



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VICTOR LUIZ DA SILVA ALVES

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
AREIAS CARBONÁTICAS DA COSTA NORDESTE DO BRASIL**

FORTALEZA

2024

VICTOR LUIZ DA SILVA ALVES

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS
CARBONÁTICAS DA COSTA NORDESTE DO BRASIL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio
Moura

FORTALEZA

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

A482e Alves, Victor Luiz da Silva.
Estudo experimental do comportamento mecânico de areias carbonáticas da costa nordeste do Brasil /
Victor Luiz da Silva Alves. – 2024.
159 f.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, 1, Fortaleza, 2024.
Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.
Coorientação: Prof. Dr. João Barbosa de Souza Neto .

1. Areia Carbonática. 2. Resistência ao Cisalhamento. 3. Cisalhamento Direto. 4. Ensaio Triaxial. 5.
Carbonato de Cálcio. I. Título.

CDD

VICTOR LUIZ DA SILVA ALVES

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS
CARBONÁTICAS DA COSTA NORDESTE DO BRASIL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

Aprovado em: __/__/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. João Barbosa de Souza Neto (Coorientador)
Universidade Federal do Cariri (UFCA)

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Examinador Interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Renato Resende Angelim (Examinador Externo)
Universidade Federal de Goiás (UFG)

AGRADECIMENTOS

À minha família, pelo amor, dedicação, apoio e acolhimento em todos os momentos da minha vida, especialmente para minha mãe e meu finado pai que sempre estiveram presente na minha vida zelando pelo meu futuro e aos meus irmãos.

Ao meu orientador, Alfran Sampaio Moura, por compartilhar sua experiência e conhecimentos, pela disponibilidade, apoio, confiança durante o decorrer da pesquisa, principalmente pela compreensão e solidariedade quando estive de luto pelo falecimento do meu pai.

Ao professor João Barbosa de Souza Neto, por todo o apoio e assistência prestada durante as pesquisas feitas na Universidade Federal do Cariri.

Ao programa de pós-graduação do departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – POSDEHA, especialmente os professores, por sua excelente contribuição em minha formação acadêmica e profissional.

Ao Professor Dr. Cesar Veríssimo e ao departamento de Geologia da Universidade Federal do Ceará (UFC), pelo apoio com os ensaios de microscopia.

Aos colegas do mestrado, que trilharam essa jornada comigo, pela convivência, companheirismo e solidariedade nos momentos difíceis.

Agradecimento especial aos amigos e amigas, Diana Lima, Gabriela Azevedo, Igor Santos e Savilla Vieira pela ajuda com o triaxial, que tornou essa pesquisa possível.

A todos que de alguma maneira contribuíram para a minha formação e para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Este estudo foi financiado em parte pela Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico – FUNCAP e pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). Agradeço também ao apoio financeiro da PETROBRAS, efetivado através de termo de cooperação de P&D (no âmbito do PD-00553-0069/2021) que atende à obrigação ANEEL.

RESUMO

O desenvolvimento de tecnologias voltados para a geração de energia em áreas *offshore* tem como desafio lidar com a presença de solos carbonáticos em regiões litorâneas, o que revela a importância de investigar o comportamento desse tipo de solo. No Brasil, projetos de parques eólicos *offshore* com perspectivas de implantação na costa nordestina têm demandado pesquisas voltadas a analisar as particularidades desse tipo de material, visto que estudos detalhados sobre o comportamento geotécnico de solos carbonáticos nessa região são escassos. Portanto, esta pesquisa visa, por meio de ensaios de laboratório, estudar e comparar o comportamento de três areias da costa do estado do Ceará, no nordeste do Brasil. As três amostras de solos coletadas para essa pesquisa consistem em areias com diferentes composições mineralógicas, sendo uma areia quartzosa da foz do rio Pacoti no município de Aquiraz-CE, uma areia carbonática com 48,81 % de carbonato de cálcio, da foz do rio Aracatiaçu no município de Amontada-CE e uma areia carbonática com 88,46 % de carbonato de cálcio, obtida em ambiente *offshore* na praia de Moitas em Amontada-CE. Para analisar a caracterização e as composições químicas das amostras, foram realizados ensaios de análise granulométrica, índice de vazios máximo e mínimo, densidade relativa dos grãos, fluorescência de raios X e microscopia. Posteriormente, com o intuito de estudar o comportamento de resistência ao cisalhamento, as amostras foram usadas para reconstituir corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto e triaxiais drenados em tensões normais e confinantes de 50, 100 e 200 kPa. No geral, os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento mostram que, para as areias carbonáticas ensaiadas, a tensão de ruptura aumenta com o teor de carbonato de cálcio, por outro lado, para uma mesma tensão normal ou confinante, a areia quartzosa apresentou tensão de ruptura intermediária entre as duas areias carbonáticas. Em relação às envoltórias de resistência, as diferenças observadas entre as três areias não apenas demonstram a complexidade das análises dos solos carbonáticos, como também sugerem que a mineralogia tem influência nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Palavras-chave: areia carbonática; resistência ao cisalhamento; cisalhamento direto; ensaio triaxial; carbonato de cálcio.

ABSTRACT

The development of technologies aimed at generating energy in offshore areas has the challenge of dealing with the presence of carbonate soils in coastal regions, which reveals the importance of investigating the behavior of this type of soil. In Brazil, offshore wind farm projects with prospects for implementation on the northeastern coast have demanded research aimed at analyzing the particularities of this type of material, since detailed studies on the geotechnical behavior of carbonate soils in this region are scarce. Therefore, this research aims, through laboratory tests, to study and compare the behavior of three sands from the coast of the state of Ceará, in northeastern Brazil. The three soil samples collected for this research consist of sands with different mineralogical compositions, being a quartz sand from the mouth of the Pacoti River in the municipality of Aquiraz-CE, a carbonate sand with 48.81% of calcium carbonate, from the mouth of the Aracatiaçu River in the municipality of Amontada-CE and a carbonate sand with 88.46% of calcium carbonate, obtained in an offshore environment at Moitas beach in Amontada-CE. To analyze the characterization and chemical compositions of the samples, particle size analysis, maximum and minimum void ratios, specific gravity, X-ray fluorescence and microscopy were performed. Subsequently, in order to study the shear strength behavior, the samples were used to reconstitute specimens for direct shear and triaxial tests drained at normal and confining stresses of 50, 100 and 200 kPa. In general, the results of the shear resistance tests show that, for the carbonate sands tested, the failure stress increases with the calcium carbonate content, on the other hand, for the same normal or confining stress, the quartz sand presented intermediate failure stress between the two carbonate sands. Regarding the strength envelopes, the differences observed between the three sands not only demonstrate the complexity of the analyses of carbonate soils, but also suggest that mineralogy has an influence on the shear strength parameters.

Keywords: carbonate sand; shear strength; direct shear test; triaxial test; calcium carbonate.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mudança nas emissões de CO ₂ da combustão de energia e emissões evitadas pela implantação das principais tecnologias limpas, 2019-2023.....	17
Figura 2 - Mapa dos projetos dos complexos eólicos <i>offshore</i> no Brasil.....	18
Figura 3 - Teores de carbonato de cálcio (%) em litotâmnio de amostras de sedimentos marinhos da plataforma continental do nordeste do Brasil.....	19
Figura 4 - Teores de carbonato de cálcio (%) em halimeda de amostras de sedimentos marinhos da plataforma continental do nordeste do Brasil.....	20
Figura 5 - Ângulo de atrito versus pressão confinante.....	25
Figura 6 - Obtenção do índice de vazios crítico a partir de resultados de ensaios triaxiais com mesma pressão confinante.....	26
Figura 7 - Influência da densidade na resposta de solos submetidos a ensaios de cisalhamento direto.....	27
Figura 8 - Arranjo de aparelho para ensaio de cisalhamento direto.....	28
Figura 9 - Variações do ensaio de cisalhamento direto: (a) Cisalhamento simples, (b) cisalhamento torcional, (c) cisalhamento torcional oco.....	29
Figura 10 - Câmara do triaxial (lado esquerdo) e esquema das pressões exercidas sobre o corpo de prova de solo durante o ensaio (lado direito).....	31
Figura 11 - Representação dos estágios do ensaio triaxial para tensões efetivas: (a) saturação, (b) consolidação, (c) compressão não drenada, (d) compressão drenada.....	33
Figura 12 - Derivação do t_{100} teórico a partir da curva de adensamento para corpos de prova de ensaio triaxial.....	35
Figura 13 - Ensaio triaxial convencional.....	37
Figura 14 - Interpretações diferentes do ensaio triaxial convencional para obtenção do Módulo de Young.....	38
Figura 15 - Distribuição global dos principais afloramentos de rochas carbonáticas. ...	40
Figura 16 - Mapa de distribuição de sedimentos carbonáticos modernos de origem marinha. Preto = áreas de carbonatos marinhos de águas rasas; pontilhado = áreas de carbonatos marinhos de águas profundas.....	42
Figura 17 - Partículas de areia calcária vistas em microscópio eletrônico; a) Partículas angulares; b) Vista aproximada das partículas.....	44

Figura 18 - Imagens microscópicas de areia calcária.....	44
Figura 19 - Curvas de compressão isotrópica de areias carbonática e quartzosa.....	47
Figura 20 - Pontos de escoamento das areias calcárias em ensaios de compressão isotrópica.....	48
Figura 21 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos calcários em condições saturadas e secas.....	50
Figura 22 - Cisalhamento direto das areias de Tampa Bay e Kawaihae Harbor.....	52
Figura 23 - Curva tensão-deformação do cisalhamento drenado consolidado para areia calcária: (a) $D_r = 70\%$; (b) $D_r = 90\%$	53
Figura 24 - Relação entre picos de tensão desvio e tensão confinante.....	54
Figura 25 - Comparação entre as resistências da areia calcária e areia quartzosa.....	55
Figura 26 - Círculos de Mohr e envoltórias de resistência da areia calcária: (a) $D_r = 70\%$; (b) $D_r = 90\%$	56
Figura 27 - Resultados dos ensaios triaxiais da areia da ilha Kish no estado fofo (a) e no estado denso (b).....	57
Figura 28 - Resultados dos ensaios triaxiais da areia de Tonbak no estado fofo.....	58
Figura 29 - Ângulo de atrito interno total <i>versus</i> pressão confinante.....	59
Figura 30 - Definição de quebra de partículas com base no método de Hardin (1985).....	61
Figura 31 - Contribuições para a resistência ao cisalhamento de solos granulares.....	62
Figura 32 - Esquema dos ensaios de laboratório.....	63
Figura 33 - Local de coleta da amostra da areia quartzosa (amostra A).....	64
Figura 34 - Local de coleta da areia carbonática (amostra B).....	65
Figura 35 - Local de coleta da areia carbonática no mar (amostra C).....	65
Figura 36 - Amostras A, B e C coletadas e passadas na peneira N° 10.....	66
Figura 37 – a) Conjunto de peneiras utilizadas, b) Provetas usadas na sedimentação das amostras.....	67
Figura 38 - Picnômetro contendo solo e água conectado na bomba de vácuo e termômetro digital para o ensaio de densidade relativa dos grãos de solo.....	68
Figura 39 - Pesagem do cilindro preenchido com areia para o ensaio de índice de vazios máximo.....	69
Figura 40 - Materiais utilizados para a montagem do cilindro no agitador de peneiramento com sobrecarga para a determinação do e_{min}	70
Figura 41 – a) Calcímetro de Bernard modificado, b) análise do teor de $CaCO_3$	71
Figura 42 – a) Microscópio eletrônico de varredura, b) Estereomicroscópio.....	72

Figura 43 – a) Equipamento AIMS, b) Execução AIMS em operação.	72
Figura 44 - Prensa eletrônica para ensaios de ensaio de cisalhamento direto.	73
Figura 45 - Componentes da caixa bipartida para o ensaio de cisalhamento direto.....	74
Figura 46 - Preparação da moldagem do corpo de prova na caixa de cisalhamento.	76
Figura 47 - Caixa bipartida instalada na máquina de cisalhamento direto.....	77
Figura 48 - Curva de adensamento obtida durante o ensaio de cisalhamento direto.....	77
Figura 49 - Saturação do corpo de prova para o ensaio de cisalhamento direto.	78
Figura 50 - Curva de tensão cisalhante (kPa) por deslocamento horizontal (mm) da máquina de cisalhamento direto utilizada.	79
Figura 51 - Equipamento para ensaio de compressão triaxial.	80
Figura 52 - Fluxograma de etapas do ensaio triaxial CD.	81
Figura 53 - Célula do triaxial desmontada e membranas de látex.....	82
Figura 54 - Etapas de montagem do corpo de prova na célula do triaxial, a) Molde cilíndrico com a membrana, b) Molde preenchido com areia, c) Corpo de prova tampado e moldado.	83
Figura 55 – a) Corpo de prova moldado, b) Célula do triaxial com corpo de prova.....	84
Figura 56 - Saturação do corpo de prova por percolação.	85
Figura 57 - Medidor de volume.	86
Figura 58 - Etapa de rompimento do ensaio de compressão triaxial drenado.....	87
Figura 59 – Saída visual da prensa do triaxial durante o rompimento dos corpos de prova ensaiados.	88
Figura 60 - Corpo de prova rompido no fim do ensaio.	88
Figura 61 - Curva granulométrica original do ensaio triaxial de 200 kPa da areia carbonática (amostra B) no estado denso.....	89
Figura 62 - Prensa universal.	91
Figura 63 - a) Coral, b) e c) rodolitos.	91
Figura 64 - Curvas granulométricas das amostras de areia.	92
Figura 65 - Areia quartzosa no microscópio eletrônico de varredura com zoom x30... 99	
Figura 66 - Areia quartzosa no estereomicroscópio.	100
Figura 67 - Areia carbonática (amostra B) no microscópio eletrônico de varredura com zoom x25.....	101
Figura 68 - Partículas da areia carbonática (amostra B) no microscópio eletrônico de varredura, zoom x40 para a),b) e c), zomm x30 para d).	101

Figura 69 - Areia carbonática (amostra B) no estereomicroscópio, a) grãos de solo, b) fragmentos de coral (fora de escala), c) halimeda (fora de escala), d) conchas (fora de escala).....	102
Figura 70 - Areia carbonática <i>offshore</i> (amostra C) no microscópio eletrônico de varredura com zoom x50.....	103
Figura 71 - Partículas da areia carbonática <i>offshore</i> (amostra C) no microscópio eletrônico de varredura com zoom x40.....	104
Figura 72 - Areia carbonática <i>offshore</i> (amostra C) no estereomicroscópio, a) grãos de solo, b) concha (fora de escala), c) halimeda (fora de escala), d) halimeda (fora de escala).....	105
Figura 73 - Rodolitos da areia carbonática <i>offshore</i>	105
Figura 74 – a) Forma 2D, b) Angularidade da areia quartzosa (amostra A).	106
Figura 75 – a) Forma 2D, b) Angularidade da areia carbonática (amostra B).	107
Figura 76 – a) Forma 2D, b) Angularidade da areia carbonática (amostra C).	108
Figura 77 - Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal e deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal da areia quartzosa (amostra A), a) Estado fofo, b) Estado denso.	109
Figura 78 - Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal e deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal da areia carbonática (amostra B), a) Estado fofo, b) Estado denso.	110
Figura 79 - Curvas de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal e de deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal da areia carbonática (amostra C), a) Estado fofo, b) Estado denso.	112
Figura 80 - Relação entre pico de tensão cisalhante e tensão normal.	114
Figura 81 - Envoltória de tensões da areia quartzosa (amostra A).....	115
Figura 82 - Envoltória de tensões da areia carbonática (amostra B).....	115
Figura 83 - Envoltória de tensões da areia carbonática (amostra C).....	116
Figura 84 - Curvas tensão desvio <i>versus</i> deformação axial, q <i>versus</i> deformação axial e deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial da areia quartzosa (amostra A), a) Estado fofo, b) Estado denso.	118
Figura 85 - Curvas tensão desvio <i>versus</i> deformação axial, q <i>versus</i> deformação axial e deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial da areia carbonática (amostra B), a) Estado fofo, b) Estado denso.	119

Figura 86 - Curvas tensão desvio <i>versus</i> deformação axial, q <i>versus</i> deformação axial e deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial da areia carbonática (amostra C), a) Estado fofo, b) Estado denso.	120
Figura 87 - Relação entre pico de tensão desvio e tensão confinante.	122
Figura 88 – a) Envoltória de resistência, b) Retas k_f da areia quartzosa (amostra A). .	123
Figura 89 - a) Envoltória de resistência, b) Retas k_f da areia quartzosa (amostra B). .	124
Figura 90 - a) Envoltória de resistência, b) Retas k_f da areia quartzosa (amostra C). .	125
Figura 91 - Corpos de prova após a fase de ruptura (amostra A).	129
Figura 92 - Corpos de prova após a fase de ruptura (amostra B).	130
Figura 93 - Corpos de prova após a fase de ruptura (amostra C).	130
Figura 94 - Curvas original e final da areia quartzosa (amostra A).	131
Figura 95 - Curvas original e final da areia carbonática (amostra B).	132
Figura 96 - Curvas original e final da areia carbonática offshore (amostra C).	132
Figura 97 - Curvas do ensaio de compressão simples.	134
Figura 98 - Curvas de adensamento: amostra A (estado fofo).	148
Figura 99 - Curvas de adensamento: amostra A (estado denso).	149
Figura 100 - Curvas de adensamento: amostra B (estado fofo).	150
Figura 101 - Curvas de adensamento: amostra B (estado denso).	151
Figura 102 - Curvas de adensamento: amostra C (estado fofo).	152
Figura 103 - Curvas de adensamento: amostra C (estado denso).	153
Figura 104 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra A (estado fofo).	154
Figura 105 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra A (estado denso).	155
Figura 106 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra B (estado fofo).	156
Figura 107 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra B (estado denso).	157
Figura 108 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra C (estado fofo).	158
Figura 109 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra C (estado denso).	159

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Efeito da angularidade e graduação das partículas no ângulo de atrito de pico.	24
Tabela 2 - Fatores de drenagem para o cálculo do tempo de ruptura.....	35
Tabela 3 - Deformações na ruptura sugeridas para ensaios triaxiais.....	36
Tabela 4 - Teores de compostos de cálcio em areias calcárias.....	45
Tabela 5 - Índices físicos de areias calcárias.....	46
Tabela 6 - Parâmetros físicos e mecânicos básicos de areias calcárias e silicosas.....	46
Tabela 7 - Propriedades físicas da areia calcária da Ilha Nansha, Mar do Sul da China.	46
Tabela 8 - Propriedades físicas das areias carbonáticas do golfo pérsico.	47
Tabela 9 - Propriedades físicas da ilha de Kish e da areia de Tonbak.	49
Tabela 10 - Propriedades físicas da areia calcária de Kawaihae Harbor.....	49
Tabela 11 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em larga escala e edométrico.	51
Tabela 12 - Massas de solo para moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto nos estados fofo e denso.	76
Tabela 13 - Massas de solo para moldagem dos corpos de prova para o ensaio triaxial nos estados fofo e denso.	81
Tabela 14 - Parâmetros granulométricos das amostras.	93
Tabela 15 - Valores de G_s , $\rho_{mín}$, $\rho_{máx}$, $e_{mín}$ e $e_{máx}$ obtidos para as areias estudadas.	94
Tabela 16 - Comparação dos valores medidos de densidade relativa dos grãos e dos índices de vazios em relação à literatura.....	95
Tabela 17 - Teores de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) das amostras.....	96
Tabela 18 - Composição química da areia quartzosa (amostra A) e das areias carbonáticas (amostra B e amostra C) com base no ensaio de fluorescência de raio X	97
Tabela 19 - Porcentagem de elementos da areia quartzosa (amostra A) e das areias carbonáticas (amostra B e amostra C) com base no ensaio de fluorescência de raio X.	98
Tabela 20 - Medidas de forma 2D e angularidade.....	108
Tabela 21 - Tensões cisalhantes de ruptura de cada ensaio.....	114

Tabela 22 - Ângulos de atrito e interceptos coesivos das amostras para o ensaio de cisalhamento direto.	116
Tabela 23 - Tensões desvio máximas dos ensaios triaxiais executados.	121
Tabela 24 - Ângulos de atrito e interceptos coesivos das amostras para o ensaio triaxial.	126
Tabela 25 - Módulo de Young secante.	127
Tabela 26 - Quebra relativo dos grãos de solo no ensaio triaxial.	131
Tabela 27 - Teores de umidade (estado fofo).	146
Tabela 28 - Teores de umidade (estado denso).	147

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Objetivos	21
1.2	Estrutura da Dissertação	22
2	RESISTÊNCIA DAS AREIAS EM CONDIÇÃO DRENADA	23
2.1	Fatores Influentes no Comportamento Drenado das Areias	23
2.1.1	<i>Entrosamento, granulometria e forma dos grãos de areia</i>	24
2.1.2	<i>Índice de vazios</i>	25
2.1.3	<i>Considerações sobre o comportamento contrátil e dilatante das areias</i> ...	27
2.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	28
2.3	Ensaio de Compressão Triaxial	30
2.3.1	<i>Principais procedimentos do ensaio de compressão triaxial</i>	32
2.3.2	<i>Parâmetro B de Skempton</i>	33
2.3.3	<i>Adensamento e velocidade máxima do ensaio na fase de ruptura</i>	34
2.3.4	<i>Módulo de Young</i>	37
3	AREIAS CARBONÁTICAS	40
3.1	Formação e Origem	40
3.2	Sedimentos Calcários	42
3.3	Areias Calcárias	44
3.4	Propriedades Físicas	45
3.5	Estudos com base em ensaios de cisalhamento direto	50
3.6	Estudos com base em ensaios triaxiais estáticos	53
3.7	Quebra dos grãos de solo	60
4	MATERIAIS E MÉTODOS	63
4.1	Amostras e Caracterização	63
4.1.1	<i>Geolocalização e descrição das amostras</i>	64
4.1.2	<i>Granulometria, densidade relativa dos grãos e índice de vazios</i>	67
4.1.3	<i>Fluorescência de raio X, microscopia e teor de carbonato de cálcio</i>	70
4.1.4	<i>Propriedades de forma e angularidade das partículas de solo</i>	72
4.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	73
4.2.1	<i>Preparação e montagem dos corpos de prova</i>	74
4.2.2	<i>Procedimento do ensaio de cisalhamento direto</i>	76
4.3	Ensaio de compressão triaxial drenado (CD)	79
4.3.1	<i>Preparação dos corpos de prova</i>	81

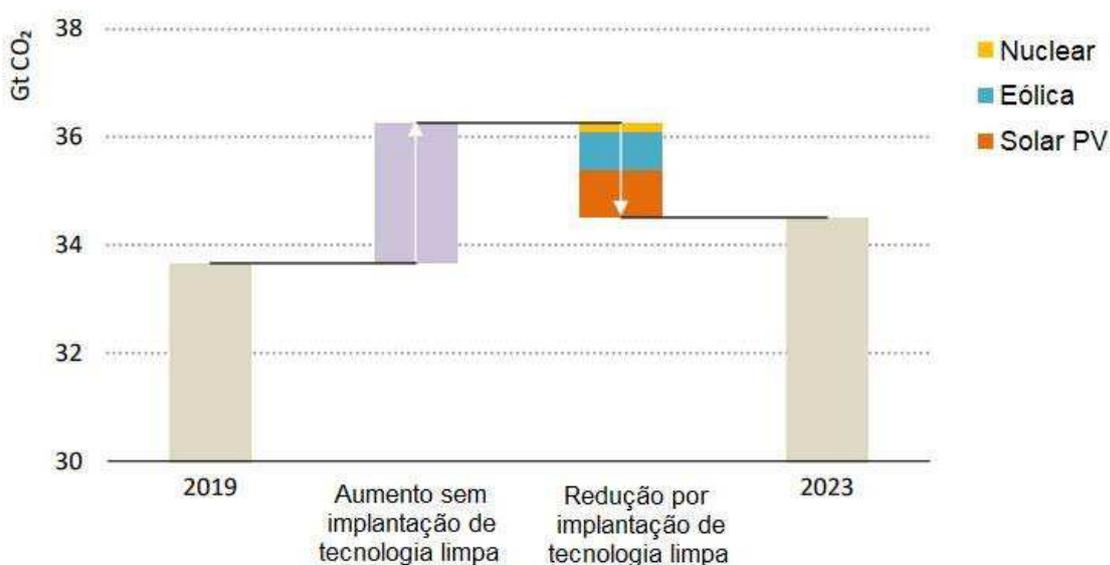
4.3.2	<i>Saturação e adensamento</i>	84
4.3.3	<i>Rompimento do corpo de prova</i>	87
4.4	<i>Avaliação da quebra dos grãos de solo</i>	89
4.5	<i>Compressão simples dos bioclastos</i>	90
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	92
5.1	Granulometria	92
5.2	Densidade relativa dos grãos e índices de vazios	94
5.3	Fluorescência de raio X e teor de CaCO₃	96
5.4	Microscopia	99
5.4.1	<i>Areia Quartzosa (Amostra A) – Foz do rio Pacoti</i>	99
5.4.2	<i>Areia Carbonática (Amostra B) – Foz do rio Aracatiaçu</i>	100
5.4.3	<i>Areia Carbonática (Amostra C) – Mar da praia de Moitas (offshore)</i> ...	103
5.5	Forma e angularidade das partículas	106
5.6	Ensaio de cisalhamento direto	109
5.7	Ensaio de triaxiais drenados	117
5.8	Quebra de grãos	131
5.9	Compressão Simples	134
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	135
	REFERÊNCIAS	140
	ANEXO A – TEORES DE UMIDADE DOS CORPOS DE PROVA DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	146
	ANEXO B – CURVAS DE ADENSAMENTO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	148
	ANEXO C – CURVAS DE ADENSAMENTO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	154

1 INTRODUÇÃO

A produção de energia oriunda de fontes sustentáveis é de extrema relevância para o cenário de diversificação da matriz energética global. Em razão da necessidade de reduzir os impactos ambientais, o uso de energia limpa está no centro da desaceleração das emissões de poluentes. As adições globais de capacidade eólica e solar fotovoltaica atingiram um recorde de quase 540 GW em 2023, um aumento de 75% em relação ao nível de 2022 (IEA, 2024).

Nos últimos anos houve uma aceleração significativa na implantação de energia limpa desde 2019. Entre 2019 e 2023, as emissões totais relacionadas à energia aumentaram cerca de 900 megatoneladas. Sem a crescente implantação de cinco tecnologias chave de energia desde 2019 como a energia solar fotovoltaica, energia eólica, energia nuclear, bombas de calor e carros elétricos, o crescimento das emissões teria sido três vezes maior (IEA, 2024). Assim, a implantação desse modelo de geração de energia está no centro das principais medidas para a redução dos impactos ambientais relacionados a emissão de CO₂, conforme a Figura 1.

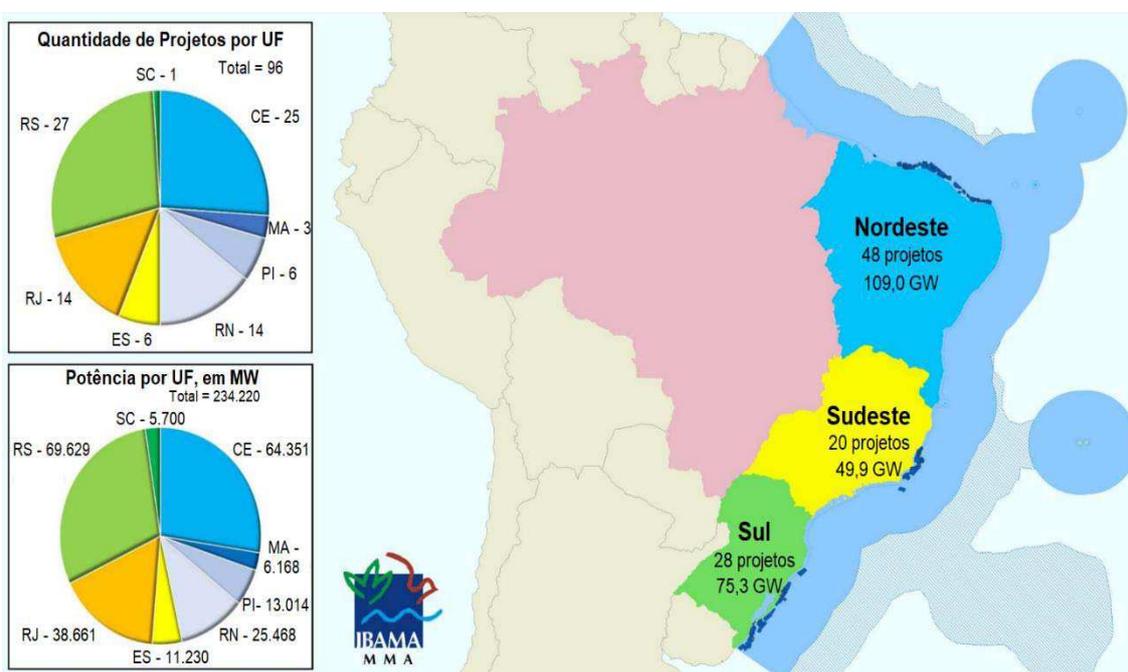
Figura 1 - Mudança nas emissões de CO₂ da combustão de energia e emissões evitadas pela implantação das principais tecnologias limpas, 2019-2023.



Fonte: Adaptado de IEA (2024).

Dentre esses tipos de produção de energia, a eólica se destaca no cenário nacional em função do seu potencial de produção energética em diversos locais no Brasil, como as áreas *offshore*. Atualmente existem 96 projetos de complexos eólicos *offshore* para a costa brasileira, apresentados até o momento ao Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA), aguardando o devido processo de licenciamento. A Figura 2 apresenta um mapa da distribuição desses projetos por região do país e a potência em megawatts (MW).

Figura 2 - Mapa dos projetos dos complexos eólicos *offshore* no Brasil.



Fonte: Modificado de IBAMA (2024).

