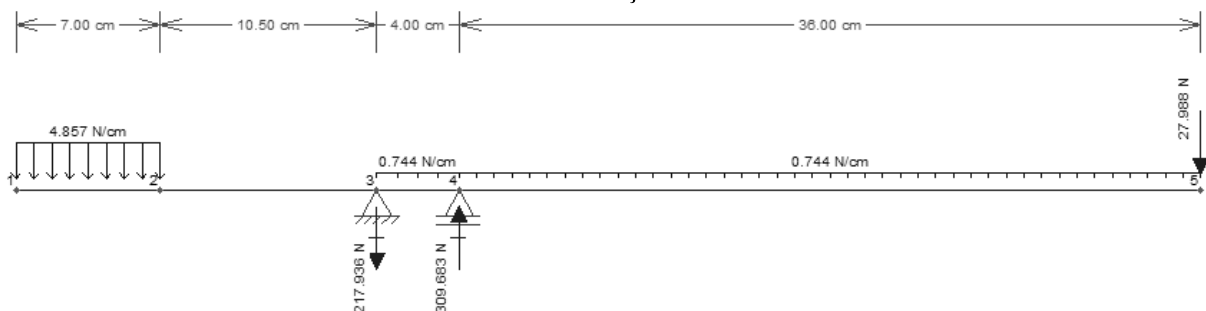
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O mesmo procedimento foi feito para verificar a relação entre V_4 e F_{peso} antes da calibração, quando o contrapeso estava a 10.5 cm do pino. A relação obtida está indicada na Equação 53 e validada pelo FTOOL na Figura 56. Verificou-se que a reação no pendural foi de 309.68 N para a carga aplicada no suporte de 27.99 N. A diferença de 29.8 N para depois da calibração reforça a importância de se verificar a posição do contrapeso antes de iniciar os ensaios, visto que, para a área da célula de cisalhamento de 0.0028 m², essa discrepância representa 10.64 kPa.

$$\begin{aligned} \sum M_3 &= 0 \\ q_{\text{contra peso}} \times 7 \times 14 + V_4 \times 4 &= q_{\text{barra + pendural + suporte}} \times 40 \times 20 + F_{\text{peso}} \times 40 \\ 4.857 \times 7 \times 14 + V_4 \times 4 &= 0.744 \times 40 \times 20 + F_{\text{peso}} \times 40 \\ 476 + V_4 \times 4 &= 595 + F_{\text{peso}} \times 40 \end{aligned}$$

$$V_4 = (29.8 + F_{\text{peso}} \times 10) \text{ N} \quad (53)$$

Figura 56 – Configuração simplificada do sistema de aplicação de carga da LO 2900 antes da calibração.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Com isso, a configuração das cargas dispostas no suporte de peso do balanço ficou como indicado na Tabela 18. Como é possível notar, a carga do *top cap* (dispositivo colocado acima do corpo de prova que permite o acoplamento do pendural) de 2.910 N foi considerada de modo que a tensão normal no corpo de prova durante os ensaios é obtida pela Equação 54.

$$\sigma = \frac{F_{\text{peso}} \times 10 + \text{Peso}_{\text{Top Cap}}}{\text{Área}_{\text{Célula de Cisalhamento}}}$$

$$\sigma = \frac{V_4 + \text{Peso}_{\text{Top Cap}}}{\text{Área}_{\text{Célula de Cisalhamento}}}$$

$$\sigma = \frac{F_{\text{aplicada}}}{\text{Área}_{\text{Célula de Cisalhamento}}} \quad (54)$$

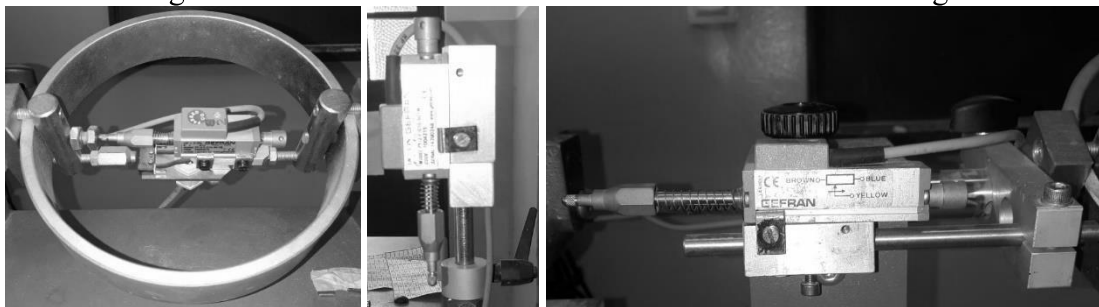
Tabela 18 – Configuração das cargas aplicadas no suporte do balanço da LO 2900 para cada tensão normal desejada no corpo de prova.

F_{peso} (kgf)	F_{peso} (N)	V_4 (N)	Peso Top Cap (N)	F_{aplicada} (N)	ÁreaCélula de Cisalhamento (m ²)	σ (kPa)
0.331	3.247	32.471		35.381		12.5
0.691	6.779	67.787		70.697		25.0
1.411	13.842	138.419	2.910	141.329	0.0028	50.0
2.853	27.988	279.879		282.789		100.0
5.735	56.260	562.604		565.514		200.0

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As constantes de calibração para os extensômetros (Figura 57) responsáveis pelas leituras de deslocamento e força foram de 1.16 mm/V para deslocamento vertical, 2.659 mm/V para deslocamento horizontal e 2.188 kN/V para o anel de carga. Esta última foi verificada por um teste de carga que corroborou o valor de tal constante. As informações lidas por tais extensômetros são compiladas por um software desenvolvido pelo engenheiro Ricardo Gil da COPPE/UFRJ, segundo informações de Silva (2018), chamado CDREV.

Figura 57 – Extensômetros de leituras de deslocamentos e carga.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Uma prática comum em ensaios de cisalhamento direto é promover um leve soerguimento da parte superior da célula de cisalhamento, para evitar que o atrito entre as duas partes provoque alterações no resultado. Porém, verificou-se que essa prática não é muito aconselhável para solos arenosos, uma vez que os corpos de prova perdiam seu formato original ao soerguer a parte superior da célula de cisalhamento. Isso ocorreu por se tratarem de materiais sem coesão. Sendo assim, os ensaios foram realizados sem esse soerguimento. Para quantificar o atrito entre as partes da célula de cisalhamento, um ensaio de resistência foi feito apenas com a célula de cisalhamento sem corpo de prova. O anel de carga não registrou nenhuma força, indicando que o atrito entre as duas partes da célula de cisalhamento é desprezível.

Foi aplicada ainda uma correção da área de aplicação da tensão normal na célula de cisalhamento conforme o deslocamento horizontal da parte inferior durante o ensaio (Figura 58 e Equação 55).

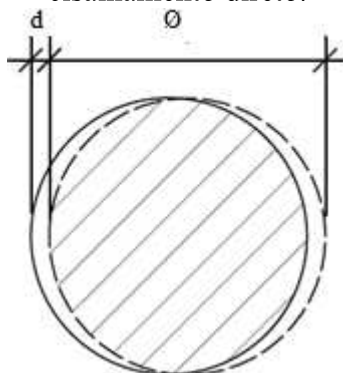
$$A_{\text{corrigida}} = \frac{\varnothing^2}{4} \times \left[\pi - 2 \times \sin^{-1} \left(\frac{d}{\varnothing} \right) \right] - \sin \left[\pi - 2 \times \sin^{-1} \left(\frac{d}{\varnothing} \right) \right] \quad (55)$$

Onde:

\varnothing = diâmetro da célula de cisalhamento;

d = deslocamento horizontal da parte inferior da célula de cisalhamento.

Figura 58 – Correção da área de aplicação da tensão normal (hachurada) durante o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram cisalhadas 61 amostras conforme indicado na Tabela 19. Alguns ensaios foram realizados mais de uma vez de forma a aferir o resultado. Para todos estes ensaios que foram repetidos, confirmou-se o mesmo resultado obtido inicialmente, corroborando uma confiabilidade do método de execução dos ensaios.

Tabela 19 – Data de execução dos ensaios

Ensaio	Data de execução	Ensaio	Data de execução
DR100e0σ12.5	19/09/2019 e 23/09/2019	DR40e0σ12.5	11/12/2019
DR100e0σ25	19/09/2019	DR40e0σ25	24/09/2019
DR100e0σ50	20/09/2019	DR40e0σ50	02/12/2019 e 11/12/2019
DR100e0σ100	20/09/2019	DR40e0σ100	05/12/2019
DR100e0σ200	23/09/2019	DR40e0σ200	10/12/2019
DR100e1σ25	06/01/2020 e 11/02/2020	DR40e1σ25	11/12/2019
DR100e1σ50	06/01/2020	DR40e1σ50	12/12/2019
DR100e1σ100	07/01/2020	DR40e1σ100	18/12/2019
DR100e1σ200	08/01/2020	DR40e1σ200	19/12/2019
DR100e2σ25	13/01/2020 e 10/02/2020	DR40e2σ25	15/01/2020 e 12/02/2020
DR100e2σ50	13/01/2020 e 13/01/2020	DR40e2σ50	14/01/2020
DR100e2σ100	13/01/2020	DR40e2σ100	15/01/2020
DR100e2σ200	09/01/2020	DR40e2σ200	05/02/2020
DR100e4σ25	21/01/2020 e 10/02/2020	DR40e4σ25	04/02/2020 e 12/02/2020
DR100e4σ50	21/01/2020	DR40e4σ50	03/02/2020
DR100e4σ100	20/01/2020	DR40e4σ100	31/01/2020
DR100e4σ200	30/01/2020	DR40e4σ200	06/02/2020
DR100e8σ25	04/02/2020 e 05/02/2020	DR40e8σ25	10/02/2020
DR100e8σ50	04/02/2020	DR40e8σ50	07/02/2020 e 10/02/2020
DR100e8σ100	04/02/2020 e 11/02/2020	DR40e8σ100	07/02/2020
DR100e8σ200	07/02/2020	DR40e8σ200	06/02/2020

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Durante o cisalhamento das amostras, algumas dificuldades foram observadas, tais como:

- Dificuldade de se deslocar a célula de cisalhamento do pluviador até a L0 2900 sem que haja alteração da compactidade da amostra no estado fofo;
- Dificuldade no ajuste do pendural no top cap, principalmente para os corpos de prova submetidos a baixas tensões normais. Isso levou ao descarte das amostras de 12.5 kPa, uma vez que os resultados dessas se mostraram muito sensíveis ao processo de ajuste e não transmitiram confiabilidade.

Outro detalhe importante a ser destacado é que as camisas não foram presas no fundo da célula de cisalhamento. Portanto, elas ficaram sujeitas a um efeito de rotação. Apesar disso, foram obtidos resultados coerentes nos ensaios e acredita-se que esse efeito não tenha influenciado de forma significativa na resistência dos corpos de prova. Esse procedimento de

não prender as camisas no fundo da célula de cisalhamento também foi utilizado por Mohapatra *et al.* (2016) e entende-se reproduzir melhor a condição de solitação.

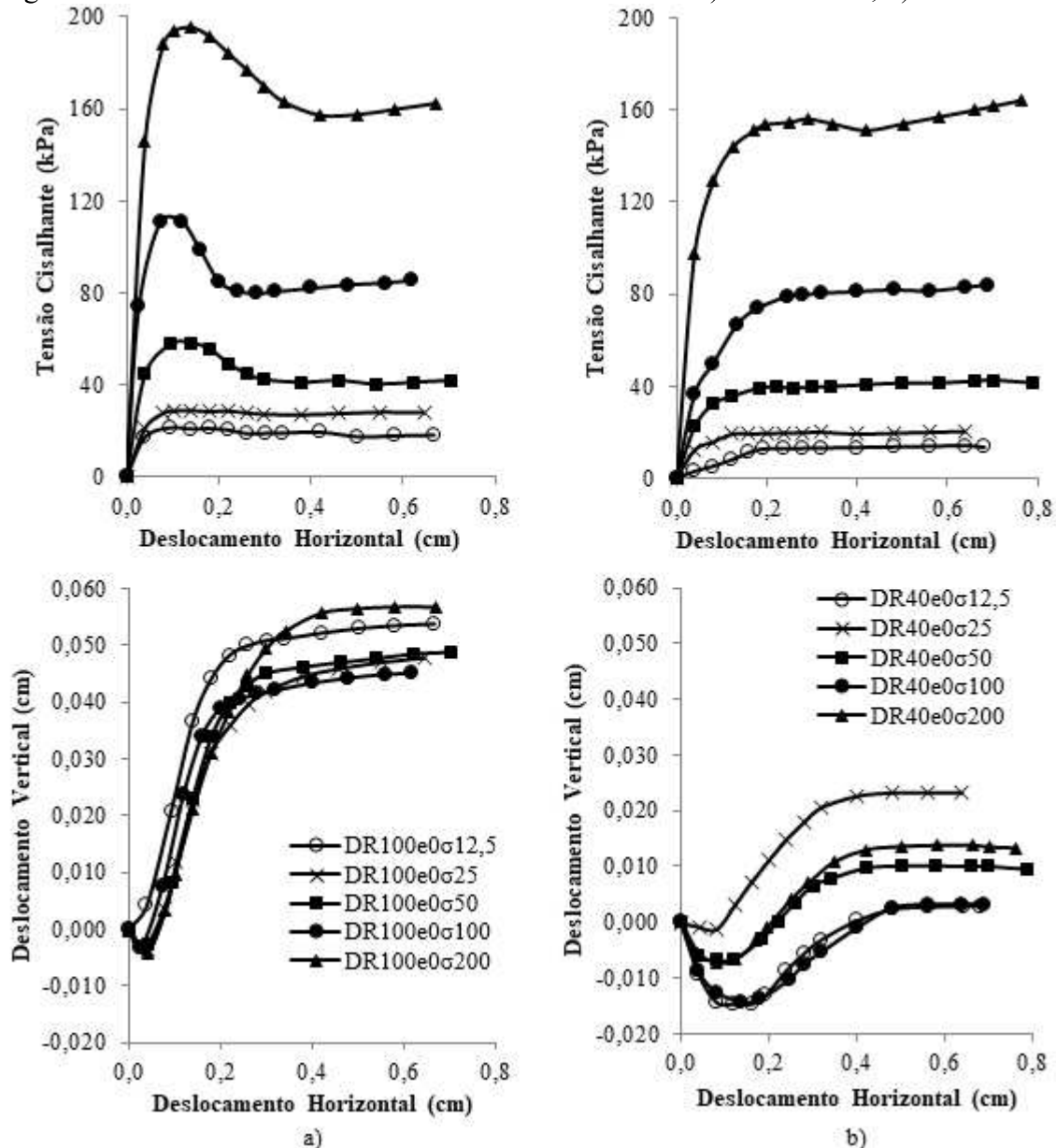
6.1 CORPOS DE PROVA COM SOLO VIRGEM (DR40e0 E DR100e0)

6.1.1 Ângulo de Atrito

A Figura 59 mostra os resultados obtidos para as tensões cisalhantes e os deslocamentos verticais conforme o deslocamento horizontal das areias com DR = 100% e DR = 40% para as 5 tensões de confinamento indicadas na Tabela 11. Conforme esperado, a areia mais fofa apresentou picos mínimos e a areia compacta apresentou picos de resistência antes de se alcançar o estado crítico.

Também confirmando as expectativas, a análise DR100e0 apresentou níveis de dilatação superiores à análise DR40e0 e ambas tiveram uma pequena contração volumétrica antes da dilatação. A areia fofa mostrou-se estar mais próxima do índice de vazios crítico, visto que se contraiu e dilatou pouco durante todo o ensaio. Contudo, destaca-se que não houve um comportamento esperado dos deslocamentos verticais conforme a variação das tensões normais. Isso se deve principalmente a uma limitação da máquina de cisalhamento utilizada, que não consegue alcançar uma precisão satisfatória das medidas de deslocamentos verticais. Por este motivo, a análise dos deslocamentos verticais não foi realizada nos demais ensaios.

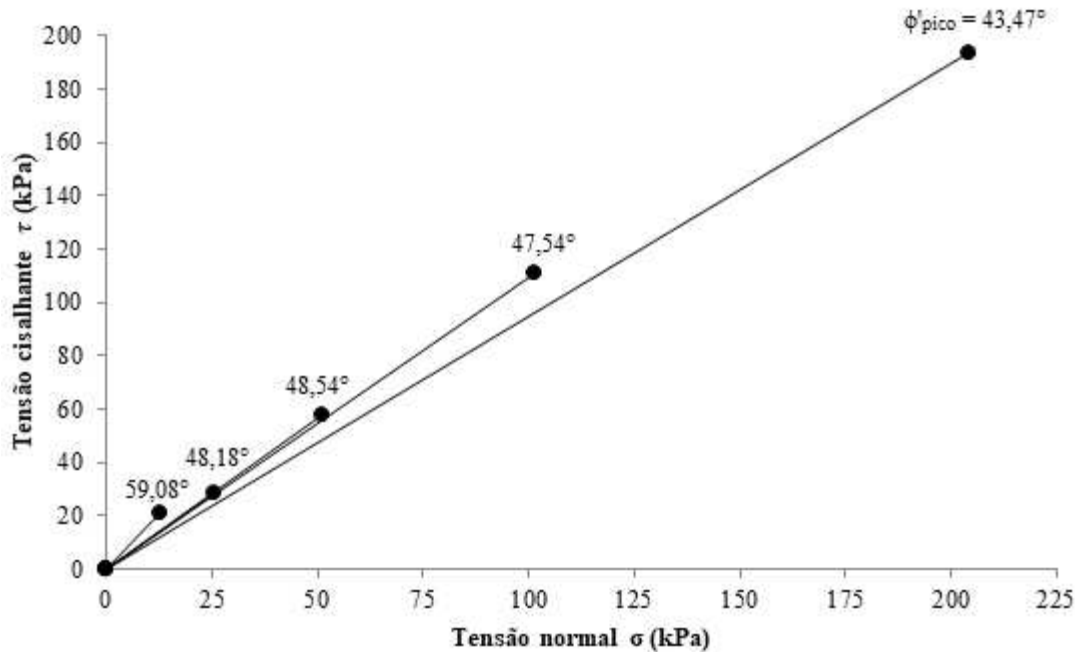
Figura 59 – Tensão cisalhante x deslocamento horizontal: a) DR = 100%; b) DR = 40%.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Como foi mostrado no item 4.3, a areia compacta tende a possuir envoltória de resistência de pico curva antes que ela se torne linear (ver página 60) devido ao efeito de perda de dilatância ou quebra de grãos. Para o nível de tensões do ensaio e pela mineralogia do solo em questão, acredita-se que o encurvamento da envoltória de pico para DR = 100% ocorreu devido apenas ao fenômeno de perda de dilatância. Logo, assim como na Figura 37 (ver página 61), foi representado o resultado que este evento provoca no ângulo de atrito de pico da areia com DR = 100% na Figura 60 a partir de parâmetros secantes para os cinco níveis de tensões de confinamento.

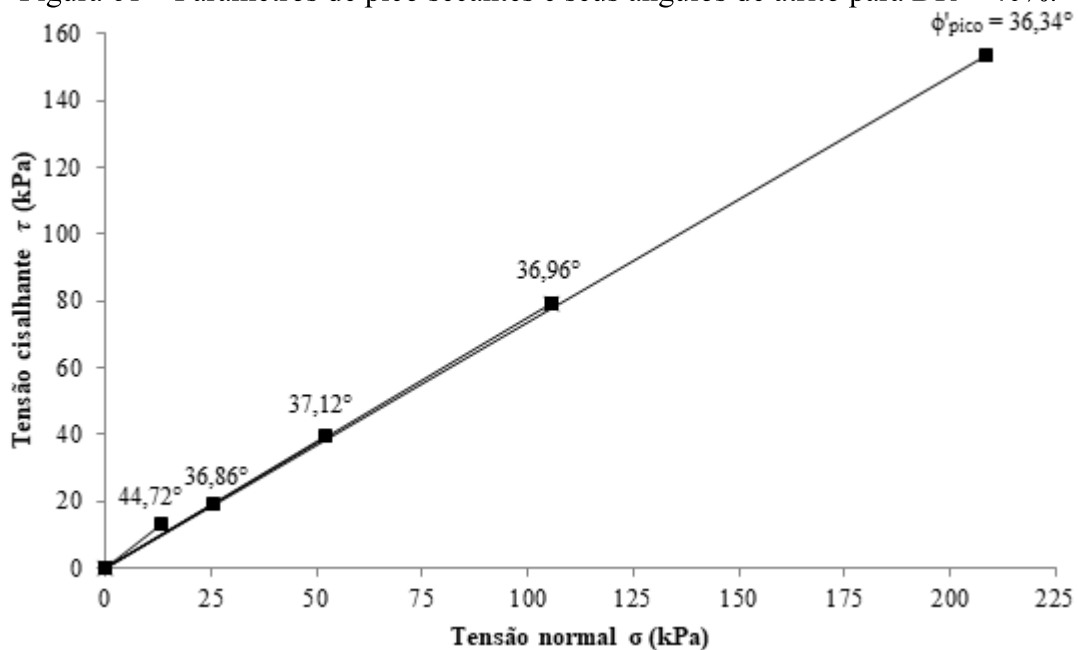
Figura 60 – Parâmetros de pico secantes e seus ângulos de atrito para DR = 100%.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para a areia com DR = 40%, a variação do ângulo de atrito de pico é mínima como pode ser visto na Figura 61. Isto já era esperado, visto que para este nível de compactidade as curvas tensão-deformação praticamente não apresentaram picos e, portanto, o fenômeno do *interlocking* é mínimo. A dilatância é mais visível apenas sob baixíssima (12,5 kPa, por exemplo) tensão normal.

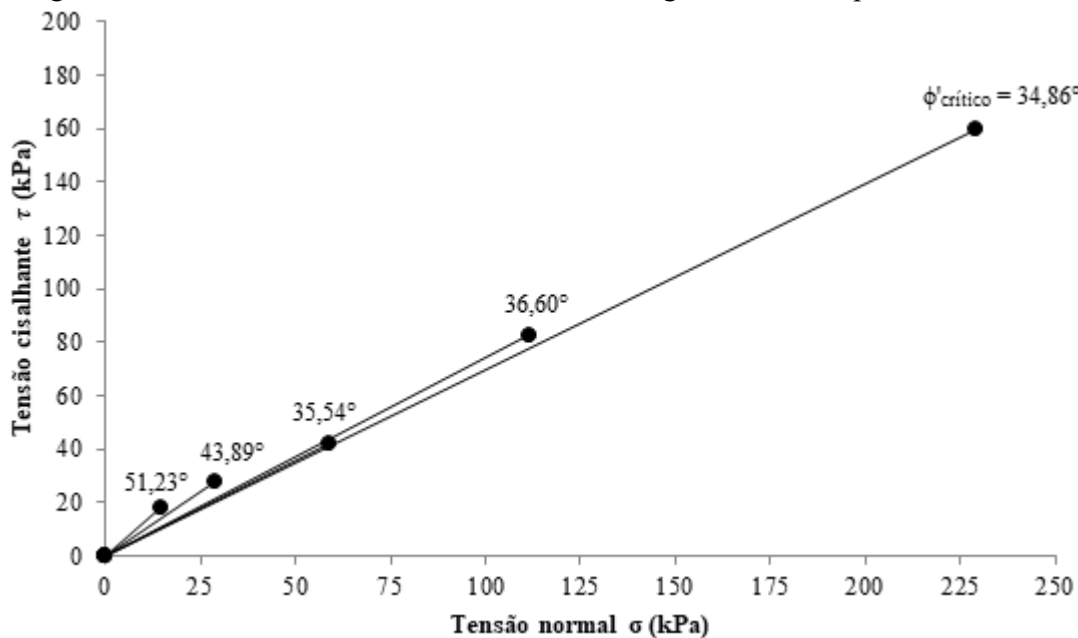
Figura 61 – Parâmetros de pico secantes e seus ângulos de atrito para DR = 40%.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

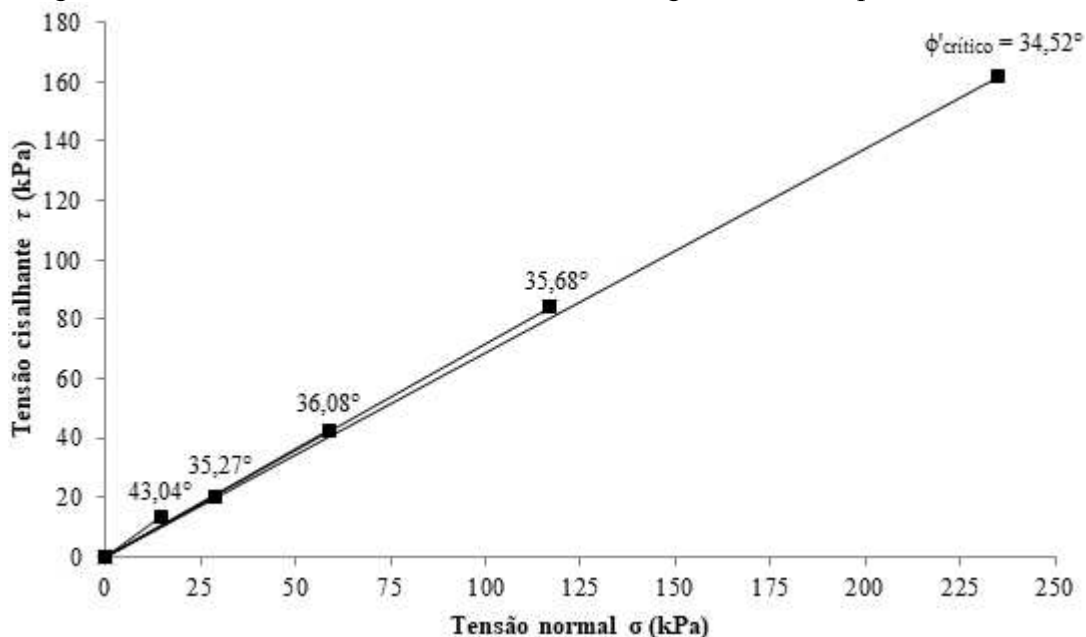
Para as resistências críticas registradas a 7.0 mm de deslocamento (deformação associada à condição crítica ou residual), a expectativa é de que haja menor ou nenhuma variação do ângulo de atrito e que estes valores sejam iguais tanto para DR = 100% quanto para DR = 40% e que sejam próximos ao encontrados para as resistências de pico para DR = 40%.

Figura 62 – Parâmetros críticos secantes e seus ângulos de atrito para DR = 100%.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 63 – Parâmetros críticos secantes e seus ângulos de atrito para DR = 40%.



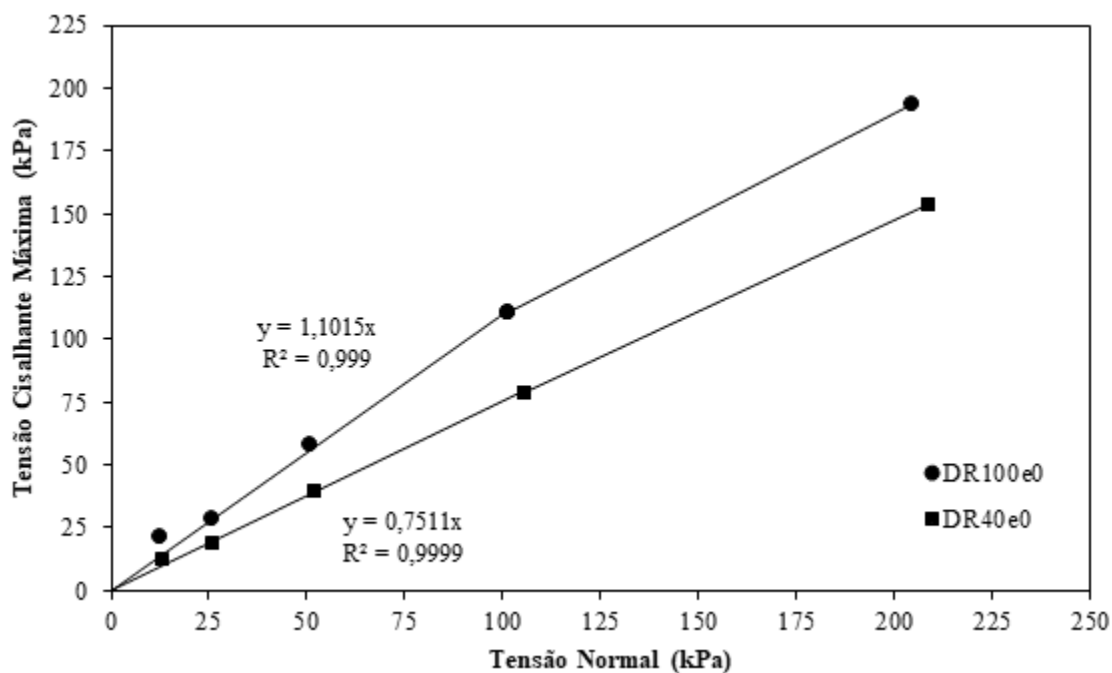
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Como é possível notar na Figura 62 e na Figura 63, os valores dos ângulos de atrito ficaram próximos com exceção dos ensaios DR100e0 σ 12.5, DR100e0 σ 25 e DR40e0 σ 12.5. Ou seja, as

resistências críticas a 7.0 mm de deslocamento para baixíssimas tensões de confinamento (12.5 kPa, por exemplo) apresentaram-se mais altas do que o esperado. Uma explicação é de que talvez a condição crítica fosse alcançada em maiores deslocamentos para estes níveis de tensões de confinamento.

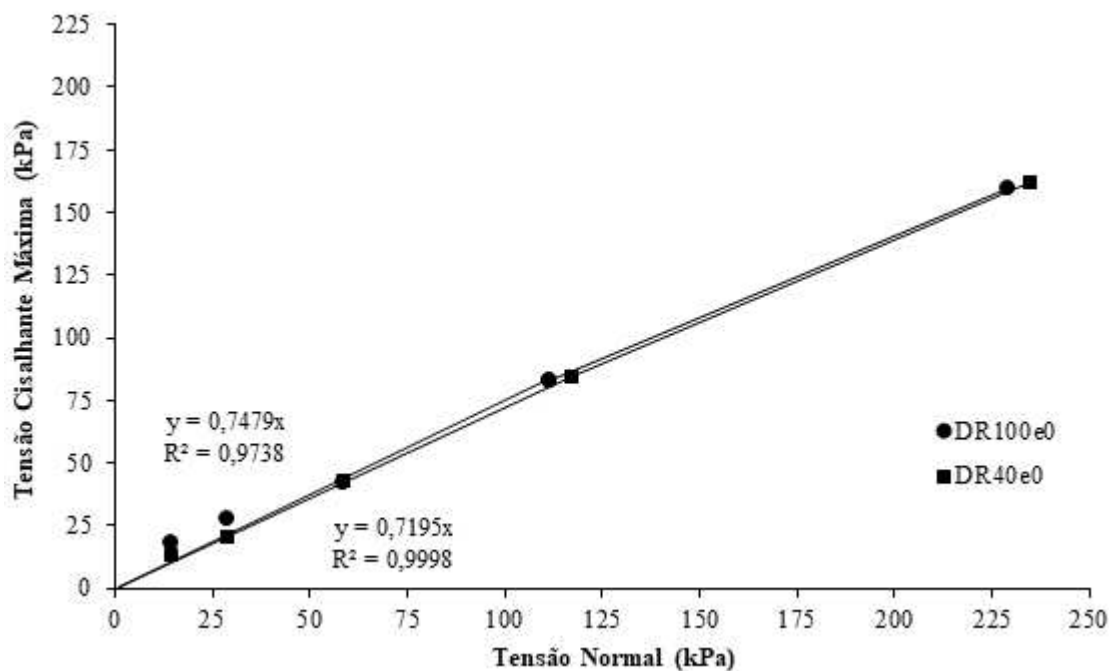
A partir das envoltórias ajustadas na faixa de 25 a 100 kPa de tensão normal, foram calculados os parâmetros de resistência para as tensões de pico e crítica (deslocamento relativo de 7.0 mm) conforme a Equação 35 ($\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi'$). De 100 a 200 kPa, foi traçado um segundo trecho linear da envoltória, simulando seu encurvamento nestes níveis de tensão. Os resultados encontrados estão indicados na Figura 64 e na Figura 65 e sintetizados na Tabela 20, que também reúne os parâmetros secantes.

Figura 64 – Envoltórias para DR = 100% e DR = 40% para as tensões de pico registradas (parâmetros de resistência de pico).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 65 – Envoltórias para DR = 100% e DR = 40% para as tensões a 7 mm (parâmetros de resistência crítica).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 20 – Parâmetros de resistência da areia.

Ajuste	Análise	Pico		Crítico a 7 mm	
		ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Envoltória	DR40e0	36.91	0	35.74	0
	DR100e0	47.77	0	36.79	0
	DR40e0 σ 12,5	44.72	0	43.04	0
	DR40e0 σ 25	36.86	0	35.27	0
	DR40e0 σ 50	37.12	0	36.08	0
	DR40e0 σ 100	36.86	0	35.68	0
Parâmetro Secante	DR40e0 σ 200	36.34	0	34.52	0
	DR100e0 σ 12,5	59.08	0	51.23	0
	DR100e0 σ 25	48.18	0	43.89	0
	DR100e0 σ 50	48.54	0	35.54	0
	DR100e0 σ 100	47.54	0	36.60	0
	DR100e0 σ 200	43.47	0	34.87	0

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Como foi mostrado no item 4.2, solos grossos não apresentam cimentação e, portanto, os interceptos coesivos efetivos indicados não possuem significado físico e são fruto apenas da relação matemática de ajuste da reta aos pontos. Foram encontrados valores maiores para este parâmetro na areia mais compacta justamente devido ao efeito de variação do ângulo de atrito mostrado anteriormente. Confirmando as expectativas, o ângulo de atrito crítico de DR100e0 foi similar ao ângulo de atrito crítico de DR40e0. Nota-se ainda que a diferença entre o ângulo

de atrito de pico e o crítico para DR = 40% foi muito pequena, visto que a areia não apresentou grandes picos em suas curvas tensão-deformação para este nível de compactidade.

6.1.2 Ângulo de Dilatância

A partir da relação de Bolton (1986) apresentada na Equação 38 do item 4.3 ($\phi'_m - \phi'_{\text{crítico}} = 0,8 \times \Psi$), é possível calcular o ângulo de dilatância para cada nível de tensão de confinamento calculando a diferença entre o ângulo de atrito de pico secante e o crítico. Os valores indicados na Tabela 20 permitem visualizar como a dilatância permaneceu razoavelmente constante para a faixa de 25 a 100 kPa e foi maior para baixíssimas tensões (12.5 kPa, por exemplo) e menor para altas tensões.

Tabela 21 – Ângulo de dilatância para cada nível de tensão de confinamento.

Análise	σ' (kPa)	ϕ'_{pico} (°)	$\phi'_{\text{crítico}}$ (°)	$\Delta\phi'_{\text{dilatância}}$ (°)	Ψ (°)
DR100e0	12.75	59.08		25.26	31.58
	25.57	48.18		14.36	17.95
	51.05	48.54	33.82	14.72	18.40
	101.60	47.54		13.72	17.15
	204.41	43.47		9.65	12.07
DR40e0	13.03	44.72		10.42	13.02
	25.67	36.86		2.56	3.20
	52.03	37.12	34.30	2.82	3.52
	105.52	36.96		2.66	3.32
	208.68	36.34		2.04	2.55

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Normalmente os softwares de análises geotécnicas não possuem como dado de entrada um valor variável para o ângulo de dilatância. Logo, é necessário um valor único para este parâmetro. Para este trabalho, presume-se adotar o ângulo de dilatância referente à diferença do ângulo de atrito de pico e crítico das envoltórias traçadas a partir da faixa de tensões de 25 a 100 kPa. Sendo assim, tem-se os valores de $\Psi = 16.32^\circ$ para DR100e0 e $\Psi = 1.38^\circ$ para DR40e0 conforme indicado na Tabela 22.

Tabela 22 – Ângulos de dilatância únicos para cada análise conforme as envoltórias para a faixa de tensões de confinamento de 25 a 100 kPa.

Análise	ϕ'_{pico} (°)	$\phi'_{\text{crítico}}$ (°)	$\Delta\phi'_{\text{dilatância}}$ (°)	Ψ (°)
DR40e0	36.83	35.73	1.10	1.38
DR100e0	47.21	34.15	13.06	16.32

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

6.1.3 Resistência dos Grãos

Correlacionando as Equações 38, 39 e 40 (item 4.3) de Bolton (1986) apresentadas no item 4.3, é possível estimar qual a resistência dos grãos da areia estudada descobrindo qual o valor de Q para que a Equação 56 seja satisfeita de acordo com os resultados obtidos para o ângulo de dilatância.

$$\Psi = \frac{5}{0,8} \times DR \times (Q - \ln \sigma') - 1 \quad (56)$$

Onde:

Ψ = ângulo de dilatância;

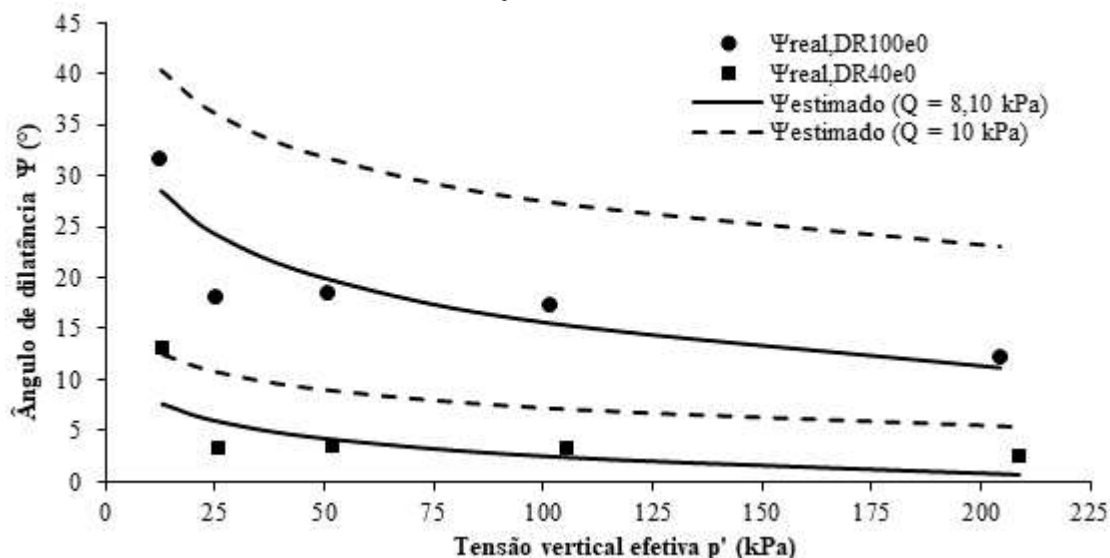
DR = densidade relativa;

Q = Resistência à quebra das partículas;

σ = tensão de confinamento.

Como é possível ver na Figura 66, o valor de Q que melhor se ajusta aos valores de dilatância encontrados para cada tensão normal é o de 8.10 kPa. Foi traçada a estimativa para Q = 10 kPa, valor sugerido por Mitchel e Soga (2005) para minerais do tipo quartzo. Acredita-se que a resistência média dos grãos foi um pouco menor do que este valor sugerido devido à presença de outros minerais, tais como a hematita, lecoxênio e mica, conforme indicado no item 5.2.2.

Figura 66 – Correspondência das relações de Bolton (1986) para a variação do ângulo de dilatância conforme a densidade relativa e as tensões de confinamento para Q = 8.10 kPa e Q = 10 kPa.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

6.1.4 Módulo Oedométrico

Para estimar o módulo oedométrico da areia nas duas condições de ensaio (DR = 100% e DR = 40%), utilizou-se a própria máquina de cisalhamento. Para desconsiderar o deslocamento vertical anotado pelos sensores devido ao processo de assentamento do pendural da máquina no top cap, adotou-se uma tensão inicial para o ensaio de 18.40 kPa na qual a deformação foi zerada. A partir desta, os níveis de tensão foram sendo gradualmente majorados e as respectivas deformações foram registradas conforme a Tabela 23. Tais deformações foram calculadas dividindo os deslocamentos verticais registrados pelo sensor pela altura inicial do corpo de prova ($h_0 = 4.170$ cm).

Tabela 23 – Intervalos de tensões e deformações no ensaio de compressão isotrópica.

Fase	Intervalo σ (kPa)		Intervalo ε (%)			
			DR40		DR100	
Carregamento	18.40	53.20	0.00	0.15	0.00	0.11
	53.20	87.70	0.15	0.27	0.11	0.19
	87.70	157.50	0.27	0.45	0.19	0.30
	157.50	227.20	0.45	0.58	0.30	0.38
Descarregamento	227.20	157.50	0.58	0.57	0.38	0.38
	157.50	87.70	0.57	0.52	0.38	0.33
	87.70	53.20	0.52	0.49	0.33	0.30
	53.20	18.40	0.49	0.43	0.30	0.26
	18.40	0.00	0.43	0.35	0.26	0.21

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Foram realizados três ensaios para cada condição de compactação da areia. Um ensaio de cada condição foi descartado por ter tido alta dispersão nos valores. Dos dois restantes, optou-se pelos resultados do ensaio que apresentou maior valor do coeficiente de correlação linear para a reta $\log E_{\text{oed}} \times \log \sigma'$ durante a fase de carregamento. Para DR = 40%, obteve-se $R^2 = 0.98$ e para DR = 100%, $R^2 = 1.00$.