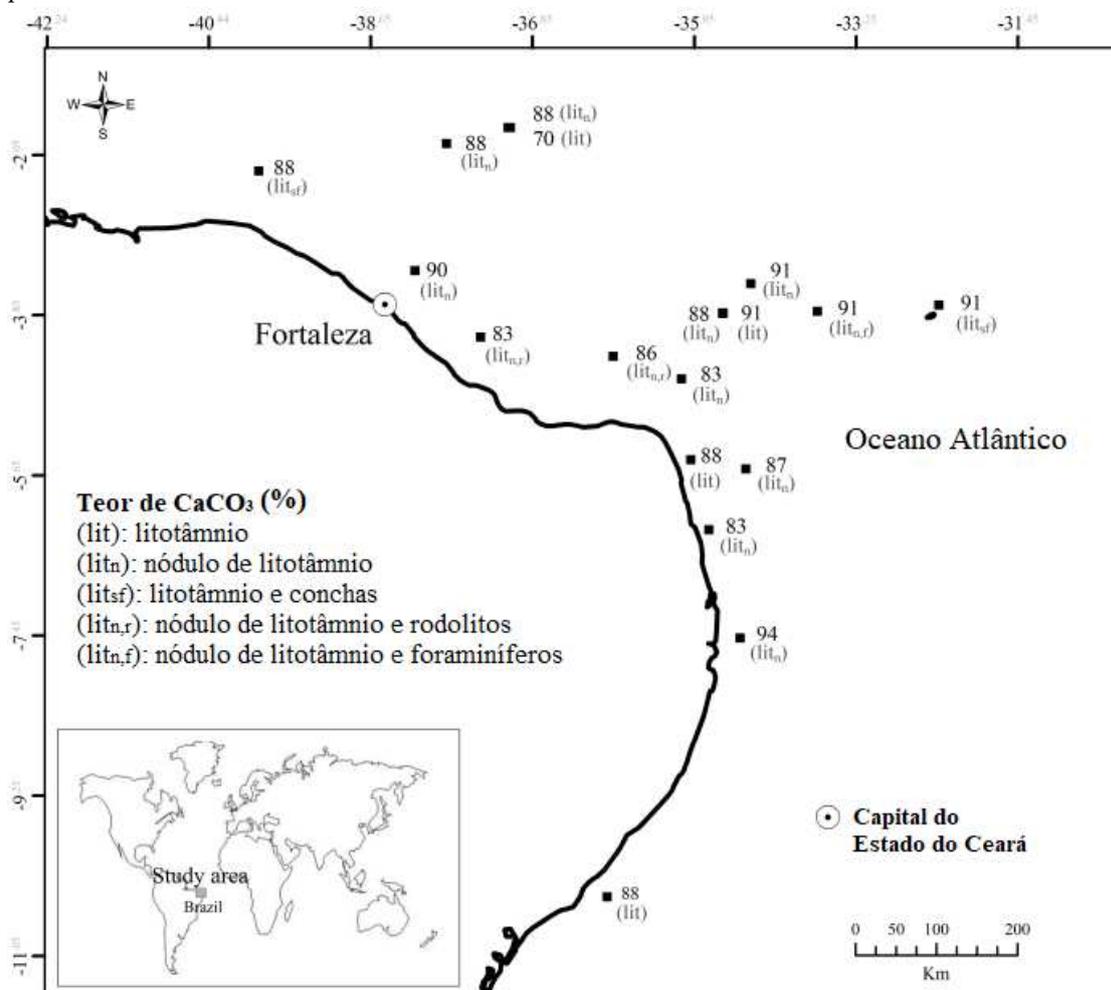
A partir desses dados, a região nordeste do Brasil concentra o maior número de projetos para a produção de energia eólica *offshore*, na qual o estado do Ceará apresenta o maior número de projetos e o maior potencial de geração de energia na região nordestina. Em vista desse potencial, a costa cearense se destaca como um local promissor para a implantação de parques eólicos *offshore*, entretanto, a necessidade de investigações geotécnicas detalhadas nos solos costeiros é um fator imprescindível para as fundações das torres eólicas.

Dentre as diversas preocupações inerentes aos projetos de fundações, a composição do solo se mostra como um fator de análise importante em vista da sua capacidade de influenciar no comportamento do solo.

De acordo com Hyodo *et al.* (1996), os solos carbonáticos estão presentes em extensas regiões de zonas tropicais e intertropicais ao redor do mundo, nas quais são formadas profundas camadas de sedimentos calcários. A ampla presença desse tipo de solo em áreas costeiras contempla, também, o litoral do nordeste brasileiro.

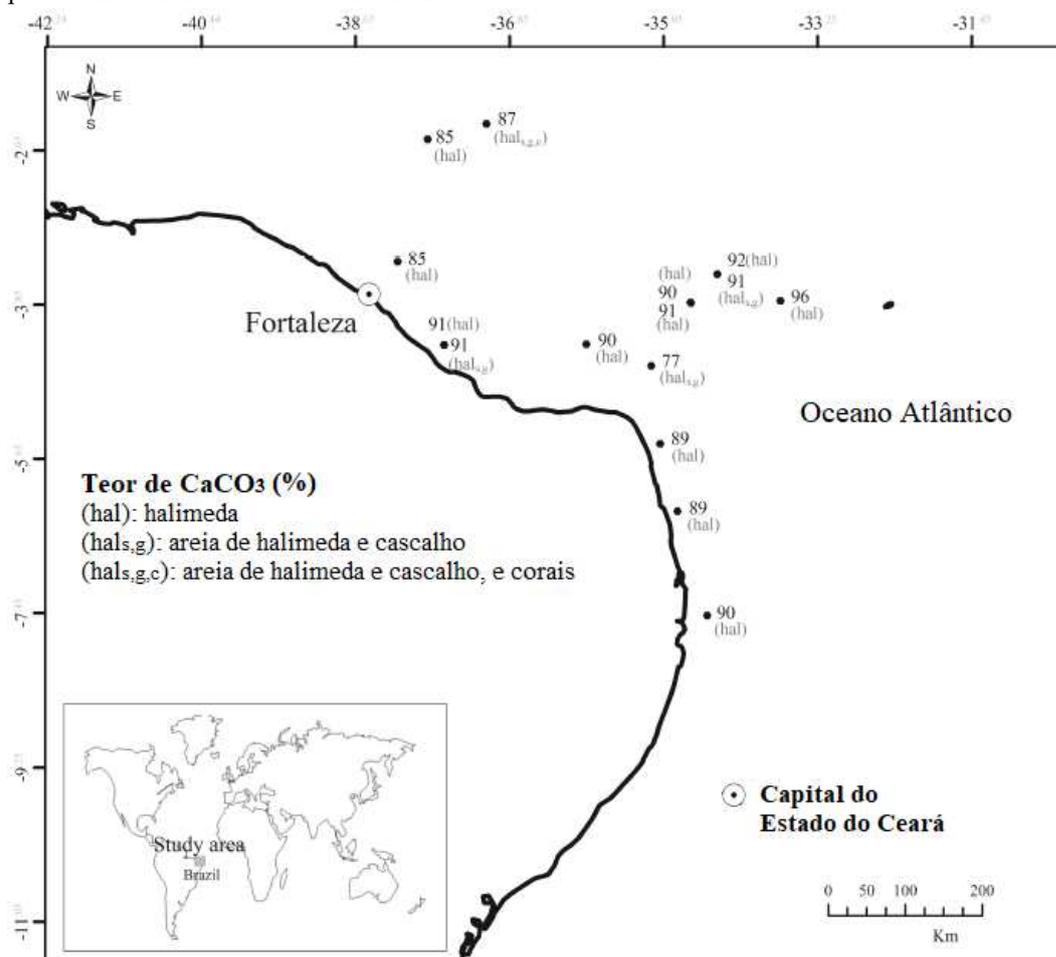
As margens costeiras do Estado do Ceará são constituídas principalmente por carbonatos de grão grosso oriundos de algas de coral ramificadas com ocorrências consideráveis de halimeda, litotâmnio e rodolitos (Nascimento *et al.*, 2010). Esses materiais possuem alto teor de carbonato de cálcio (CaCO_3), conforme o apresentado nos mapeamentos das Figura 3 e 4, na qual se observa o teor desse tipo de carbonato a partir de diversas amostras de sedimentos coletados na costa nordestina.

Figura 3 - Teores de carbonato de cálcio (%) em litotâmnio de amostras de sedimentos marinhos da plataforma continental do nordeste do Brasil.



Fonte: Modificado de Nascimento (2010).

Figura 4 - Teores de carbonato de cálcio (%) em halimeda de amostras de sedimentos marinhos da plataforma continental do nordeste do Brasil.



Fonte: Modificado de Nascimento *et al.* (2010).

Devido à forte presença desses sedimentos calcários no litoral, os projetos que visam implementar torres eólicas *offshore* na costa nordestina tem como desafio lidar com esse tipo de solo, em vista da necessidade de estudar o seu comportamento em comparação com a de areias quartzosas.

Nesse aspecto, trabalhos como os de Poulos (1988) e Semple (1988) apontam características dos sedimentos calcários que os diferem das areias de sílica, como a fragilidade estrutural de suas partículas e a variabilidade de suas propriedades. Todavia, os sedimentos calcários de ambientes marinhos podem se originar de diferentes fontes, seja de minerais, animais, algas, corais ou outros organismos, o que torna propício questionar se solos carbonáticos compostos por calcário de origens diferentes, podem apresentarem comportamentos e propriedades geotécnicas diferentes.

Portanto, em razão da escassez de estudos geotécnicos detalhados voltados para as areias carbonáticas da costa do Ceará, é evidente a necessidade de estudos sobre o comportamento mecânico das areias carbonáticas em comparação com o das areias quartzosas. Neste contexto, análises da composição química desses solos e a sua influência no comportamento são fundamentais e, por isso, também serão abordadas no presente trabalho.

1.1 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar e comparar, por meio de ensaios de laboratório, o comportamento estático, as características e parâmetros de resistência ao cisalhamento das frações arenosas de três diferentes solos encontrados no litoral cearense, no qual um desses solos é uma areia quartzosa e os outros dois são areias carbonáticas com diferentes teores de carbonato de cálcio.

A seguir, estão estabelecidos os objetivos específicos para cumprir o objetivo geral.

- Obter as caracterizações das três amostras de solo por meio de ensaios de granulometria, densidade relativa dos grãos, índice de vazios máximo e índice de vazios mínimo.
- Analisar a composição das três amostras por meio de fluorescência de raio X, medir os teores de carbonato de cálcio e obter imagens das partículas através de microscopia eletrônica.
- Obter propriedades das partículas das areias como a forma, angularidade e quebra de grãos.
- Obter, de forma preliminar, as resistências dos elementos calcários presentes nas areias carbonáticas por meio de ensaios de compressão simples.
- Obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de ensaios de cisalhamento direto nas três amostras de solo, nas condições de índice de vazios máximo (fofo) e mínimo (Denso).
- Obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade por meio de ensaios de compressão triaxial adensado e drenado nas três amostras de solo, nas condições de índice de vazios máximo e mínimo, e analisar a quebra de grãos de solo.

1.2 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação é composta por 6 capítulos.

O capítulo 1 apresenta a introdução, no qual o tema do trabalho é apresentado e contextualizado, seguido pela definição dos objetivos da pesquisa.

Os capítulos 2 e 3 compõem a revisão bibliográfica deste trabalho. O capítulo 2 aborda o tema da resistência das areias na condição drenada, na qual é apresentado os comportamentos típicos desse tipo de solo, bem como os principais ensaios de resistência ao cisalhamento.

O capítulo 3 trata das areias carbonáticas, com foco nas areias compostas por carbonato de cálcio. Esse capítulo aborda a sua formação e origem, principais propriedades físicas, comportamentos típicos de resistência ao cisalhamento e a quebra dos grãos de solo.

O capítulo 4 corresponde a metodologia deste trabalho. Aqui são apresentadas as amostras de solo coletadas e definidos os ensaios de laboratório adotados para a caracterização e para a análise da resistência ao cisalhamento.

O capítulo 5 desenvolve os resultados dos ensaios de laboratório e as discussões a respeito dos parâmetros e comportamento de resistência ao cisalhamento das três amostras de solo. Nesse capítulo, os resultados dos ensaios de caracterização e os gráficos dos ensaios de resistência são utilizados para fazer uma análise comparativa entre as três areias estudadas, levando em consideração os seus teores de carbonato de cálcio.

Por fim, o capítulo 6 apresenta as conclusões e considerações finais do trabalho.

2 RESISTÊNCIA DAS AREIAS EM CONDIÇÃO DRENADA

Na engenharia geotécnica, principalmente de fundações, a expressão areia é empregada para designar solos em que a fração areia é superior a 50%. O comportamento desses tipos de solos classificados como areias puras ou com baixos teores de finos (menos de 12%) é determinado a partir do contato entre os grãos minerais, geralmente quartzo, de diâmetro predominantemente maior que 0,05 mm, de forma que essas baixas porcentagens de finos não interferem no seu comportamento (Pinto, 2006).

Todavia, em geral, solos arenosos que possuem 20, 30 ou 40% de finos tem o seu comportamento bastante influenciado pela fração de argila, tendo assim, um comportamento mais próximo do padrão de solos argilosos (Pinto, 2006). Ademais, devido à alta permeabilidade, as areias têm a sua resistência definida em termos de tensões efetivas, visto que os carregamentos dissipam as pressões neutras rapidamente.

Os ensaios mais utilizados para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento das areias são os ensaios de cisalhamento direto e os de compressão triaxial, os quais serão abordados posteriormente.

2.1 Fatores Influentes no Comportamento Drenado das Areias

O comportamento das areias na condição drenada é determinado por diversas condições que vão além do entendimento básico de estado fofo ou denso embasado na disposição dos grãos. Para Mitchell & Soga (2005), a resistência ao cisalhamento das areias é determinada pela atuação conjunta de diversos fatores como a mineralogia, tamanho, formato e distribuição dos grãos, densidade relativa, estado de tensão, caminho de tensão, drenagem e similares. Nesse aspecto, Lambe & Whitman (1969) discutem sobre os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de solos granulares, de forma que esses fatores são divididos em dois grupos.

O primeiro grupo é composto pelos fatores que determinam a resistência ao cisalhamento para um determinado solo, como o índice de vazios, as tensões confinantes e a taxa de carregamento, sendo os dois primeiros citados os mais importantes. É necessário entender a influência desses fatores para mensurar adequadamente a resistência do solo na prática.

O segundo grupo é composto por fatores que fazem com que a resistência de um solo seja diferente da resistência de outro, ainda que possuam a mesma tensão de confinamento e mesmo índice de vazios, como formato, granulometria e composição das partículas. O conhecimento dos efeitos desses fatores é importante para a seleção de solos para aterros, barragens, subleitos de pavimentos etc.

2.1.1 Entrosamento, granulometria e forma dos grãos de areia

Com base na disposição das partículas de areia, pode-se justificar a ocorrência da resistência de pico, devido ao entrosamento dessas partículas. Nas areias fofas, o cisalhamento reacomoda as partículas causando uma redução do volume, já nas areias compactas, as tensões cisalhantes devem ser suficientes para superar os obstáculos representados pelos outros grãos na sua trajetória, o que exige um aumento de volume e, faz a resistência cair ao valor da areia no estado fofo (Pinto, 2006).

Nesse aspecto, a granulometria e a forma das partículas de areia se relacionam diretamente com o seu entrosamento. Para Lambe & Whitman (1969) é evidente que uma melhor distribuição dos tamanhos das partículas resulta em um melhor entrosamento. A Tabela 1 mostra a relação da forma e graduação das partículas de solo com seus ângulos de atrito de pico em cada estados de compacidade, e é confirmada por uma série de ensaios relatados por Holtz e Gibbs (1956).

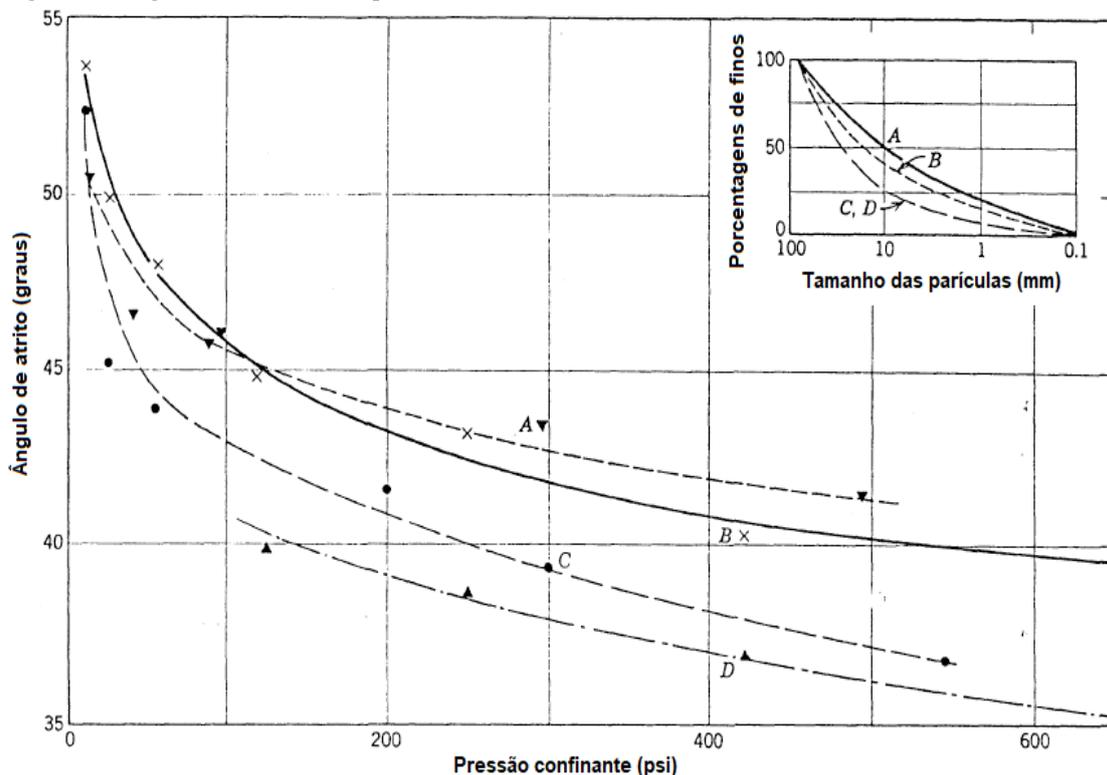
Tabela 1 - Efeito da angularidade e graduação das partículas no ângulo de atrito de pico.

Forma e Graduação	Fofo	Denso
Arredondado, uniforme	30°	37°
Arredondado, bem graduado	34°	40°
Angular, uniforme	35°	43°
Angular, bem graduado	39°	45°

Fonte: Sowers & Sowers (1951).

Um solo bem graduado sofre menos quebras de partículas do que um solo uniforme, uma vez os solos bem graduados possuem muitos contatos interpartículas e a carga por contato é, portanto, menor do que no solo uniforme (Lambe & Whitman, 1969). A Figura 5 ilustra que os solos com melhor distribuição granulométrica (A e B) sofre menos redução do ângulo de atrito com o aumento da pressão confinante.

Figura 5 - Ângulo de atrito versus pressão confinante.



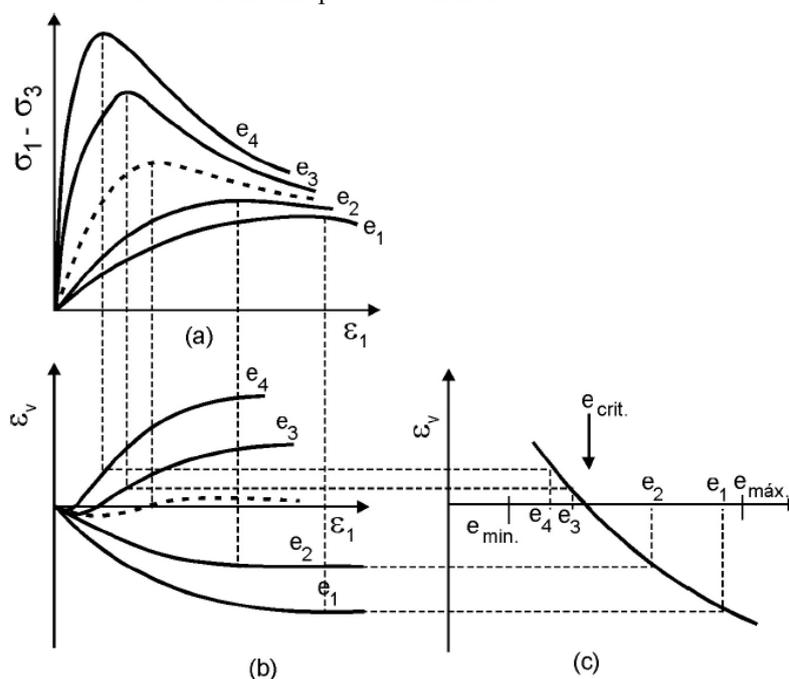
Fonte: modificado de Lambe & Whitman (1969).

Ainda segundo Lambe & Whitman (1969) é esperado que partículas angulares se interliguem melhor do que as partículas arredondadas e, o que resultam em um maior ângulo de atrito para areias compostas de partículas angulares. Ademais, mesmo quando uma areia é tensionada até sua condição final, de forma que nenhuma outra mudança de volume esteja ocorrendo e a areia está em uma condição fofa, a areia com as partículas angulares tem o maior ângulo de atrito. Nos pedregulhos, o efeito da angularidade é menor devido ao esmagamento de partículas.

2.1.2 Índice de vazios

O comportamento típico das areias, seja o de contração do volume devido ao carregamento no estado fofo, ou de dilatação no estado denso, também está relacionado com o índice de vazios. No gráfico (a) da Figura 6, observa-se os pontos de maior resistência de cada ensaio, os quais são usados para determinar a variação de volume correspondente à deformação específica representada no gráfico (b), em que ocorreu a ruptura no corpo de prova. Já o gráfico (c), representa esses valores em função dos índices de vazios.

Figura 6 - Obtenção do índice de vazios crítico a partir de resultados de ensaios triaxiais com mesma pressão confinante.



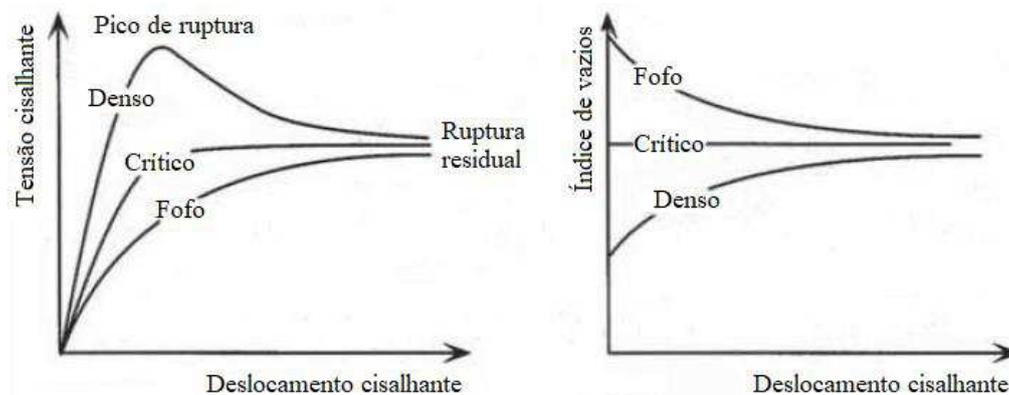
Fonte: Pinto (2006).

Nesse exemplo, tem-se dois corpos de prova que apresentam contração (e_1 e e_2) e dois que apresentam dilatação (e_3 e e_4) na ruptura. Assim, deve haver um índice de vazios crítico para o qual o corpo de prova não apresente redução e nem aumento de volume devido a ruptura. Se a areia estiver com um índice de vazios menor do que o crítico, ela precisará se dilatar para romper; se o índice de vazios for maior do que o crítico, a areia romperá ao se comprimir (Pinto, 2006).

Assim, é dito que uma areia é fofa quando o seu índice de vazios se encontra superior ao crítico, do contrário, é dito ser uma areia compacta se o seu índice de vazios for inferior ao crítico. No entanto, essas expressões da Mecânica dos Solos, são conceitualmente diferentes das expressões referentes à compactidade das areias, correntemente empregadas na prática da Engenharia de Fundações. Neste caso, os termos fofa e compacta apenas dizem respeito a deformabilidade, de forma que as areias fofas apresentam maiores recalques enquanto as areias compactas apresentam menores recalques (Pinto, 2006).

Segundo Bardet (1997), a influência da densidade do solo sobre o ângulo de atrito de pico é descrita pelo conceito de índice de vazios crítico. Por definição, o índice de vazios é crítico ocorre quando o solo rompe sem uma mudança de volume, como mostrado na Figura 7.

Figura 7 - Influência da densidade na resposta de solos submetidos a ensaios de cisalhamento direto.



Fonte: Bardet (1997).

Quando o índice de vazios é menor do que o crítico (por exemplo, em solo denso), o solo se dilata no pico de ruptura. Com o aumento do deslocamento cisalhante, o índice de vazios aumenta até se tornar crítico, e a tensão de cisalhamento diminui e gradualmente se funde com a resistência ao cisalhamento residual. Quando o índice de vazios é maior do que o crítico (por exemplo, em solo fofo), o solo compacta até que o índice de vazios se torne crítico e a tensão de cisalhamento atinja a resistência ao cisalhamento residual (Bardet, 1997).

2.1.3 Considerações sobre o comportamento contrátil e dilatante das areias

Conforme descrito por Lee & Seed (1967), as primeiras demonstrações experimentais sobre o comportamento dilatante das areias quando cisalhadas, foram conduzidas por Reynolds (1885). Ademais, Lee & Seed (1967) também afirmam que Casagrande (1940) foi um dos pioneiros na investigação da relação entre tensão, deformação e resistência em areias, demonstrando que o ângulo de atrito de uma areia estava relacionado ao seu índice de vazios no início do processo de cisalhamento e às mudanças de volume durante o cisalhamento.

Casagrande (1940) também identificou que enquanto as areias compactas tendiam a se expandir durante o cisalhamento e apresentavam um ângulo de atrito elevado, as areias fofas tendiam a se contrair e exibiam um ângulo de atrito consideravelmente menor.

Ainda que no geral, as areias fofas tendam a uma diminuição no volume enquanto as areias compactas tendem a aumentar de volume quando submetidas a

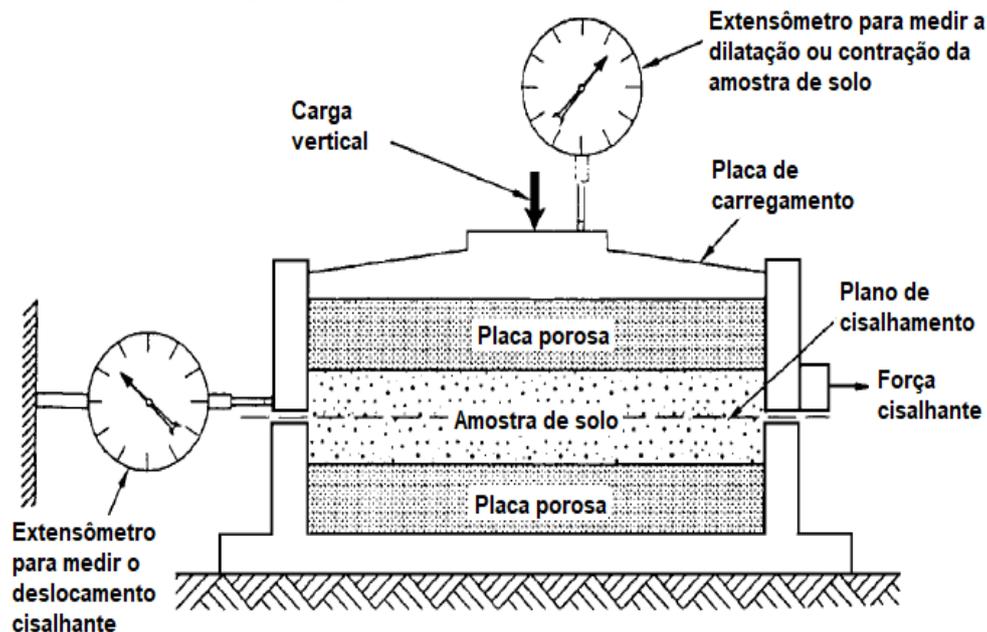
cisalhamento drenado, existem casos em que esse comportamento pode variar. Nesse aspecto, Lee & Seed (1967) demonstraram que mesmo em casos de areias compactas, um comportamento contrátil pode ocorrer quando submetidas a tensões de confinamento consideravelmente elevadas. Por outro lado, areias fofas podem dilatar ao serem submetidas a tensões de confinamento baixas.

2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto, usado pela primeira vez por Coulomb em 1776, é o tipo mais antigo de equipamento de teste de cisalhamento (Day, 2006). O equipamento de laboratório usado para esse ensaio também é o mais comum para obter a resistência ao cisalhamento drenada (resistência ao cisalhamento baseada na tensão efetiva) de um solo não coesivo.

Segundo Das e Sobhan (2014) o ensaio de cisalhamento direto também é a forma mais simples de arranjo para o ensaio de cisalhamento. O equipamento para esse ensaio consiste basicamente em uma caixa metálica bipartida na qual é colocado o corpo de prova da amostra de solo, podendo ser quadrado ou circular. A Figura 8 ilustra um aparelho utilizado para conter o corpo de prova no ensaio.

Figura 8 - Arranjo de aparelho para ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: modificado de Day (2006).

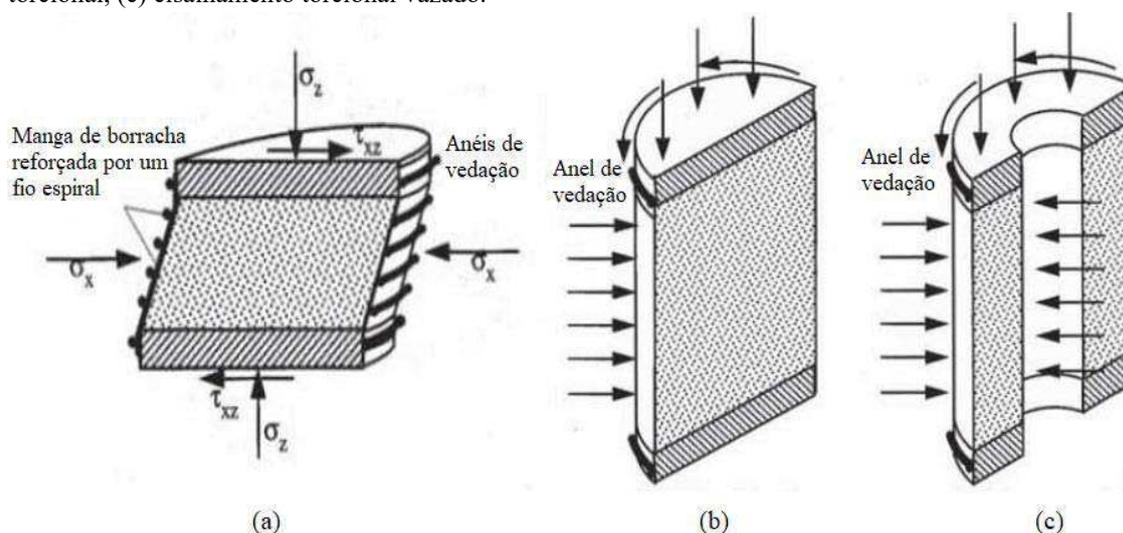
A determinação do ângulo de atrito efetivo do solo não coesivo, geralmente é feita com pelo menos três corpos de prova de solo que são cisalhados em diferentes tensões normais. Segundo Day (2006) é importante que a faixa dessas tensões usadas no ensaio de cisalhamento direto seja aproximadamente a mesma que a faixa de tensão aplicável para as condições de campo. Os procedimentos desse ensaio estão dispostos na norma ASTM D 3080-23 (2023), "Método de ensaio padrão para ensaio de cisalhamento direto de solos sob condições de drenagem consolidada".