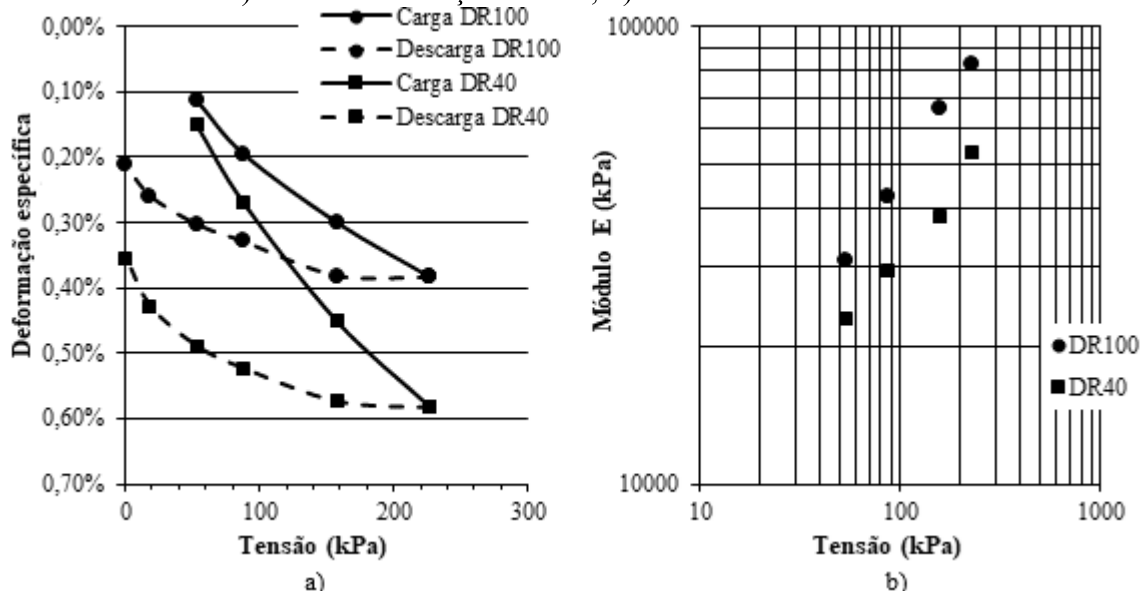
O módulo oedométrico foi calculado na fase de carregamento para cada nível de tensão conforme a Equação 57. Os resultados indicaram um valor de 30.875 MPa para $p_{\text{ref}} = 53.2$ kPa e uma taxa de variação m , calculado conforme a Equação 58, de 0.69 para a areia com DR = 100%. Já para DR = 40%, obteve-se $E_{\text{oed}} = 23.034$ MPa, para $p_{\text{ref}} = 53.2$ kPa e $m = 0.55$.

$$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta \varepsilon} \quad (57)$$

$$m = \frac{\Delta \log E_{\text{oed}}}{\Delta \log \sigma'} \quad (58)$$

Os resultados podem ser visualizados na Figura 67. Vale ressaltar que, para determinar o índice de compressão e ter a curva completa de compressão isotrópica, seria necessário alcançar altos níveis de tensão de confinamento aos quais a máquina utilizada não é apropriada. Oliveira Filho (1987) chegou a alcançar 10.000 kPa de tensão confinamento.

Figura 67 – Ensaio de compressão oedométrica da areia com DR = 100% e DR = 40%:
a) Curva deformação-tensão; b) Curva módulo-tensão.



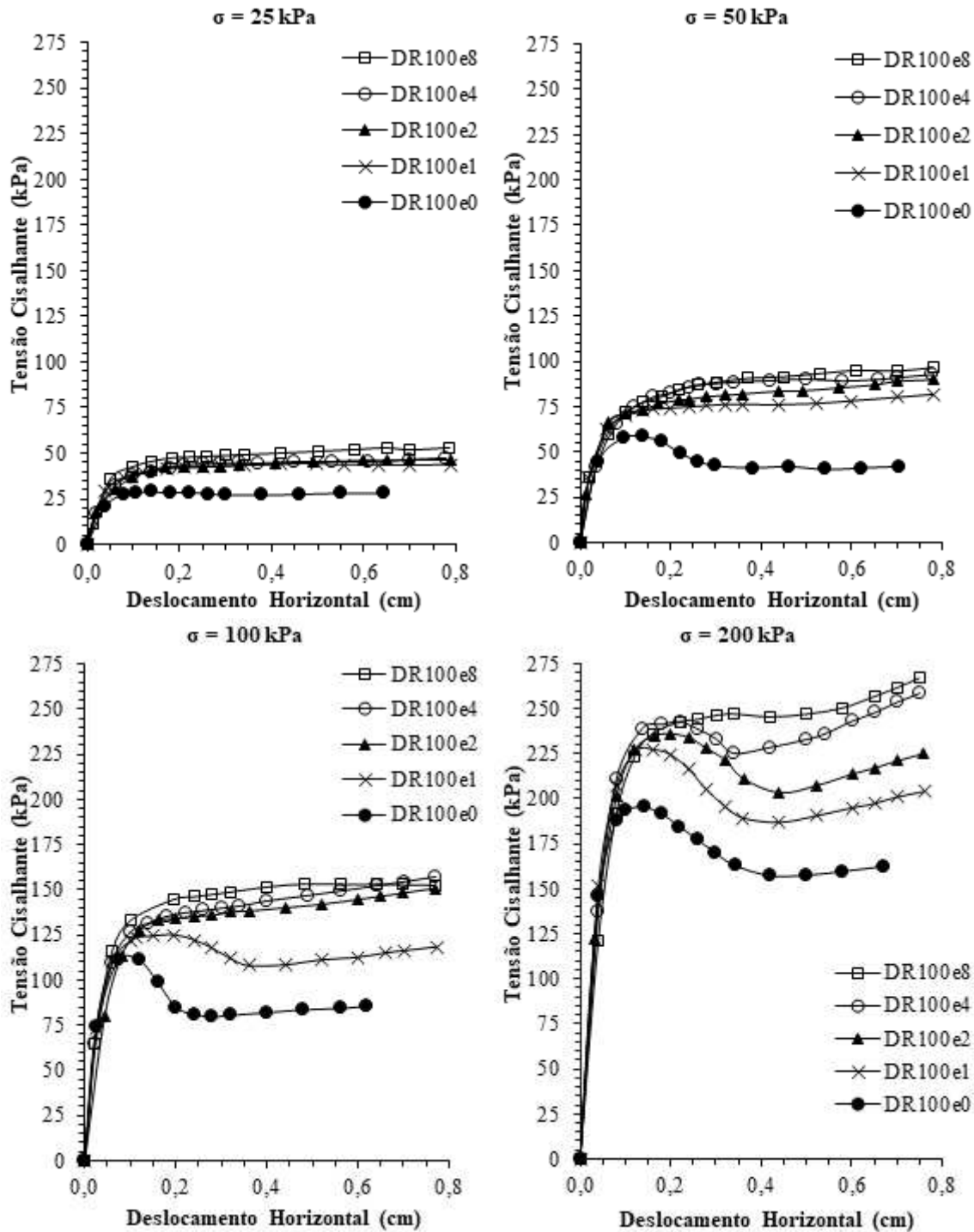
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

6.2 CORPOS DE PROVA COM CAMISAS

A Figura 68 mostra os resultados encontrados para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada nas amostras de DR = 100% (ver Tabela 9). Verificou-se uma tendência de aumento das resistências de pico e crítica conforme aumentou-se a rigidez do encamisamento. Esta tendência fica mais evidente para tensões de confinamento mais altas (100 kPa e 200 kPa). Nota-se ainda um efeito de variação da resistência já em níveis residuais, após o alcance do pico da tensão de cisalhamento. Isto provavelmente está associado a uma resposta da camisa à solicitação cisalhante.

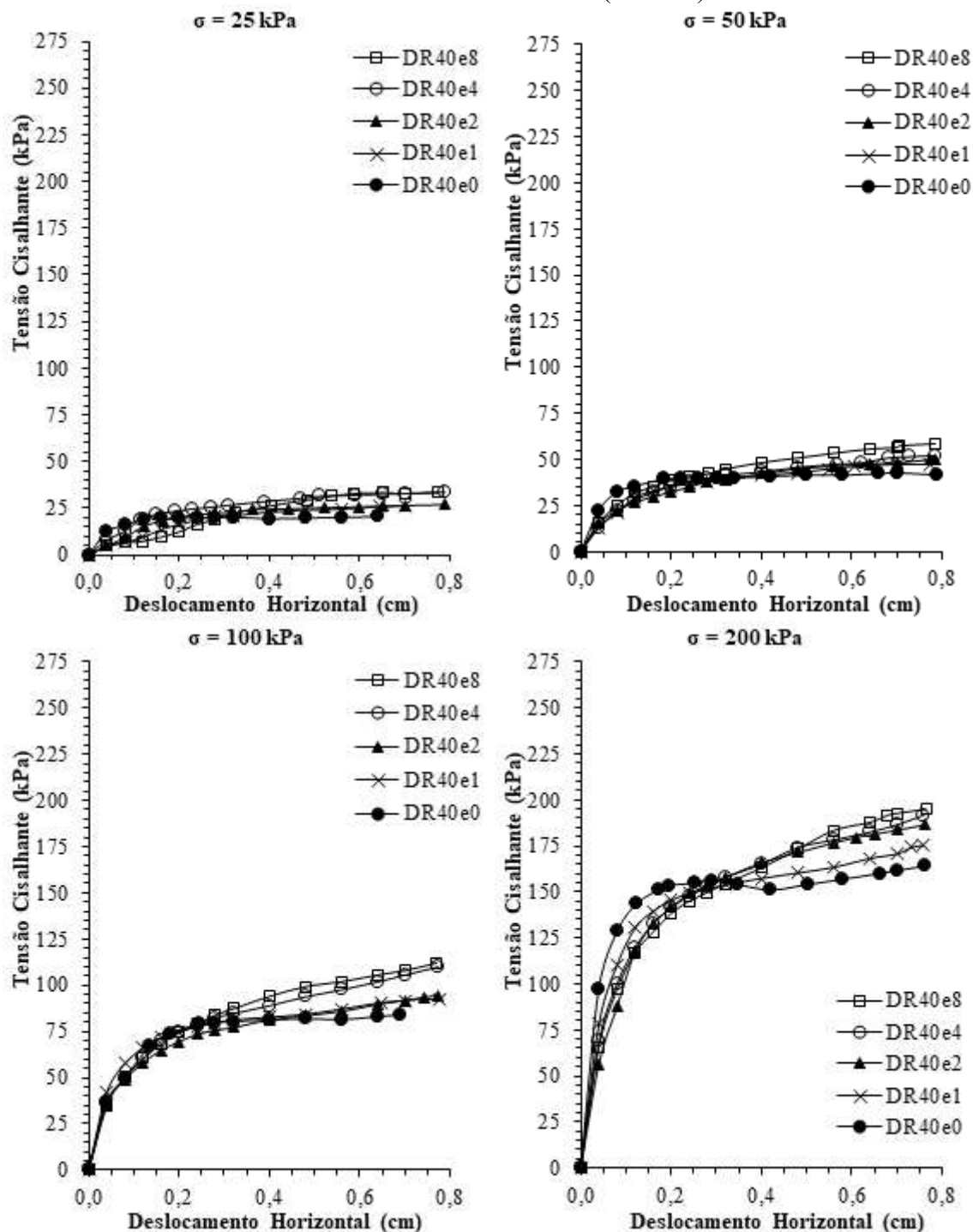
Assim como na condição mais compacta, os ensaios para DR = 40% também apresentaram uma tendência de aumento das resistências de pico e crítica de acordo com a rigidez do encamisamento, como pode ser observado na Figura 69 (ver Tabela 10). Porém, nota-se que o aumento foi mais suave do que na condição compacta. O efeito de variação da resistência já em níveis residuais também foi observado, principalmente para $\sigma = 200$ kPa.

Figura 68 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para DR = 100%:
 DR100e0 = sem encamisamento; DR100e1 = encamisamento J1 (1 volta);
 DR100e2 = encamisamento J2 (2 voltas); DR100e4 = encamisamento J4 (4 voltas); e
 DR100e8 = encamisamento J8 (8 voltas).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 69 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para DR = 40%:
 DR40e0 = sem encamisamento; DR40e1 = encamisamento J1 (1 volta);
 DR40e2 = encamisamento J2 (2 voltas); DR40e4 = encamisamento J4 (4 voltas); e
 DR40e8 = encamisamento J8 (8 voltas).

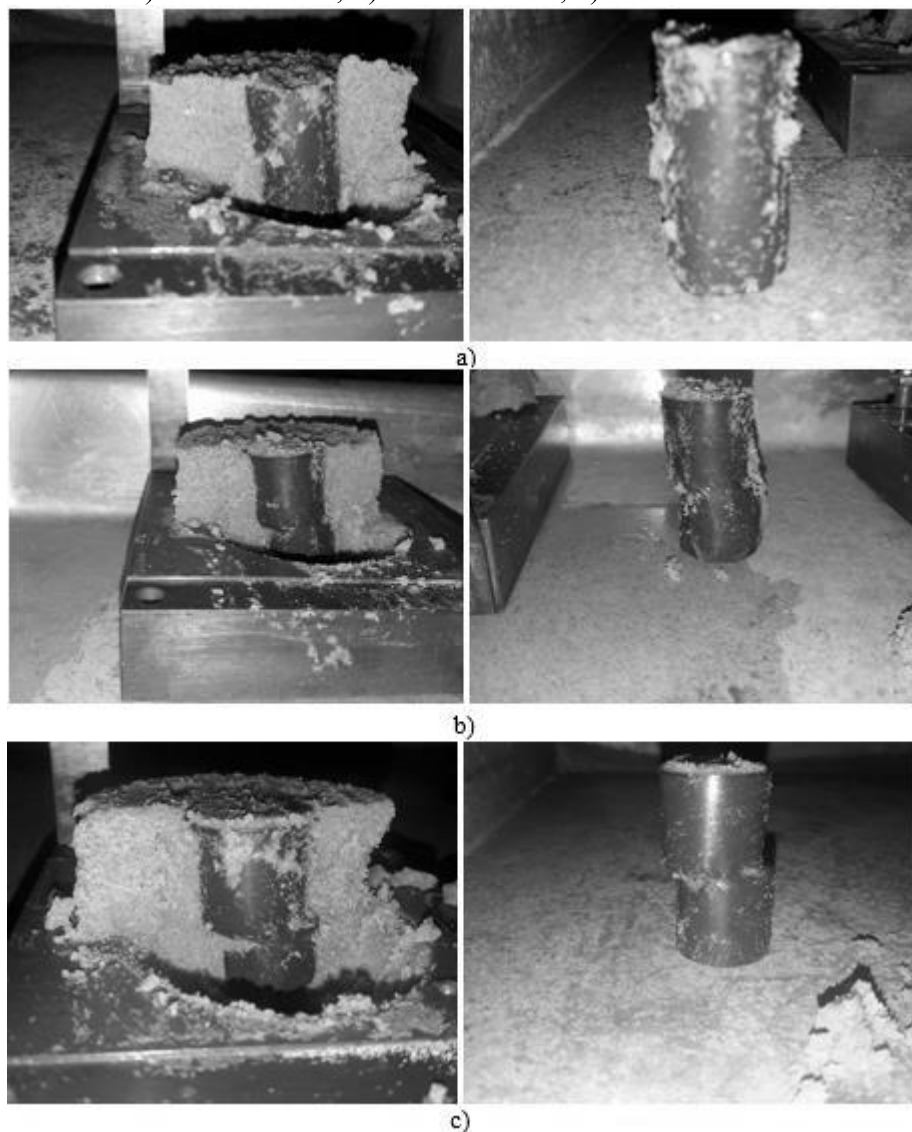


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 70 traz o registro dos corpos de prova após os ensaios de DR100e1 σ 25, DR100e1 σ 50 e DR100e1 σ 100. É notável que o plano de cisalhamento da coluna apresentou-se

mais evidente para maiores tensões de confinamento. Os registros dos outros ensaios encontram-se nos apêndices A e B.

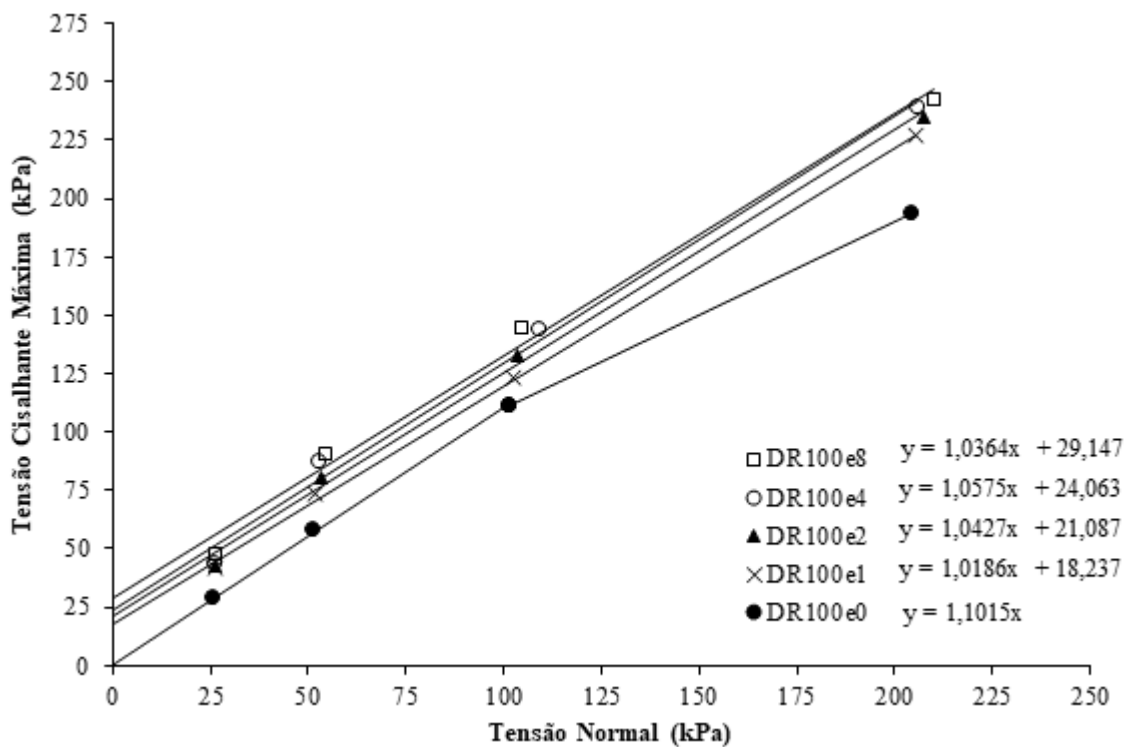
Figura 70 – Registros dos corpos de prova após o ensaio de cisalhamento direto:
a) DR100e1 σ 25; b) DR100e1 σ 50; c) DR100e1 σ 100.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

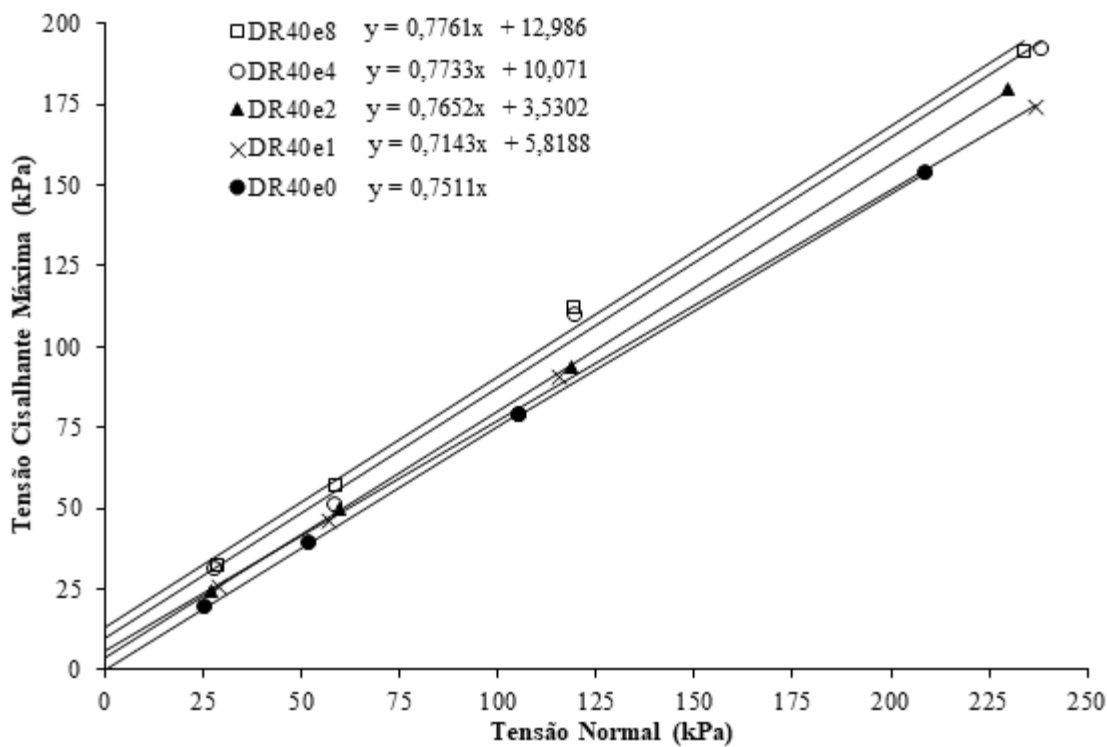
A partir dos gráficos de tensão versus deslocamento, foram traçadas as envoltórias de resistência de cada modelo de cisalhamento. Dessa forma, é possível fazer uma análise da evolução de parâmetros de resistência de acordo com o aumento da rigidez do encamisamento. A Figura 71 e a Figura 72 mostram as envoltórias de resistência de pico para a areia com DR = 100% e com DR = 40%, respectivamente. Já a Figura 73 e a Figura 74 mostram as envoltórias de resistência crítica registradas a 7 mm de deslocamento para as análises DR100 e DR40, respectivamente.

Figura 71 – Envoltórias de resistências de pico para DR = 100%.



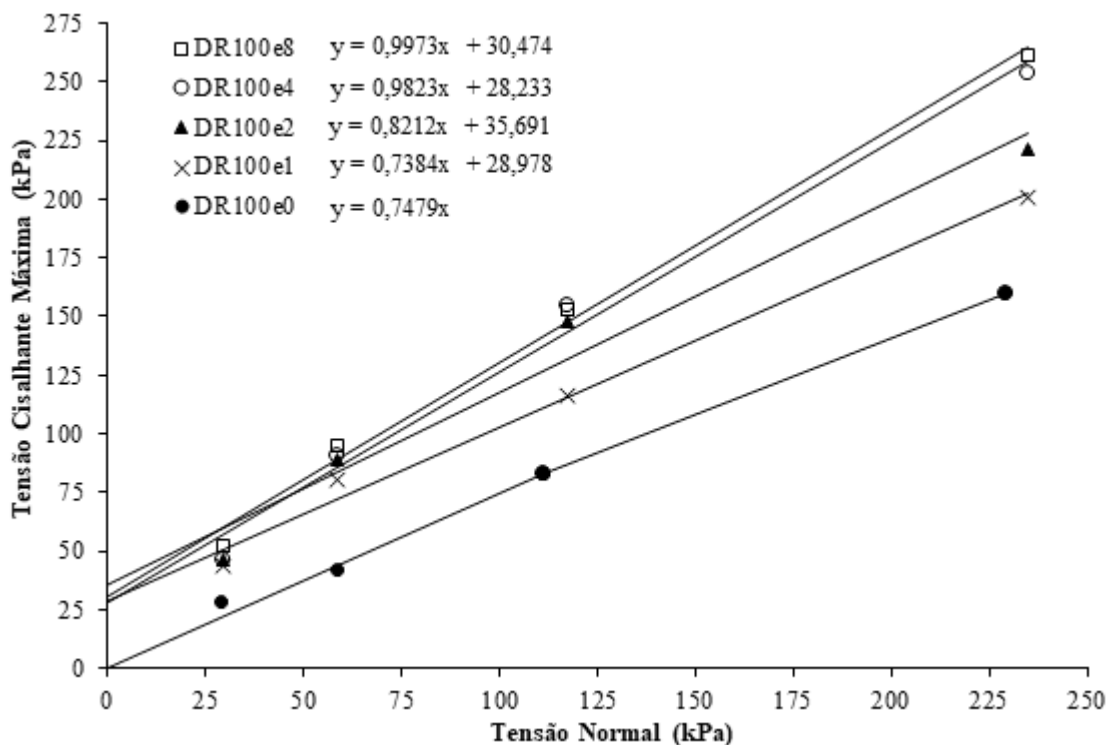
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 72 – Envoltórias de resistências de pico para DR = 40%.



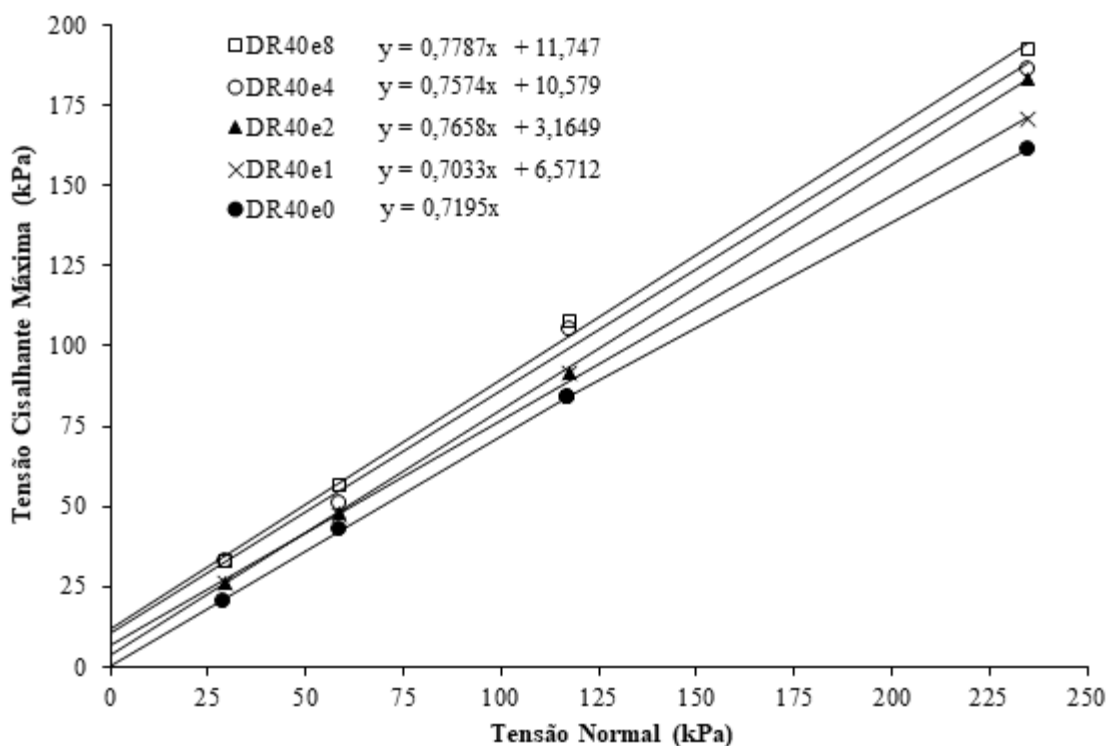
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 73 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 100% (deslocamento de 7 mm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 74 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 40% (deslocamento de 7mm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Verificou-se que as curvas tensão-deformação não apresentaram picos de tensão, salvo exceções para DR = 100%, onde alguns cisalhamentos apresentaram pico de tensão

(DR100e1 σ 100 e todos ensaios de DR100 σ 200). Com isso, as envoltórias de DR100e1 e DR100e2 tiveram um valor muito alto de intercepto coesivo, principalmente quando analisado o parâmetro a um deslocamento de 7.0 mm.

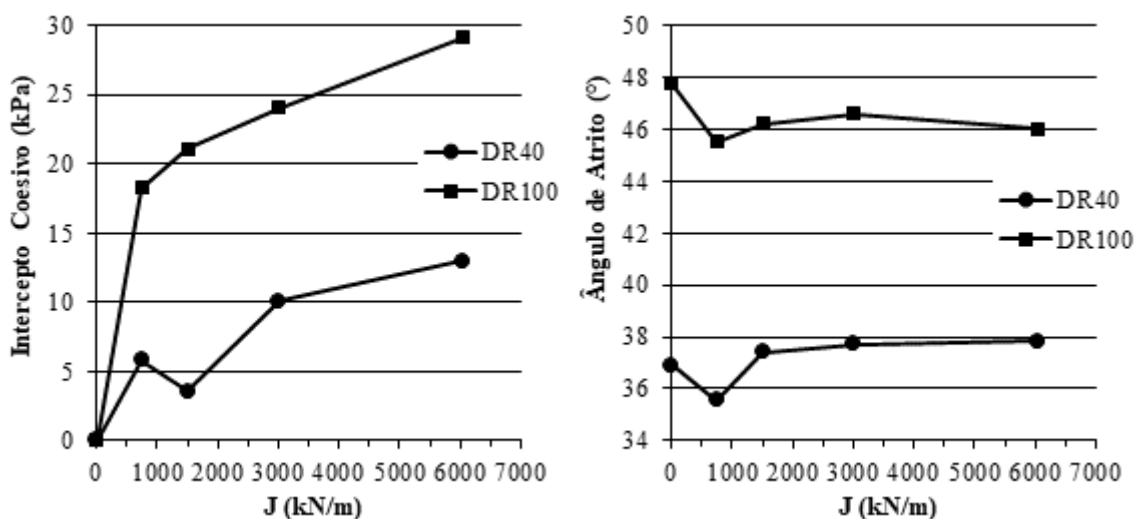
Logo, é possível analisar a evolução dos parâmetros de resistência conforme o aumento da rigidez do encamisamento. Os resultados indicados na Tabela 24, na Figura 75 e na Figura 76, mostram que há uma tendência de aumento gradativo do intercepto coesivo e do ângulo de atrito de acordo com o aumento de rigidez da camisa. Esta coesão possui apenas significado matemático, sendo que na realidade não significa que as partículas estejam presas por cimentação ou mesmo pela ação da sucção matricial.

Tabela 24 – Parâmetros de resistência a partir das envoltórias para cada análise.

Análise	Resistência de Pico		Resistência crítica a 7 mm	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
DR40e0	0.00	36.91	0.00	35.74
DR40e1	5.82	35.54	6.57	35.12
DR40e2	3.53	37.42	3.16	37.44
DR40e4	10.07	37.71	10.58	37.14
DR40e8	12.99	37.81	11.75	37.91
DR100e0	0.00	47.77	0.00	36.79
DR100e1	18.24	45.53	28.98	36.44
DR100e2	21.09	46.20	35.69	39.39
DR100e4	24.06	46.60	28.23	44.49
DR100e8	29.15	46.02	30.47	44.92

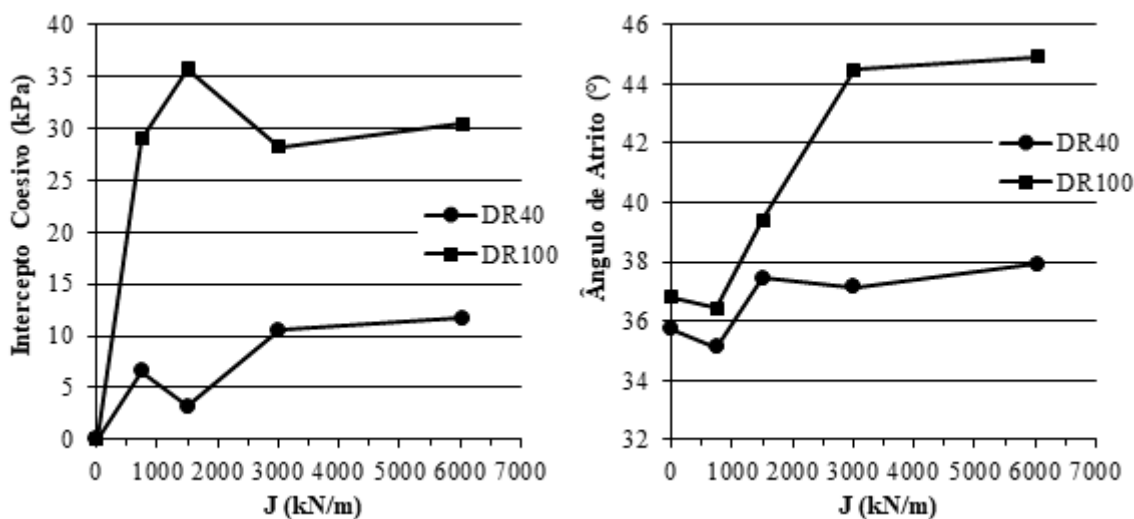
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 75 – Parâmetros de resistência de pico das envoltórias para DR100 e DR40 conforme a rigidez equivalente da camisa em campo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 76 – Parâmetros de resistência crítica das envoltórias para DR100 e DR40 conforme a rigidez equivalente da camisa em campo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O aumento da resistência ao cisalhamento pode ser melhor analisado quantificando o aumento da relação (tensão cisalhante)/(tensão normal) de acordo com o aumento da rigidez do encamisamento. A Tabela 25 mostra que, avaliando as tensões de pico, o ganho de resistência é maior, em valores absolutos, quando as tensões de confinamento são maiores. Em termos relativos, o aumento é bem maior quando as tensões de confinamento são menores. Este comportamento pode ser melhor visualizado na Figura 77.

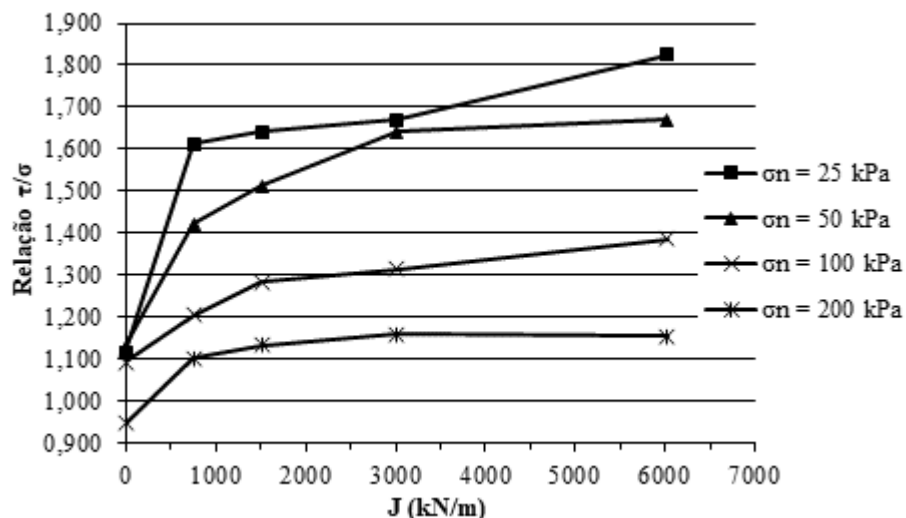
Tabela 25 – Relação tensão cisalhante de pico/tensão normal para areia com DR = 100%.

σ (kPa)	Relação τ/σ					Δ^* (%)	Δ^* (kPa)
	DR100e0	DR100e1	DR100e2	DR100e4	DR100e8		
25	1.118	1.613	1.641	1.669	1.825	63%	17.7
50	1.132	1.422	1.514	1.641	1.669	48%	26.9
100	1.093	1.206	1.284	1.316	1.386	27%	29.4
200	0.948	1.103	1.134	1.160	1.157	22%	41.7

*Variação da tensão cisalhante de pico (τ) de DR100e0 para DR100e8. Este valor foi calculado a partir da diferença entre a relação τ/σ de DR100e0 para DR100e8 multiplicada pela respectiva tensão normal.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 77 – Relação (tensão cisalhante de pico)/(tensão normal) para areia com DR = 100% conforme rigidez equivalente da camisa em campo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Já para a areia fofa, o mesmo comportamento é notado ao avaliar as tensões de pico, porém com menores magnitudes. Ou seja, o ganho de resistência com o aumento de rigidez do encamisamento é maior em termos relativos para menores tensões de confinamento ($\sigma_h = K \cdot \sigma_n$) e maior em termos absolutos para maiores tensões de confinamento, mas este ganho é substancialmente menor do que na condição de areia compacta. A Tabela 26 e a Figura 78 mostram este desempenho das análises com a areia fofa.

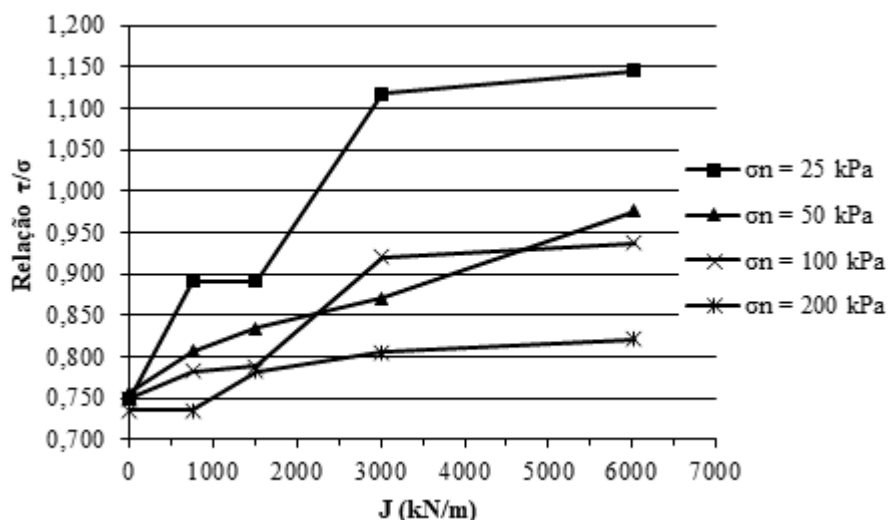
Tabela 26 – Relação tensão cisalhante de pico/tensão normal para areia com DR = 40%.

σ (kPa)	Relação τ/σ					Δ^* (%)	Δ^* (kPa)
	DR40e0	DR40e1	DR40e2	DR40e4	DR40e8		
25	0.750	0.891	0.891	1.118	1.145	53%	9.9
50	0.757	0.806	0.835	0.870	0.976	29%	11.0
100	0.750	0.782	0.789	0.920	0.937	25%	18.7
200	0.736	0.736	0.782	0.805	0.821	12%	17.0

*Variação da tensão cisalhante de pico (τ) de DR40e0 para DR40e8. Este valor foi calculado a partir da diferença entre a relação τ/σ de DR40e0 para DR40e8 multiplicada pela respectiva tensão normal.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 78 – Relação (tensão cisalhante de pico)/(tensão normal) para areia com DR = 40% conforme rigidez equivalente da camisa em campo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O mesmo comportamento indicado na avaliação das tensões de pico é verificado para as tensões críticas a 7.0 mm de deslocamento. Porém, nota-se que os ganhos de resistência são em maiores proporções. Por exemplo, a Tabela 27 indica um ganho máximo de resistência, para a tensão de 200 kPa na areia compacta, de 60% (83.5 kPa), enquanto que a Tabela 25 mostra um ganho de 22% (41.7 kPa). O mesmo acontece na areia fofa, onde a Tabela 28 apresenta um proveito de 19% (26.5 kPa) e a Tabela 26 indica um ganho de 12% (17.0 kPa).

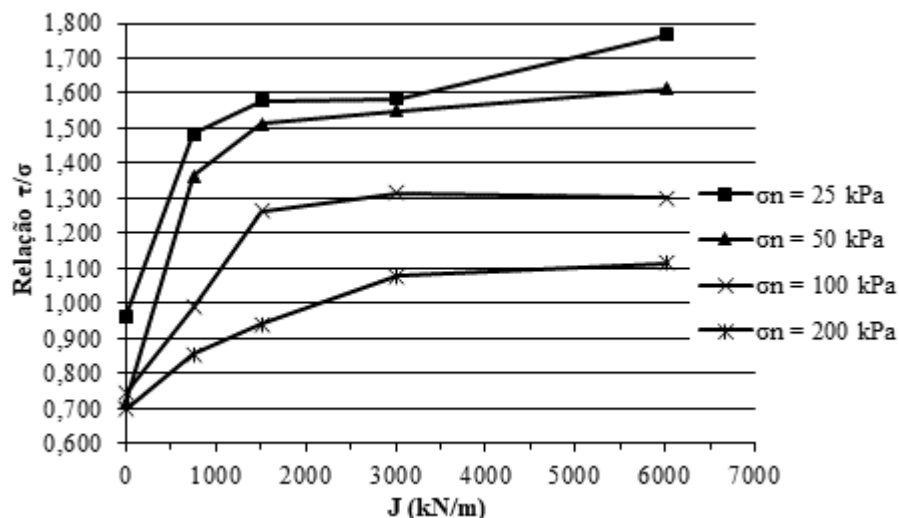
Tabela 27 – Relação tensão cisalhante crítica/tensão normal para areia com DR = 100%.

σ (kPa)	Relação τ/σ					Δ* (%)	Δ* (kPa)
	DR100e0	DR100e1	DR100e2	DR100e4	DR100e8		
25	0.962	1.485	1.579	1.584	1.768	84%	20.2
50	0.714	1.365	1.514	1.549	1.613	126%	44.9
100	0.743	0.990	1.263	1.316	1.302	75%	55.9
200	0.697	0.856	0.941	1.080	1.114	60%	83.5

*Variação da tensão cisalhante crítica (τ) de DR100e0 para DR100e8. Este valor foi calculado a partir da diferença entre a relação τ/σ de DR100e0 para DR100e8 multiplicada pela respectiva tensão normal.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 79 – Relação tensão cisalhante a 7.0 mm/tensão normal para areia com DR = 100% conforme a espessura da camisa (módulo de rigidez, J).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

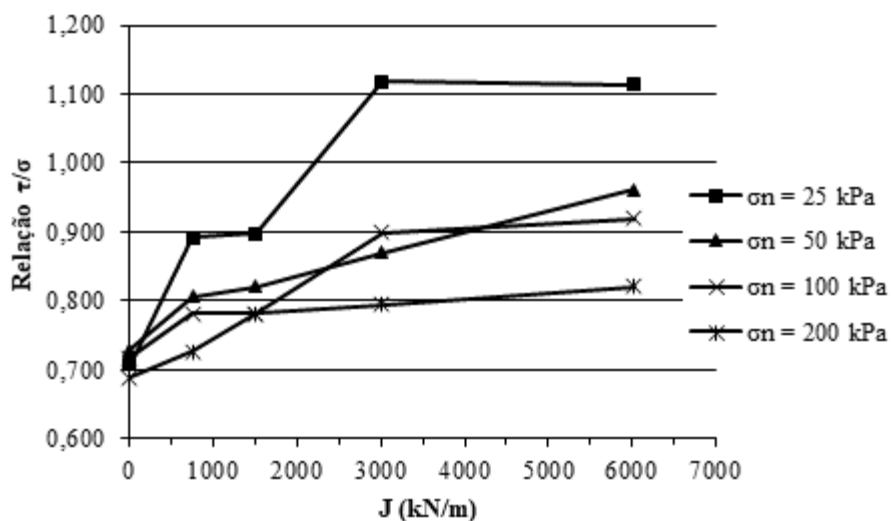
Tabela 28 – Relação tensão cisalhante crítica/tensão normal para areia com DR = 40%.