Em relação à obtenção dos resultados, Taylor (1948) afirma que comparado a ensaios mais complexos, como os ensaios Triaxiais, os resultados do ensaio de cisalhamento direto apresentam uma menor acurácia. Entretanto, a simplicidade tanto do entendimento como da execução do ensaio de cisalhamento direto são vantagens importantes a se considerarem na escolha do ensaio a ser utilizado.

O equipamento usado para o ensaio de cisalhamento direto geralmente fornece valores razoavelmente precisos do ângulo de atrito efetivo para solos granulares. Assim, a popularidade desse ensaio se dá devido a configuração e operação relativamente rápidas e simples (Day, 2006). Apesar da praticidade de execução e dos custos mais baixos, os ensaios de cisalhamento direto impõem uma superfície de ruptura horizontal na amostra devido ao equipamento usar uma caixa bipartida.

O ensaio de cisalhamento direto também possui outros tipos de variações, como os ensaios de cisalhamento simples e de cisalhamento torcionais (Figura 9).

Figura 9 - Variações do ensaio de cisalhamento direto: (a) Cisalhamento simples, (b) cisalhamento torcional, (c) cisalhamento torcional vazado.



Fonte: Bardet (1997).

Segundo Bardet (1997), o ensaio de cisalhamento simples é uma versão melhorada do ensaio de cisalhamento direto, que gera tensão e deformação uniformes e é adequado para determinar a resposta tensão e deformação dos solos. No aparelho de cisalhamento simples (Figura 9a), a amostra cilíndrica é confinada em uma luva de borracha reforçada por um fio espiral. A pressão de confinamento é transmitida à amostra de solo através da manga de borracha. O fio espiral impede que a amostra se expanda radialmente, mas não impede que seja cisalhada.

No ensaio de cisalhamento torcional (figura 9b), o cilindro de solo é submetido a um momento de torção, que é aplicado através das tampas superior e inferior nervuradas. A pressão de confinamento lateral é aplicada ao corpo de prova através da manga de borracha flexível. O dispositivo de torção para o ensaio de cisalhamento torcional vazado (Figura 9c) é uma versão melhorada que mantém a tensão uniforme em toda a amostra, na qual as mangas de borracha internas e externas transmitem a tensão lateral para ambos os lados do corpo de prova de solo vazado.

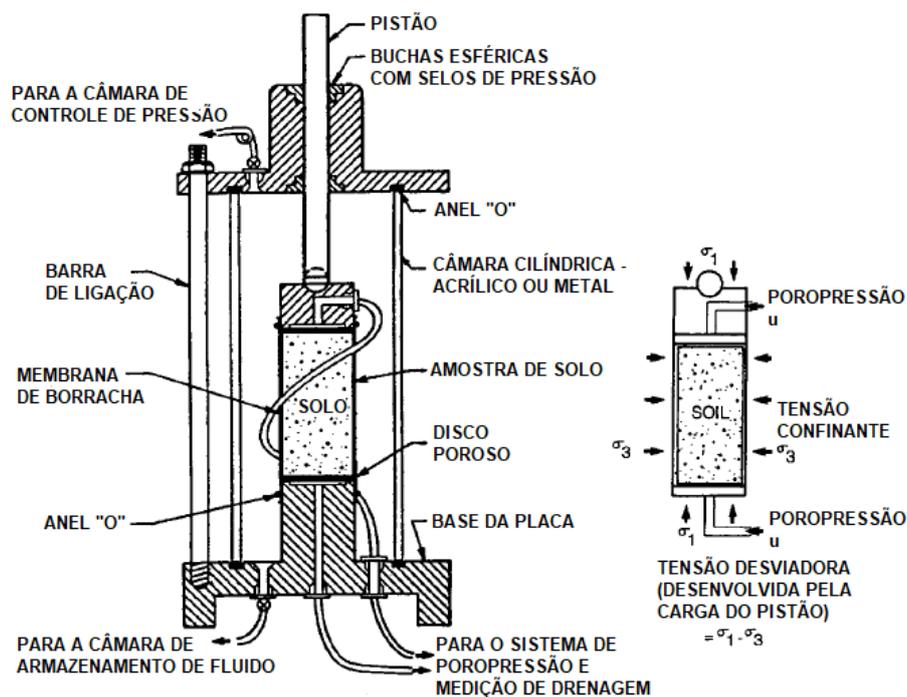
Ademais, os ensaios de cisalhamento direto também podem ser realizados na interface do solo com outros materiais, como madeira, concreto, metais e geossintéticos, conforme estudos feitos por diversos autores (Tiwari *et al.*, 2010; Liu *et al.*, 2014; Chen *et al.*, 2015; Borana *et al.*, 2018; Bessa, 2022).

2.3 Ensaio de Compressão Triaxial

Em termos de compreensão do comportamento da resistência ao cisalhamento, Day (2006) aponta que o ensaio triaxial é provavelmente o ensaio de laboratório mais importante, sendo amplamente utilizado nos trabalhos laboratoriais. Segundo Das e Sobhan (2014), esse ensaio é um dos métodos mais confiáveis e disponíveis para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos.

Para esse ensaio, são utilizados corpos de prova cilíndricos envolvidos por uma fina membrana de borracha e colocada no interior de uma câmara cilíndrica preenchida por água. O corpo de prova então, será sujeito a uma tensão confinante gerada pelo fluido dentro da célula, bem como uma tensão vertical normal aplicada durante o cisalhamento. A Figura 10 mostra um esquema da câmara utilizada para a colocação do corpo de prova, bem como os carregamentos atuantes nele.

Figura 10 - Câmara do triaxial (lado esquerdo) e esquema das pressões exercidas sobre o corpo de prova de solo durante o ensaio (lado direito).



Fonte: modificado de Day (2006).

A classificação básica dos tipos de ensaios de compressão triaxial com base nas condições de drenagem do corpo de prova do solo é a seguinte:

1. Não adensado e não drenado (UU, *unconsolidated undrained*): Este ensaio é utilizado para obter a resistência ao cisalhamento não drenada do solo. Além do triaxial, ensaios de compressão não confinada e o ensaio de cisalhamento de palhetas podem determinar a resistência não drenada do solo;
2. Adensado e drenado (CD, *consolidated drained*): Este ensaio é utilizado para obter a envoltória de falha em termos de tensão efetiva. Esse tipo de ensaio pode ser realizado no aparelho de cisalhamento direto ou no aparelho triaxial;
3. Adensado e não drenado (CU, *consolidated undrained*): Este ensaio é usado para obter a envoltória de ruptura em termos de tensões totais;
4. Adensado e não drenado com medição de poropressão (CU');
5. Resistência ao cisalhamento residual drenada: Utilizada para obter a envoltória de ruptura residual em termos de tensão efetiva, ou seja, o ângulo de atrito residual.

Além desses existem outros tipos menos convencionais de ensaios triaxiais classificados com base no tipo de adensamento e cisalhamento, os ensaios triaxiais são rotulados usando várias letras, incluindo C (para ensaio adensado) ou U (para ensaio não adensado) e D (para ensaio drenado) ou U (para ensaio não drenado). O tipo de adensamento do ensaio também pode ser isotrópico (CIU, CID), anisotrópico (CAU, CAD), ou adensado com deformação lateral impedida (CK_0D , CK_0U). Quanto a variação das tensões axiais e laterais, o ensaio pode ser do tipo constante, crescente ou decrescente. Os ensaios drenados são sempre adensados (Bardet, 1997).

Os ensaios triaxiais também apresentam variações como o ensaio triaxial cíclico, ensaio triaxial com *bender elements* e o ensaio triaxial verdadeiro. No entanto, a presente pesquisa utilizou apenas o ensaio triaxial estático, portanto, apenas o equipamento e o funcionamento desse tipo de ensaio serão detalhados nesta pesquisa.

2.3.1 Principais procedimentos do ensaio de compressão triaxial

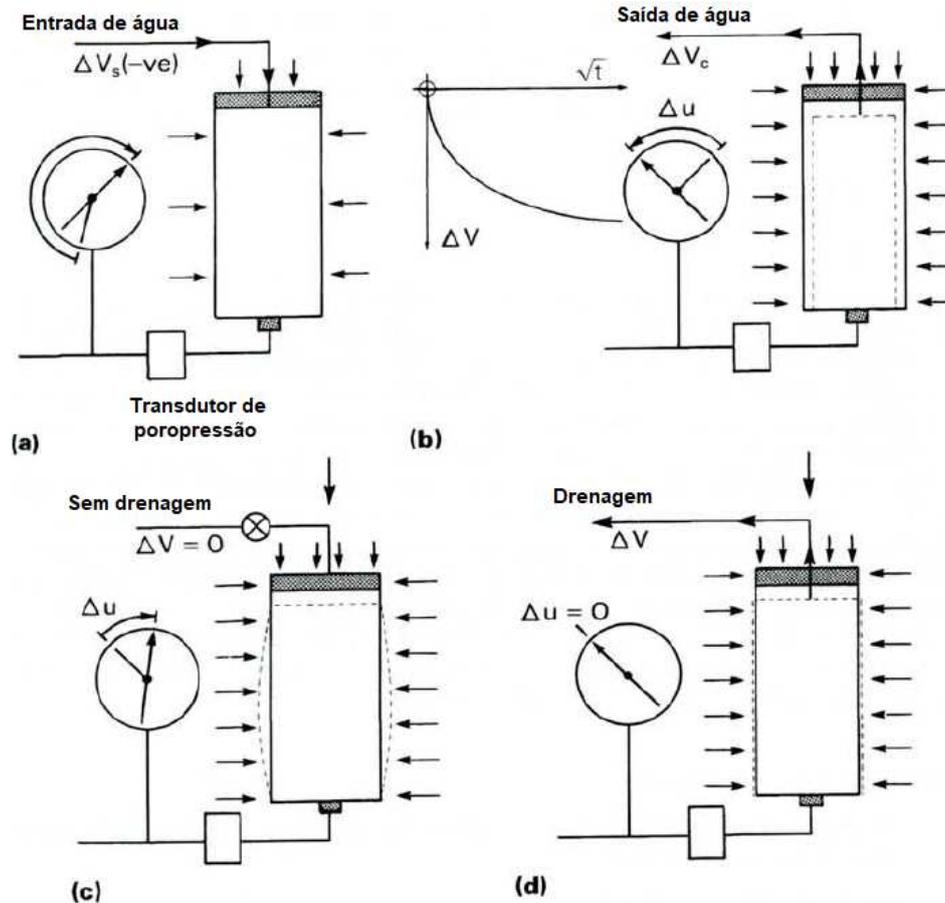
Os procedimentos de rotina para os ensaios triaxiais, segundo Head (1998), consistem em estágios: saturação, adensamento e compressão, de forma que os dois primeiros estágios são os mesmos para ensaios drenados e não drenados.

Primeiramente, o estágio de saturação se refere à forma em que a poropressão no corpo de prova é aumentada a fim de eliminar o ar nos vazios da amostra (Figura 10(a)). Para Head (1998), esse procedimento permite leituras confiáveis das mudanças de poropressão nas etapas subsequentes. O aumento da poropressão é feito de maneira controlada, normalmente com a aplicação de uma contrapressão para forçar a dissolução do ar presente nos vazios do solo.

Na etapa de adensamento o corpo de prova é adensado por meio de uma tensão confinante, permitindo uma drenagem pelo sistema de contrapressão (Figura 10(b)) para que a poropressão caia gradualmente até se igualar a contrapressão. A drenagem da água resulta em uma redução de volume e aumento da tensão efetiva, que após o adensamento é igual a diferença entre a tensão confinante e a poropressão remanescente no corpo de prova. Normalmente, uma dissipação de 100% da poropressão não é alcançada, visto que seria necessário que a poropressão eventualmente caísse o bastante para se igualar a contrapressão, portanto, um valor de 95% de dissipação de poropressão é utilizado como aceitável (Head, 1998).

Por fim, a etapa de compressão se caracteriza pela aplicação gradual e crescente da carga axial, enquanto a tensão de confinamento se mantém constante até a ruptura do corpo de prova. Esse procedimento também pode ser chamado de fase de carregamento ou fase de cisalhamento. A Figura 10(c) e (d) mostram a fase de compressão para ensaios não drenados e drenados, respectivamente.

Figura 11 - Representação dos estágios do ensaio triaxial para tensões efetivas: (a) saturação, (b) consolidação, (c) compressão não drenada, (d) compressão drenada.



Fonte: Adaptado de Head (1998).

2.3.2 Parâmetro B de Skempton

Em solos saturados, a aplicação de um carregamento pode causar o desenvolvimento de poropressões, e no caso de carregamento triaxiais, a magnitude das poropressões depende tanto do tipo de solo quanto do seu histórico de tensões. Segundo Holtz *et al.* (1981), na prática da engenharia é necessário estimar o desenvolvimento de poropressões no solo devido as mudanças de carregamento, assim, em vista do interesse

de representar como a poropressão responde às variações nas tensões totais, convém expressar essas variações em termos de coeficientes de poropressão ou parâmetros de poropressão B , o qual foi introduzido em 1954 pelo professor A. W. Skempton do Imperial College no Reino Unido.

O parâmetro de poro-pressão B expressa o aumento da poropressão em um carregamento não drenado devido ao acréscimo da pressão confinante (Holtz *et al*, 1981). Durante a etapa de saturação por contrapressão nos ensaios de compressão triaxial, o nível de saturação do corpo de prova pode ser medida pelo parâmetro B , o qual é descrito por Skempton (1954) conforme a seguinte equação:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (1)$$

em que, Δu é a variação da poropressão que resulta da alteração da pressão confinante dentro da câmara do triaxial e $\Delta \sigma_3$ é a variação da pressão confinante dentro da câmara.

Desenvolvendo a Equação 1, Skempton (1954) também representa o parâmetro B da seguinte forma:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{n C_v}{C_c}} \quad (2)$$

em que, n é a porosidade, C_v é a compressibilidade dos vazios e C_c é a compressibilidade da estrutura do solo.

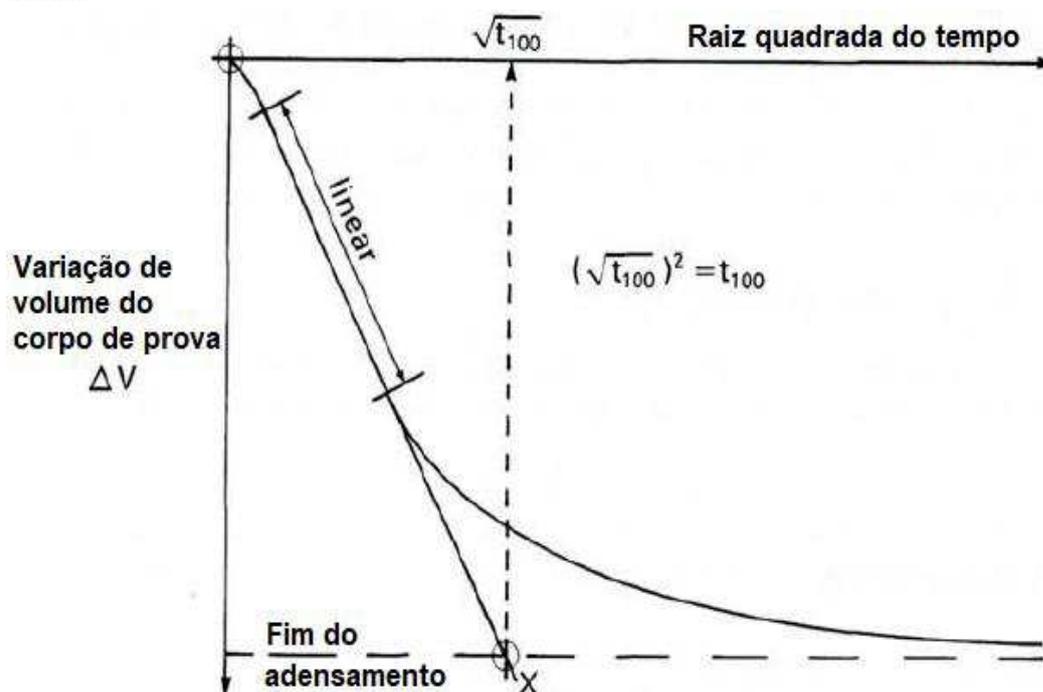
Segundo Skempton (1954), em solos saturados (sem vazios de ar) a razão entre C_v e C_c é aproximadamente igual a zero, visto que a compressibilidade da água é desprezível em relação à compressibilidade do solo. Dessa forma, o parâmetro B é igual a 1 quando o grau de saturação do solo é 1, o que indica 100% de saturação.

2.3.3 Adensamento e velocidade máxima do ensaio na fase de ruptura

Após a saturação do corpo de prova, o ensaio segue para as etapas de adensamento e, por fim, a etapa de ruptura na prensa. Assim, para definir a velocidade a ser utilizada na ruptura do corpo de prova, primeiro é preciso determinar o tempo de ruptura (t_f) e a deformação na ruptura (ε_f) do corpo de prova.

Na curva de adensamento, na qual se tem a raiz quadrada do tempo pela variação do volume do corpo de prova, pode-se estimar o tempo de ruptura (t_f) a partir do tempo de ocorrência de 100 % do adensamento do corpo de prova (t_{100}), conforme o apresentado na Figura 12.

Figura 12 - Derivação do t_{100} teórico a partir da curva de adensamento para corpos de prova de ensaio triaxial.



Fonte: Adaptado de Head (1998).

O cálculo do tempo de ruptura, conforme Head (1998), considera diferentes fatores de drenagem que mudam de acordo com a condição de drenagem do ensaio e da presença de drenos laterais no corpo de prova. A Tabela 2 apresenta esses fatores para o cálculo do tempo de ruptura do corpo de prova, considerando uma razão de altura por diâmetro de 2:1.

Tabela 2 - Fatores de drenagem para o cálculo do tempo de ruptura.

Tipo de solo	Sem drenos laterais	Com drenos laterais
Não drenado (CU)	$0,53 * t_{100}$	$1,8 * t_{100}$
Drenado (CD)	$8,5 * t_{100}$	$14 * t_{100}$

Fonte: Adaptado de Head (1998).

Em relação a deformação na ruptura (ϵ_f) do corpo de prova, Head (1998) aponta que o valor estimado depende do tipo de solo e das suas condições, conforme a Tabela 3. O autor também destaca que em casos de dúvida, é preferível estimar um valor de deformação baixo em favor da segurança.

Tabela 3 - Deformações na ruptura sugeridas para ensaios triaxiais.

Tipo de solo	Intervalos típicos de deformação na ruptura ϵ_f % (tensão desvio máxima)	
	Ensaio CU	Ensaio CD
Argila não perturbada		
normalmente adensada	15 - 20	15 - 20
sobre-adensada	20 +	4 - 15
Argila remodelada	20 - 30	20 - 25
Solos frágeis	1 - 5	1 - 5
Argila pedregulhosa compactada		
ramo seco	3 - 10	4 - 6
ramo úmido	15 - 20	6 - 10
Silte arenoso compactado	8 - 15	10 - 15
Areias saturadas:		
densa	25 +	5 - 7
fofa	12 - 18	15 - 20

Fonte: Head (1998).

Com tempo de ruptura (t_f) e a deformação na ruptura (ϵ_f) do corpo de prova estimados, o cálculo da velocidade máxima ($V_{m\acute{a}x}$) para o ensaio adensado e drenado (CD), para que não ocorra excesso de poro pressão durante a ruptura, pode ser feito pela seguinte equação:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{\epsilon_f L}{100 t_f} \text{ mm/min} \quad (3)$$

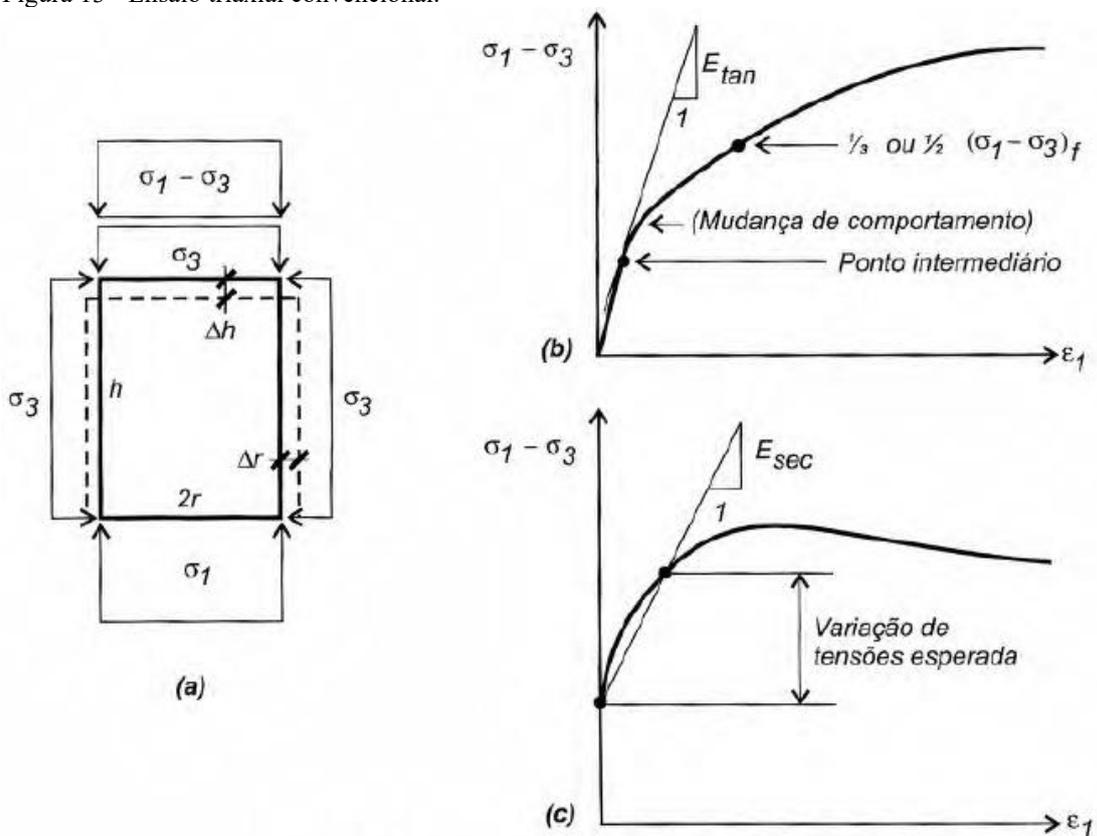
em que, L é a altura do corpo de prova.

Na fase de ruptura do corpo de prova, à medida que as tensões de cisalhamento se desenvolvem, o solo que sofre contração expelle água através dos canais de drenagem, enquanto o solo que dilata extrai água do canal de drenagem. Segundo Head (1998), um solo dilatante pode apresentar alguma contração em pequenas tensões. O volume de água que flui para fora ou para dentro do solo é aferido por um medidor de volume ou bureta na linha de contrapressão e é assumido como a variação de volume do corpo de prova.

2.3.4 Módulo de Young

Por meio dos ensaios triaxiais convencionais também é possível obter parâmetros de deformabilidade do solo, como o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν), apresentados nas Equações 4 e 5, respectivamente. Os ensaios convencionais são aqueles em que a tensão confinante (σ_3) é mantida constante. As deformações que ocorrem nos corpos de prova cilíndrico são interpretadas conforme o esquema da Figura 13.

Figura 13 - Ensaio triaxial convencional.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\epsilon_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_1} \quad (4)$$

$$\nu = \frac{\Delta r / r}{\Delta h / h} = -\frac{\Delta\epsilon_3}{\Delta\epsilon_1} \quad (5)$$

Em que, σ_1 é a tensão normal, σ_3 é a tensão confinante, r é raio do corpo de prova, h é o comprimento do corpo de prova, ϵ_1 é a deformação longitudinal e ϵ_3 é a deformação radial.

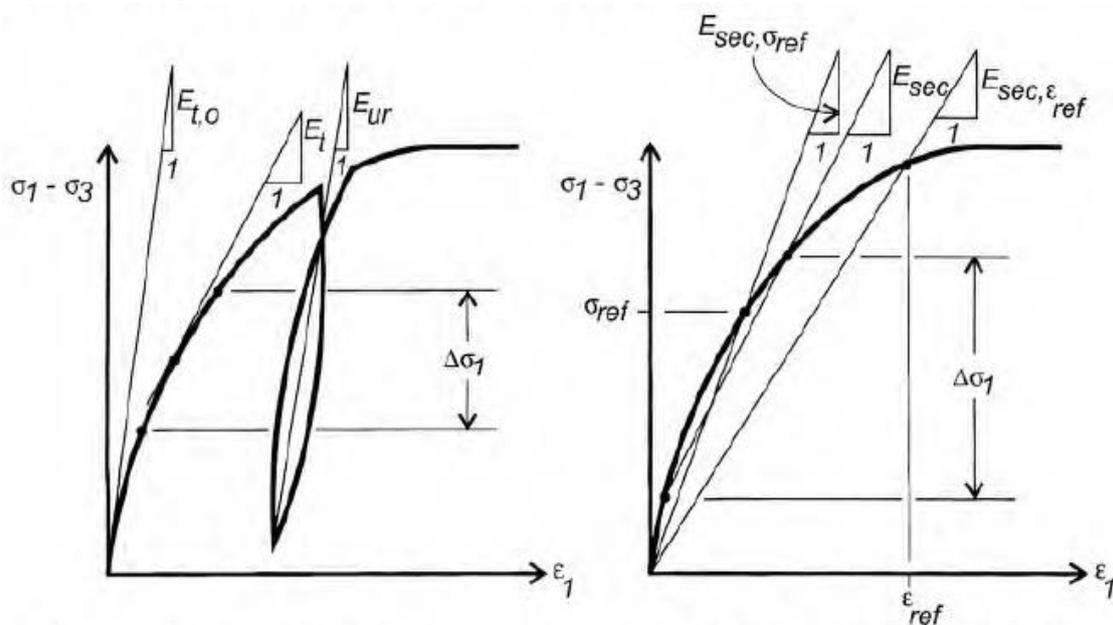
A Figura 13(a) ilustra os efeitos das tensões e deformações no corpo de prova durante o ensaio, os quais são representados na curva de tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) *versus* deformação longitudinal (ϵ_1) da Figura 13(b). Neste gráfico é perceptível a mudança no comportamento da curva, na qual o trecho praticamente linear muda para um trecho nitidamente curvo. Segundo Velloso e Lopes (2010), esse ponto de mudança está associado ao pré-adensamento.

O procedimento mais simples de ensaio se dá por meio do adensamento isotrópico (antes da fase de carregamento uniaxial). Um procedimento de ensaio mais rigoroso é aquele em que a amostra sofre adensamento anisotrópico, o que seria mais representativo para as condições de tensões do campo, e o Módulo de Young é tirado na faixa de variação de tensões esperada, como a Figura 13(c).

A interpretação do módulo de Young mostrada na Fig. 13b indica um módulo tangente, obtido através de um ponto intermediário entre a origem e uma tensão correspondente a 1/2 ou 1/3 da tensão de ruptura (considerando que a tensão de trabalho não vai superar essa tensão em função do coeficiente de segurança). Já a Figura 13(c), indica um módulo secante para a obtenção desse parâmetro.

A Figura 14 apresenta diversas formas de se obter o Módulo de Young com base nos módulos tangente e secante na curva tensão *versus* deformação.

Figura 14 - Interpretações diferentes do ensaio triaxial convencional para obtenção do Módulo de Young.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

As interpretações dos módulos tangente e secante dispostos na Figura 14 são descritas como:

- módulo tangente na origem ($E_{t, o}$);
- módulo tangente na variação de tensões esperada ($E_{t, \Delta\sigma}$);
- módulo de descarregamento-recarregamento (E_{ur});
- módulo secante entre a origem e a tensão esperada ou de referência ($E_{sec, 0-\sigma \text{ ref}}$);
- módulo secante na variação de tensões esperada ($E_{sec, \Delta\sigma}$);
- módulo secante no nível de deformação esperado ou de referência ($E_{sec, 0-\varepsilon \text{ ref}}$).

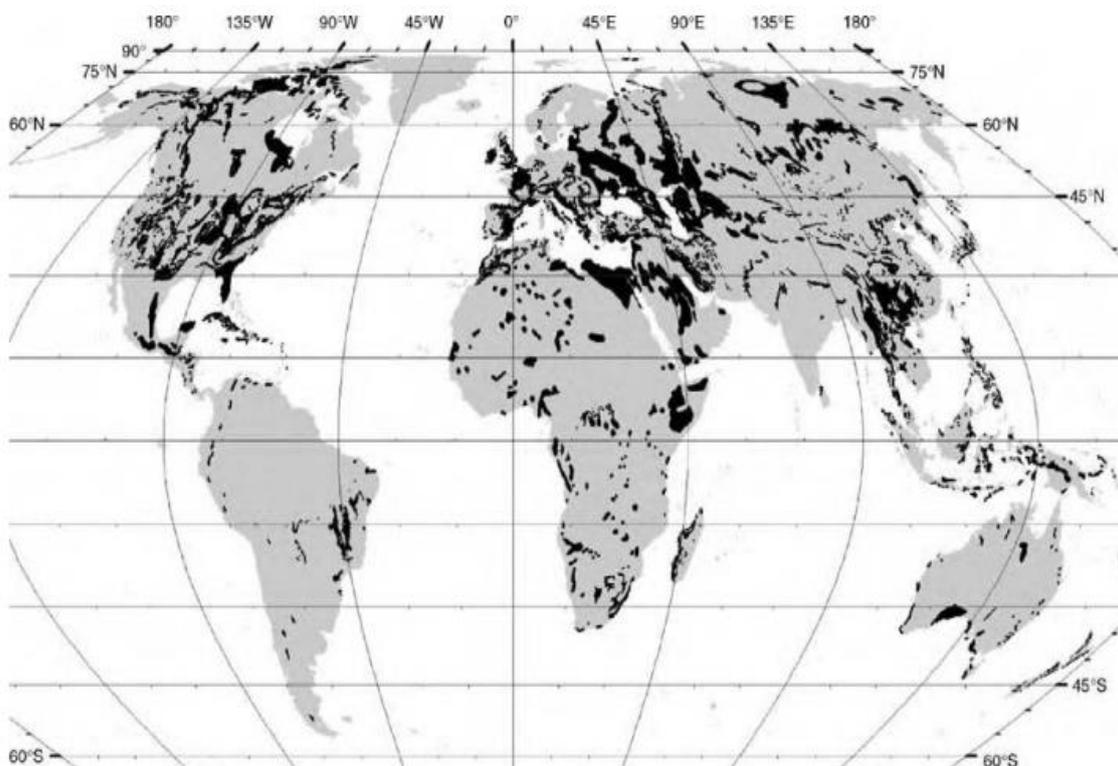
3 AREIAS CARBONÁTICAS

3.1 Formação e Origem

O processo de pedogênese dos solos carbonáticos se dá pelo intemperismo da rocha matriz, podendo ser seguido do seu transporte e deposição, no qual se destaca a presença de minerais de carbonatos. Suguio (2003) afirma que os carbonatos mais comuns entre as rochas sedimentares são os calcários e os dolomitos, os quais, normalmente resultam do retrabalhamento de calcários antigos. Entretanto, a sua preservação é favorecida somente em climas secos e em condições de pH alcalino.