σ (kPa)	Relação τ/σ					Δ* (%)	Δ* (kPa)
	DR40e0	DR40e1	DR40e2	DR40e4	DR40e8		
25	0.707	0.891	0.898	1.118	1.114	58%	10.2
50	0.729	0.806	0.821	0.870	0.962	32%	11.7
100	0.718	0.782	0.782	0.898	0.920	28%	20.2
200	0.688	0.727	0.782	0.794	0.821	19%	26.5

*Variação da tensão cisalhante crítica (τ) de DR40e0 para DR40e8. Este valor foi calculado a partir da diferença entre a relação τ/σ de DR40e0 para DR40e8 multiplicada pela respectiva tensão normal.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 80 – Relação tensão cisalhante a 7 mm/tensão normal para areia com DR = 40% conforme a espessura da camisa (módulo de rigidez, J).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A TEORIA DE RAITHEL E HENNE (2000)

Diferentemente do capítulo anterior, este capítulo tem o intuito de avaliar a evolução dos parâmetros secantes de resistência com o aumento da rigidez da camisa e não das envoltórias. Com estes parâmetros, é possível comparar os resultados com as previsões teóricas de equilíbrio limite de Raithel e Henne (2000) (ver item 2.5).

Os ângulos de atrito secantes para cada nível de tensão normal podem ser previstos teoricamente a partir da Equação 30 (ver item 2.5) que é novamente indicada a seguir.

$$\sin(\phi'_{\text{sub}}) = \frac{\frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} + \frac{\Delta\sigma_{3,\text{geo}}}{\sigma_{3,c}} - 1}{\frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} - \frac{\Delta\sigma_{3,\text{geo}}}{\sigma_{3,c}} + 1} \quad (30)$$

Já para comparar a formulação de Raithel e Henne (2000) para intercepto coesivo substituto (c'_{sub}), foi aplicada a Equação 28 (ver item 2.5), indicada novamente a seguir, para prever teoricamente o valor de c'_{sub} para cada tensão normal.

$$c'_{\text{sub}} = \Delta\sigma_{3,\text{geo}} \times \frac{1 + \sin(\phi')}{2 \times \cos(\phi')} \quad (28)$$

Para obter o intercepto coesivo substituto de cada tensão normal resultante dos ensaios, seguiu-se o princípio de manter o ângulo de atrito secante do solo virgem e deslocar a envoltória até a tensão cisalhante correspondente (mesma ideia da Figura 13a – ver página 39).

Os ângulos de atrito secantes da areia virgem (ϕ') foram apresentados em sua caracterização física na Tabela 20 (ver página 99). Já os valores da tensão horizontal ($\sigma_{3,c}$) e da tensão mobilizada no geossintético ($\Delta\sigma_{3,\text{geo}}$) foram obtidos conforme a formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) apresentada no item 2.3. Os dados de entrada para obter estes parâmetros estão indicados na Tabela 29 e as planilhas de cálculo estão reunidas no Apêndice C. Os cálculos foram feitos a partir das dimensões de laboratório, onde o raio da coluna e a rigidez da camisa estão minoradas em 37.67 vezes. Porém, os mesmos resultados seriam obtidos caso a previsão tivesse sido feita a partir das dimensões de campo. Dessa forma, os gráficos deste capítulo foram feitos em função da rigidez em campo, assim como os gráficos do capítulo 6.

Tabela 29 – Dados de entrada para cálculo de $\sigma_{3,c}$ e $\Delta\sigma_{3,geo}$ a partir da formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000).

a_E	0.1253
h (m)	0.04170
$r_c = r_{geo}$ (m)	0.01062
J (kN/m)	20-40-80-160
$\phi'_c = \phi'_s$ (°)	Tabela 20 (página 99)
c_s (kPa)	0
$E_{oed,s,ref}$ (GPa)	30.875 (DR100) – 23.034 (DR40)
$\gamma_s = \gamma_c$ (gf/cm ³)	1.731 (DR100) – 1.533 (DR40)
p_{ref} (kPa)	53.2
m	0.55 (DR100) – 0.69 (DR40)
vs	0.3

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

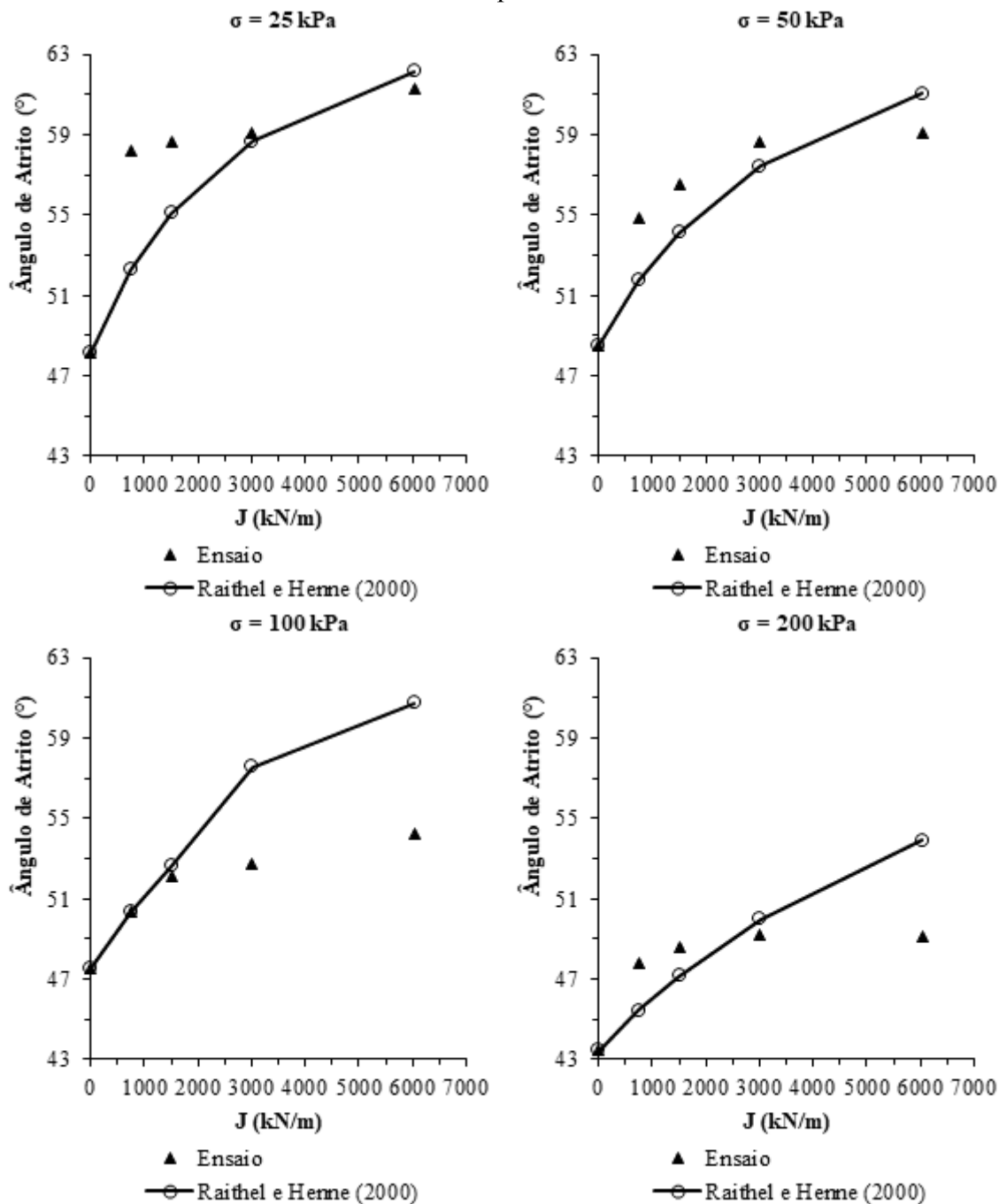
Portanto, para cada análise (DR100 e DR40) foram gerados gráficos por tensão normal com o ângulo de atrito secante e intercepto coesivo substitutos obtidos no ensaio e previstos pela teoria. Esta comparação foi feita tanto para os parâmetros de resistência de pico quanto para os parâmetros de resistência crítica (a 7.0 mm de deslocamento).

Os resultados estão indicados nos itens 7.1 a 7.4. Em linhas gerais, pode-se concluir que, de acordo com as condições de ensaio empregadas, a formulação de Raithel e Henne (2000) corresponde a uma boa aproximação do comportamento de GEC's submetidas a solicitações cisalhantes. Porém, é importante destacar que o nível de compactidade do material granular é fundamental para esta correspondência. Quanto mais compacta estiver a areia, mais conservadora tende a ser a teoria. Esta diferença de resultados de acordo com o nível de compactidade da areia pode estar associada à menor interação entre os materiais quando a areia está mais fofa. Nesta situação a diferença de rigidez entre a camisa e o solo torna-se maior, prejudicando o “trabalho” em conjunto dos materiais.

7.1 ANÁLISE DR100 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO

Na Figura 81, observa-se que os ângulos de pico substitutos obtidos no ensaio foram próximos à previsão teórica para baixas tensões normais. Já para maiores tensões e em maiores rigidezes da camisa, a previsão foi superior em até 7°.

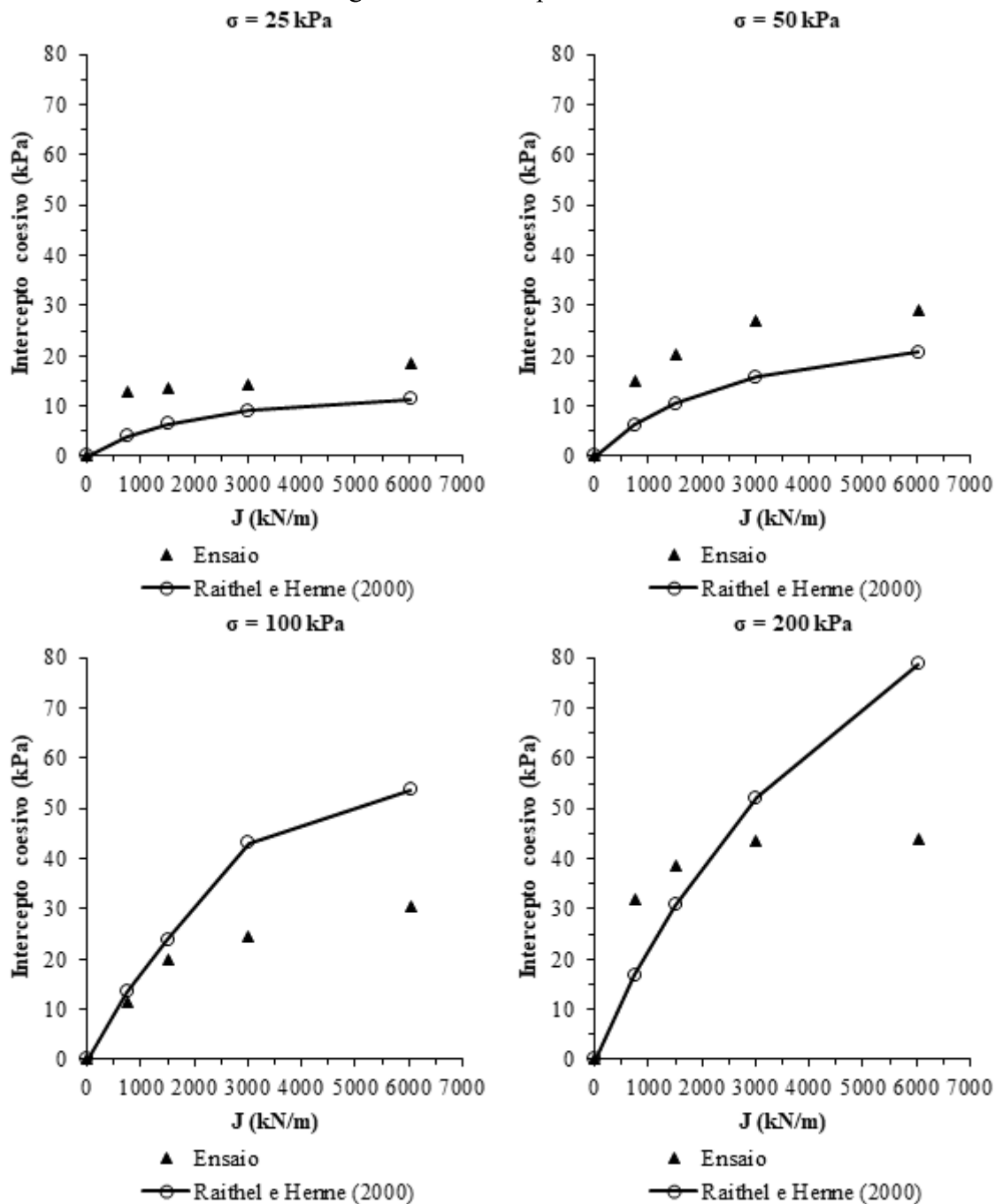
Figura 81 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para os interceptos coesivos substitutos, a Figura 82 mostra um comportamento semelhante. Para baixas tensões, a previsão teórica ficou de 5 a 10 kPa abaixo dos resultados do ensaio. Já para maiores tensões e em maiores rigidezes da camisa, a previsão foi superior em até 35 kPa.

Figura 82 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.

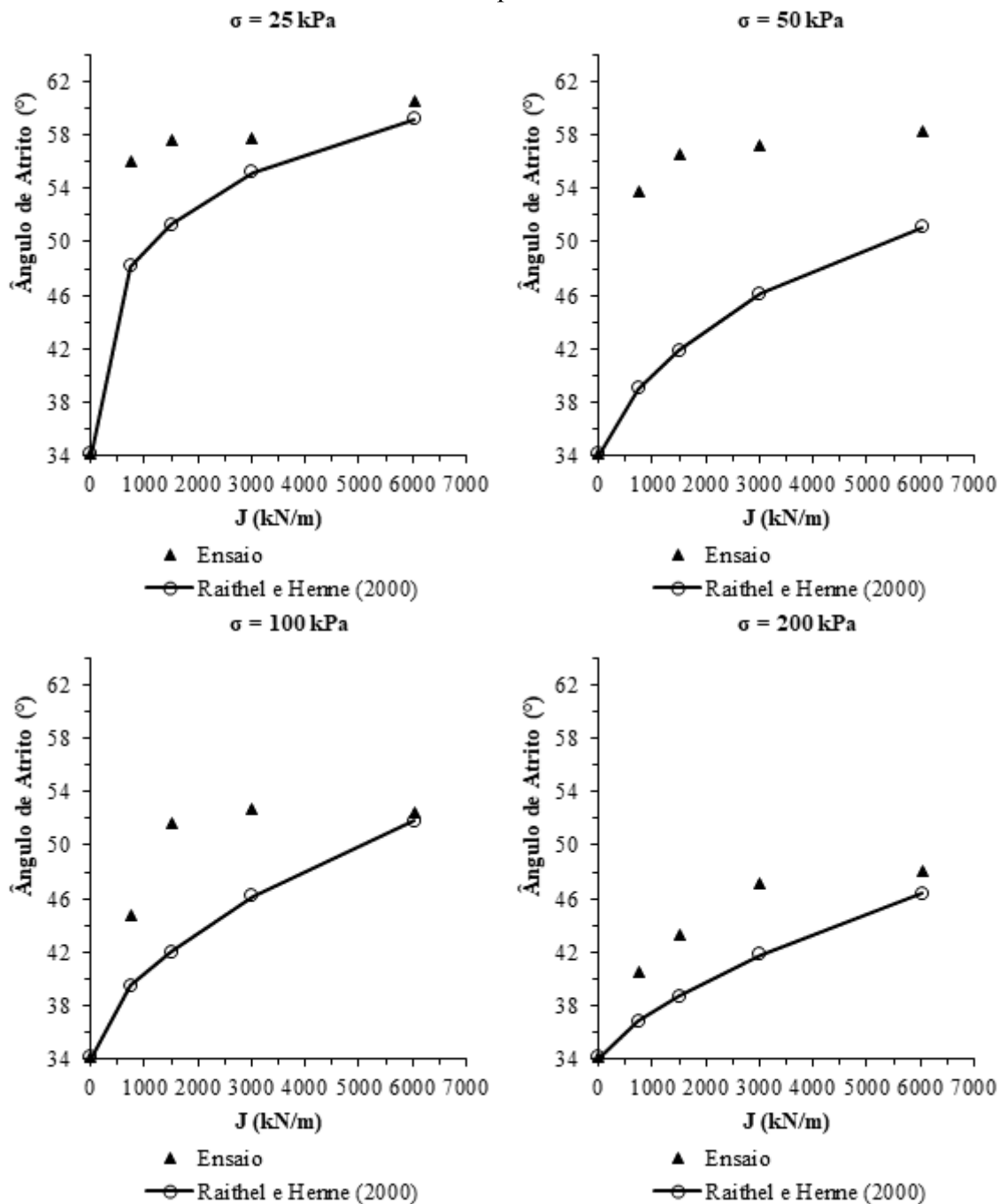


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

7.2 ANÁLISE DR100 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA CRÍTICA

Para esta análise (Figura 83), os ângulos de atrito obtidos no ensaio foram de 1 a 14° superiores à previsão teórica dependendo da tensão de confinamento e da rigidez da camisa. Este resultado indica que a formulação de Raithel e Henne (2000) foi bem conservadora.

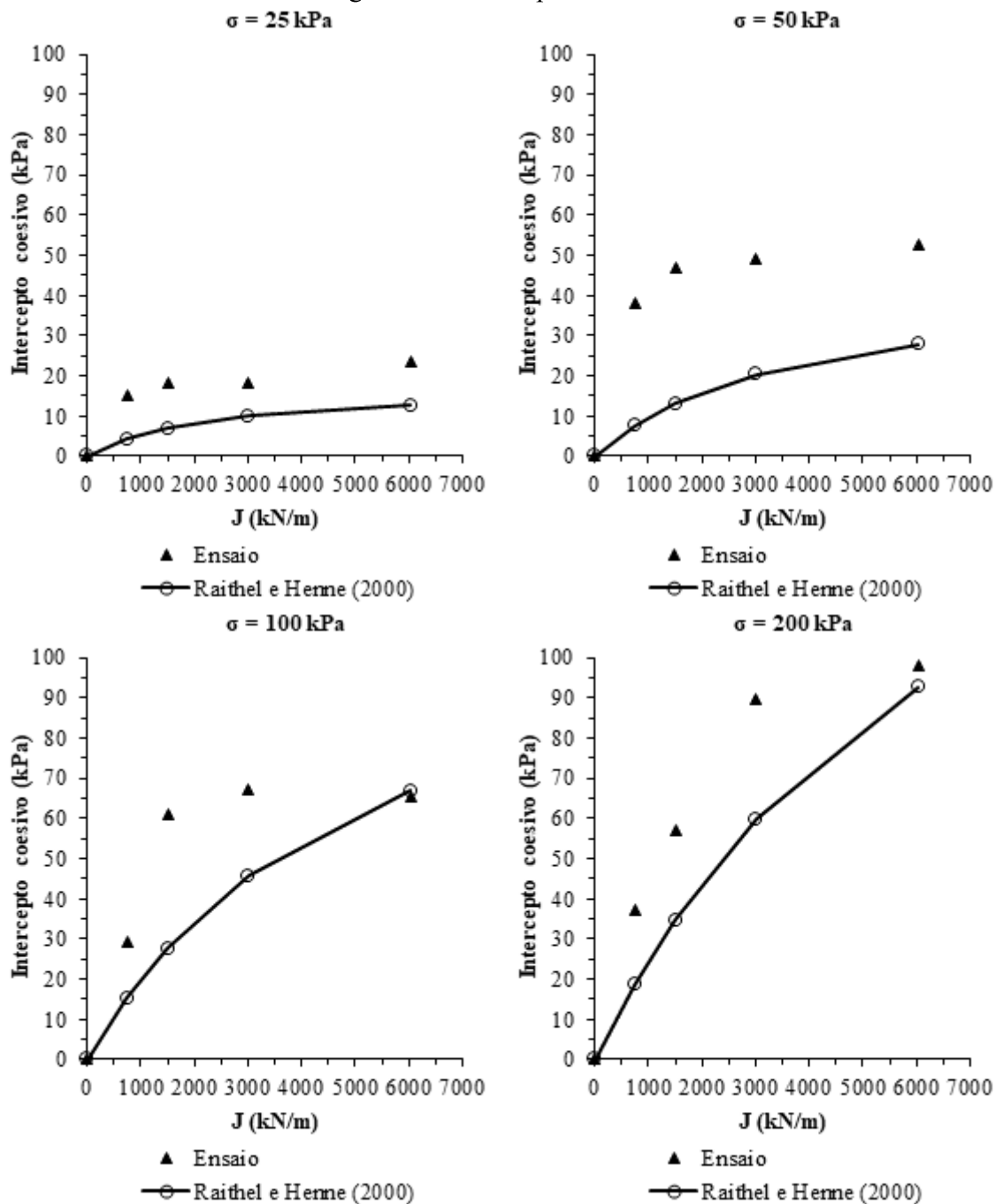
Figura 83 – Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para os interceptos coesivos substitutos, percebeu-se um comportamento semelhante na Figura 84. Em quase todos os níveis de tensões foram registradas resistências superiores no ensaio quando comparadas com a previsão teórica (de 5 a 30 kPa). A dispersão foi maior em maiores tensões de confinamento.

Figura 84 – Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR100.

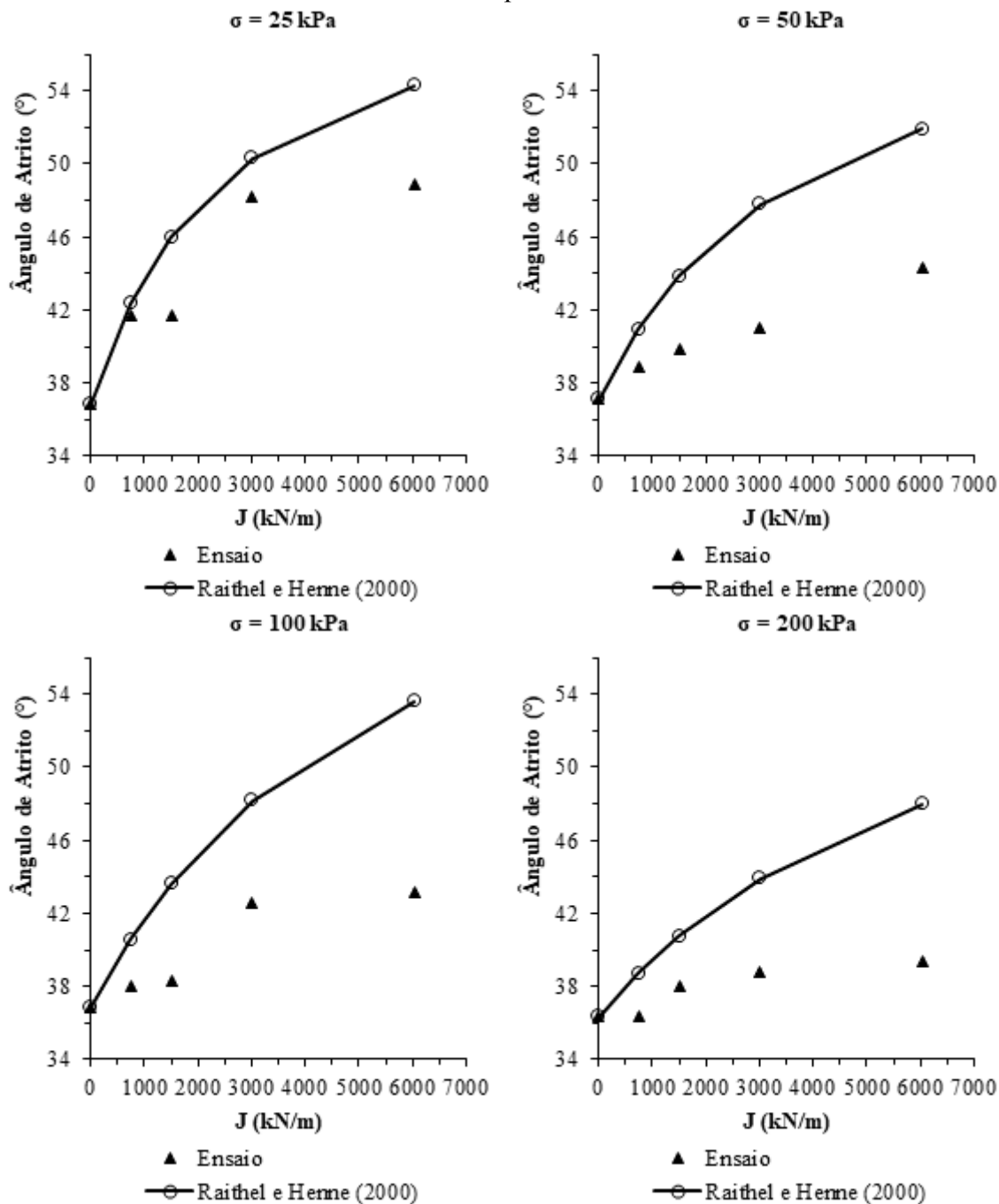


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

7.3 ANÁLISE DR40 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO

Diferentemente do item 7.1, a Figura 85 mostra que os ângulos de atrito de pico substitutos obtidos no ensaio para DR40 foram de 1 a 11° inferiores à previsão teórica dependendo da tensão normal e da rigidez da camisa. A dispersão foi maior em maiores tensões normais.

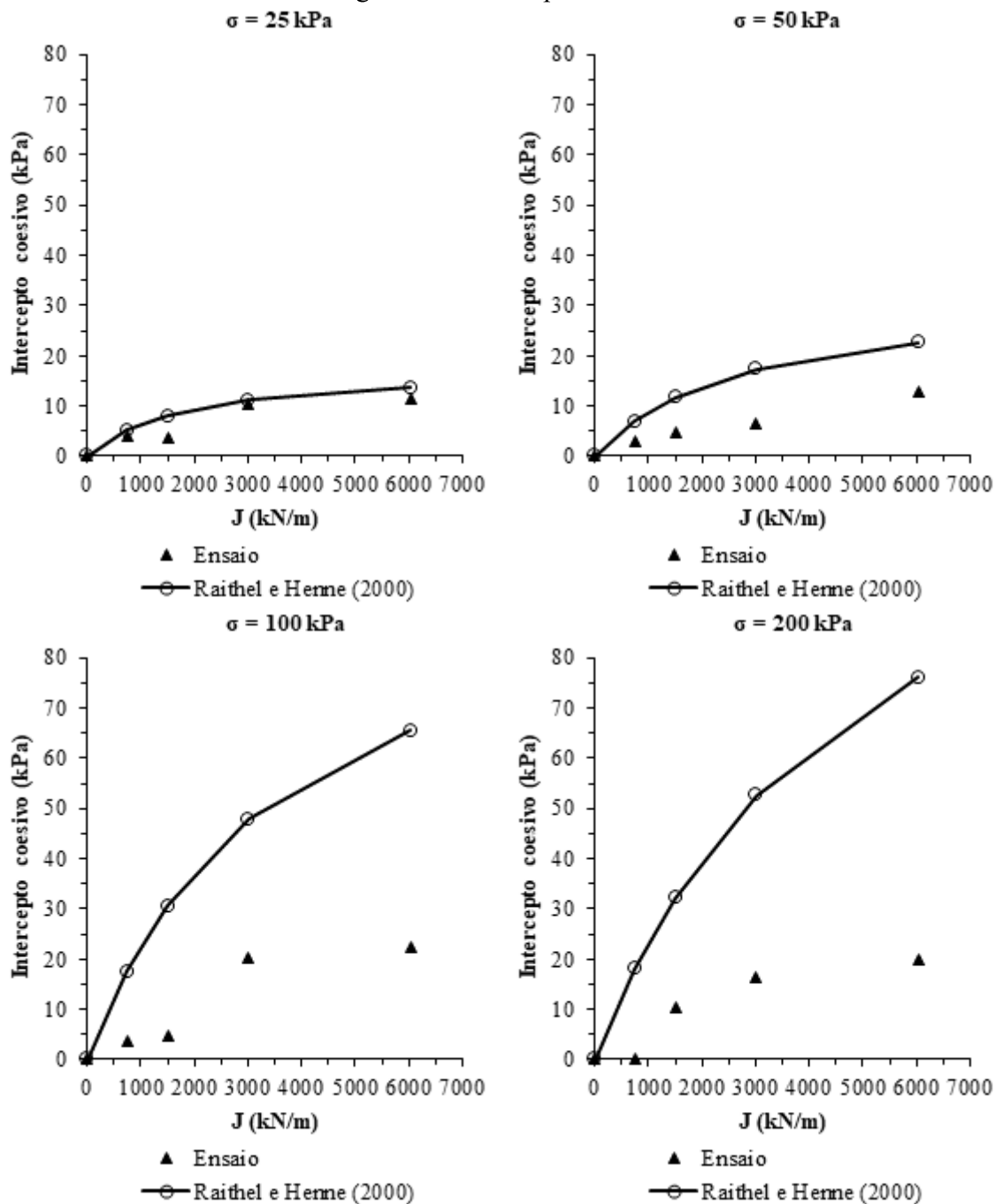
Figura 85 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para os interceptos coesivos de pico substitutos, a Figura 86 mostra um comportamento semelhante. Em linhas gerais, os resultados encontrados nos ensaios foram de 1 a 55 kPa inferiores à previsão teórica dependendo da tensão normal e da rigidez da camisa. A dispersão foi maior em maiores tensões de confinamento.

Figura 86 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.

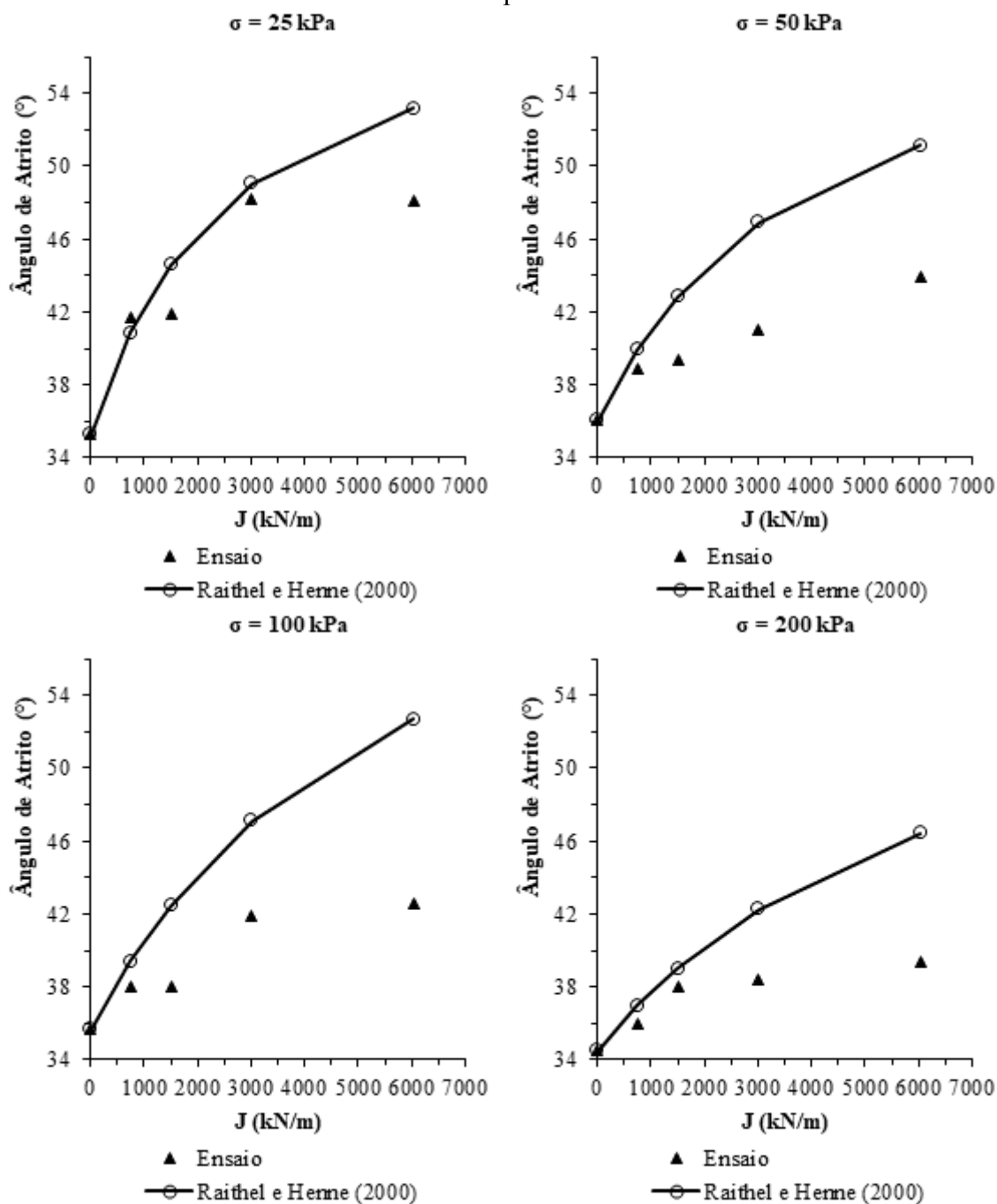


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

7.4 ANÁLISE DR40 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA CRÍTICA

A Figura 87 mostra que os ângulos de atrito críticos substitutos obtidos no ensaio foram de 1 a 10° inferiores à previsão teórica dependendo da tensão normal e da rigidez da camisa. A dispersão foi maior em maiores tensões normais.

Figura 87 – Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.

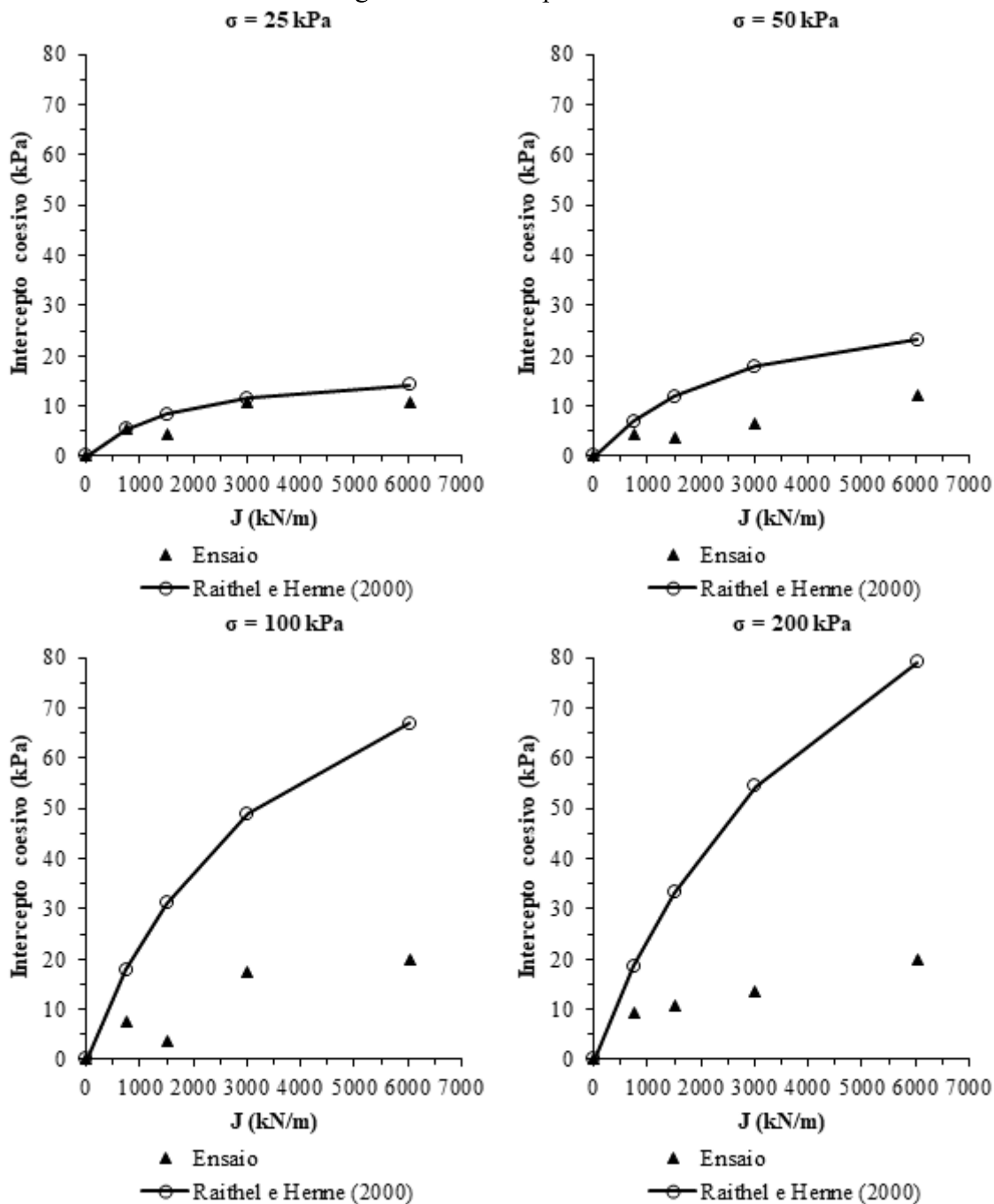


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para os interceptos coesivos substitutos, a Figura 88 mostra um comportamento semelhante. Em linhas gerais, os resultados encontrados nos ensaios foram de 1 a 60 kPa

inferiores à previsão teórica dependendo da tensão normal e da rigidez da camisa. A dispersão foi maior em maiores tensões de confinamento.

Figura 88 – Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão normal conforme a rigidez da camisa para DR40.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

7.5 COMENTÁRIOS ACERCA DA COMPARAÇÃO TEORIA X ENSAIO

Com relação aos ensaios DR40, observa-se que, tendo o solo baixa rigidez frente a rigidez da coluna, a GEC é mobilizada antes do solo circundante. Essas diferenças de momentos de mobilização das resistências máximas podem gerar diferenças entre a teoria e o observado experimentalmente. A teoria se baseia no método do equilíbrio limite que pressupõe que os materiais envolvidos atinjam suas resistências máximas ao mesmo tempo, o que é uma simplificação do comportamento real.

O fato de o solo possuir baixa rigidez frente à camisa (caso dos ensaios DR40) quando comparados com o caso de solo mais rígido (DR100) faz com que a contribuição do solo na resistência ao cisalhamento camisa-solo fique prejudicada. A teoria considera que o solo irá contribuir independentemente da rigidez relativa solo-camisa, por este fato os valores teóricos mostram-se superestimados nesta condição, diferentemente do que ocorre com o solo compacto.

As diferenças entre a teoria (baseada no equilíbrio limite) e os resultados experimentais são maiores ao se fazer a análise para a condição crítica (residual) que pode não ser atingida em campo, considerando um dimensionamento adequado.

Considerando um caso extremo com o solo muito rígido, as camisas não seriam solicitadas e de modo contrário, um solo muito fofo, apenas as camisas seriam solicitadas na rotura.

Chama-se a atenção então para o fato de que no caso real a rigidez não drenada da argila mole (E_u) ou rigidez drenada (E) mostra-se importante e não apenas a sua resistência não drenada (S_u) ou resistência drenada ($\tau = c' + \sigma \cdot \tan \phi'$).

Neste contexto pode-se dizer que a aplicação da análise numérica, no ambiente 3D, é uma forma de se contornar certas limitações de formulações analíticas disponíveis bem como o uso fatores de segurança adequados.

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho contemplou um espaço amostral de 61 amostras cisalhadas. As condições de ensaio foram com a areia sob condição saturada, camisa com rigidez que variou de 20 a 160 kN/m (correspondente a 753.33 a 6026.67 kN/m nas dimensões reais de campo), compactidade da areia que variou entre 40 e 100% de densidade relativa e velocidade de deslocamento de 0.08 mm/min da célula de cisalhamento.

Para estas condições de ensaio, foi possível tirar as seguintes conclusões:

- i. Confirmou-se a expectativa de aumento da resistência do solo virgem conforme foram adicionadas camisas de maiores rigidezes. Este comportamento foi verificado tanto para as resistências de pico, quanto para as resistências críticas.
- ii. Quanto maiores foram as tensões de confinamento dos corpos de prova, maiores foram os ganhos máximos de resistência de pico. Para DR100, o ganho chegou a ser de 41.7 kPa para tensão de confinamento igual a 200 kPa e 17.7 kPa para confinamento de 25 kPa. Já para DR40, o ganho máximo chegou a apenas 18.7 kPa para maiores confinamentos e 9.9 kPa para baixo confinamento.
- iii. Analisando as resistências críticas, o comportamento foi similar, com a diferença de que os ganhos máximos chegaram a valores maiores. Para DR100 o ganho chegou a ser de 83.5 kPa para tensão de confinamento igual a 200 kPa e 20.2 kPa para confinamento de 25 kPa. Já para DR40, o ganho máximo chegou a apenas 26.5 kPa para maiores confinamentos e 10.2 kPa para baixo confinamento.
- iv. Ao traçar as envoltórias de pico para cada nível de rigidez do encamisamento, notou-se um aumento contínuo dos parâmetros de resistência. Para DR100, observou-se um ganho aproximadamente igual a 19 kPa no intercepto coesivo e 4° no ângulo de atrito entre o solo virgem e o solo com a camisa de 160 kN/m de rigidez. Já para DR40, este ganho foi de aproximadamente 12 kPa no intercepto coesivo e 2° no ângulo de atrito.
- v. Ao traçar as envoltórias críticas para cada nível de rigidez do encamisamento, também se percebeu este aumento contínuo dos parâmetros de resistência. Para DR100, observou-se um ganho aproximadamente igual a 24 kPa no intercepto coesivo e 11° no ângulo de atrito entre o solo virgem e o solo com a camisa de 160

kN/m de rigidez. Já para DR40, este ganho foi de aproximadamente 10 kPa no intercepto coesivo e 4° no ângulo de atrito.

- vi. A comparação dos resultados da evolução dos parâmetros secantes para cada tensão normal com as expectativas criadas a partir da teoria de Raithel Henne (2000) trouxe avaliações interessantes para o tema. Observou-se que a compactidade da areia é fundamental na comparação. Em linhas gerais, notou-se que quanto mais compacta estiver a areia, mais conservadora tende a ser a teoria, ou seja, a previsão teórica fica mais aquém da resistência alcançada nos ensaios. Isto indica que garantir uma boa compactação da coluna granular durante a obra é fundamental para que os fatores de segurança projetados sejam respeitados.
- vii. A resistência dos corpos de prova em condição mais fofa ficou aquém da previsão teórica provavelmente por conta da grande diferença de rigidez entre a camisa e o solo nesta condição. Com isso, a interação entre os materiais foi menor do que o esperado, ocasionando resistências abaixo da teoria de equilíbrio limite de Raithel e Henne (2000).