De acordo com Ford & Williams (2007), as rochas carbonáticas se apresentam em aproximadamente 10% das áreas continentais livres de gelo (Figura 15). Elas podem se acumular em espessuras de vários quilômetros e volumes de milhares de quilômetros cúbicos, representando cerca de 20% de todas as rochas sedimentares fanerozóicas.

Figura 15 - Distribuição global dos principais afloramentos de rochas carbonáticas.



Fonte: Ford & Williams (2007).

A formação dessas rochas inicia-se a partir da atuação do intemperismo químico sobre as rochas preexistentes, nas quais através de reações de hidrólise e dissolução dos minerais essa solução se acumula no interior de bacias deposicionais e em condições de saturação, precipitam e dão origem aos minerais de natureza carbonática (Suguio, 2003).

Em relação as rochas sedimentares de formação biogênicas, Suguio (2003) afirma que ocorre participação ativa de organismos animais e vegetais, como acontece nos recifes de corais ou pela acumulação de resíduos de origem biológica, tais como os depósitos carbonosos (turfa, linhito e carvão) ou carbonáticos (depósitos de conchas e corais).

Informações sobre a quantidade e a taxa de acúmulo de carbonato pedogênico nos solos são importantes para a estimativa de reservas e fluxos de carbono em ambientes terrestres, bem como a influência de condições climáticas passadas (Landi *et al.* 2003).

Para Zamanian *et al.* (2016), com base na origem, morfologia e processos de formação, os carbonatos do solo podem ser subdivididos em três grandes grupos:

1. Carbonatos geogênicos: carbonatos que permaneceram ou são herdados de materiais de origem do solo, tais como partículas de calcário, ou atribuídos ao solo a partir de outros locais por poeiras calcárias ou deslizamentos de terras.
2. Carbonatos biogênicos: carbonatos formados em animais e plantas terrestres ou aquáticas como parte do seu esqueleto, por exemplo, conchas, ossos e sementes calcificadas, ou libertados de ou dentro de certos órgãos, tais como as glândulas esofágicas das minhocas.
3. Carbonatos pedogênicos (PC): carbonatos formados e redistribuídos nos solos através da dissolução do reservatório de carbonato inorgânico (ou seja, carbonatos pedogênico, geogênicos, biogênicos ou previamente formados) e da reprecipitação de íons dissolvidos em várias morfologias, tais como nódulos carbonatados.

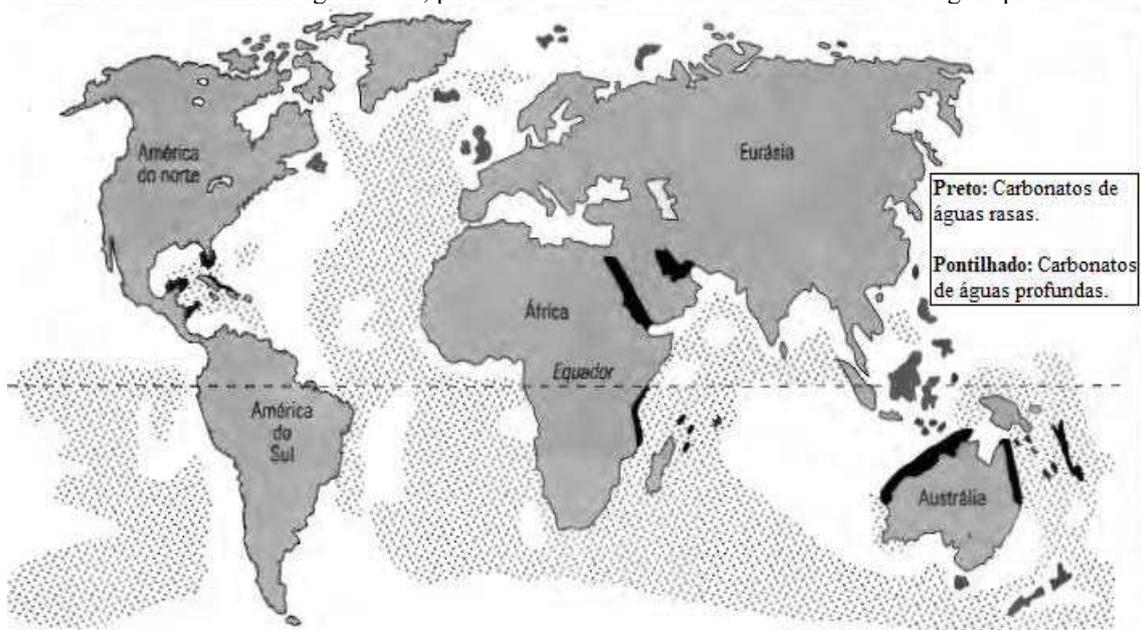
3.2 Sedimentos Calcários

Os sedimentos calcários cobrem aproximadamente 40% do fundo do oceano (Holmes, 1978). Esses sedimentos estão especialmente espalhados em águas rasas tropicais e subtropicais do Oceano Pacífico, onde muitas vezes, riscos sísmicos são altos.

Diversos ambientes modernos apresentam acumulações de sedimentos carbonáticos, e os tipos hoje existentes, em geral, encontram correspondentes no registro geológico pretérito (Suguio, 2003). Os carbonatos são provenientes de águas marinhas rasas, de águas marinhas profundas, de bacias evaporíticas, de água doce ou de formação eólica.

A grande maioria dos calcários antigos são provenientes dos depósitos marinhos de águas rasas, enquanto os carbonatos de formação mais recente provêm de águas marinhas profundas e são mais amplamente distribuídos. A Figura 16 apresenta um mapa com a disposição global dos sedimentos carbonáticos de origem marinha, no qual os segmentos pretos correspondem às áreas de carbonatos marinhos de águas rasas, e as áreas pontilhadas correspondem aos locais de carbonatos marinhos de águas profundas.

Figura 16 - Mapa de distribuição de sedimentos carbonáticos modernos de origem marinha. Preto = áreas de carbonatos marinhos de águas rasas; pontilhado = áreas de carbonatos marinhos de águas profundas.



Fonte: Adaptado de Suguio (2003).

Segundo Poulos (1988), os sedimentos calcários presentes em ambientes marinhos *offshore* são primariamente compostos de restos de esqueletos de organismos marinhos de águas rasas do oceano. Já em ambientes marinhos *onshore*, esses organismos consistem largamente de moluscos, algas, foraminíferos, equinóides, esponjas e crinóides, enquanto em águas profundas, se encontram organismos como pterópodes, foraminíferos e cocólitos.

Em relação ao tamanho dos grãos dos sedimentos carbonáticos, Poulos (1988) apresenta que a variação mais comum está entre tamanhos de grãos de areia e grãos de silte. Essas partículas de sedimentos são compostas amplamente de minerais de calcita e aragonita, sendo assim, consideravelmente mais frágeis que os minerais de quartzo oriundos de solos terrestres e com maior facilidade de sofrerem quebra de partículas.

O autor ainda afirma que esses sedimentos calcários podem sofrer litificação devido a cimentação causada pela precipitação de carbonatos e pelo crescimento de cristais na superfície dos grãos de sedimentos. Essa cimentação, entretanto, é irregular, e geralmente se desenvolve em bandas finas, de forma que não é incomum a ocorrência de variação vertical significativa no grau de cimentação.

Em relação às características dos sedimentos calcários, Semple (1988) faz as seguintes descrições:

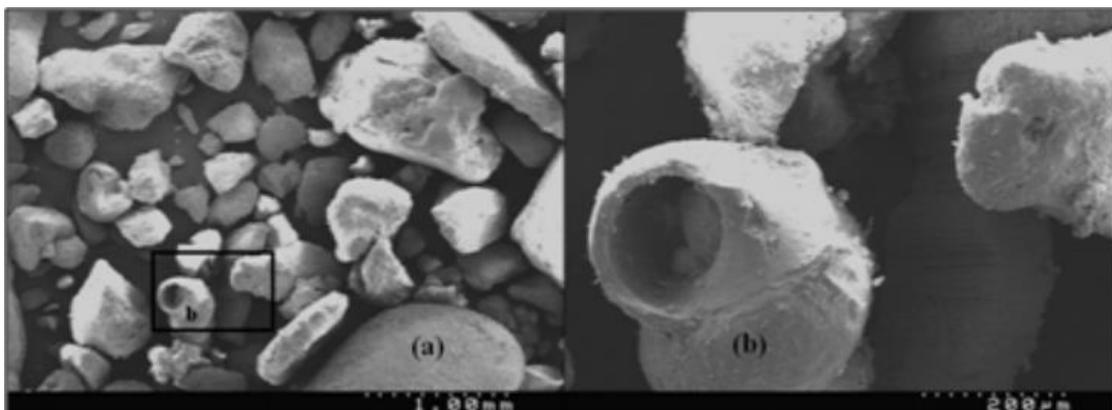
1. As partículas são muito angulares;
2. As partículas são estruturalmente fracas, primariamente devido a sua geometria (muitas vezes, placas curvas e finas de partículas ocas com paredes finas), mas também por causa da relativa fraqueza dos materiais carbonáticos que as compõem;
3. As partículas exibem cimentação variável e podem variar de não cimentadas para fortemente cimentadas em curtas distâncias;
4. As partículas exibem variabilidade em tipo e em distribuição de tamanho, o que contribui ainda mais para a variabilidade *in situ* das propriedades de engenharia;
5. As partículas existem naturalmente em índices de vazios maiores que os sedimentos de silicatos.

3.3 Areias Calcárias

A areia calcária é o acúmulo de pedaços de materiais carbonatados, geralmente se origina de fragmentos de conchas retrabalhadas e detritos esqueléticos de organismos marinhos (Wang *et al.* 2011). Na engenharia, a areia calcária é bastante utilizada em fundações e como material de aterro para estradas ou pistas de aeroportos. Visto que as suas propriedades geotécnicas diferem muito dos solos terrígenos, ou seja, solos de origem continental, é importante que estudos a respeito do seu comportamento geotécnico sejam realizados com antecedência.

Segundo Ohno *et al.* (1999), as areias calcárias são peculiares devido à sua compressibilidade, consistindo em partículas quebráveis e de alto índice de vazios. A partir das imagens microscópicas apresentadas nas Figura 17 e 18, pode-se observar partículas angulares, irregulares e ocas, provenientes de organismos marinhos.

Figura 17 - Partículas de areia calcária vistas em microscópio eletrônico; a) Partículas angulares; b) Vista aproximada das partículas.



Fonte: Shahnazari & Rezvani (2013).

Figura 18 - Imagens microscópicas de areia calcária.



Fonte: Ding *et al.* (2021).

Devido a sua origem de sedimentos calcários, esse tipo de solo apresenta em sua mineralogia, partículas como óxido de cálcio (CaO) e Carbonato de cálcio (CaCO₃). A Tabela 4 mostra os teores desses minerais contidos em areias calcárias estudadas por diversos autores na costa norte do Egito, no mar do sul da China e em quatro locais diferentes do golfo pérsico.

Tabela 4 - Teores de compostos de cálcio em areias calcárias.

Local	Mineral	Teor (%)	Autor
Dogs Bay, Irlanda	CaCO ₃	94	Hyodo <i>et al.</i> (1996)
Daaba, costa norte do Egito	CaO	55,4	Salem <i>et al.</i> (2013)
Mar do sul da China	CaCO ₃	> 97	Wang <i>et al.</i> (2011)
		92	Ding <i>et al.</i> (2021)
		98	Wu <i>et al.</i> (2021)
Mar da Austrália	CaCO ₃	91,0	Li <i>et al.</i> (2021)
		89,75	
Ilha Kish, golfo pérsico, Iran	CaCO ₃	93	Hassanlourad <i>et al.</i> (2008)
Tonbak, golfo pérsico, Iran	CaCO ₃	95.5	
Porto Bushehr (BP), golfo pérsico	CaCO ₃	44	Shahnazari & Rezvani (2013)
Ilha Hormuz (HI), golfo pérsico	CaCO ₃	53	
Kawaihae Harbor, Hawaii	CaCO ₃	100	Brandes (2011)

Fonte: Autor (2024).

3.4 Propriedades Físicas

As características físicas, como o índice de vazios, densidade relativa dos grãos e coeficiente de não uniformidade são imprescindíveis para estudar o comportamento do solo. Segundo Chang *et al.* (2016), os valores máximo ou mínimo do índice de vazios para a areia estão relacionados a fatores como a forma das partículas, o tamanho médio das partículas, o coeficiente de não uniformidade e os procedimentos mecânicos a partir dos quais os índices de vazio extremos são determinados.

Devido à natureza das suas partículas angulares e quebráveis, as areias calcárias podem apresentar elevados valores de índice de vazios (Wang *et al.*, 2011). Pesquisas recentes em areias calcárias da China, como as de Ding *et al.* (2021) e Wu *et al.* (2021), apresentam índices de vazios mínimos de 0,912 e 0,94 e índices de vazios máximos de

1,347 e 1,42 respectivamente. Esses valores são compatíveis com os de outros estudos de areias carbonáticas encontrados na literatura (Tabela 5).

Tabela 5 - Índices físicos de areias calcárias.

Local	Densidade relativa dos grãos (Gs)	Diâmetro efetivo do solo (D ₁₀ (mm))	Coefficiente de não uniformidade (CNU)	Índice de vazios mínimo (e _{min})	Índice de vazios máximo (e _{máx})
North Coast	2,79	0,15	2,40	0,75	1,04
Cabo Rojo	2,86	0,20	1,05	1,34	1,71
Playa Santa	2,75	0,16	2,75	0,80	1,22
Dogs Bay	2,75	0,24	2,06	0,98	1,83
Ewa Plains	2,72	0,20	5,05	0,66	1,30

Fonte: Salem *et al.* (2013).

Em relação a densidade relativa dos grãos (Gs), as areias calcárias apresentam valores em torno de 2,75, sendo assim, superiores aos valores encontrados em areias quartzosas, de 2,65 (Salem *et al.*, 2013). A Tabela 6 apresenta um comparativo entre os parâmetros básicos de areias calcárias e quartzosas do trabalho de Ding *et al.* (2021).

Tabela 6 - Parâmetros físicos e mecânicos básicos de areias calcárias e silicosas.

Propriedade	Areia Calcária	Areia Silicosa
Densidade relativa dos grãos (Gs)	2,75	2,66
Índice de vazios máximo (e _{máx})	1,347	0,508
Índice de vazios mínimo (e _{min})	0,912	0,342
Coefficiente de não uniformidade (CNU)	1,8	1,8
Coefficiente de curvatura (Cc)	0,781	0,781
Densidade relativa (Dr)	80%	80%
Esfericidade (S ₅₀)	0,598	0,785

Fonte: Ding *et al.* (2021).

A tendência para essa ordem de densidade relativa dos grãos (Gs) em areias calcárias também é observada ao comparar os valores encontradas nos trabalhos de Wu *et al.* (2021) e Shahnazari & Rezvani (2013), conforme as Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 - Propriedades físicas da areia calcária da Ilha Nansha, Mar do Sul da China.

e _{max}	e _{min}	d ₆₀ (mm)	d ₅₀ (mm)	d ₁₀ (mm)	Cu	Gs
1,42	0,94	0,37	0,32	0,13	2,85	2,76

Fonte: Wu *et al.* (2021).

Tabela 8 - Propriedades físicas das areias carbonáticas do golfo pérsico.

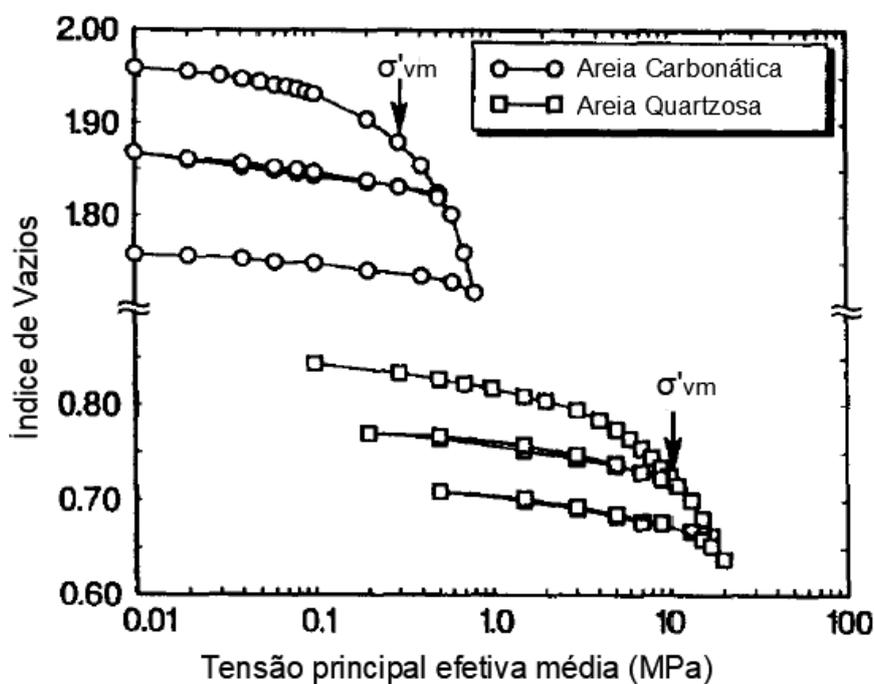
Solo	Forma dos grãos	D ₅₀ (mm)	Cu	Cs	e _{min}	e _{max}	G _s
Areia HI (Ilha Hormuz)	angular	0,78	4,47	0,87	0,625	0,909	2,76
Areia BP (Porto Bushehr)	subangular	0,43	3,2	0,84	0,762	1,051	2,71

Fonte: Shahnazari & Rezvani (2013).

Em contraste com os grãos de areia quartzosa, as superfícies das partículas de areia calcária são muito rugosas e apresentam muitos vazios (Ding *et al.*, 2021). A forma irregular e a propensão das partículas de areia calcária de quebrarem facilmente podem ser consideradas como fatores que levam a um comportamento diferenciado em comparação com a areia siliciosa.

A diferença de comportamento desses solos também é observada na análise da relação entre o índice de vazios e as tensões de pré-adensamento (σ'_{vm}) para o estado de compressão hidrostática. Hyodo *et al.* (1996) comparou curvas de adensamento de areias carbonática e quartzosa obtidas por meio de ensaios triaxiais, onde as amostras de solo foram levadas até o escoamento dos materiais (Figura 19).

Figura 19 - Curvas de compressão isotrópica de areias carbonática e quartzosa.



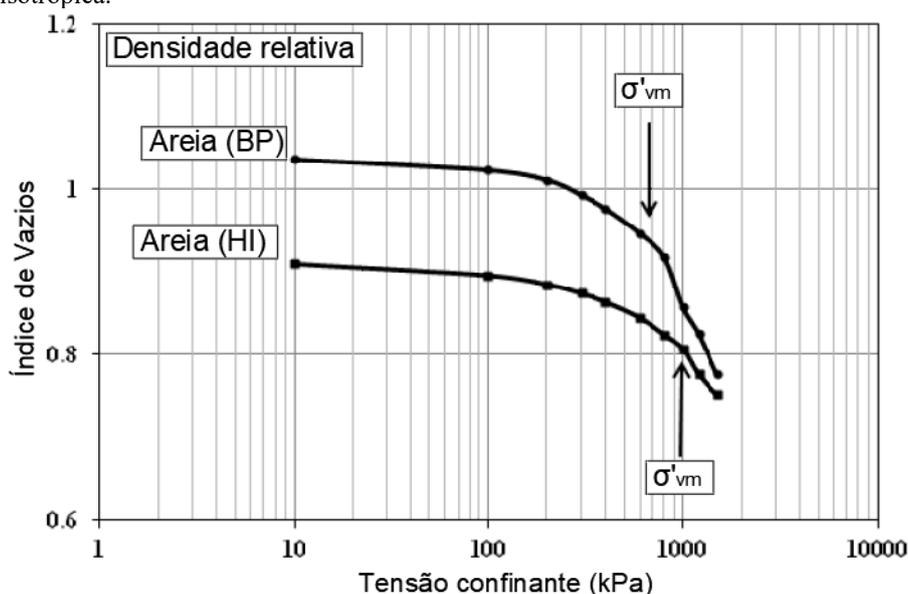
Fonte: Hyodo *et al.* (1996).

A diferença nos valores das tensões de pré-adensamento (σ'_{vm}) das areias carbonáticas (300 kPa) e quartzosa (10 MPa) são justificadas pelo autor como efeito da baixa resistência dos contatos entre as partículas das areias carbonáticas, o que resulta em um comportamento mais plástico, com tensões confinantes bem inferiores em relação a areia quartzosa. As curvas também mostram que a areia carbonática possui maior compressibilidade, ao comparar a inclinação da reta virgem (C_c). Entretanto, ambas as areias apresentam o mesmo índice de recompressão (C_r) no trecho de pré-adensamento, visto que não há quebra das partículas nesse trecho.

As areias de origem carbonáticas também podem apresentar diferenças de comportamento notáveis entre si em razão da variação de suas propriedades físicas. Shahnazari & Rezvani (2013) também executaram ensaios de compressão isotrópica (Figura 20) para areias carbonáticas de locais diferentes do golfo pérsico, cujas propriedades físicas constam na Tabela 8.

As curvas representadas na Figura 20 mostram que a areia HI (Ilha Hormuz), que possui menores índices de vazios, apresentou quebra de partículas insignificante até uma pressão de confinamento de 1000 kPa. Porém, na areia BP (Porto Bushehr) o mesmo só ocorreu até 650 kPa. Assim, o autor conclui que cada areia possui uma pressão limiar que indica o início da quebra das partículas, o qual pode ser considerado como a resistência ao escoamento das partículas de areia.

Figura 20 - Pontos de escoamento das areias calcárias em ensaios de compressão isotrópica.



Fonte: Shahnazari & Rezvani (2013).

As areias carbonáticas da ilha Kish e de Tonbak (Tabela 9), localizadas no golfo pérsico ao sul do Iran, mostraram valores de densidade relativa dos grãos e índices de vazios máximos e mínimos menores em relação às outras areias carbonáticas.

Tabela 9 - Propriedades físicas da ilha de Kish e da areia de Tonbak.

Solo	γ_d mín (kN/m ³)	γ_d máx (kN/m ³)	e_{min}	e_{max}	Gs
Ilha Kish, golfo pérsico, Iran	15,6	17,8	0,51	0,72	2,68
Tonbak, golfo pérsico, Iran	13,4	15,6	0,71	0,99	2,69

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

Os grãos de areia da Ilha Kish são de origem biológica e possuem estrutura porosa com forma volumosa e subangular. Já os grãos de areia de Tonbak são porosos, angulares, mais fracos e alguns deles possuem paredes finas. Os grãos de areia de Tonbak aparentam serem mais frágeis em comparação aos grãos da ilha Kish. Assim, a redução de volume devido à quebra de partículas na areia de Tonbak durante o carregamento pode se mostrar maior do que na areia da ilha Kish (Hassanlourad *et al.*, 2008).

No trabalho de Brandes (2011), as areias calcárias são formadas por sedimentos compostos por detritos esqueléticos derivados da degradação de estruturas de recifes de coral, moluscos, algas, equinodermos e esponjas. Os grãos foram ainda mais quebrados, arredondados e espalhados pelas ondas e correntes marinhas. O autor ainda destaca que esses sedimentos são de idade holocênica e refletem uma mineralogia dominada por aragonita e calcita rica em magnésio, típica de sedimentos muito jovens, além de não apresentar evidências de cimentação ou outros processos diagenéticos.

A tabela 10 mostra as propriedades físicas da areia carbonática de Kawaihae Harbor, no Hawaii. Essa areia foi obtida em áreas que se liquefizeram durante o terremoto de 2006.

Tabela 10 - Propriedades físicas da areia calcária de Kawaihae Harbor.

Densidade relativa (%)	Índice de vazios	Gs	Teor de Finos (%)	Densidade mínima (g/cm ³)	Densidade máxima (g/cm ³)
30	0,77	2,75	13,9	1,34	1,68

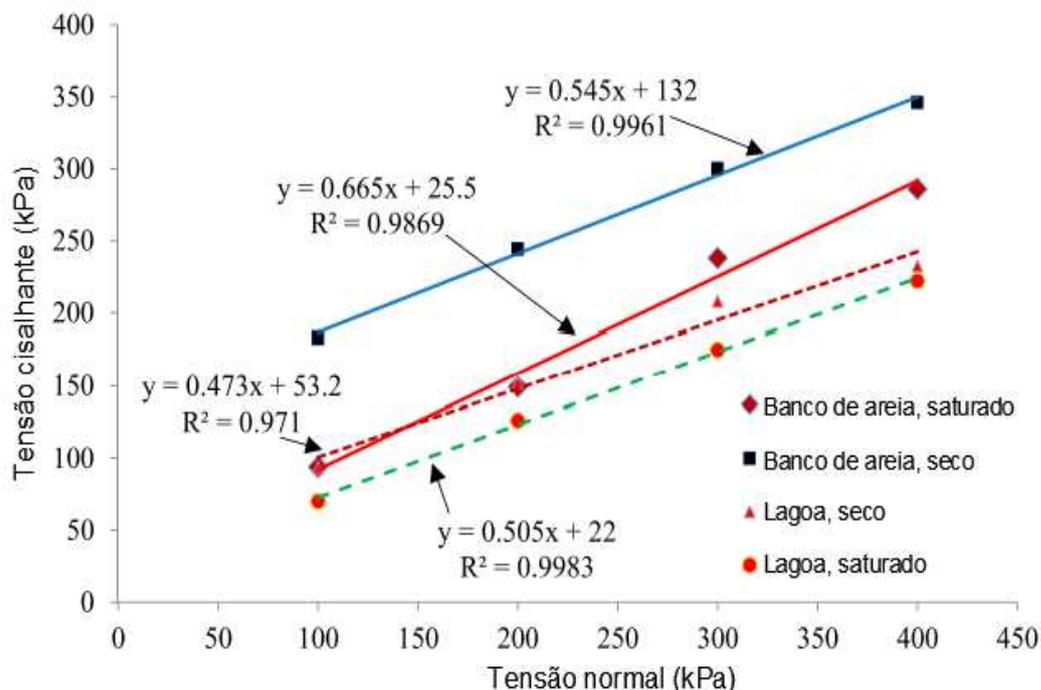
Fonte: Brandes (2011).

3.5 Estudos com base em ensaios de cisalhamento direto

Wang *et al.* (2017) estudou os parâmetros de resistência das areias carbonáticas localizadas em um recife da costa de Sanya, na China, por meio de ensaios de cisalhamento direto em larga escala. As amostras deformadas utilizadas foram retiradas de um banco de areia e de uma lagoa, para as tensões de 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa. Os corpos de prova dessas amostras foram reconstituídos e uniformizados no estado compacto conforme o conceito de subcompactação, com base no trabalho de Ladd (1978).

Nas condições saturadas, a resistência do solo diminuiu bruscamente em comparação com a situação de baixo teor de umidade ($\omega=1,2\%$ e $3,3\%$). A coesão aparente do solo do banco de areia e do solo da lagoa diminuíram drasticamente em 58,6% e 80,7%, respectivamente, porém, os ângulos de atrito internos aumentam ligeiramente em 5,7% e 7,7%, respectivamente. A Figura 21 apresenta as envoltórias das areias calcárias do banco de areia e da lagoa para as condições seca e saturada.

Figura 21 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos calcários em condições saturadas e secas.



Fonte: Wang *et al.* (2017).

Os dados dos resultados desses ensaios de cisalhamento direto e oedométrico estão apresentados na Tabela 11, a qual apresenta a densidade relativa dos grãos (Gs),

teor de umidade (w), massa específica seca (ρ_d), coesão aparente (c), ângulo de atrito (Φ), módulo de compressão (E_s), índice de compressão (C_c) e índice de expansão (C_s).

Tabela 11 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em larga escala e edométrico.

Solo	Descrição	G _s	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	c (kPa)	Φ (kPa)	E _s (MPa)	C _c	C _s
Banco de areia	Areia com pedregulho (SW)	2,74	1,2	1,5	53,2	25,3	19,03	0,106	0,004
			Saturado	1,5	22,0	26,8	14,79	0,143	0,007
Lagoa	Areia siltosa com pedregulho (SM)	2,76	3,3	1,5	132,0	31,2	13,57	0,176	0,007
			Saturado	1,5	25,5	33,6	6,83	0,197	0,006
Areia Quartzosa	Areia mal graduada (SP)	2,65	3,1	1,5	7,9	22,3	-	-	-

Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2017).

A partir desses resultados, observa-se que a coesão aparente da areia calcária é maior que a da areia quartzosa, o que está de acordo com estudos anteriores relatados por Brandes (2011), o qual relatou que o ângulo de atrito de pico de três areias calcárias (zonas litorâneas do Hawaii) está na faixa de 34,6° - 35,7°, enquanto as areias quartzosas (Ottawa e Tampa Bay) produziram ângulos de atrito na faixa de 28° - 29°.

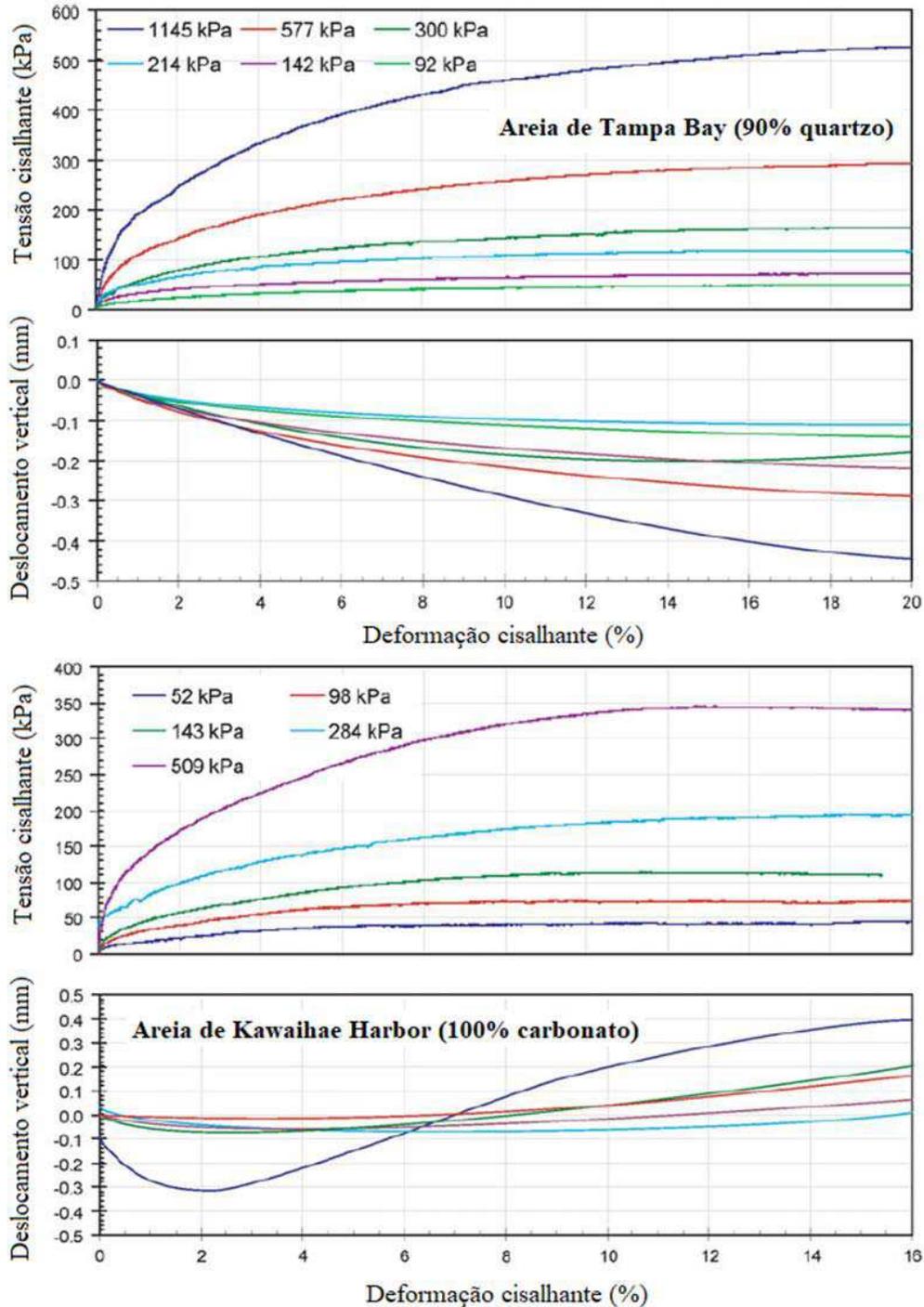
Devido as partículas da areia calcária serem mais angulares e mais alongadas, a coesão aparente e o ângulo de atrito interno se mostraram maiores do que os da areia quartzosa nesse caso.

Brandes (2011) também afirma que as areias calcárias são capazes de mobilizar um maior nível de resistência ao cisalhamento como resultado de uma maior dilatação. Assim, o fato das areias calcárias terem apresentado um maior valor de ângulo de atrito em comparação com as areias quartzosas de grãos mais arredondados de Ottawa e Tampa Bay, se dá devido ao comportamento dilatante durante o cisalhamento, como resultado das estruturas mais alongadas e angulares das areias calcárias.

A Figura 22 mostra as curvas de tensão cisalhante e deslocamento vertical por deformação da areia quartzosa de Tampa Bay, nos Estados Unidos e da areia carbonática de Kawaihae Harbor, no Hawaii. Nesse gráfico, é possível observar o comportamento dilatante da areia carbonática do Hawaii, bem como o seu potencial de alcançar maiores níveis de tensão cisalhante em comparação com a areia quartzosa de Tampa Bay, visto que a areia carbonática atinge uma tensão de cisalhamento próxima a

350 kPa na tensão normal de 509 kPa, enquanto a quartzosa mostrou um valor próximo de 300 kPa na tensão normal de 577 kPa.

Figura 22 - Cisalhamento direto das areias de Tampa Bay e Kawaihae Harbor.



Fonte: Modificado de Brandes (2011).

Wang *et al.* (2017) mostra que os valores determinados em seu trabalho são ligeiramente inferiores à faixa relatada nos estudos de Brandes (2011), com ângulos de atrito mais próximos de 35° , devido, em parte, à presença de argilominerais de

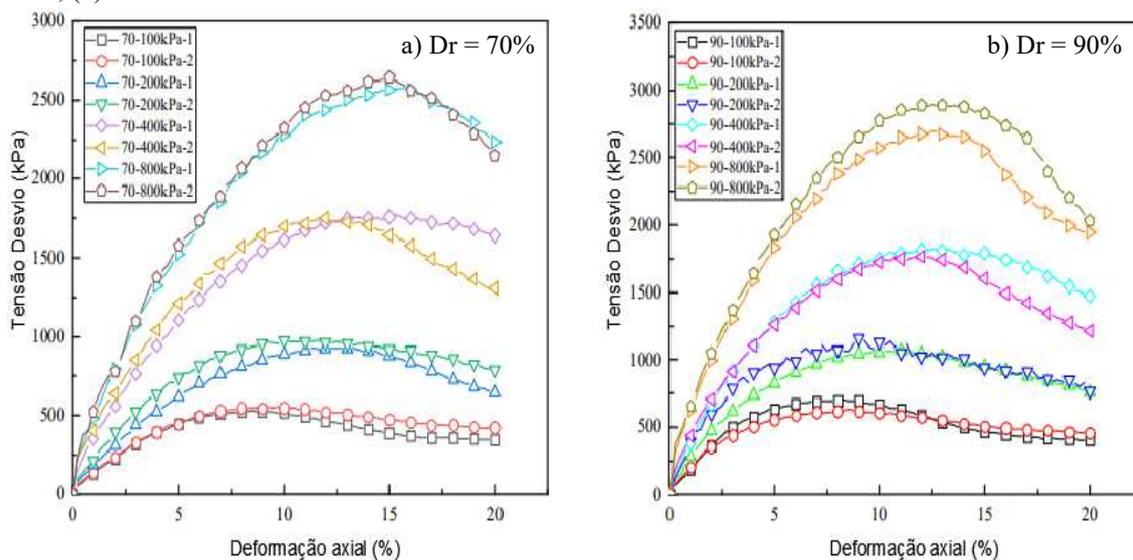
ambientes de águas rasas. O autor ainda ressalta que os ângulos de atrito encontrados podem não representar valores de estado estacionário. Em vez disso, eles representam os maiores valores que poderiam ser medidos dadas as limitações do equipamento de teste, normalmente correspondendo a deformações de cisalhamento de final de teste de 20%.

Nesse aspecto, os ensaios de cisalhamento torcional (*ring shear test*) realizados em areias carbonáticas por Coop *et al.* (2004) sugerem que valores estáveis de atrito podem exigir deformações de cisalhamento da ordem de 30% ou mais. Dependendo da tensão normal, mesmo esse nível de deformação pode não ser suficiente para atingir condições de estado crítico.

3.6 Estudos com base em ensaios triaxiais estáticos

Zhang *et al.* (2023), realizaram ensaios de compressão triaxial adensado e drenado de areias calcárias, com densidades relativas (D_r) de 70% e 90% e utilizando tensões de confinamento de 100, 200, 400 e 800 kPa (Figura 23).

Figura 23 - Curva tensão-deformação do cisalhamento drenado consolidado para areia calcária: (a) $D_r = 70\%$; (b) $D_r = 90\%$.



Fonte: Zhang *et al.* (2023).

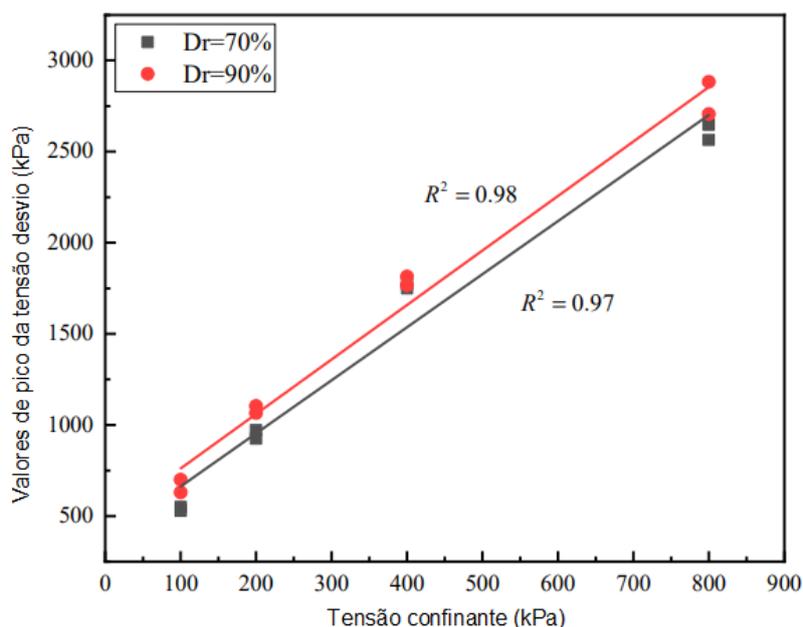
Segundo o autor, a curva tensão-deformação sob diferentes pressões de confinamento mostra uma característica de amolecimento por deformação, a qual pode ser observada no trecho de redução da tensão desvio após o pico da curva. Esse efeito

de amolecimento é menos perceptível em pressões de confinamento mais baixas, mas cresce gradualmente com o aumento da tensão confinante.

Essa característica também é mais perceptível quando a densidade relativa da amostra é maior, o que pode ser observado pela comparação dos gráficos a ($D_r = 70\%$) e b ($D_r = 90\%$) da Figura 23. Comparado às amostras com densidade relativa de 70%, as curvas de tensão-deformação da amostra com densidade relativa de 90% mostram uma suavização no trecho de redução da tensão desvio após o pico da curva, o que torna essa característica de amolecimento mais notável com o aumento da densidade relativa.

Na Figura 24 pode-se observar que os valores de pico da tensão desvio da areia calcária com diferentes densidades relativas cresce linearmente com o aumento da tensão confinante. Zhang *et al.* (2023) afirma que quanto maior a densidade relativa, mais partículas de areia calcária são necessárias com um volume constante da amostra, e as partículas da amostra são arranjadas de forma mais próxima, assim, durante o cisalhamento, o deslizamento das partículas de areia calcária na amostra torna-se cada vez mais difícil.

Figura 24 - Relação entre picos de tensão desvio e tensão confinante.

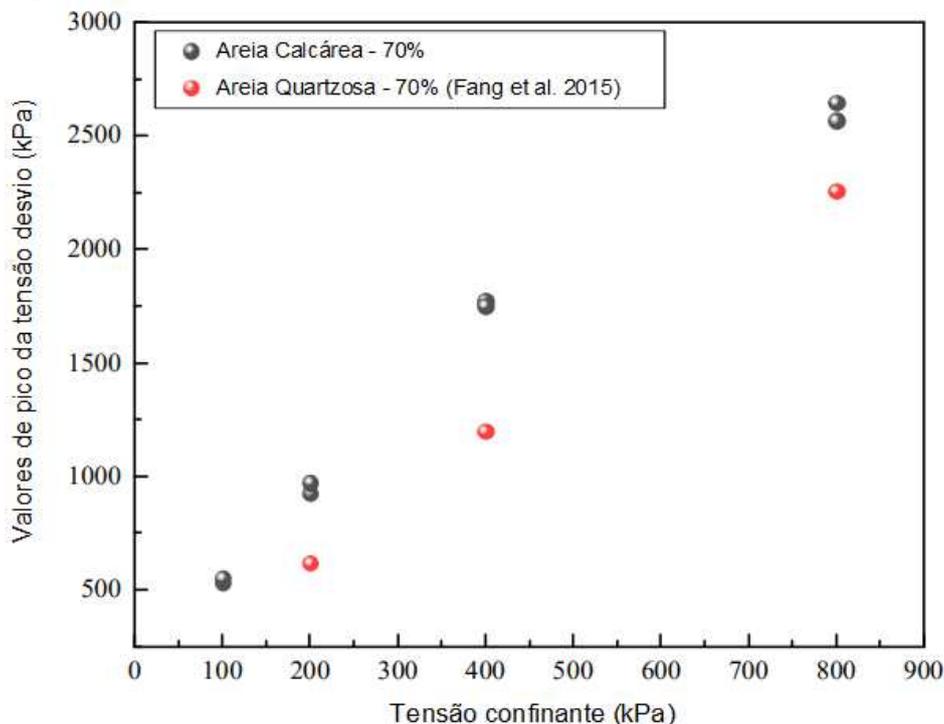


Fonte: Zhang *et al.* (2023).

O estudo também mostra que os picos da tensão desvio da areia calcária são maiores do que os da areia quartzosa sob quase a mesma condição. Ao comparar a areia calcária com densidade relativa de 70%, observa-se que valores mais elevados dos picos da tensão desvio em relação aos da areia quartzosa (Fang *et al.* 2015) de igual densidade

relativa, conforme o apresentado na Figura 25. Ademais, os mesmos achados também são encontrados em estudos anteriores (Xiang, 2010 e He *et al.* 2022).

Figura 25 - Comparação entre as resistências da areia calcária e areia quartzosa.



Fonte: Zhang *et al.* (2023).

Poulos (1988) relatou em seu trabalho que nos ensaios triaxiais drenados com 200 kPa de tensão confinante, os sedimentos calcários também apresentaram picos de tensão desvio significativamente maiores do que as areias de sílica. Esses sedimentos calcários também apresentaram uma tendência de redução de volume durante o cisalhamento, mesmo em tensões confinantes relativamente baixas.

Para Zhang *et al.* (2023), essa diferença na tensão desvio entre os solos pode ser explicada pelos formatos irregulares das partículas da areia calcária, o que resulta em maiores intertravamentos entre as partículas dessa areia em comparação com a areia quartzosa.

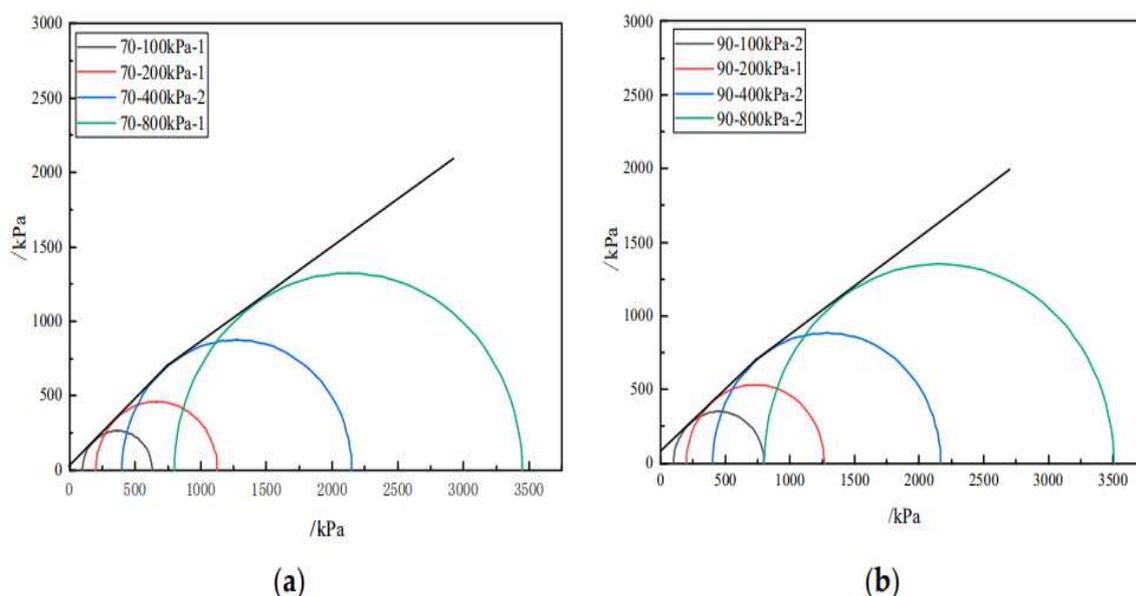
Em relação aos parâmetros de resistência dos solos é amplamente sabido que o conceito de coesão é aceito para solos argilosos; a areia geralmente não tem coesão. No entanto, numerosos estudos relataram que a areia calcária tem coesão; é formado por uma força entre as partículas, que é chamada de quase-coesão (Zhang *et al.*, 2023).

O círculo de Mohr e a envoltória de resistência da areia calcária sob diferentes densidades relativas são mostrados na Figura 26. A envoltória de resistência se mostra

linear dentro de 100 a 400 kPa da tensão confinante, porém, quando excede 400 kPa, a envoltória de resistência começa a se desviar do desenvolvimento linear. Ademais, na faixa de 100 a 400 kPa, a areia calcária com densidade relativa de 70% tem uma quase-coesão de 29,67 kPa e um ângulo de atrito interno de 41,88°, enquanto a areia calcária com densidade relativa de 90% tem uma coesão de 81,73 kPa e um ângulo de atrito interno de 39,81°.

Assim, a diferença percentual dos valores de coesão e ângulo de atrito interno para areia calcária com densidades relativas de 70% e 90% é de 47,8% e 4,9%, respectivamente. Esses resultados evidenciam que a influência da densidade relativa na coesão é muito maior do que a do ângulo de atrito interno.

Figura 26 - Círculos de Mohr e envoltórias de resistência da areia calcária: (a) $D_r = 70\%$; (b) $D_r = 90\%$.



Fonte: Zhang *et al.* (2023).

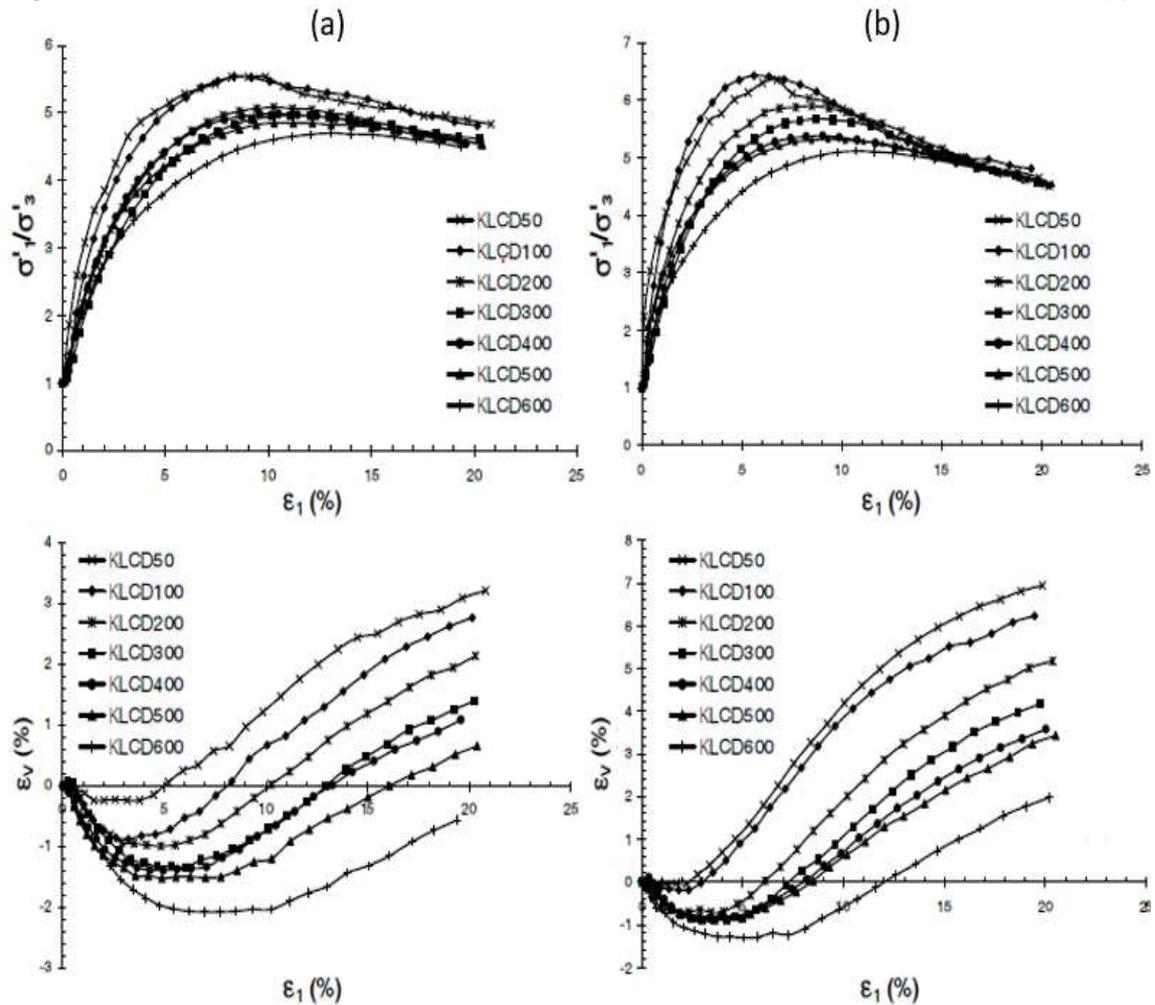
No intervalo de 100 a 400 kPa, Zhang *et al.* (2023) mostraram que a areia calcária com densidade relativa de 70%, quase-coesão de 29,67 kPa e um ângulo de atrito interno de 41,88°, enquanto a areia com densidade relativa de 90% apresentou uma quase-coesão de 81,73 kPa e ângulo de atrito interno de 39,81°.

Esses resultados evidenciam uma maior influência da densidade relativa na coesão em comparação ao ângulo de atrito interno, assim, quanto maior a densidade relativa, menor o espaço de movimento entre as partículas de areia calcária e a força entre as partículas é aumentada. Quando a tensão confinante é superior a 400 kPa, o ângulo de atrito interno diminui e a coesão aumenta ligeiramente, assim, Zhang *et al.*

(2023) mostram que as características de resistência ao cisalhamento da areia calcária são diferentes das da areia terrestre comum.

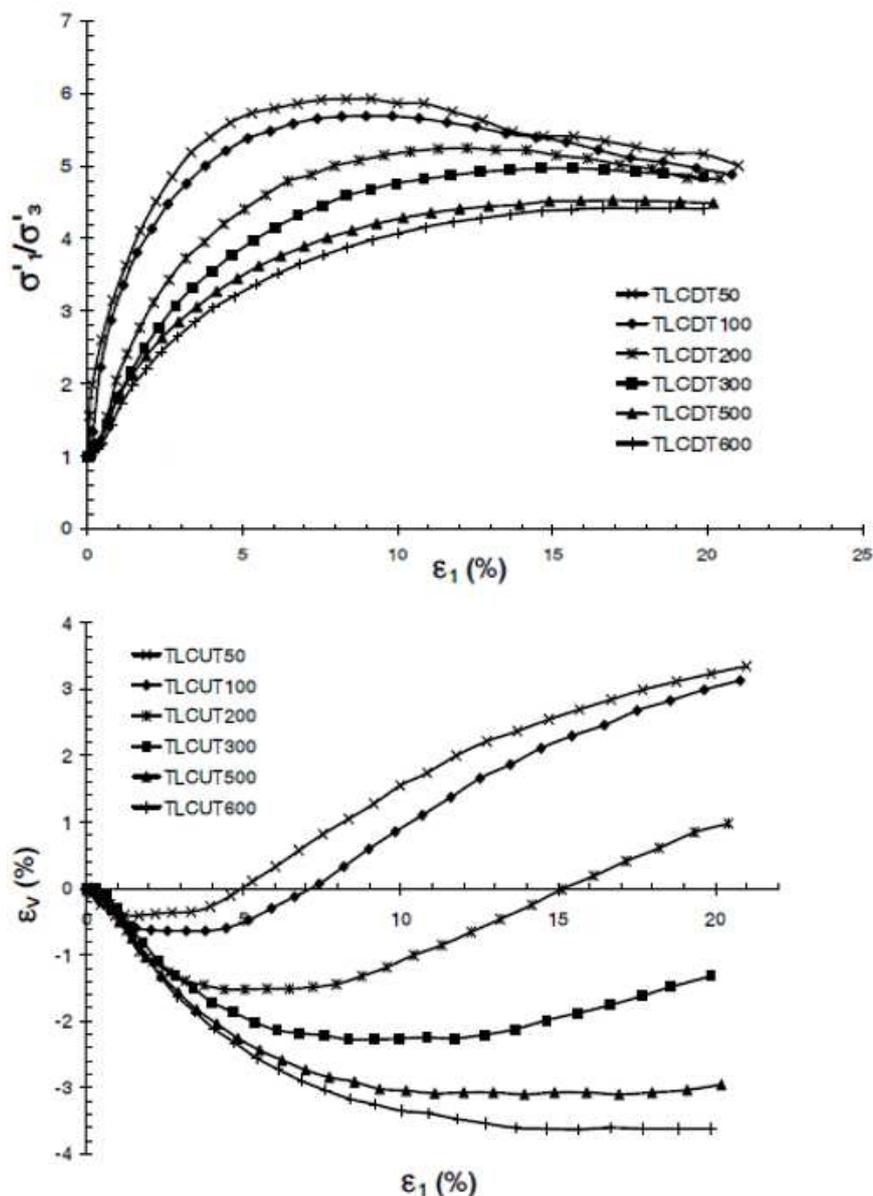
Hassanlourad *et al.* (2008) também executaram ensaios triaxiais drenados nas areias do golfo pérsico, com tensões confinantes de 50 kPa até 600 kPa. As Figuras 27 e 28 mostram, respectivamente, os resultados dos triaxiais das areias carbonáticas da ilha Kish, nos estados fofo e denso, e de Tonbak, apenas no estado fofo.

Figura 27 - Resultados dos ensaios triaxiais da areia da ilha Kish no estado fofo (a) e no estado denso (b).



Fonte: Adaptado de Hassanlourad *et al.* (2008).

Figura 28 - Resultados dos ensaios triaxiais da areia de Tonbak no estado fofo.



Fonte: Adaptado de Hassanlourad *et al.* (2008).

Nas duas areias, os gráficos de deformação volumétrica *versus* deformação vertical mostram comportamentos dilatantes ainda mais expressivos que o observado na areia de Kawaihae Harbor do trabalho de Brandes (2011).

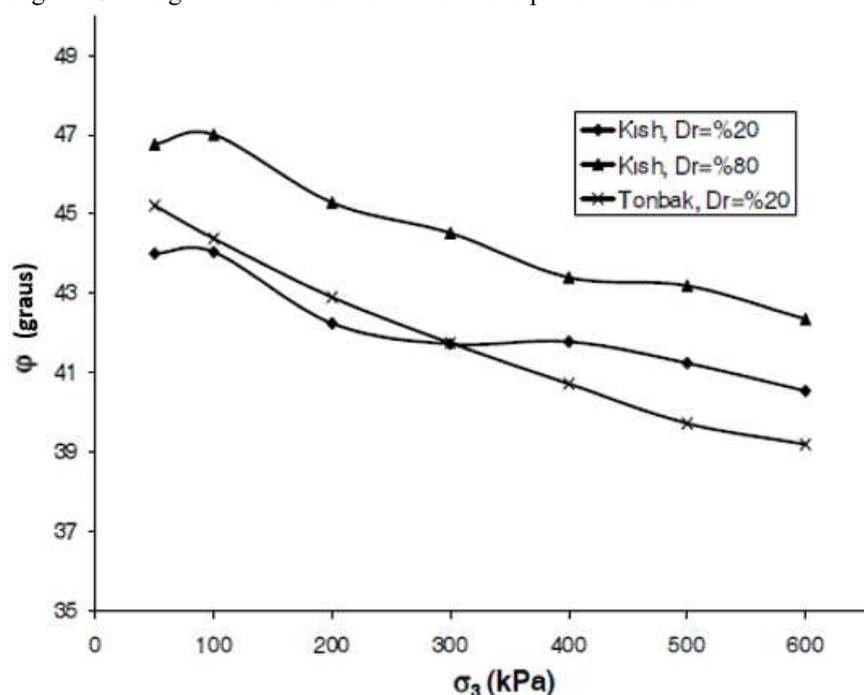
Nesse caso, após uma porção de contração, todas as amostras se dilatam. Ademais, quase todas as amostras mostram o volume aumentando para até os 20% de deformação, o que indica que o estado crítico não ocorre até 20% de deformação (Hassanlourad *et al.*, 2008).

Com o aumento da tensão confinante, a taxa de dilatação reduz e as amostras mostram um maior comportamento de contração, o que aparentemente faz com que o estado crítico seja mais claro em tensões confinantes altas (Hassanlourad *et al.*, 2008).

Portanto, em relação à estrutura dessas duas areias, o autor afirma que as areias calcárias têm comportamento substancialmente dilatante devido ao intertravamento inerente e que as areias com estrutura fraca têm baixo potencial de dilatação.

Considerando a dilatação e a quebra das partículas no ângulo de atrito interno, os resultados dos ensaios de CD são apresentados na Figura 29 como uma relação entre o ângulo de atrito e a pressão de confinamento inicial.

Figura 29 - Ângulo de atrito interno total *versus* pressão confinante.



Fonte: Adaptado de Hassanlourad *et al.* (2008).

De acordo com a Figura 29, o aumento da tensão confinante reduz o ângulo de atrito interno. Além disso, o aumento da densidade relativa inicial também aumenta o ângulo de atrito interno, conforme a comparação da areia da Ilha Kish do estado fofo para o denso.

Em tensões confinantes mais altas (maior que 500kPa) a dilatação da areia de Tonbak é omitida completamente. Em relação à estrutura dos dois grãos de areia, este comportamento mostra que há uma provável maior quebra das partículas da areia de Tonbak em comparação com a areia da Ilha Kish. Assim, é notável que a quebra das partículas é acompanhada de redução de volume (Hassanlourad *et al.*, 2008).

Embora as areias calcárias tenham apresentado alguns problemas relativos a baixa resistência durante as construções, como a cravação de estacas, elas

aparentemente mostram uma resistência muito adequada em testes triaxiais de laboratório usuais (Hassanlourad *et al.*, 2008).

Entretanto, as duas areias investigadas têm mineralogia semelhante, mas mostram resistências diferentes. A areia de Tonbak, que possui uma estrutura mais frágil, apresenta maior ângulo de atrito interno na pressão de confinamento inferior a 300kPa e menor ângulo de atrito interno nas pressões de confinamento superiores a 300kPa em comparação com a areia da ilha Kish.