Este trabalho apenas não é suficiente para dizer se a teoria de Raithel Henne (2000) é inadequada ou não para a determinação de parâmetros substitutos nas análises planares de estabilidade de GEC's sobre solos moles. Contudo, ele enriquece o tema e traz dados interessantes sobre como se dá o comportamento conjunto da camisa de geossintético e do material granular quando submetidos ao cisalhamento. Nas análises aqui realizadas, observou-se que o aumento de resistência ao cisalhamento da coluna devido ao encamisamento depende de outros fatores além do equilíbrio de forças da teoria. Para que o entendimento do problema seja ampliado, tem-se como sugestão para trabalhos futuros novos ensaios que podem ser realizados com algumas alterações nas condições de laboratório, tais como:

- i. Submeter o corpo de prova ao cisalhamento na condição seca;
- ii. Utilizar outro material com módulo de rigidez similar à lona de PEBD;
- iii. Utilizar uma peça em baixo do corpo de prova de modo que ela impeça um efeito de rotação da camisa;
- iv. Realizar ensaios em condição intermediária de compactidade ($40\% < DR < 100\%$);
- v. Realizar ensaios com condições de compactidade diferentes dentro da camisa e no solo circundante (compacto dentro e fofo fora);
- vi. Reproduzir a condição de campo de solo mole ao redor da GEC.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 12004 (Cancelada) - Solo - Determinação do Índice de Vazios Máximo de Solos Não Coesivos - Método de Ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, p. 6. 1990.

ABNT. **NBR 12007 (MB 3336) (Cancelada) - Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, p. 15. 1990.

ABNT. **NBR 12051 (Cancelada) - Solo - Determinação do Índice de Vazios Mínimo de Solos Não-Coesivos - Método de Ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, p. 15. 1991.

ABNT. **NBR 7181 - Solo -Análise Granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, p. 12. 2016.

ALEXIEW, D.; BROKEMPER, D.; LOTHSPREICH, S. **Geotextile Encased Columns (GEC) - Load Capacity, Geotextile Selection and Pre-Design Graphs**. Proceedings of the Geo-Frontiers Conference, Geotechnical Special Publication. Austin, Estados Unidos: [s.n.]. 2005. p. 497-510.

ALEXIEW, D.; HORGAN, G. J.; BROKEMPER, D. **Geotextile Encased Columns (GEC) - Load Capacity & Geotextile Selection**. BGA International Conference on Foundations. Dundee (Escócia): [s.n.]. 2003. p. 10.

ALEXIEW, D.; SOBOLEWSKI, J.; POHLMANN, H. **Projects and Optimized Engineering with Geogrids from Non-Usual Polymers**. Proceeding of 2nd European Geosynthetics Conference. Bologna, Itália: [s.n.]. 2000. p. 239-244.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Design and Performance of Embankments on Very Soft Soils**. 1ª. ed. Londres, Inglaterra: CRC Press, v. 1, 2013.

ALMEIDA, M. S. S.; RICCIO, M. V. F.; BABAEI, I. H.; ALEXIEW, D. **Geosynthetic Encased Columns for Soft Soil Improvement**. Leiden, Holanda: CRC Press/AA Balkema, 2019.

ASTM. **D3080/D3080M - 11 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Estados Unidos, p. 9. 2014.

ASTM. **ASTM C88 / C88M-18, Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate**. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Estados Unidos, p. 6. 2018.

ASTM. **ASTM C131 / C131M-20, Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles**

Machine. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Estados Unidos, p. 5. 2020.

ATKINSON, J. H.; SALLFORS, G. **Experimental Determination of Stress-Strain-Time Characteristics in Laboratory and in Situ Tests.** Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Florence, Itália: [s.n.]. 1991. p. 915-956.

BARBOSA, L. A.; DREGER, A. A.; SCHNEIDER, E. L.; MORISSO, F. D. P.; SANTANA, R. M. C. Polietileno de Baixa Densidade - PEBD: Mercado, Produção, Principais Propriedades e Aplicações. **Espacios**, Caracas, Venezuela, v. 38, n. 17, p. 10-23, 2017.

BARKSDALE, R. D.; BACHUS, R. C. **Design and Construction of Stone Columns.** Springfield, Estados Unidos: Report FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, v. 1, 1983. 210 p.

BARRON, R. A. Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. **Trans. Am. Soc. Civ. Eng.**, v. 113, n. 2346, p. 718-742, 1948.

BATHURST, R. J. Classificação dos Geossintéticos. **IGS Brasil**, p. 2, 2020. Disponível em: <<https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/04/1.pdf>>. Acesso em: 11 junho 2020.

BOLTON, M. D. The Strength and Dilatancy of Sands. **Géotechnique**, ICE Virtual Library, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

CALLISTER JR., W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais - Uma Introdução.** 5ª. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2002.

CASTRO, J. Discussion of "Column Supported Embankments with Geosynthetic Encased Columns: Validity of the Unit Cell Concept". **Geotechnical and Geological Engineering**, Springer Nature, Suíça, v. 34, n. 1, p. 419-420, Fevereiro 2016.

CASTRO, J. Modeling Stone Columns. **Materials**, MDPI, v. 10, n. 7, p. 1-23, Julho 2017.

CASTRO, J.; SAGASETA, C. Deformation and Consolidation Around Encased Stone Columns. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 29, n. 3, p. 268-276, Junho 2011.

CASTRO, J.; SAGASETA, C. Influence of Elastic Strains During Plastic Deformation of Encased Stone Columns. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 37, p. 45-53, Abril 2013.

CORDEIRO, P. A. T. **Análise e Caracterização de Lonas de Polietileno Usadas na Produção de Silagem de Forrageiras Destinada a Nutrição Bovina Brasileira.** Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade Engenharia de Materiais do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Belo Horizonte, p. 60. 2016.

CORNFORTH, D. H. Some Experiments on the Influence of Strain conditions on the Strength of Sand. **Géotechnique**, ICE Virtual Library, v. 16, n. 2, p. 143-167, 1964.

COUTINHO, F. M. B.; MELLO, I. L.; MARIA, L. C. D. S. Polietileno: Principais Tipos, Propriedades e Aplicações. **Polímeros: Ciência e Tecnologia**, Rio de Janeiro, v. 13, n. 1, p. 1-13, 2003.

DILARA, P. A.; BRIASSOULIS, D. Degradation and Stabilization of Low-density Polyethylene Films used as Greenhouse Covering Materials. **Journal of Agricultural Engineering Research**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 76, n. 4, p. 309-321, Agosto 2000.

FERREIRA, R. L. R. **Estudo da Influência da Razão de Sopro na Estrutura e Propriedades de Filmes de Polietilenos Produzidos pelo Processo de Extrusão Tubular**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas (PPGEM) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 125. 2012.

GERMAN GEOTECHNICAL SOCIETY. **Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements - EBGEO**. 2^a. ed. Berlim, Alemanha: Ernst & Sohn, 2012.

GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M. **Colonne di Ghiaia**. X Ciclo dedicato ai Problemi di Meccanica dei Terreni ed Ingegneria delle Fondazioni. Instituto Politécnico de Turim, Turim, Itália: [s.n.]. 1981.

GIROUD, J. P. Biaxial Tensile State of Stress in Geosynthetics. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 11, n. 3, p. 319-325, 1992.

GNIEL, J.; BOUAZZA, A. Construction of Geogrid Encased Stone Columns: A New Proposal Based on Laboratory Testing. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 28, n. 1, p. 108-118, Fevereiro 2010.

HAN, J.; YE, S. L. Simplified Method for Consolidation Rate of Stone Column Reinforced Foundations. **Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering**, American Society of Civil Engineers, Reston, Estados Unidos, v. 127, n. 7, p. 597-603, Julho 2001.

HAN, J.; YE, S. L. A Theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects. **The International Journal of Geomechanics**, American Society of Civil Engineers, Reston, Estados Unidos, v. 2, n. 2, p. 135-151, Abril 2002.

HERLE, I.; WEHR, J.; ARNOLD, M. **Influence of Pressure Level and Relative Density on Friction Angle of Gravel in Vibrated Stone Column**. Pfahl-Symposium 2007. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig, Alemanha: TU Braunschweig. 2007. p. 81-93.

HOSSEINPOUR, I. **Test Embankment on Geotextile Encased Granular Columns Stabilized Soft Ground**. Tese de Doutorado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro, p. 387. 2015.

HOUGH, B. K. **Basic Soils Engineering**. 2^a. ed. New York, Estados Unidos: The Ronald Press Company, 1969.

HUESKER. **Ringtrac® - Colunas de Areia de Alta Performance**. Catálogo Técnico. São José dos Campos. 2020.

IPR/DNIT. **DNER-ME 093/94 - Solos - Determinação da Densidade Real**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias/Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, p. 4. 1994.

KIRSCH, K.; KIRSCH, F. **Ground Improvement by Deep Vibratory Methods**. 1^a. ed. Londres, Inglaterra: Spon Press, v. 1, 2010.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. **Craig Mecânica dos Solos**. 8^a. ed. Rio de Janeiro: LTC/Grupo GEN, 2018.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. 6^a. ed. Bloomington, Estados Unidos: Xlibris, v. I, 2012.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. Electric Power Research Institute. Palo Alto, Estados Unidos, p. 308. 1990.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. Hoboken, Estados Unidos: John Wiley & Sons, 1969.

MELLO, L. G.; M., M.; MONTEZ, F.; TSUKAHARA, C. N.; BILFINGER, W. **First Use of Geosynthetic Encased Sand Columns in South America**. The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition. Cancun, México: [s.n.]. 2008.

MITCHEL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3^a. ed. Hoboken, Estados Unidos: John Wiley & Sons, 2005.

MIURA, S.; TOKI, S. A Sample Preparation Method and Its Effects on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand. **Soils and Foundations**, The Japanese Geotechnical Society, Tóquio, Japão, v. 22, n. 1, p. 61-77, 1982.

MOHAPATRA, S. R.; RAJAGOPAL, K.; SHARMA, J. Direct Shear Tests on Geosynthetic-Encased Granular Columns. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 44, n. 3, p. 396-405, Fevereiro 2016.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. Geosynthetic-encased stone column: Numerical evaluation. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 42, n. 4, p. 349-358, Julho 2006.

OLIVEIRA FILHO, W. L. **Considerações sobre Ensaios Triaxiais em Areias**. Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de

Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro, p. 285. 1987.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PULKO, B.; MAJES, B.; LOGAR, J. Geosynthetic-Encased Stone Columns: Analytical Calculation Model. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 29, n. 1, p. 29-39, Fevereiro 2011.

RAITHEL, M. **Zum Trag-und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen**. Kassel, Alemanha: Universidade de Kassel, v. 6, 1999. 211 p.

RAITHEL, M.; HENNE, J. **Design and Numerical Calculations of a Dam Foundation with Geotextile Coated Sand Columns**. Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems. Helsink, Finlândia: [s.n.]. 2000. p. 1-8.

RAITHEL, M.; KEMPFERT, H. G. **Calculations Models for DAM Foundations with Geotextile Coated Sand Columns**. Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, GeoEngg. Melbourne, Austrália: [s.n.]. 2000. p. 327.

RIBEIRO, E. F.; RICCIO, M. V. F. **Construção de um Pluviador de Areia para Moldagem de Corpos de Prova com Diferentes Densidades e Índices de Vazios**. VI Congresso de Engenharia Civil - "Engenharia e Sustentabilidade: Caminhos para o Futuro". Juiz de Fora, p. 11. 2019.

RICCIO, M. V. F. **Estudo Experimental da Interação Solo-Reforço Incluindo a Simulação da Compactação**. Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro. 2001.

ROWE, P. W. **The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact**. Proceedings of the Royal Society. Londres: Verlag nicht ermittelbar. 1962. p. 500-527.

SILVA, I. N. **Análise de Estabilidade de Encosta em Solo Residual no Bairro Santa Luzia, Juiz de Fora**. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, p. 77. 2018.

TAN, S. A.; TJAHYONO, S.; OO, K. K. Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, Estados Unidos, v. 134, n. 2, p. 185-194, Fevereiro 2008.

TATSUOKA, F.; IWASAKI, T.; YOSHIDA, S.; FUKUSHIMA, S.; SUDO, H. Shear Modulos and Damping by Drained Tests on Clean Sand Specimens Reconstituted by Various Methods. **Soils and Foundations**, The Japanese Geotechnical Society, Tóquio, Japão, v. 19, n. 1, p. 39-54, 1979.

TATSUOKA, F.; JARDINE, R. J.; LO PRESTI, D. C. F.; DI BENEDETTO, H.; KODAKA, T. **Characterizing the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials**. Proceedings of the 14th ICSMGE. Rotterdam, Holanda: AA Balkema. 1997. p. 2129-2164.

TATSUOKA, F.; KOHATA, Y. Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications. In: SHIBUYA, S.; MITACHI, T.; MIURA, S. **Pre-failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam, Holanda: AA Balkema, v. 2, 1995. p. 947-1063.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. New York, Estados Unidos: John Wiley & Sons, 1948.

VAN IMPE, W.; SILENCE, P. **Improving of Bearing Capacity of Weak Hydraulic Fills by Means of Geotextiles**. Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles. Vienna, Austrália: [s.n.]. 1986. p. 1411-1416.

VASCONCELOS, G. **Reprocessamento do PEBD por Extrusão**. Dissertação de Mestrado, Mestrado Integrado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais da Universidade de Porto. Porto, Portugal, p. 56. 2008.

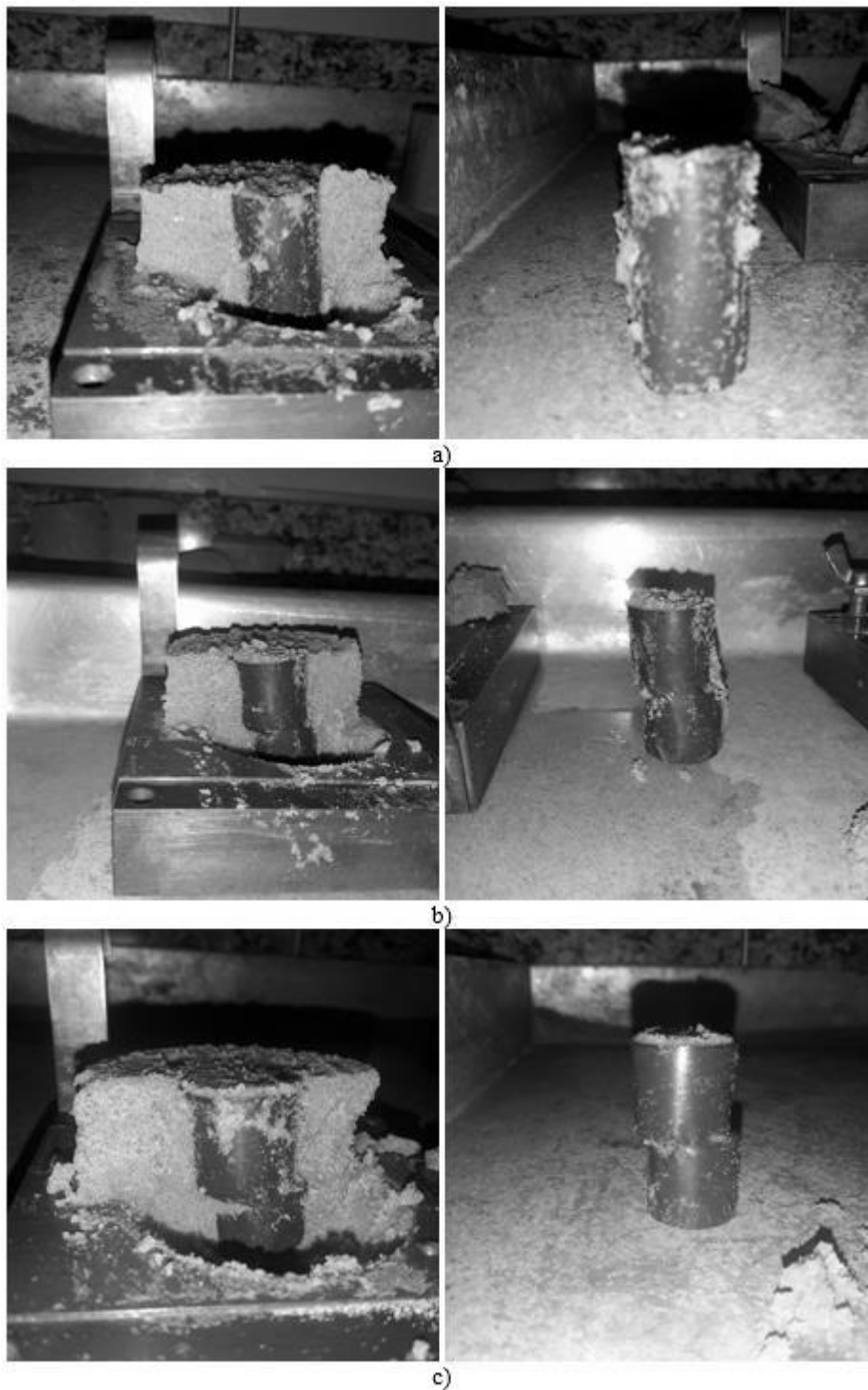
VERTEMATTI, J. C. **Curso Básico de Geotêxteis**. Associação Brasileira das Indústrias de Não tecidos e Tecidos Técnicos (ABINT). São Paulo, p. 95. 2001.

ZHANG, L.; ZHAO, M. Deformation Analysis of Geotextile-Encased stone Columns. **The International Journal of Geomechanics**, American Society of Civil Engineers, Reston, Estados Unidos, v. 15, n. 3, Junho 2015.

ZHANG, Y.; LI, T.; WANG, Y. Theoretical Elastic Solutions for Foundations Improved by Geosynthetic-Encased Columns. **Geosynthetics International**, International Geosynthetics Society, Austin, Estados Unidos, v. 18, n. 1, p. 12-20, Fevereiro 2011.

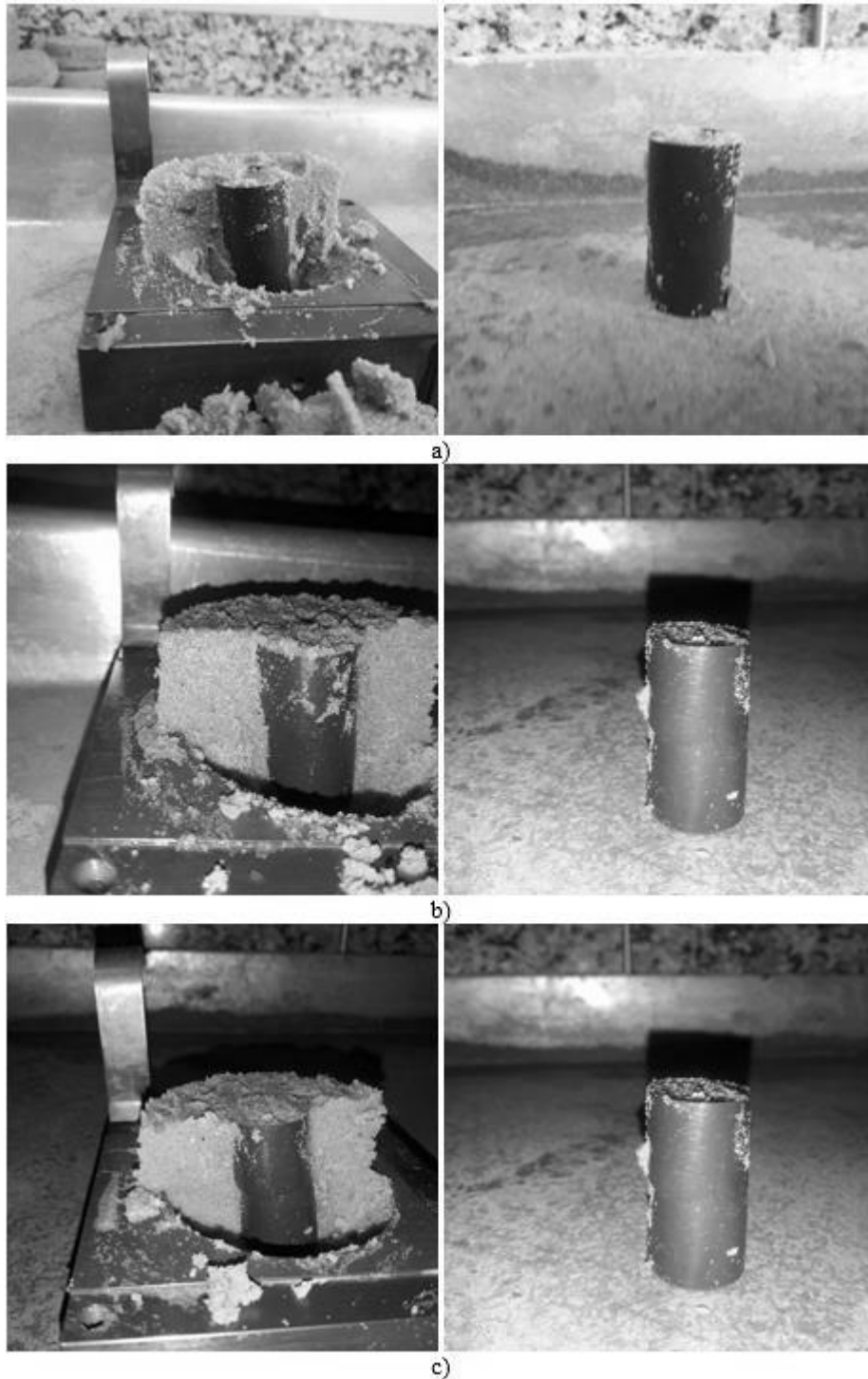
**APÊNDICE A – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS CORPOS DE PROVA
COM DR = 100% APÓS OS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

Figura A.1 – a) DR100e1 σ 25; b) DR100e1 σ 50; c) DR100e1 σ 100.