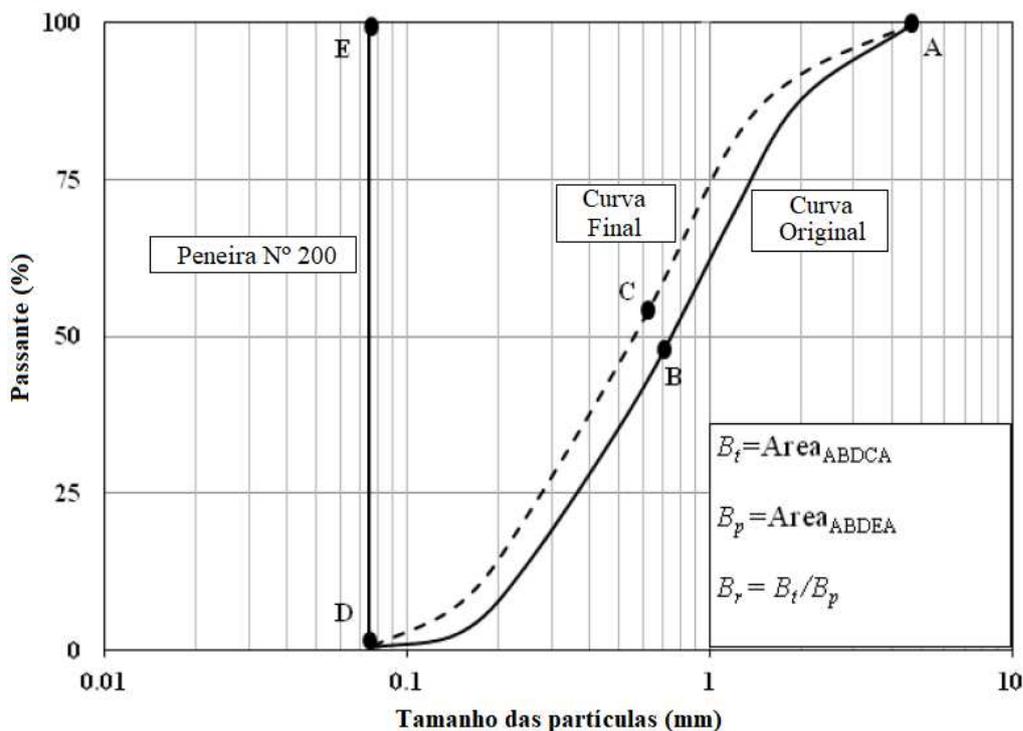
3.7 Quebra dos grãos de solo

A degradação dos grãos de solo é uma característica importante na análise do comportamento das areias calcárias. Para Shahnazari & Rezvani (2013), a quebra das partículas é o parâmetro mais eficaz para a descrição do comportamento físico de areias calcárias, sendo assim, um tópico de interesse entre os pesquisadores geotécnicos.

Hardin (1985) e Lade *et al.* (1996) relataram que parâmetros como a distribuição do tamanho das partículas, a forma das partículas do solo, a condição de tensão efetiva, o caminho de tensão efetiva, o índice de vazios, a dureza das partículas (incluindo a dureza do material cimentante ou o constituinte mais fraco de uma partícula e as partículas mais fracas de um elemento) e a presença ou ausência de água, afetam a quebra de partículas dos solos.

Dentre diversas tentativas de quantificar a quebra das partículas de solo, o método proposto por Hardin (1985), baseado na distribuição granulométrica, se destaca pela sua aceitação em diversos estudos (Hassanlourad *et al.*, 2008; Luzzani e Coop, 2002; Coop *et al.*, 2004). Esse método calcula a quebra relativa dos grãos (B_r) por meio da razão entre a quebra total dos grãos (B_t), que representa a área entre as curvas granulométricas original e final, e a quebra potencial dos grãos (B_p), que representa a área entre a curva de distribuição granulométrica original e a linha vertical da peneira N° 200 (Figura 30).

Figura 30 - Definição de quebra de partículas com base no método de Hardin (1985).



Fonte: Adaptado de Shahnazari & Rezvani (2013).

Shahnazari & Rezvani (2013) encontraram valores de quebra relativa de grãos (Br) que variam de 0,047 a 0,116 para a amostra da Ilha Hormuz (HI), e variações de 0,147 a 0,239 para a amostra do Porto Bushehr (BP), ambos os casos com tensão confinante de 600 kPa.

Os autores também concluíram que diversos fatores podem afetar a quebra das partículas da areia calcária, como o aumento da tensão confinante e a distribuição granulométrica. Nos ensaios de compressão isotrópica, foi observado aumento da quebra das partículas com o aumento da tensão confinante, ademais, as distribuições granulométricas mostraram que as amostras com granulometria mais grossa apresentaram maior potencial de quebra de partículas.

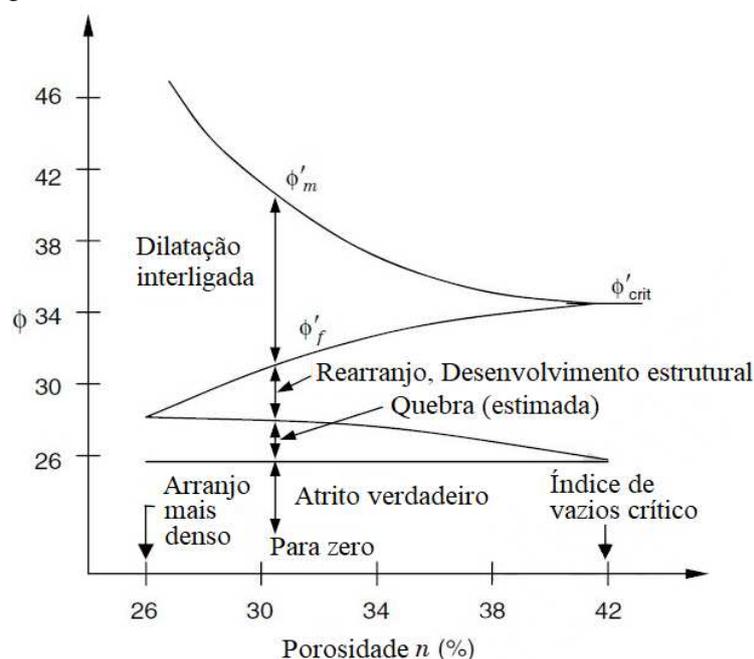
A quebra das partículas de solo, conforme o reconhecimento de Rowe (1962), também faz parte de uma série de fatores que devem ser considerados nas análises de ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m), assim como o rearranjo das partículas e a resistência ao deslizamento nos contatos e na dilatação. A quebra dos grãos ganha maior relevância à medida que a pressão confinante aumenta e o índice de vazios diminui.

As inter-relações gerais entre os fatores que contribuem para a resistência e a porosidade podem ser representadas conforme a Figura 31, na qual ϕ'_f é o ângulo de atrito corrigido para o trabalho de dilatação, que é influenciado pelos arranjos de

partículas e pelo número de contatos deslizantes. Quanto mais denso for o arranjo, mais significativa será a dilatação. À medida que o índice de vazios aumenta, o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) diminui.

Ainda a respeito da Figura 31, o estado crítico é definido como a condição em que não há alteração de volume por cisalhamento. O “atrito verdadeiro” apresentado na Figura 31 está associado à resistência ao deslizamento interpartículas.

Figura 31 - Contribuições para a resistência ao cisalhamento de solos granulares.



Fonte: Rowe (1962) modificado por Mitchell & Soga (2005).

Hassanlourad *et al.* (2008) e Rezvani *et al.* (2011) também investigaram experimentalmente areias carbonáticas localizadas no Golfo Pérsico para determinar a influência da quebra de partículas no ângulo de atrito total. O resultado mostrou que a curvatura da envoltória de Mohr-Coulomb foi maior nas areias calcárias. Assim, os autores concluíram que o parâmetro que causou maior não-linearidade na envoltória foi a alta quebra de partículas calcárias do solo.

Hassanlourad *et al.* (2008) ainda conclui que o ângulo de atrito interno em solos calcários com grãos quebráveis é formado por três componentes: atrito substancial dos grãos, dilatação e quebra dos grãos. O aumento da pressão confinante diminui o componente de dilatação e aumenta o componente de quebra. Assim, a relação entre os potenciais de dilatação e quebra de grãos torna o conceito de estado crítico mais complexo nos solos calcários.

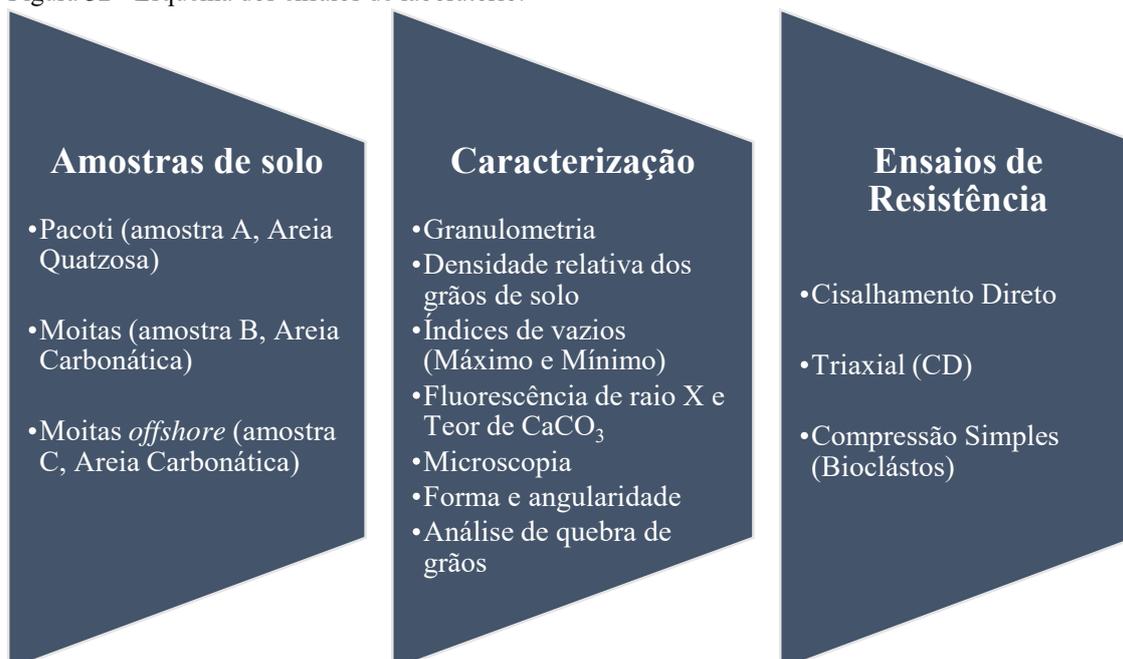
4 MATERIAIS E MÉTODOS

A maioria dos ensaios descritos no presente trabalho foram executados no laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal do Cariri, em Juazeiro do Norte – CE. Apenas a análise granulométrica da areia carbonática *offshore* (amostra C), o ensaio de forma e angularidade dos grãos, a determinação do teor de carbonato de cálcio e o ensaio de compressão simples dos bioclásticos foram executados na Universidade Federal do Ceará. No total, foram executados 12 tipos de ensaios de laboratório para os três solos estudados, que abrangem a caracterização das suas propriedades físicas e o estudo da resistência ao cisalhamento.

4.1 Amostras e Caracterização

As amostras utilizadas para este trabalho foram coletadas de três locais distintos do litoral cearense, sendo a primeira amostra uma areia quartzosa coletada na foz do rio Pacoti (amostra A), enquanto a segunda e a terceira são areias calcárias da praia de Moitas, na qual uma foi retirada na foz do rio Aracatiaçu (amostra B) e a outra foi retirada no fundo do mar (*offshore*, amostra C). A Figura 32 mostra um esquema dos ensaios de laboratório executados em cada amostra coletada.

Figura 32 - Esquema dos ensaios de laboratório.



Fonte: Autor (2024).

Para a caracterização das três amostras de solo conforme o esquema da Figura 32, foram executados um total de 27 ensaios, considerando que os índices de vazios máximo e mínimo são obtidos com ensaios separados. Ademais, a análise de quebra de grãos é o único dentre os ensaios que é executado simultaneamente com o triaxial, visto que para esse estudo, a análise de quebra de grãos de solo foi feita apenas para os ensaios triaxiais no estado denso e na tensão confinante de 200 kPa, o que resulta em um ensaio para cada uma das três amostras.

4.1.1 Geolocalização e descrição das amostras

A amostras A, referente a areia quartzosa, foi coletada a trado até uma profundidade de 40 cm na foz do rio Pacoti, localizado no município de Aquiraz-CE, enquanto as amostras de areia carbonática (amostra B e amostra C) foram coletadas na praia de Moitas, localizada no município de Amontada-CE. A amostra B foi coletada com uso de trado até uma profundidade de 1 m na foz do rio Aracatiaçu, enquanto a amostra C foi retirada do fundo do mar, a uma profundidade de 7 m em relação ao nível do mar e a uma distância de aproximadamente 650 m da costa. As Figuras 33, 34 e 35 mostram os pontos de coleta dessas amostras georreferenciados com o uso do Google Earth Pro.

Figura 33 - Local de coleta da amostra da areia quartzosa (amostra A).



Fonte: Adaptado do Google Earth Pro (2024).

Figura 34 - Local de coleta da areia carbonática (amostra B).



Fonte: Adaptado do Google Earth Pro (2024).

Figura 35 - Local de coleta da areia carbonática no mar (amostra C).



Fonte: Adaptado do Google Earth Pro (2024).

Após a coleta, as amostras foram dispostas em bandejas metálicas para secagem ao ar, para posteriormente serem utilizadas nos ensaios subsequentes. Em relação a aparência das amostras, a areia quartzosa (amostra A) apresenta cor clara e uniformidade quanto ao tamanho dos grãos, com rara presença de fragmentos de conchas, bioclastos ou materiais de composição calcária. Todavia, as areias carbonáticas (amostras B e C) mostram uma visível presença desses materiais em maiores proporções.

A areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) é mais heterogênea em sua cor e composição, contendo diversos fragmentos de conchas e pequenos fragmentos de rodolitos, que correspondem a um tipo de alga calcária. Em comparação, a areia retirada do fundo do mar (amostra C) apresenta cor mais escura e grandes quantidades de materiais bioclásticos, como conchas fragmentadas e inteiras e rodolitos.

A Figura 36 apresenta três porções das amostras coletadas dispostas em cinco recipientes, nos quais as amostras de areias carbonáticas B e C são mostradas tanto na condição natural de campo quanto peneiradas na peneira N° 8, de 2,36 mm de abertura. A areia quartzosa (amostra A), entretanto, teve mais de 95 % do seu material coletado passado na peneira N° 8.

Figura 36 - Amostras A, B e C coletadas e passadas na peneira N° 10.



Fonte: Autor (2024).

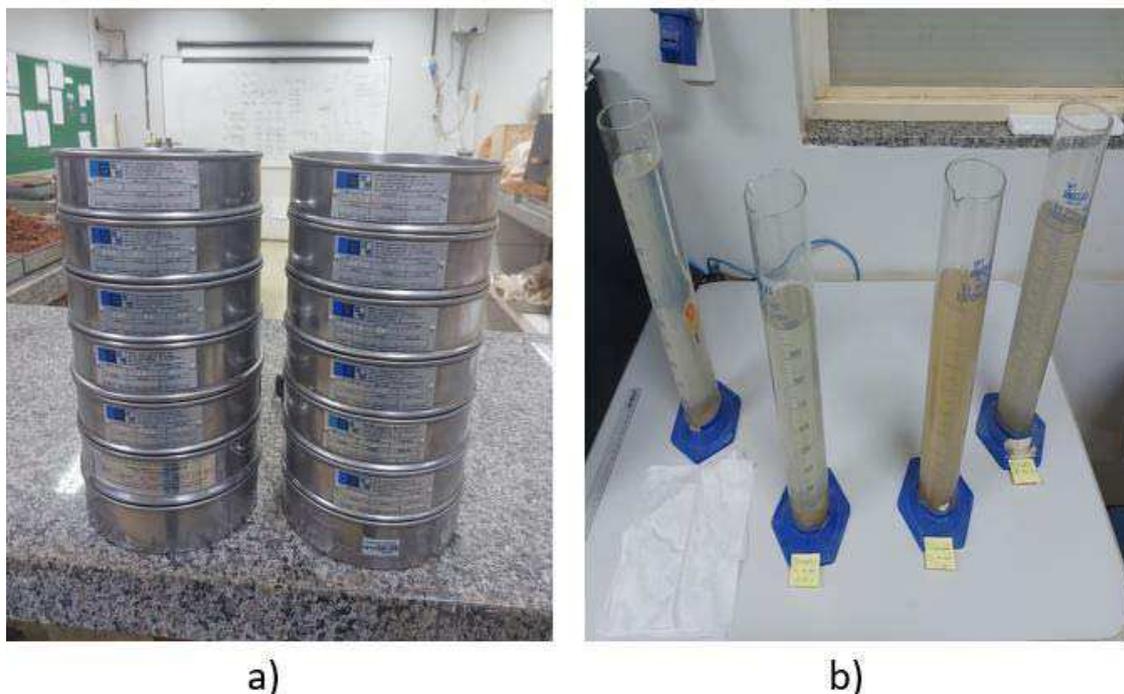
4.1.2 Granulometria, densidade relativa dos grãos e índice de vazios

Para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das areias, procedeu-se, primeiramente, a determinação da densidade relativa dos grãos e os índices de vazios máximo e mínimo do solo. Esses índices são fundamentais para determinar as massas de solo para os ensaios de cisalhamento direto e triaxial, tanto para o estado fofo quanto para o denso.

Portanto, os ensaios de granulometria, densidade das partículas e de índice de vazios são imprescindíveis para se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento. A preparação das amostras para a caracterização foi feita de acordo com a ABNT NBR 6457/2106: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, e a execução dos ensaios de granulometria foi feita de acordo com a ABNT NBR 7181/2016: Solo – Análise granulométrica.

A Figura 37 mostra o conjunto de peneiras utilizado para os peneiramentos grosso e fino das amostras e provetas usadas na etapa de sedimentação no laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal do Cariri (UFCA). Nas três amostras de areia, foi realizado apenas sedimentação com defloculante.

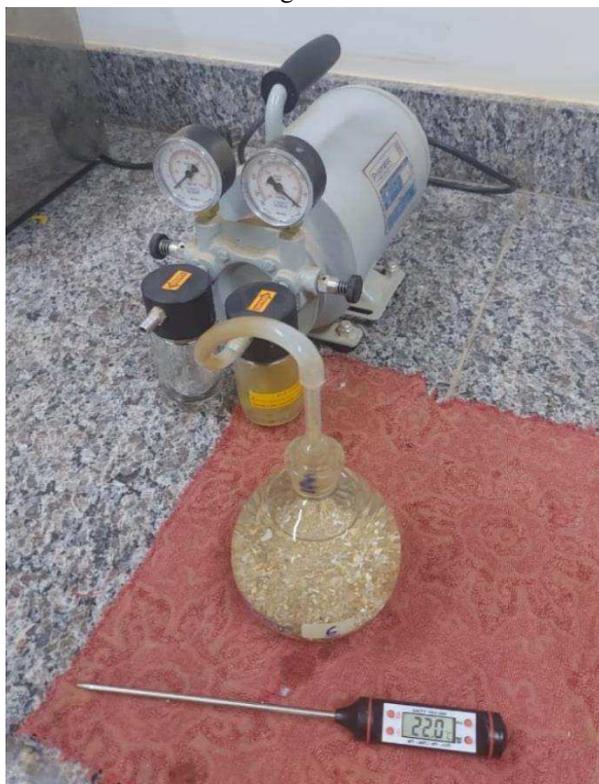
Figura 37 – a) Conjunto de peneiras utilizadas, b) Provetas usadas na sedimentação das amostras.



Fonte: Autor (2024).

A densidade relativa dos grãos de solo (G_s) foi obtida a partir da metodologia disposta na ABNT NBR 6458/2017: grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Os equipamentos utilizados para o ensaio foram picnômetros de 500 ml, um termômetro digital e uma bomba de vácuo para a retirada de ar da massa de 60 g de solo coberta por água destilada, conforme a Figura 38.

Figura 38 - Picnômetro contendo solo e água conectado na bomba de vácuo e termômetro digital para o ensaio de densidade relativa dos grãos de solo.

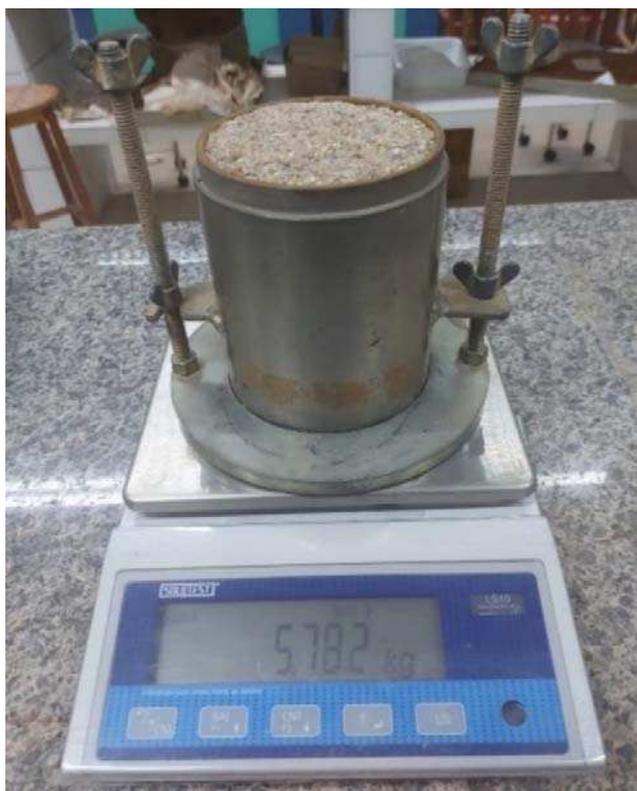


Fonte: Autor (2024).

Os ensaios de índice de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$) e mínimo ($e_{\text{mín}}$) foram determinados conforme a ABNT NBR 16840/2020: Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos e a ABNT NBR 16843/2020: Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos, respectivamente.

A metodologia utilizada para determinar o índice de vazios máximo foi a descrita no método B da norma ABNT NBR 16840/2020, utilizando um cilindro de Proctor com volume de 1000 cm³. A Figura 39 apresenta uma das pesagens feitas com o cilindro preenchido com areia para o cálculo da massa específica das amostras.

Figura 39 - Pesagem do cilindro preenchido com areia para o ensaio de índice de vazios máximo.



Fonte: Autor (2024).

O método utilizado para determinar o índice de vazios mínimo (e_{\min}) de acordo com a norma ABNT NBR 16843/202, foi o método B.1 (mesa vibratória de peneiramento e material seco), com o uso do mesmo tipo de cilindro de Proctor supracitado. Nesse ensaio, a areia disposta dentro do cilindro foi submetida a uma pressão de 13,8 kPa aplicada por sobrecargas compostas por pesos de metal e um disco-base metálico com alça, conforme a recomendação da norma em questão.

O peso total necessário utilizado para aplicar a sobrecarga no cilindro foi calculado a partir da conversão das unidades de tensão de kPa para kgf/cm^2 . O resultado foi de aproximadamente 10,51 kg, visto que o diâmetro do disco-base metálico tem um valor de 9,75 cm e, portanto, uma área de aproximadamente $74,73 \text{ cm}^2$.

Após a aplicação da sobrecarga, o cilindro com areia foi fixado no agitador de peneiras por 10 minutos, em seguida, as sobrecargas e a extensão superior do cilindro foram removidas para rasar o topo da amostra com uma régua de aço biselada e, por fim foi aferida a pesagem na balança. A Figura 40 mostra os materiais utilizados para a montagem do cilindro com as sobrecargas no agitador de peneiras.

Figura 40 - Materiais utilizados para a montagem do cilindro no agitador de peneiramento com sobrecarga para a determinação do e_{min} .



Fonte: Autor (2024).

Os procedimentos descritos, tanto para o ensaio de índice de vazios máximos quanto para o de índice de vazios mínimo foram repetidos três vezes para a obtenção do peso específico das areias a partir de uma média de três pesagens.

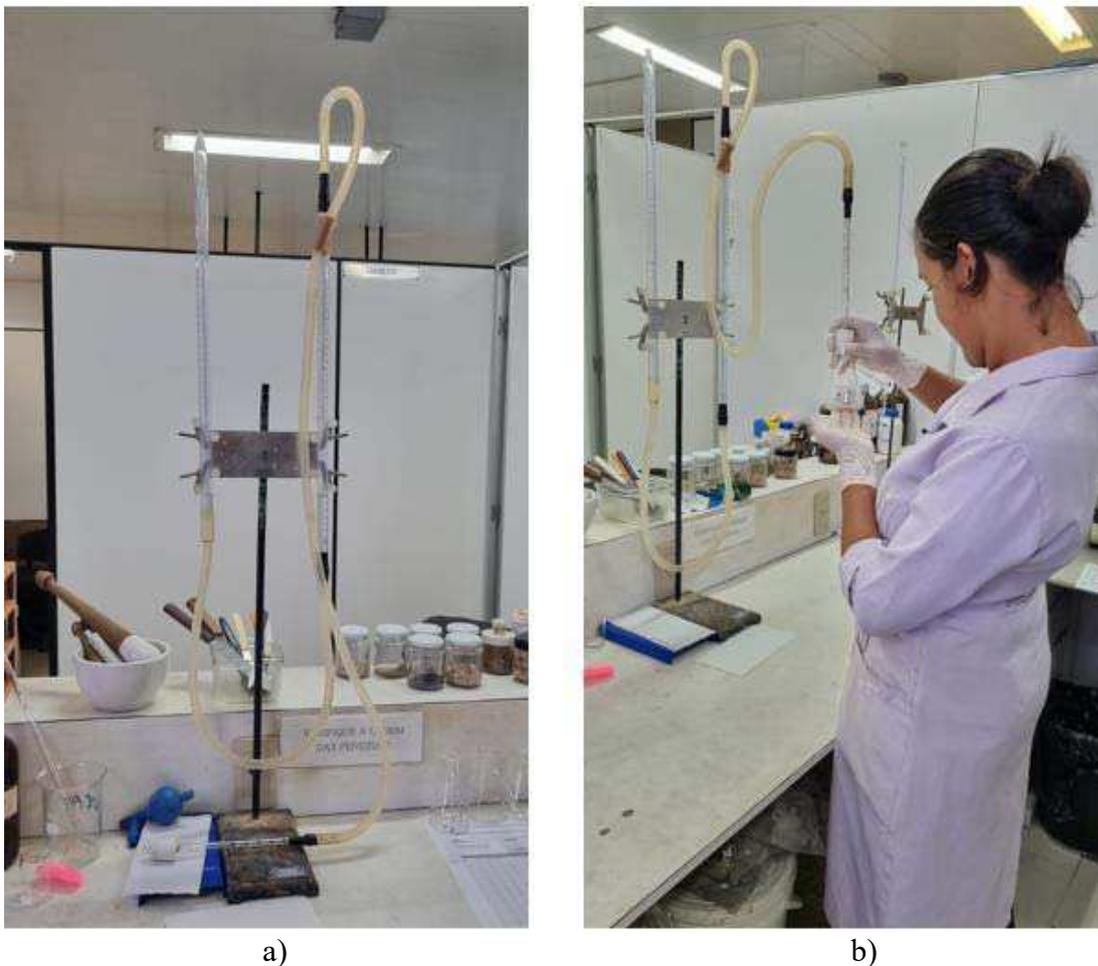
Os índices de vazios máximo e mínimo de cada amostra são parâmetros imprescindíveis para a moldagem dos corpos de prova para os ensaios de resistência ao cisalhamento, visto que cada um dos três solos foi estudado na condição fofo e densa. Assim, as massas de solo utilizadas para moldar os corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, foram calculadas utilizando o índice de vazios máximo para o estado fofo e o índice de vazios mínimo para o estado denso.

4.1.3 Fluorescência de raio X, microscopia e teor de carbonato de cálcio

O ensaio de fluorescência de raio X foi empregado para analisar a composição química das areias. Para isso, foram destorroadas amostras de aproximadamente 30 g de cada um dos três solo para serem submetidas a esse ensaio. Esse ensaio foi executado no laboratório de engenharia de materiais da Universidade Federal do Cariri (UFCA).

O teor de carbonato de cálcio (CaCO_3) das areias foi medido com um calcímetro de Bernard modificado no Laboratório de Oceanografia Geológica da Universidade Federal do Ceará – LABOMAR/UFC. A análise do teor de carbonato de cálcio (CaCO_3) das amostras foi feita por Gonçalves (2024), conforme a Figura 41.

Figura 41 – a) Calcímetro de Bernard modificado, b) análise do teor de CaCO_3 .

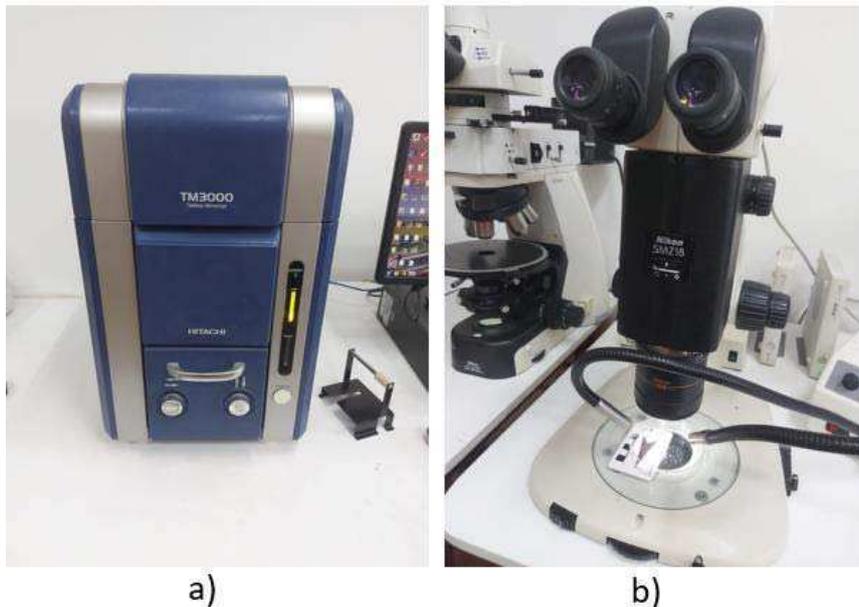


Fonte: Cedido por Gonçalves (2024)

Para a análise detalhada da morfologia das partículas de solo, as imagens das amostras foram capturadas com o auxílio de um microscópio eletrônico de varredura (Figura 42.a) e com um estereomicroscópio (Figura 42.b).

As análises microscópicas foram executadas inicialmente no laboratório de engenharia de materiais da UFCA e posteriormente concluídas no laboratório de microscopia da UFC.

Figura 42 – a) Microscópio eletrônico de varredura, b) Estereomicroscópio.

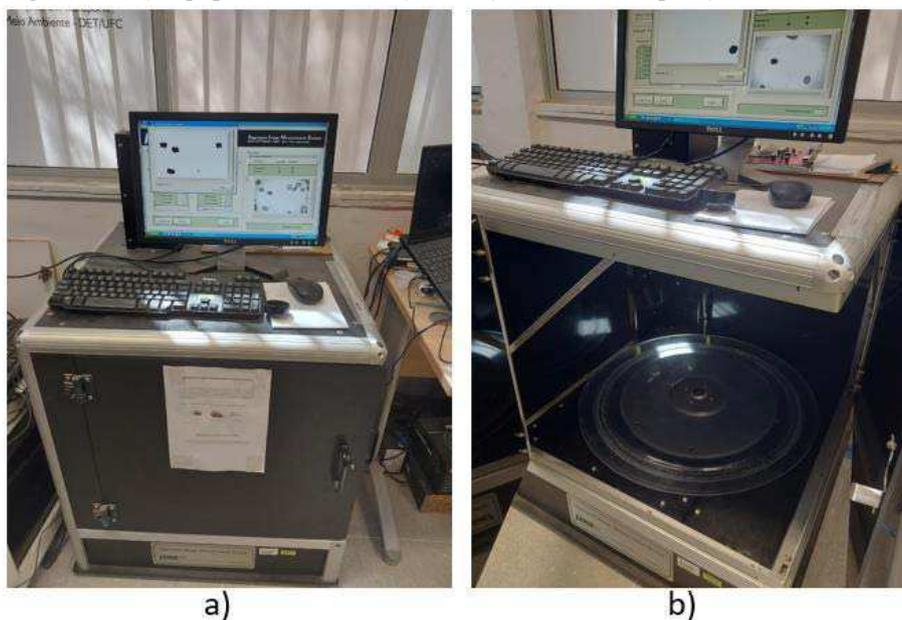


Fonte: Autor (2024).

4.1.4 Propriedades de forma e angularidade das partículas de solo

As propriedades de forma e angularidade das partículas foram obtidas com o uso de um equipamento *Aggregate Imaging Measurement System* (AIMS, Figura 43), seguindo as recomendações da norma DNIT 432/2020 – ME que trata da determinação das propriedades de forma por meio do Processamento Digital de Imagens (PDI).

Figura 43 – a) Equipamento AIMS, b) Execução AIMS em operação.



Fonte: Autor (2024).

Nesse ensaio, as propriedades de forma 2D e de angularidade das partículas foram obtidas a partir do processamento de imagens em 2D das partículas analisando frações granulométricas separadamente. Segundo a norma DNIT 432/2020 – ME, o parâmetro de forma 2d pode variar de 0 a 20, sendo maior quanto mais alongado é o agregado e apresentando valor zero para um círculo perfeito. Já a angularidade é relacionada aos ângulos das arestas das partículas, a qual pode variar de 0 a 10.000.

4.2 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados com as três amostras de solo no estado fofo e no estado denso, considerando os índices de vazios máximo e mínimo para o cálculo das massas dos corpos de prova. Para a obtenção das envoltórias, as tensões normais aplicadas foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

O equipamento utilizado foi a máquina de cisalhamento direto da empresa Owntec, modelo MS 101 (Figura 44). A execução dos ensaios seguiu as recomendações da norma ASTM D3080 – 23: *Standard Test Method For Direct Shear Test Of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

Figura 44 - Prensa eletrônica para ensaios de ensaio de cisalhamento direto.



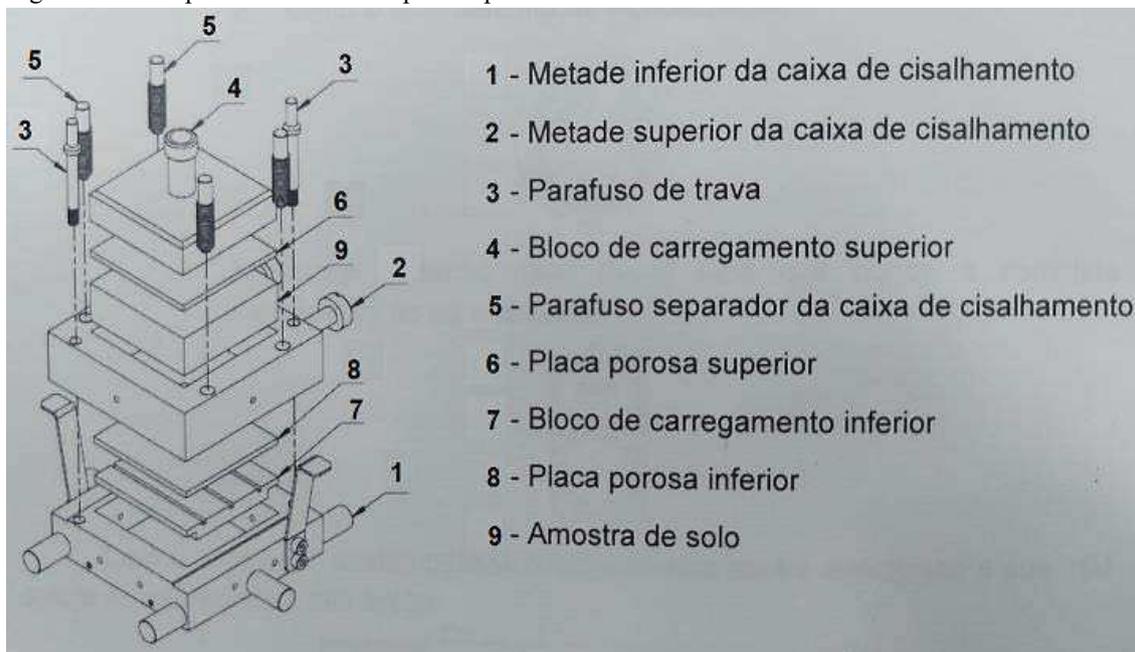
Fonte: Autor (2024).

4.2.1 *Preparação e montagem dos corpos de prova*

A montagem dos corpos de prova segue o padrão esquematizado na Figura 45, de acordo com a seguinte ordem:

- 1) Passar vaselina nos contatos entre as metades da caixa de cisalhamento;
- 2) Parafusa-se as partes inferior e superior da caixa de cisalhamento;
- 3) Encaixar o fundo removível na parte inferior da caixa;
- 4) Encaixar a pedra porosa com o papel filtro na parte inferior da caixa;
- 5) Colocar a massa da amostra de solo devidamente medida na caixa;
- 6) Colocar o papel filtro com a pedra porosa na parte superior da caixa;
- 7) Colocar o cabeçote para tampar a caixa com o corpo de prova;
- 8) Ajustar os parafusos separadores;
- 9) Colocar a caixa na máquina de cisalhamento direto.

Figura 45 - Componentes da caixa bipartida para o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: modificado de Owntec (2019).

O corpo de prova utilizado para esse ensaio possui dimensões de 5,94 cm de largura e 2 cm de espessura para a montagem do corpo de prova, o que resulta em um volume de 70,57 cm³. Assim, para atender os requisitos da norma ASTM D3080 – 23, as amostras de solo foram inicialmente passadas na peneira de número 8 (abertura de 2,36 mm), visto que a largura mínima do corpo de prova deve ser de 50 mm ou um valor não inferior a dez vezes o diâmetro máximo das partículas de solo. Já em relação a espessura, o corpo de prova deve ter um mínimo inicial de 12 mm ou um valor não inferior a seis vezes o diâmetro máximo das partículas de solo.

Com base nas dimensões do molde da caixa bipartida do cisalhamento direto, bem como os cálculos dos ensaios de índices de vazios, foi calculado para cada uma das amostras a massa de solo necessária para a montagem dos corpos de prova. No estado fofo, a massa dos corpos de prova foi calculada como o produto do volume da caixa bipartida pela massa específica mínima do solo ($\gamma_{mín}$), a qual é obtida pela equação seguinte:

$$\gamma_{mín} = \frac{1+w}{100} * \frac{G_s}{1+e_{máx}} \quad (6)$$

em que, w é a umidade da amostra de solo, G_s é a densidade relativa dos grãos de solo e $e_{máx}$ é o índice de vazios máximo.

Quanto ao estado denso, a massa dos corpos de prova foi calculada como o produto do volume da caixa bipartida pela massa específica máxima do solo ($\gamma_{máx}$), conforme a equação seguinte:

$$\gamma_{máx} = \frac{1+w}{100} * \frac{G_s}{1+e_{mín}} \quad (7)$$

em que $e_{mín}$ é o índice de vazios mínimo.

Os parâmetros que compõem as Equações 6 e 7 foram determinados a partir dos resultados dos ensaios de densidade relativa dos grãos e de índice de vazios máximo e mínimo. Assim, com os valores de massa específica das amostras de areia e o volume da caixa do cisalhamento direto, foram calculadas as massas de solo para a moldagem dos corpos de prova de cada areia no estado fofo e no estado denso. A Tabela 12 apresenta essas massas calculadas para a areia quartzosa (amostra A) e as areias carbonáticas (amostras B e C).

Tabela 12 - Massas de solo para moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto nos estados fofo e denso.

	Massa de solo (g)		
	Amostra A	Amostra B	Amostra C
Estado fofo	105,82	107,64	101,37
Estado denso	119,82	124,23	120,11

Fonte: Autor (2024).

A Figura 46 mostra lado a lado as peças da caixa bipartida da máquina de cisalhamento direto e a preparação do corpo de prova de uma das amostras, e a caixa de cisalhamento com o corpo de prova devidamente montado e pronto para o ensaio.

Figura 46 - Preparação da moldagem do corpo de prova na caixa de cisalhamento.



Fonte: Autor (2024).

4.2.2 Procedimento do ensaio de cisalhamento direto

Com os corpos de prova devidamente preparados, a caixa bipartida foi colocada da máquina de cisalhamento direto para iniciar o ensaio. A Figura 47 mostra a caixa instalado no aparelho, com os extensômetros horizontal e vertical devidamente ajustados para a medição das leituras.

Figura 47 - Caixa bipartida instalada na máquina de cisalhamento direto.

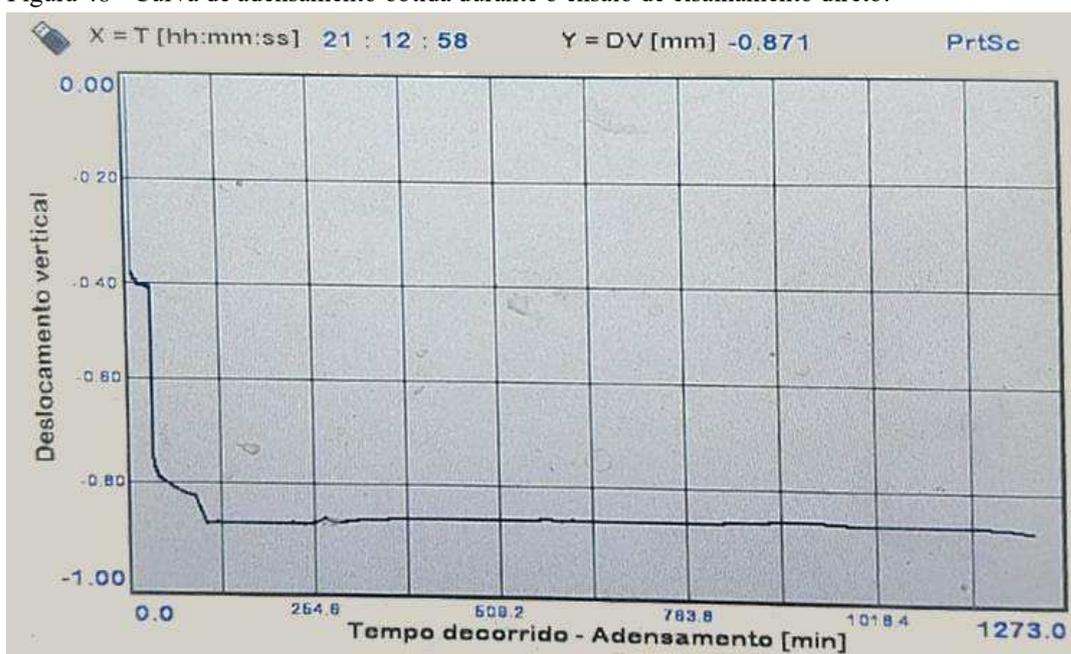


Fonte: Autor (2024).

Com o corpo de prova na máquina, foi aplicado a tensão normal no braço de alavanca localizado na parte inferior do equipamento. Assim, as deformações medidas pelo extensômetro vertical foram monitoradas até atingir a estabilização na curva apresentada no display da máquina (Figura 48).

Por se tratar de solos granulares não coesivos, todas as amostras estabilizaram rapidamente, ainda assim, um tempo mínimo de 30 minutos foi estipulado para observar as deformações verticais antes da saturação.

Figura 48 - Curva de adensamento obtida durante o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Autor (2024).

Após a estabilização da curva com o corpo de prova inicialmente seco, foi adicionado água destilada até cobrir toda a caixa bipartida para saturar o corpo de prova, conforme a Figura 49.

Figura 49 - Saturação do corpo de prova para o ensaio de cisalhamento direto.

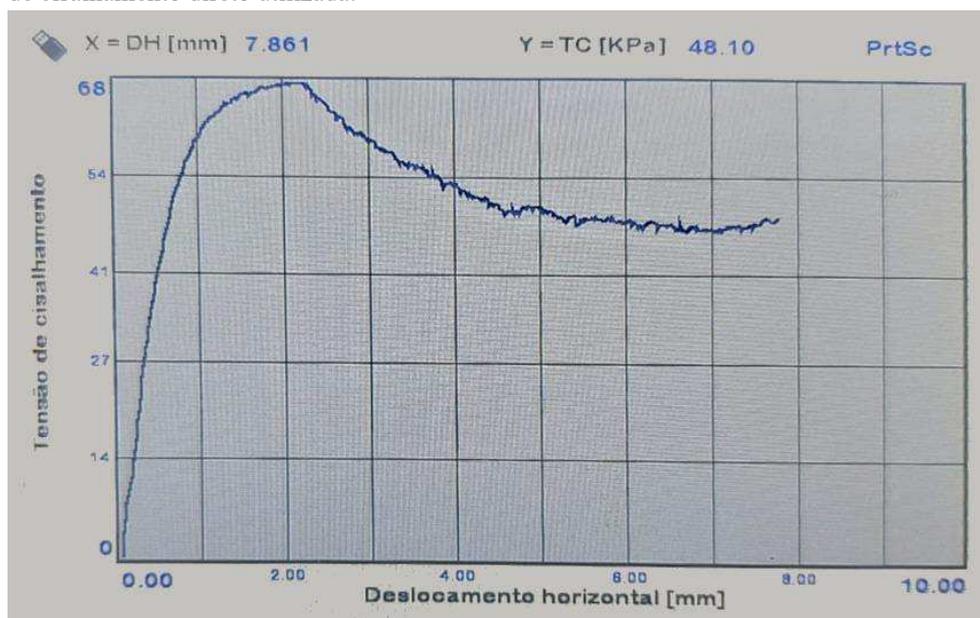


Fonte: Autor (2024).

Com a estabilização do corpo de prova saturado, foi iniciada a ruptura do corpo de prova para obter a curva de tensão cisalhante do corpo de prova. A velocidade adotada para romper os corpos de prova foi de 0,2 mm/min, com duração de 50 minutos até um deslocamento horizontal de 10 mm.

O gráfico da curva de tensão de cisalhamento (kPa) por deslocamento horizontal (mm) também é gerado em tempo real no display da máquina no decorrer do ensaio, conforme a Figura 50.

Figura 50 - Curva de tensão cisalhante (kPa) por deslocamento horizontal (mm) da máquina de cisalhamento direto utilizada.



Fonte: Autor (2024).

No total foram montados 18 corpos de prova para obter as 6 envoltórias de resistência das 3 amostras de solo estudadas, nas quais, metade das envoltórias corresponde ao estado fofo e a outra metade ao estado denso. Os teores de umidade de cada corpo de prova e as curvas de adensamento estão, respectivamente, dispostos nos anexos A e B.

4.3 Ensaios de compressão triaxial drenado (CD)

Os ensaios de compressão triaxial foram executados em um equipamento da marca Matest, modelo S301N. O equipamento consiste em um sistema automatizado que aplica pressão por meio de ar comprimido e tem capacidade de carga de 50 kN. A execução desse ensaio seguiu as recomendações da norma ASTM D7181 – 20: *Standard Test Method For Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*.

Os principais componentes desse equipamento consistem em uma prensa eletrônica para o rompimento dos corpos de prova, um reservatório de água, uma bomba de vácuo usada para abastecer e desaerar o reservatório, um medidor de volume, duas câmaras de pressão com balões para aplicação e regulação da pressão de ar no sistema, dois manômetros, dois reguladores manuais de pressão, um compressor de ar, dois

transdutores de pressão e um sistema de tubos que conectam os componentes com a célula do corpo de prova (Figura 51).

Figura 51 - Equipamento para ensaio de compressão triaxial.

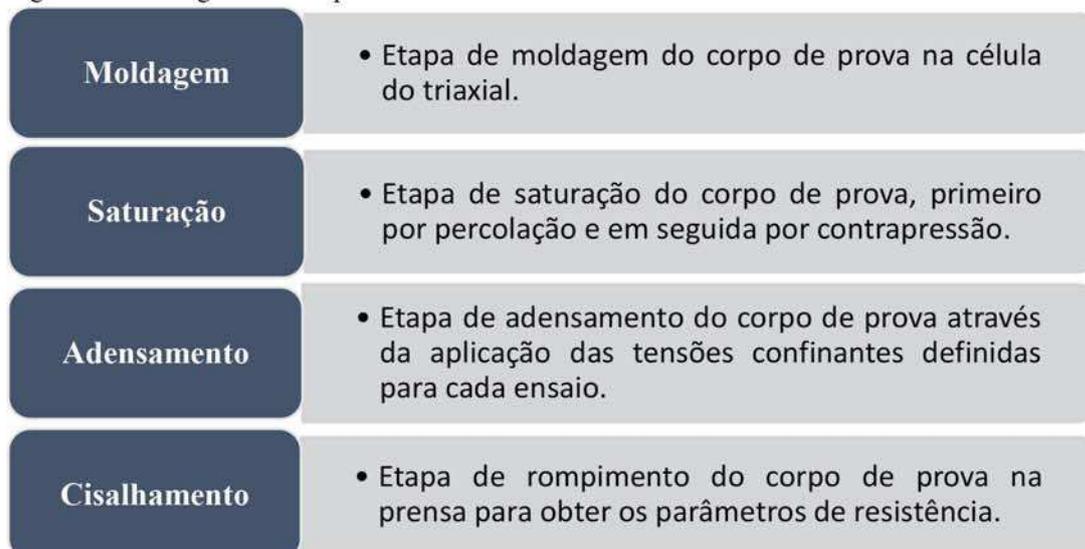


Fonte: Autor (2024).

Antes do início de cada um dos ensaios, todos os componentes do triaxial foram calibrados e testados para verificar a presença de possíveis obstruções na tubulação do sistema. Ademais, o reservatório fora reabastecido com no mínimo 12 horas de antecedência antes de cada ensaio com água destilada, a fim de permitir a desaeração da água no sistema.

Considerando a ocorrência de regime drenado no campo de coleta das amostras, visto que todas as amostras estudadas consistem em solos granulares e não coesivos, todos os ensaios realizados foram do tipo CD (adensado e drenado). As etapas para a execução do ensaio estão descritas no fluxograma da Figura 52.

Figura 52 - Fluxograma de etapas do ensaio triaxial CD.



Fonte: Autor (2024).

4.3.1 Preparação dos corpos de prova

Assim como no ensaio de cisalhamento direto, os corpos de prova do triaxial foram moldados a partir de amostras deformadas, nesse caso, em um molde cilíndrico com dimensões internas de 140 mm de altura, 70 mm de diâmetro e volume de 538,78 cm³. O cálculo das massas utilizadas para os estados fofo e denso seguiu o mesmo método descrito para os ensaios de cisalhamento direto, com uso das Equações 6 e 7.

A moldagem dos corpos de prova para o triaxial também foi feita a partir de amostras peneiradas na peneira 8 (abertura de 2,36 mm). A Tabela 13 mostra as massas calculadas para os corpos de prova do ensaio triaxial nas condições fofo e denso.

Tabela 13 - Massas de solo para moldagem dos corpos de prova para o ensaio triaxial nos estados fofo e denso.

	Massa de solo (g)		
	Amostra A	Amostra B	Amostra C
Estado fofo	807,93	821,83	791,50
Estado denso	914,79	948,46	937,83

Fonte: Autor (2024).

Durante a moldagem dos corpos de prova da amostra de areia calcária *offshore* (C), foi necessário aumentar a altura do corpo de prova em 3,2 mm por questões práticas devido a vedação do cabeçote no topo do molde. Essa adição aumentou o

volume dos corpos de prova dessa amostra para $551,01 \text{ cm}^3$, todavia, esse ajuste não interfere na validação do ensaio, visto que a proporção entre altura e diâmetro do corpo de prova continua entre 2 e 2,5, conforme o recomendado pela norma ASTM D7181 – 20.

Por se tratar de amostras deformadas, os corpos de prova são moldados diretamente na base da célula do triaxial, com o uso de uma membrana de látex para envolver o corpo de prova e isolar as poropressões no interior da amostra da pressão confinante aplicada dentro da célula. A Figura 53 mostra a célula do triaxial desmontada junto com as membranas utilizadas no ensaio.

Figura 53 - Célula do triaxial desmontada e membranas de látex.



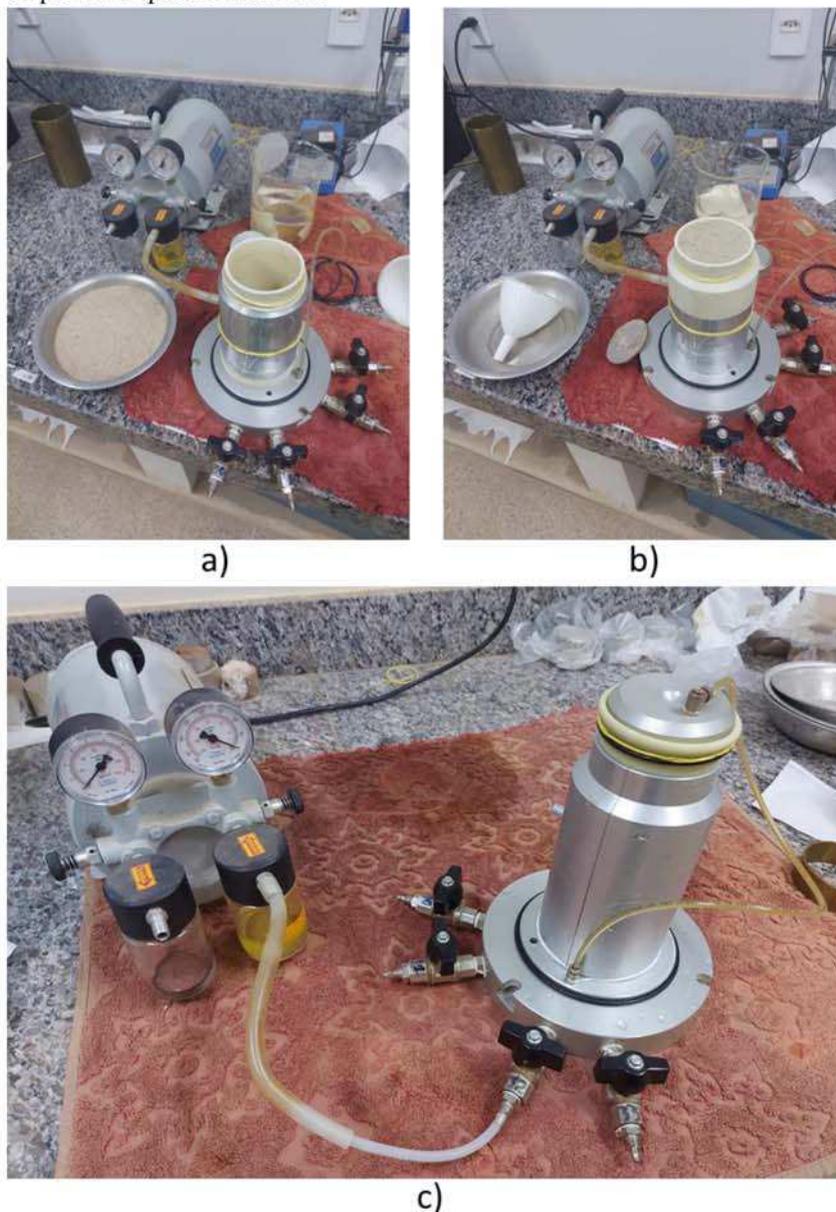
Fonte: Autor (2024).

O procedimento de moldagem dos corpos de prova requer o uso de um molde cilíndrico bipartido para colocar a massa de solo previamente calculada. Inicialmente é preciso saturar os canais da célula do triaxial, para que em seguida, o molde cilíndrico seja encaixado na base da célula do triaxial já com a pedra porosa, o papel filtro e a membrana posicionados e fixados no centro da base com o uso de anéis de vedação (Figura 54a). Posteriormente, foi utilizado um funil para auxiliar na inserção da areia dentro do cilindro (Figura 54b). Esse procedimento foi cuidadosamente executado para que o solo ocupasse adequadamente o volume do molde, mantendo a sua integridade

estrutural. Para isso, foi usada uma bomba de vácuo conectada ao molde cilíndrico para eliminar o ar presente entre a membrana e as suas paredes.

Após toda a massa de solo ser posta no molde, o topo do corpo de prova coberto com mais uma pedra porosa com papel filtro e tapado com o cabeçote da célula do triaxial, o qual é fixado na membrana com os anéis de vedação (Figura 54c). Antes de remover o molde bipartido, a bomba de vácuo foi utilizada para aplicar sucção no canal de contrapressão da célula do triaxial (Figura 54c), a fim de dar mais firmeza ao corpo de prova e evitar que sofresse alguma deformação durante a retirada do molde.

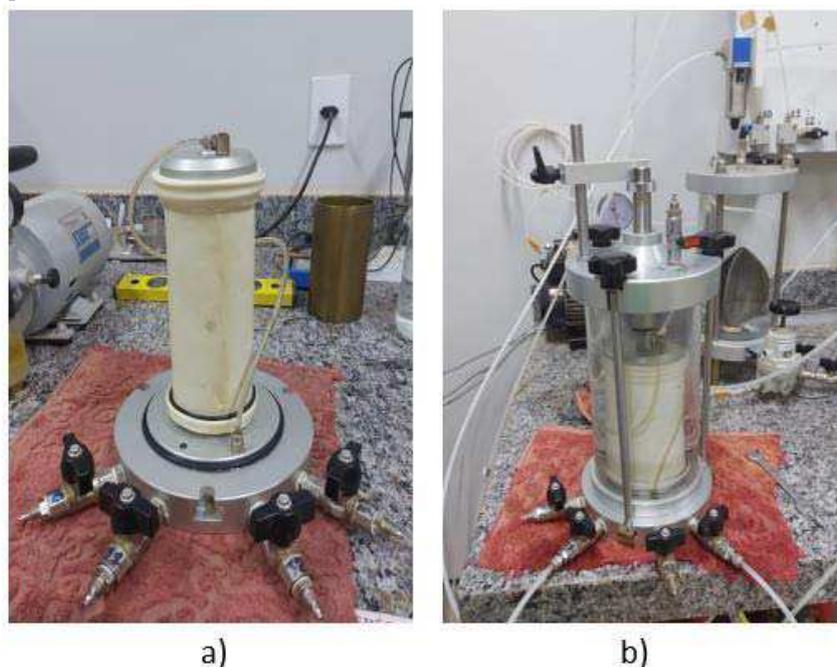
Figura 54 - Etapas de montagem do corpo de prova na célula do triaxial, a) Molde cilíndrico com a membrana, b) Molde preenchido com areia, c) Corpo de prova tampado e moldado.



Fonte: Autor (2024).

Retirado o molde do corpo de prova, foi encaixado na base da célula do triaxial a câmara de acrílico e fixada firmemente com três barras laterais para vedar a célula. A Figura 55 apresenta o corpo de prova recém moldado à esquerda e fixado na câmara do triaxial à direita. Por fim, a câmara da célula foi preenchida com a água destilada do reservatório para seguir para a etapa de saturação.

Figura 55 – a) Corpo de prova moldado, b) Célula do triaxial com corpo de prova.



Fonte: Autor (2024).

4.3.2 *Saturação e adensamento*

A primeira etapa da saturação se dá pelo processo de percolação do corpo de prova com a água destilada do reservatório, de forma a fazer o fluxo percorrer o corpo de prova de baixo para cima. Seguindo as recomendações da norma ASTM D7181 – 20, a saturação por percolação foi executada com uma tensão efetiva positiva de no mínimo 13 kPa na base do corpo de prova e uma tensão confinante na câmara da célula de aproximadamente 35 kPa, para facilitar o fluxo de água.

Em todos os ensaios, a percolação ocorreu rapidamente através do corpo de prova, porém, para garantir uma saturação adequada, todos os ensaios ficaram por um tempo de aproximadamente 4 horas de percolação, na qual a água percolada que saia pelo canal de contrapressão foi aparada por um balde (Figura 56).

Figura 56 - Saturação do corpo de prova por percolação.



Fonte: Autor (2024).

A segunda etapa da saturação do corpo de prova se dá pela aplicação de contrapressão na parte de cima do corpo de prova, a fim de dissolver o ar ocluído no solo que não foi removido durante a percolação.

A etapa de contrapressão foi feita com incrementos de carga de 50 kPa e com o parâmetro B calculado conforme a Equação 1. Para evitar um possível estufamento do corpo de prova que comprometesse a sua estrutura, foi considerado durante toda essa etapa uma tensão confinante da câmara de 10 kPa acima da poropressão do corpo de prova.

Em todos os ensaios, foi possível aplicar três incrementos de contrapressão de 50kPa, partindo de uma configuração inicial de aproximadamente 35 kPa de tensão confinante na câmara e 15 kPa de poropressão no corpo de prova. Dessa forma, foi possível alcançar um grau de saturação de 95 % com tensão confinante de 210 kPa e 200 kPa de poropressão, visto que os valores do parâmetro B calculado no incremento final de todos os ensaios alcançou pelo menos 0,95.

Por fim, o adensamento sendo etapa que antecede o rompimento do corpo de prova na prensa do triaxial e, consistiu na aplicação de tensão confinante com o canal de poropressão aberto para medir a drenagem de água ao longo do tempo e obter a curva de adensamento. As variações de volume que ocorreram tanto na etapa do adensamento quanto durante a ruptura foram aferidas com o uso do medidor de volume (Figura 57).

Figura 57 - Medidor de volume.



Fonte: Autor (2024).

O adensamento é iniciado a partir da aplicação de um determinado acréscimo de tensão confinante após a saturação do corpo de prova, de forma que a poropressão da amostra se manteve em 200 kPa em todos os ensaios. Esses acréscimos de tensões confinantes utilizadas para o adensamento seguiram os mesmos valores utilizados para as tensões normais dos ensaios de cisalhamento direto.

Assim, a diferença entre as tensões confinantes aplicadas na câmara da célula e a poropressão do corpo de prova, foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Esse esquema de tensões confinantes efetivas foi utilizado para obter as envoltórias de tensão de todas as amostras, tanto para o estado fofo quanto para o denso.

Apesar de todos os ensaios terem apresentado rápida estabilização da curva de adensamento, foi adotado um tempo de 4 horas para acompanhar as leituras do medidor de volume para essa etapa do ensaio.

4.3.3 Rompimento do corpo de prova

A partir das curvas de adensamento foi calculado a velocidade máxima para a ruptura dos corpos de prova segundo a Equação 3. Devido a rápida estabilização das curvas de adensamento, as velocidades máximas calculadas superaram 1 mm/min, entretanto, foi considerado para todos os ensaios uma velocidade de 0,1 mm/min, a fim de conduzir o ensaio com uma velocidade mais próxima da adotada no cisalhamento direto e por precaução quanto a possibilidade de geração de poropressão na ruptura.