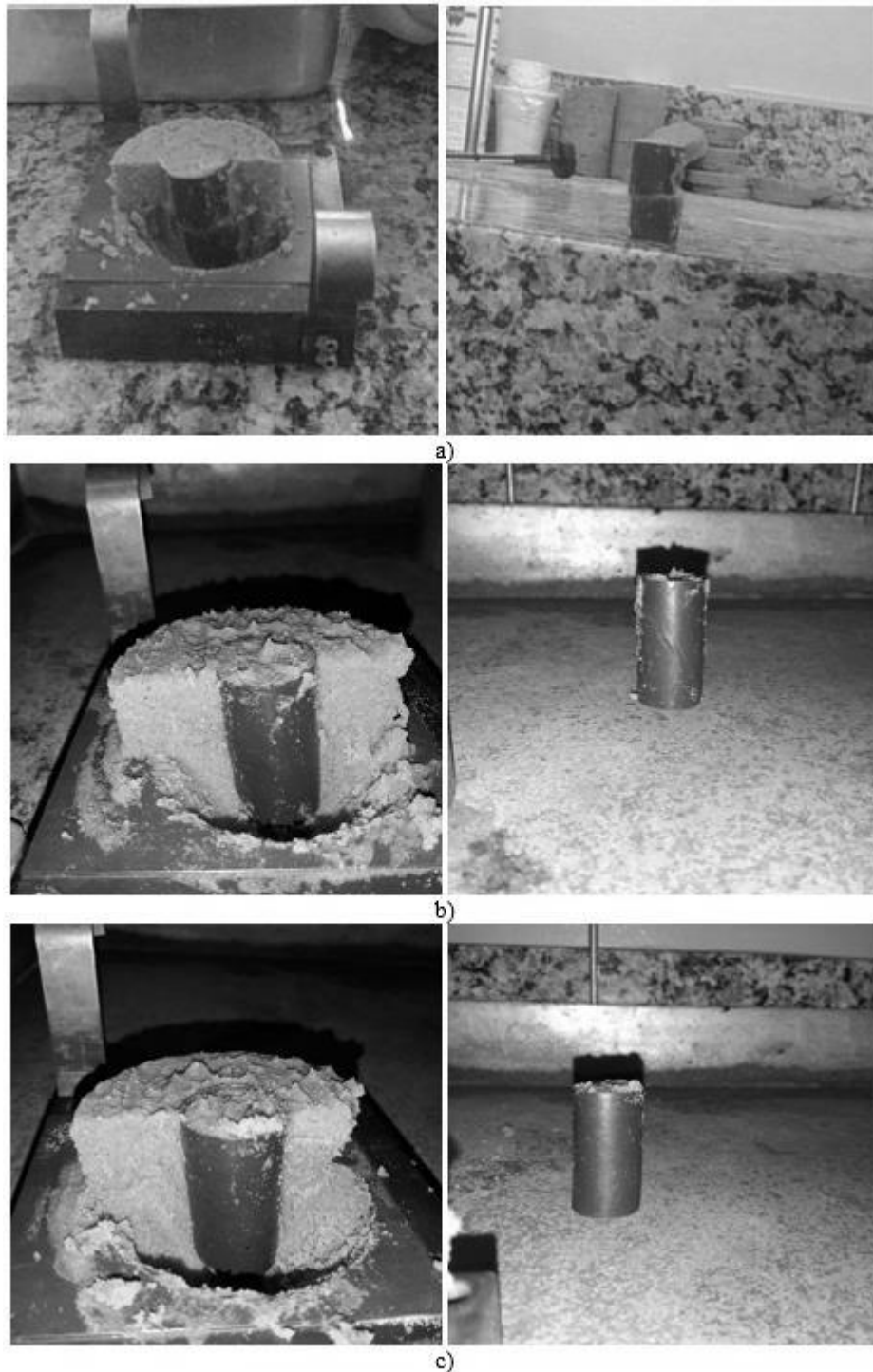
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura A.2 – a) DR100e2 σ 25; b) DR100e2 σ 50; c) DR100e2 σ 100.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura A.3 – a) DR100e2 σ 200; b) DR100e4 σ 25; c) DR100e4 σ 50.



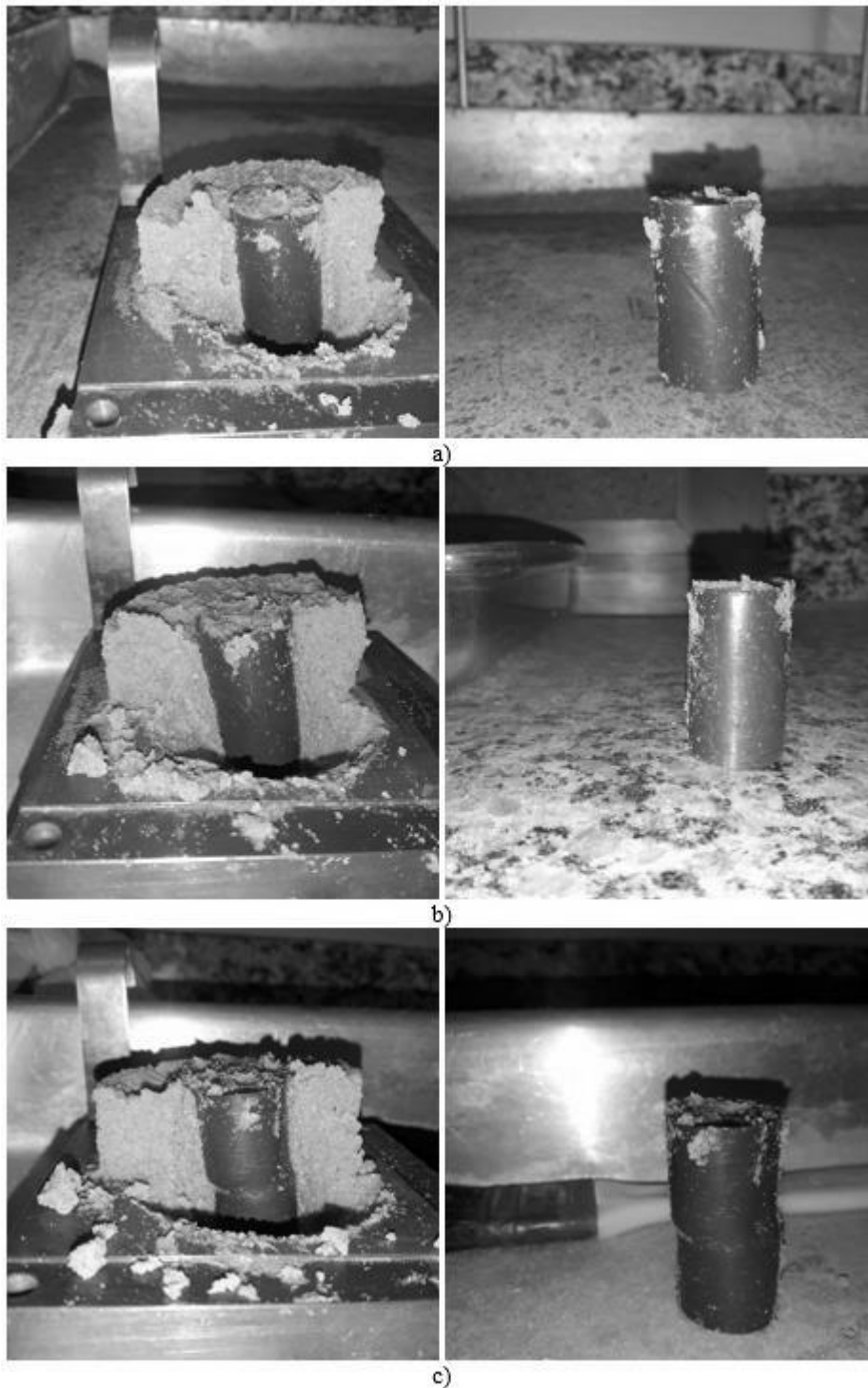
Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura A.4 – a) DR100e4σ100; b) DR100e4σ200; c) DR100e8σ25.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura A.5 – a) DR100e8σ50; b) DR100e8σ100; c) DR100e8σ200.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

**APÊNDICE B – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS CORPOS DE PROVA
COM DR = 40% APÓS OS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

Figura B.1 – a) DR40e1 σ 25 (à esquerda) e DR40e1 σ 50 (à direita); b) DR40e1 σ 100;
c) DR40e1 σ 200.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura B.2 – a) DR40e2 σ 25 (à esquerda) e DR40e2 σ 50 (à direita); b) DR40e2 σ 100; c) DR40e2 σ 200.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura B.3 – a) DR40e4σ25; b) DR40e4σ50; c) DR40e4σ100.



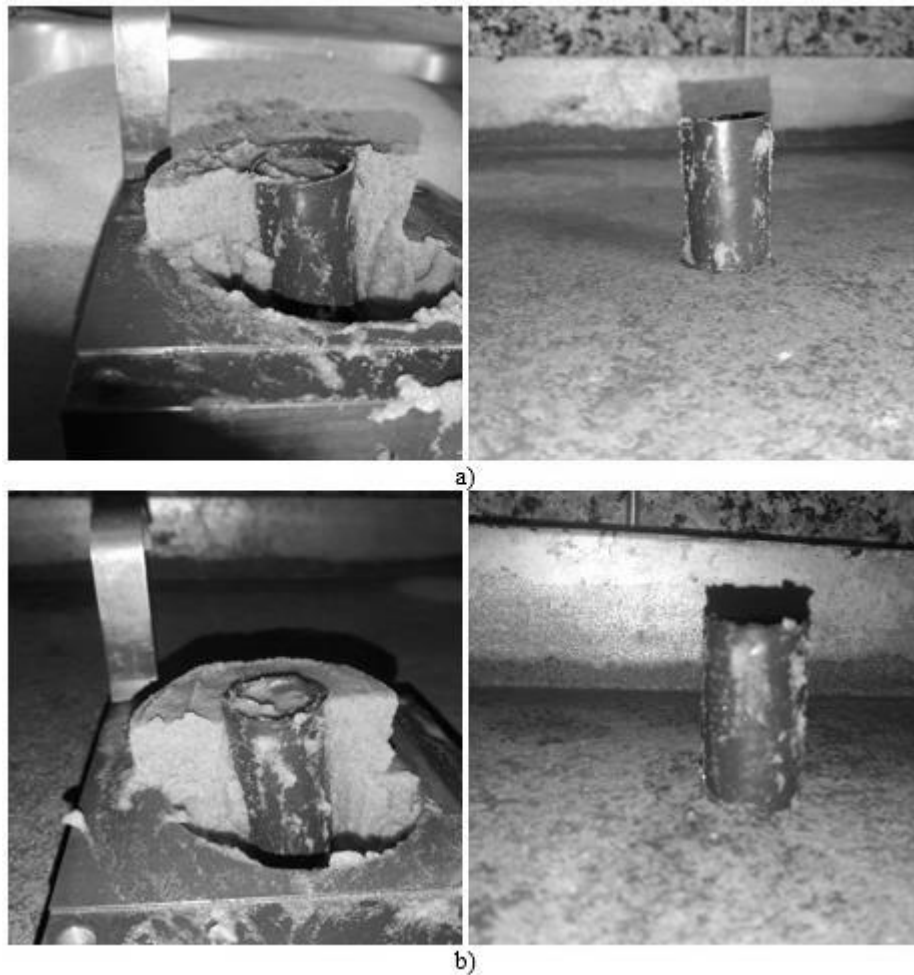
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura B.4 – a) DR40e4σ200; b) DR40e8σ25; c) DR40e8σ50.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura B.5 – a) DR40e8σ100; b) DR40e8σ200.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE RAITHEL E HENNE (2000)

Tabela C.1 – Resultados dos parâmetros de resistência de pico substitutos para DR = 100%.

r_{geo} (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	φ' (°) ¹	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) ²	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) ²	Δr_{geo} (m) ²	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) ²	Ka,c ²	$\sigma_{3,c}$ (kPa) ²	φ' sub	c'sub	
0,01062		25,00	48,18	13,87	102,68	1,70E-05	3,01	0,146	14,99	52,28	3,94	
		20,00	50,00	48,54	27,76	205,23	2,64E-05	4,68	0,143	29,40	51,73	6,19
		100,00	47,54	42,11	504,12	5,90E-05	10,47	0,151	76,08	50,32	13,47	
		200,00	43,47	105,46	859,96	8,19E-05	14,52	0,185	158,97	45,43	16,88	
40,00		25,00	48,18	13,87	102,68	1,37E-05	4,85	0,146	14,99	55,11	6,34	
		50,00	48,54	27,76	205,23	2,22E-05	7,89	0,143	29,40	54,12	10,42	
		100,00	47,54	42,11	504,12	5,21E-05	18,49	0,151	76,08	52,65	23,79	
		200,00	43,47	105,46	859,96	7,47E-05	26,51	0,185	158,97	47,14	30,83	
80,00		25,00	48,18	13,87	102,68	9,74E-06	6,91	0,146	14,99	58,65	9,04	
		50,00	48,54	27,76	205,23	1,67E-05	11,87	0,143	29,40	57,42	15,68	
		100,00	47,54	42,11	504,12	4,72E-05	33,45	0,151	76,08	57,57	43,06	
		200,00	43,47	105,46	859,96	6,33E-05	44,87	0,185	158,97	49,97	52,18	
160,00		25,00	48,18	13,87	102,68	6,12E-06	8,68	0,146	14,99	62,15	11,36	
		50,00	48,54	27,76	205,23	1,11E-05	15,70	0,143	29,40	61,03	20,74	
		100,00	47,54	42,11	504,12	2,94E-05	41,70	0,151	76,08	60,73	53,67	
		200,00	43,47	105,46	859,96	4,78E-05	67,76	0,185	158,97	53,92	78,81	

¹ Ângulo de atrito de pico secante da areia com DR = 100% (ver Figura 60 na página 96).

² Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) (ver item 2.3).

Tabela C.2 – Resultados dos parâmetros de resistência crítica substitutos para DR = 100%.

r_{geo} (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	φ' (°) ¹	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) ²	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) ²	Δr_{geo} (m) ²	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) ²	Ka,c ²	$\sigma_{3,c}$ (kPa) ²	φ' sub	c'sub	
		25,00	43,89	13,87	102,68	2,05E-05	3,63	0,181	18,60	48,20	4,26	
		20,00	50,00	35,54	27,76	205,23	4,40E-05	7,80	0,265	54,34	39,07	7,58
		100,00	36,60	42,11	504,12	8,66E-05	15,36	0,253	127,51	39,50	15,27	
		200,00	34,87	105,46	859,96	1,10E-04	19,54	0,273	234,37	36,89	18,71	
0,01062		25,00	43,89	13,87	102,68	1,67E-05	5,91	0,181	18,60	51,26	6,94	
		50,00	35,54	27,76	205,23	3,81E-05	13,51	0,265	54,34	41,92	13,13	
		100,00	36,60	42,11	504,12	7,82E-05	27,75	0,253	127,51	42,04	27,59	
		200,00	34,87	105,46	859,96	1,02E-04	36,13	0,273	234,37	38,71	34,61	
80,00		25,00	43,89	13,87	102,68	1,20E-05	8,51	0,181	18,60	55,19	9,99	
		50,00	35,54	27,76	205,23	2,97E-05	21,07	0,265	54,34	46,14	20,47	
		100,00	36,60	42,11	504,12	6,49E-05	46,02	0,253	127,51	46,20	45,75	
		200,00	34,87	105,46	859,96	8,80E-05	62,42	0,273	234,37	41,82	59,78	
160,00		25,00	43,89	13,87	102,68	7,60E-06	10,78	0,181	18,60	59,14	12,66	
		50,00	35,54	27,76	205,23	2,03E-05	28,77	0,265	54,34	51,11	27,95	
		100,00	36,60	42,11	504,12	4,74E-05	67,22	0,253	127,51	51,85	66,83	
		200,00	34,87	105,46	859,96	6,82E-05	96,74	0,273	234,37	46,39	92,66	

¹ Ângulo de atrito crítico secante da areia com DR = 100% (ver Figura 62 na página 97).

² Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) (ver item 2.3).

Tabela C.3 – Resultados dos parâmetros de resistência de pico substitutos para DR = 40%.

r_{geo} (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	φ' (°) ¹	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) ²	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) ²	Δr_{geo} (m) ²	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) ²	Ka,c ²	$\sigma_{3,c}$ (kPa) ²	φ' sub	c'sub
0,01062	20,00	25,00	36,86	15,27	92,96	2,90E-05	5,15	0,250	23,25	42,38	5,15
		50,00	37,12	31,92	176,23	3,87E-05	6,87	0,247	43,58	40,94	6,90
		100,00	36,86	48,32	460,76	9,92E-05	17,60	0,250	115,23	40,57	17,60
		200,00	36,34	126,93	710,09	1,03E-04	18,26	0,256	181,66	38,75	18,05
	40,00	25,00	36,86	15,27	92,96	2,28E-05	8,08	0,250	23,25	46,01	8,08
		50,00	37,12	31,92	176,23	3,27E-05	11,59	0,247	43,58	43,85	11,66
		100,00	36,86	48,32	460,76	8,64E-05	30,63	0,250	115,23	43,61	30,63
		200,00	36,34	126,93	710,09	9,19E-05	32,59	0,256	181,66	40,77	32,22
	80,00	25,00	36,86	15,27	92,96	1,57E-05	11,15	0,250	23,25	50,33	11,15
		50,00	37,12	31,92	176,23	2,45E-05	17,34	0,247	43,58	47,80	17,44
		100,00	36,86	48,32	460,76	6,76E-05	47,95	0,250	115,23	48,17	47,94
		200,00	36,34	126,93	710,09	7,51E-05	53,24	0,256	181,66	43,92	52,63
160,00	25,00	36,86	15,27	92,96	9,59E-06	13,61	0,250	23,25	54,30	13,60	
	50,00	37,12	31,92	176,23	1,59E-05	22,59	0,247	43,58	51,92	22,72	
	100,00	36,86	48,32	460,76	4,61E-05	65,46	0,250	115,23	53,61	65,45	
	200,00	36,34	126,93	710,09	5,42E-05	76,94	0,256	181,66	47,98	76,06	

¹ Ângulo de atrito crítico secante da areia com DR = 100% (ver Figura 61 na página 96).

² Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) (ver item 2.3).

Tabela C.4 – Resultados dos parâmetros de resistência crítica substitutos para DR = 40%.

r_{geo} (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	φ' (°) ¹	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) ²	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) ²	Δr_{geo} (m) ²	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) ²	Ka,c ²	$\sigma_{3,c}$ (kPa) ²	φ' sub	c'sub
0,01062	20,00	25,00	35,27	15,27	92,96	3,09E-05	5,47	0,268	24,90	40,87	5,29
		50,00	36,08	31,92	176,23	4,02E-05	7,13	0,259	45,60	39,91	7,01
		100,00	35,68	48,32	460,76	1,03E-04	18,30	0,263	121,30	39,39	17,83
		200,00	34,52	126,93	710,09	1,10E-04	19,48	0,277	196,36	36,95	18,52
	40,00	25,00	35,27	15,27	92,96	2,43E-05	8,62	0,268	24,90	44,59	8,33
		50,00	36,08	31,92	176,23	3,40E-05	12,07	0,259	45,60	42,87	11,87
		100,00	35,68	48,32	460,76	9,00E-05	31,93	0,263	121,30	42,46	31,12
		200,00	34,52	126,93	710,09	9,83E-05	34,88	0,277	196,36	39,01	33,16
	80,00	25,00	35,27	15,27	92,96	1,68E-05	11,94	0,268	24,90	49,05	11,54
		50,00	36,08	31,92	176,23	2,55E-05	18,12	0,259	45,60	46,90	17,81
		100,00	35,68	48,32	460,76	7,07E-05	50,17	0,263	121,30	47,10	48,89
		200,00	34,52	126,93	710,09	8,07E-05	57,22	0,277	196,36	42,25	54,41
160,00	25,00	35,27	15,27	92,96	1,03E-05	14,61	0,268	24,90	53,20	14,11	
	50,00	36,08	31,92	176,23	1,67E-05	23,66	0,259	45,60	51,13	23,26	
	100,00	35,68	48,32	460,76	4,85E-05	68,74	0,263	121,30	52,68	66,99	
	200,00	34,52	126,93	710,09	5,86E-05	83,09	0,277	196,36	46,46	79,01	

¹ Ângulo de atrito crítico secante da areia com DR = 100% (ver Figura 63 na página 97).

² Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) (ver item 2.3).