A etapa de rompimento foi iniciada após encaixar o corpo de prova na base da prensa e ajustar a célula de carga e o extensômetro para a medição do deslocamento vertical (Figura 58) e com as válvulas de drenagem abertas.

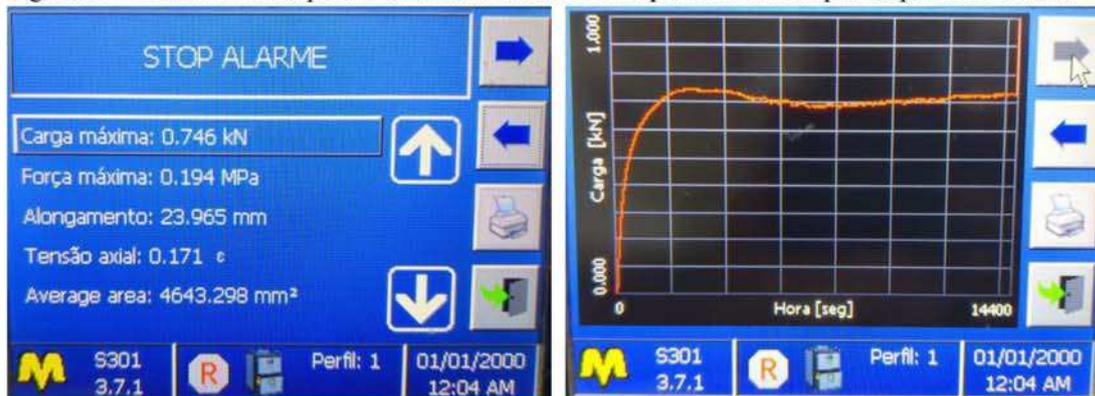
Figura 58 - Etapa de rompimento do ensaio de compressão triaxial drenado.



Fonte: Autor (2024).

Durante o cisalhamento do corpo de prova foi possível acompanhar o desenvolvimento da curva de cisalhamento no display da prensa em tempo real, junto com os dados de tempo, carga, deformação axial e as tensões confiáveis da célula do triaxial e a poropressão do corpo de prova (Figura 59).

Figura 59 – Saída visual da prensa do triaxial durante o rompimento dos corpos de prova ensaiados.



Fonte: Autor (2024).

As durações do rompimento das amostras variaram entre 3 horas e 40 minutos e 4 horas de duração, de forma que os ensaios foram levados até o deslocamento máximo do extensômetro da prensa, cujo limite é de aproximadamente 25 mm. A Figura 60 mostra o aspecto típico de alguns dos corpos de prova após o término do ensaio, neste caso com superfície de ruptura nítida e expansão lateral acentuada.

Figura 60 - Corpo de prova rompido no fim do ensaio.



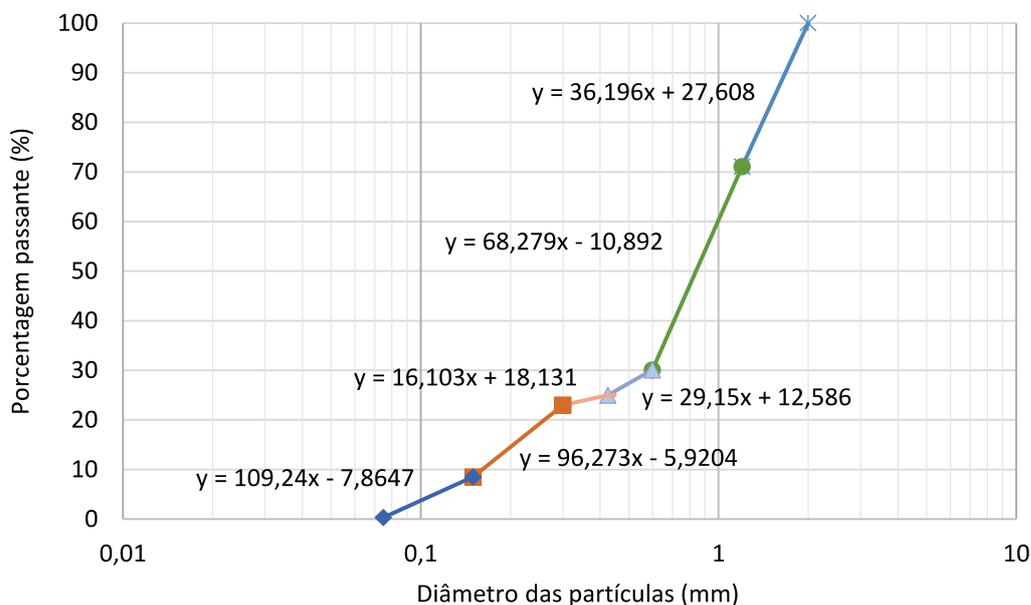
Fonte: Autor (2024).

4.4 Avaliação da quebra dos grãos de solo

O procedimento adotado para verificar a quebra dos grãos de solo das amostras foi embasado no método de Hardin (1985). Para essa análise, a massa de solo utilizada na moldagem dos ensaios triaxiais foi peneirada antes e depois do ensaio, a fim de obter as curvas granulométricas do corpo de prova antes (curva original) e depois do seu rompimento (curva final). Essas curvas foram comparadas e tiveram suas áreas calculadas conforme o esquema apresentado por Shahnazari & Rezvani (2013) na Figura 30.

O cálculo da quebra relativa de grãos de solo (Br) se dá pela razão da área compreendida entre as curvas granulométricas original e final, e a área da curva original do corpo de prova. Assim, para obter o valor dessas áreas foi calculado as integrais definidas das funções lineares que formam esses gráficos (Figura 61).

Figura 61 - Curva granulométrica original do ensaio triaxial de 200 kPa da areia carbonática (amostra B) no estado denso.



Fonte: Autor (2024).

Com a soma de todas as integrais das funções que compõem as curvas granulométricas, conforme o esquematizado na Figura 61, as áreas das curvas granulométricas originais e finais foram obtidas e utilizadas para o calcular a quebra relativa de grãos nos ensaios triaxiais das três amostras de areia.

A análise de quebra de grãos foi aplicada somente para as massas de corpo de prova dos ensaios de compressão triaxial. Esse ensaio foi iniciado a partir das massas de solo destinadas aos ensaios com tensão efetiva de 200 kPa no estado denso, visto que nessa situação, os grãos dos corpos de prova estariam sujeitos a maiores contatos entre si devido a redução dos vazios.

4.5 Compressão simples dos bioclastos

Nas areias carbonáticas coletadas, a maioria do material graúdo é composta de bioclastos calcários oriundos de animais e algas, o que torna a mineralogia desse solo mais complexa que a areia quartzosa. Por conseguinte, as areias carbonáticas podem apresentar comportamentos diferentes entre si devido à presença de sedimentos calcáreos de tipos e origens variadas, mesmo que as suas composições sejam formadas pelo mesmo composto (carbonato de cálcio).

Assim, com o intuito de explorar a resistência mecânica desses materiais graúdos, foram executados ensaios de compressão simples de forma preliminar para se obter dados a respeito da resistência desses materiais calcários e, dentro das possibilidades plausíveis, comparar as curvas de tensão e deformação dos bioclastos da areia carbonática da foz (amostra B) com a areia carbonática *offshore* (amostra C).

Os materiais calcáreos das areias carbonáticas apresentaram grande variedade de tamanhos e formas, o que dificulta uma comparação representativa entre esses materiais, já que a geometria do material também influi na sua resistência mecânica. Dessa forma, para possibilitar uma comparação mais adequada entre os elementos, foram separados os bioclastos com dimensões e formatos semelhantes para o rompimento na prensa universal (Figura 62) por compressão simples.

A areia carbonática com menor teor de calcário (amostra B) também possui bioclastos com menores diâmetros, porém, essa amostra possui um maior número de pedaços de coral que podem chegar até 29,5 mm de diâmetro, aproximadamente. Quanto a areia *offshore* (amostra C), o elemento mais numeroso são os rodolitos, que podem chegar até 61,4 mm de diâmetro.

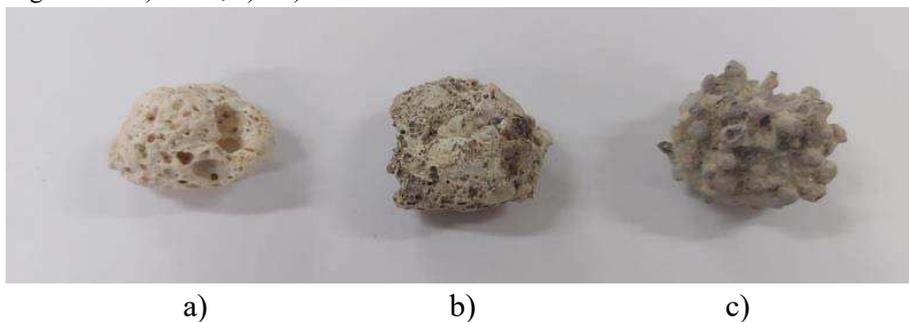
Figura 62 - Prensa universal.



Fonte: Autor (2024).

A Figura 63 mostra os bioclásticos escolhidos para serem rompidos por compressão simples. O elemento da esquerda consiste em um pedaço de coral esbranquiçado (a) da areia da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), e os outros são rodolitos (b e c) da areia *offshore* (amostra C).

Figura 63 - a) Coral, b) e c) rodolitos.



Fonte: Autor (2024).

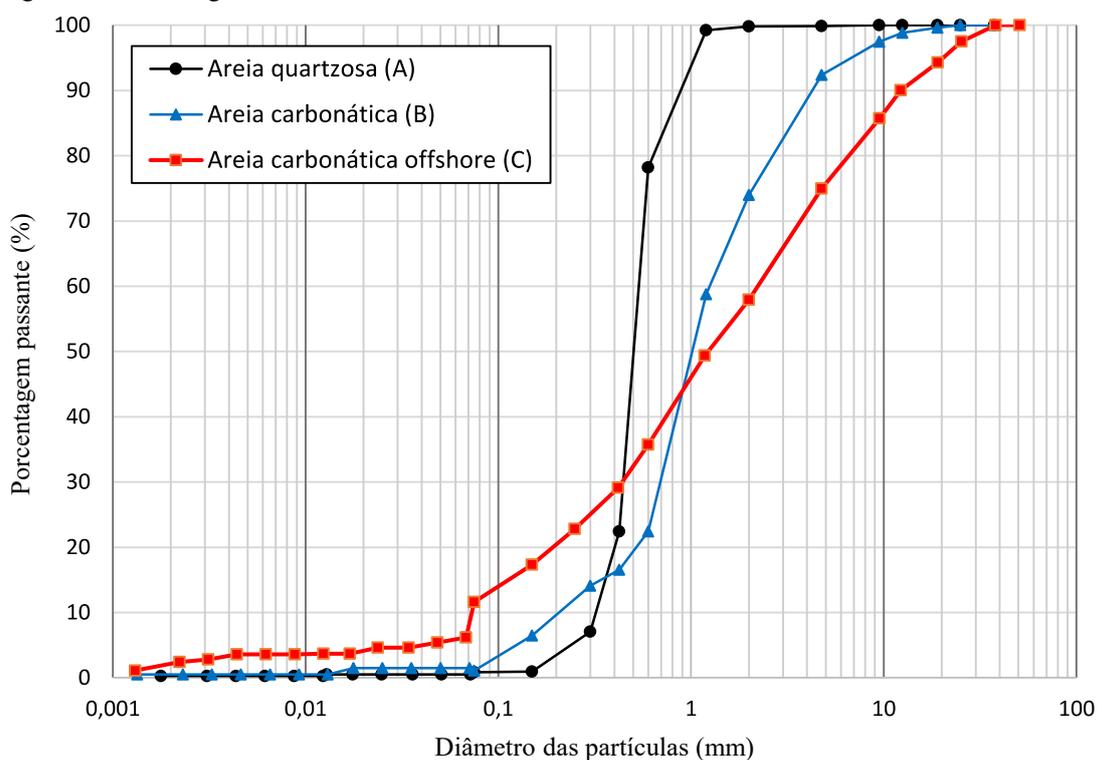
Os três bioclásticos selecionados possuem em média 29,5 mm de diâmetro, considerando a maior dimensão medida. O pedaço de coral da areia da foz do Aracatiaçu (amostra B) foi o único exemplar da amostra coletada com diâmetro suficiente para possibilitar uma comparação com os rodolitos da areia *offshore*.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Granulometria

A areia quartzosa coletada na foz do Rio Pacoti (amostra A) possui uma granulometria uniforme, com 78 % dos grãos entre as dimensões de 0,2 mm e 0,6 mm, sendo assim, classificado como uma areia mal graduada (SP), conforme o sistema unificado de classificação dos solos - SUCS. As areias carbonáticas da praia de Moitas (amostras B e C), em contrapartida, apresentaram uma distribuição granulométrica mais variada, de forma que as duas são classificadas como areias bem graduadas (SW). A Figura 64 mostra as curvas granulométricas das três areias.

Figura 64 - Curvas granulométricas das amostras de areia.



Fonte: Autor (2024).

A areia quartzosa da foz do rio Pacoti (amostra A) é formada majoritariamente de areia média, com 99,80 % dos grãos passando na peneira nº 10 (2 mm) e com 22,42 % de material passando na peneira nº 40 (0,425 mm), resultando em 0,20 % de areia grossa, 77,38 % de areia média, 21,55 % de areia fina e apenas 0,87% de material passante na peneira nº 200 (0,075 mm).

Apesar das areias carbonáticas apresentarem frações mais expressivas de areia grossa, bem como a presença de pedregulhos, a areia da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) também apresenta a maior parte da sua granulometria formada por areia média, com frações de 12% de pedregulho, 14 % de areia grossa, 57,44 % de areia média, 15,45 % de areia fina e somente 1,11 % de matéria passante na peneira nº 200. Ainda que classificada como areia bem graduada, comparado as outras areias, o solo da amostra B assume uma posição intermediária em termos de uniformidade, além de apresentar um coeficiente de curvatura de mesmo valor da amostra A, em vista da inclinação da curva granulométrica.

Quanto a areia coletada no mar da praia de Moitas (amostra C), a fração de material que passa na peneira nº 200 foi maior em comparação as outras amostras, com uma porcentagem 11,61%. Nesse caso, o sistema unificado de classificação dos solos permite a classificação dupla desse solo como areia bem graduada com silte (SW – SM). Para essa amostra, as outras frações são de 28,5 % de pedregulho, 13,57 % de areia grossa, 28,8 % de areia média e 17,52 % de areia fina. Essa areia apresentou a maior fração de pedregulhos devido à presença de rodolitos no local de coleta. Os parâmetros obtidos nos ensaios de granulometria das três amostras de areias estão resumidos na Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros granulométricos das amostras.

Amostras	Parâmetros					Material passante na peneira nº 200 (%)
	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _U	C _C	
Areia quartzosa (A)	0,32	0,45	0,53	1,6	1,2	0,87
Areia carbonática (B)	0,21	0,7	1,35	6,4	1,7	1,11
Areia carbonática (C)	0,072	0,44	2,2	30,5	1,2	11,61

Fonte: Autor (2024).

Os parâmetros apresentados na Tabela 14 são, respectivamente, os diâmetros abaixo do qual se situam 10 %, 30 % e 60 % das partículas (D₁₀, D₃₀ e D₆₀), coeficiente de não uniformidade (C_{NU}), coeficiente de curvatura (C_C) e a porcentagem de material que passou na peneira nº 200.

5.2 Densidade relativa dos grãos e índices de vazios

Os valores de densidade relativa dos grãos (G_s) das areias carbonáticas (amostra B e C) apresentaram valores muito próximos em comparação ao da areia quartzosa (amostra A). Enquanto a areia da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) apresentou uma densidade relativa um pouco menor que a da areia quartzosa (amostra A), a areia do mar da praia de Moitas (amostra C), que possui o maior teor de carbonato de cálcio, apresentou valor praticamente igual ao da areia quartzosa.

Quanto aos índices de vazios, a areia carbonática *offshore* (amostra C) apresentou os maiores valores para o mínimo ($e_{\text{mín}}$) e o máximo ($e_{\text{máx}}$), enquanto a areia carbonática da foz (amostra B) também apresentou os menores valores. A Tabela 15 resume esses parâmetros juntamente com as massas específicas mínima ($\gamma_{\text{mín}}$) e máxima ($\gamma_{\text{máx}}$) de cada areia.

Tabela 15 - Valores de G_s , $\rho_{\text{mín}}$, $\rho_{\text{máx}}$, $e_{\text{mín}}$ e $e_{\text{máx}}$ obtidos para as areias estudadas.

Amostras	G_s	$\rho_{\text{mín}}$ (g/cm ³)	$\rho_{\text{máx}}$ (g/cm ³)	$e_{\text{mín}}$	$e_{\text{máx}}$
Areia quartzosa (A)	2,68	1,49	1,69	0,58	0,79
Areia carbonática (B)	2,65	1,52	1,76	0,53	0,76
Areia carbonática (C)	2,69	1,43	1,70	0,60	0,89

Fonte: Autor (2024).

No geral, tanto os valores de densidade relativa dos grãos quanto dos índices de vazios das areias carbonáticas se mostraram próximos dos valores encontrados para a areia quartzosa, a qual se apresentou em uma posição intermediária entre as areias carbonáticas.

Nesse contexto, as areias carbonáticas do litoral cearense diferem da maior parte das areias carbonáticas calcárias observadas nos trabalhos de Hassanlourad *et al.* (2008) Salem *et al.* (2013), Shahnazari & Rezvani (2013), Ding *et al.* (2021) e Wu *et al.* (2021), cujos índices físicos já foram resumidos nas tabelas 5, 6, 7 e 8. A comparação dos valores obtidos de densidade relativa dos grãos e dos índices de vazios dos solos estudados está na Tabela 16.

Tabela 16 - Comparação dos valores medidos de densidade relativa dos grãos e dos índices de vazios em relação à literatura.

Solo - Autor	Gs	e _{mín}	e _{máx}
Areia quartzosa da foz do rio Pacoti (amostra A) - Autor (2024)	2,68	0,58	0,79
Areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) - Autor (2024)	2,65	0,53	0,76
Areia carbonática <i>offshore</i> da praia de Moitas (amostra C) - Autor (2024)	2,69	0,60	0,89
Areia carbonática da Ilha Kish no golfo pérsico, Iran - Hassanlourad <i>et al.</i> (2008)	2,68	0,51	0,72
Areia carbonática de Tonbak no golfo pérsico, Iran - Hassanlourad <i>et al.</i> (2008)	2,69	0,71	0,99
Areia carbonática de North Coast - Salem <i>et al.</i> (2013)	2,79	0,75	1,04
Areia carbonática de Cabo Rojo - Salem <i>et al.</i> (2013)	2,86	1,34	1,71
Areia carbonática de Playa Santa - Salem <i>et al.</i> (2013)	2,75	0,80	1,22
Areia carbonática de Dogs Bay - Salem <i>et al.</i> (2013)	2,75	0,98	1,83
Areia carbonática de Ewa Plains - Salem <i>et al.</i> (2013)	2,72	0,66	1,30
Areia carbonática da Ilha Hormuz, golfo pérsico - Shahnazari & Rezvani (2013)	2,76	0,625	0,90
Areia carbonática de Porto Bushehr, golfo pérsico - Shahnazari & Rezvani (2013)	2,71	0,762	1,05
Areia carbonática do mar do sul da China - Ding <i>et al.</i> (2021)	2,75	0,91	1,34
Areia silicosa de Fujian, na China - Ding <i>et al.</i> (2021)	2,66	0,34	0,50
Areia carbonática da ilha Nansha do mar do sul da China - Wu <i>et al.</i> (2021)	2,76	0,94	1,42

Fonte: Autor (2024).

As areias carbonáticas estudadas neste trabalho apresentaram densidade relativa dos grãos (Gs) ligeiramente menores do que a maioria dos resultados encontrados nos trabalhos dos outros autores, os quais apresentam valores que variam em uma faixa de 2,71 a 2,86. Apenas as areias do golfo pérsico da ilha Kish e de Tonbak apresentaram valores semelhantes aos das areias deste trabalho e abaixo de 2,7.

No caso dos índices de vazios mínimo e máximo, as diferenças são mais expressivas, entretanto, esses parâmetros apresentam bastante variação entre todas as areias calcárias analisadas. Novamente, as areias do golfo pérsico estudadas por

Hassanlourad *et al.* (2008) mostraram intervalos de índices de vazios compatíveis com o das areias da costa do Ceará, na qual a areia da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) é mais parecida com a areia da ilha Kish e a areia *offshore* (amostra C) tem valores mais próximos da areia de Tonbak. Ainda assim, esses resultados expressam o potencial de variabilidade que as propriedades físicas das areias carbonáticas podem apresentar.

Quanto a areia da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), os seus valores foram os menores entre as três amostras estudadas, sendo mais próximos aos da areia quartzosa da foz do rio Pacoti (amostra A). Todavia, considerando a comparação entre areias não carbonáticas, os índices de vazios mínimo e máximo da areia quartzosa do Pacoti (amostra A) se mostraram significativamente maiores que os da areia silicosa de Fujian (Ding *et al.*, 2021).

5.3 Fluorescência de raio X e teor de CaCO₃

A partir das análises da composição das amostras feitas pelo calcímetro de Bernard e pelos ensaios de fluorescência de raio X, foram obtidos os teores de carbonato de cálcio (CaCO₃) e as composições químicas com as porcentagens dos óxidos e dos elementos de cada amostra de areia.

Enquanto a areia da foz do rio Pacoti (amostra A) apresentou apenas 1,23 % de carbonato de cálcio, as areias da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) e do mar da praia de Moitas (amostra C) tiveram teores de 48,81 % e 88,46 %, respectivamente, conforme a Tabela 17. A areia coletada no fundo do mar (amostra C) já apresentava visivelmente uma maior quantidade de bioclastos, o que evidencia o seu maior teor de carbonato em relação a areia da foz (amostra B).

Tabela 17 - Teores de carbonato de cálcio (CaCO₃) das amostras.

Amostras	Teor de carbonato de cálcio (%)
Areia quartzosa da foz do rio Pacoti (amostra A)	1,23
Areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B)	48,81
Areia carbonática <i>offshore</i> da praia de Moitas (amostra C)	88,46

Fonte: Autor (2024).

Para a fluorescência de raio X, os resultados estão dispostos tanto nas porcentagens de óxidos que compõem as amostras (Tabela 18), quanto nas porcentagens dos elementos (Tabela 19).

Tabela 18 - Composição química da areia quartzosa (amostra A) e das areias carbonáticas (amostra B e amostra C) com base no ensaio de fluorescência de raio X.

Compostos	Amostras		
	A (%)	B (%)	C (%)
SiO ₂	92,87	64,84	47,98
CaO	0,79	16,6	38,87
Al ₂ O ₃	4,06	6,31	4,60
K ₂ O	1,48	2,65	2,12
Fe ₂ O ₃	0,21	0,82	1,87
MoO ₃	0,10	0,00	0,85
MgO	0,00	8,55	3,28
TiO ₂	0,00	0,20	0,39
P ₂ O ₅	0,46	0,00	0,00

Fonte: Autor (2024).

A areia quartzosa (amostra A), como esperado, apresentou uma composição quase que inteiramente formada por dióxido de silício ou sílica (SiO₂), com um teor de 92,87%, sendo esse o composto químico do quartzo. Por outro lado, a porcentagem de óxido de cálcio (CaO) é menor que 1 %, o que reitera o baixo teor de material calcário.

Já as areias carbonáticas (amostras B e C) apresentaram teores de sílica mais baixos à medida que o teor de óxido de cálcio aumenta. Por possui o maior teor de carbonato de cálcio, a areia do mar de Moitas (amostra C) também apresentou a maior porcentagem de óxido de cálcio.

Dentre as areias carbonáticas, a amostra da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) mostrou um maior teor de óxido de magnésio (MgO), o qual não está presente na areia quartzosa. Na engenharia civil, o óxido de magnésio é conhecido pelo seu uso como aditivo para concreto, que possui propriedades expansivas. Segundo Ramalho (2022), no contato com a água o óxido de magnésio reage e produz hidróxido de magnésio, o que induz o aumento da porosidade devido ao efeito do crescimento do tamanho de partículas no sistema.

O MgO tem menor demanda de água para formar seu produto quimicamente estável, Hidróxido de magnésio $Mg(OH)_2$, que por sua vez, tem dimensões maiores que o MgO e, portanto, provoca expansão (Qureshi e Al-Tabbaa, 2016). Apesar das propriedades desse tipo de material ser comumente conhecida em estudos sobre concreto, a sua presença na composição de solos também pode ser interessante para análises de comportamento geotécnico.

Tabela 19 - Porcentagem de elementos da areia quartzosa (amostra A) e das areias carbonáticas (amostra B e amostra C) com base no ensaio de fluorescência de raio X.

Elementos	Amostras		
	A (%)	B (%)	C (%)
Si	89,5	52,35	33,01
Ca	1,85	28,29	53,36
Al	3,44	5,22	3,40
Mg	0,00	7,31	2,66
Fe	0,50	1,59	2,95
K	3,86	4,88	3,11
Mo	0,22	0,00	0,95
Ti	0,00	0,33	0,53
P	0,60	0,00	0,00

Fonte: Autor (2024).

Na análise de elementos das areias, o teor de silício diminui com o aumento do teor de cálcio e, portanto, de carbonato de cálcio das amostras. No geral, as areias carbonáticas (amostras B e C) apresentaram teores mais expressivos de elementos metálicos, como alumínio (Al), magnésio (Mg), ferro (Fe) e titânio (Ti). Dentre esses, o magnésio (Mg) e o titânio (Ti) são os únicos elementos que não estão presentes na composição da areia quartzosa (amostra A).

Ademais, a presença de magnésio nas areias carbonáticas é um forte indicativo da presença de dolomita ($CaMg(CO_3)_2$), visto que esse mineral é composto por carbonato de cálcio e magnésio.

Os elementos molibdênio (Mo), titânio (Ti) e fósforo (P) apresentaram os menores teores na composição dos solos, com porcentagens menores que 1,00 %. Apesar do molibdênio (Mo) não fazer parte da areia com 48,81 % de calcário (amostra

B), a areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C) mostrou a maior quantidade desse elemento, já o fósforo (P) só está presente na composição da areia quartzosa (amostra A).

5.4 Microscopia

As análises microscópicas das amostras de areia foram feitas por observação das partículas com o uso de microscópios eletrônicos de varredura (MEV) e de um estereomicroscópio com câmera acoplada, a fim de obter imagens com diferentes aspectos dos grãos de solo e dos sedimentos calcáreos.

No caso das areias carbonáticas (amostras B e C), as amostras *in situ* coletadas apresentaram elementos de grandes dimensões como rodolitos, conchas e pedregulhos. Assim, as porções analisadas no microscópio eletrônico foram previamente peneiradas para coincidirem com a mesma faixa granulométrica utilizada nos ensaios de cisalhamento direto e triaxial.

5.4.1 Areia Quartzosa (Amostra A) – Foz do rio Pacoti

Foi observado que a areia quartzosa é a mais homogênea entre as amostras, tanto em função da sua composição química quanto pela maior uniformidade granulométrica das partículas. A Figura 65 mostra a microscopia eletrônica das partículas dessa areia.

Figura 65 - Areia quartzosa no microscópio eletrônico de varredura com zoom x30.

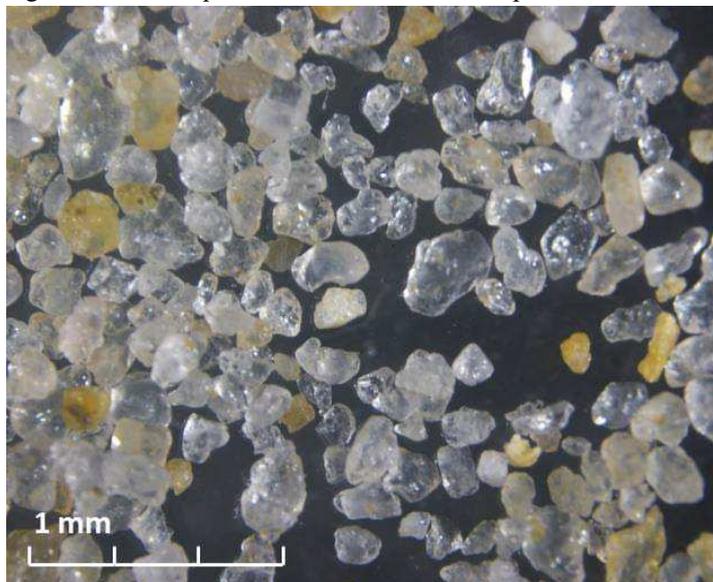


TM3000_0650 2024/05/20 18:42 AL D8.5 x30 2 mm

Fonte: Autor (2024).

Devido a maior uniformidade dos grãos, as imagens da areia quartzosa mostram basicamente uma areia formada majoritariamente por grãos de composição siliciclásticas, com raras aparições de fragmentos de conchas (Figura 66).

Figura 66 - Areia quartzosa no estereomicroscópio.



Fonte: Autor (2024).

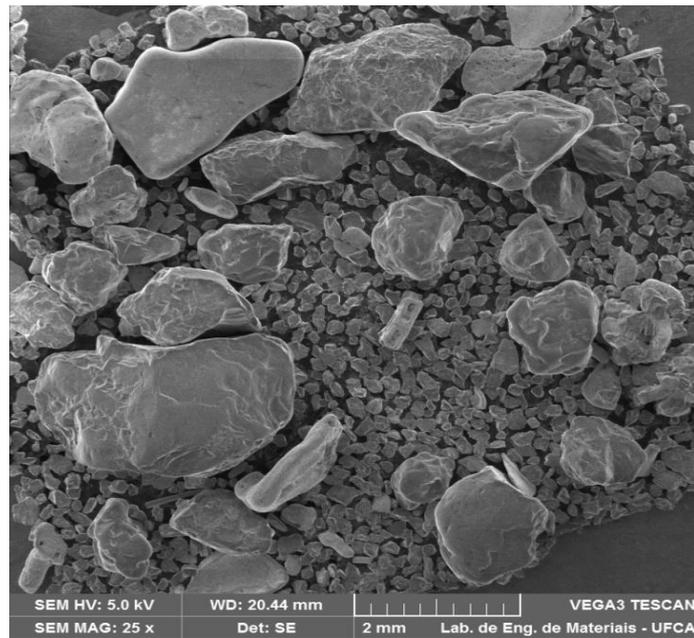
5.4.2 Areia Carbonática (Amostra B) – Foz do rio Aracatiaçu

A areia carbonática contendo 48,81% de calcário mostrou um aspecto visivelmente mais heterogêneo em comparação com a areia quartzosa, tanto em função das dimensões das partículas quanto em relação à presença de diferentes tipos de bioclastos, como fragmentos de conchas, pedaços de coral, rodolitos e halimeda.

Na Figura 67 o contraste formado pelo tamanho das partículas é notável, de forma que até as partículas com diâmetros de 0,2 mm são claramente visíveis ao lado das partículas maiores. Nessa imagem também fica perceptível a presença de algumas partículas com extremidades mais arredondadas.

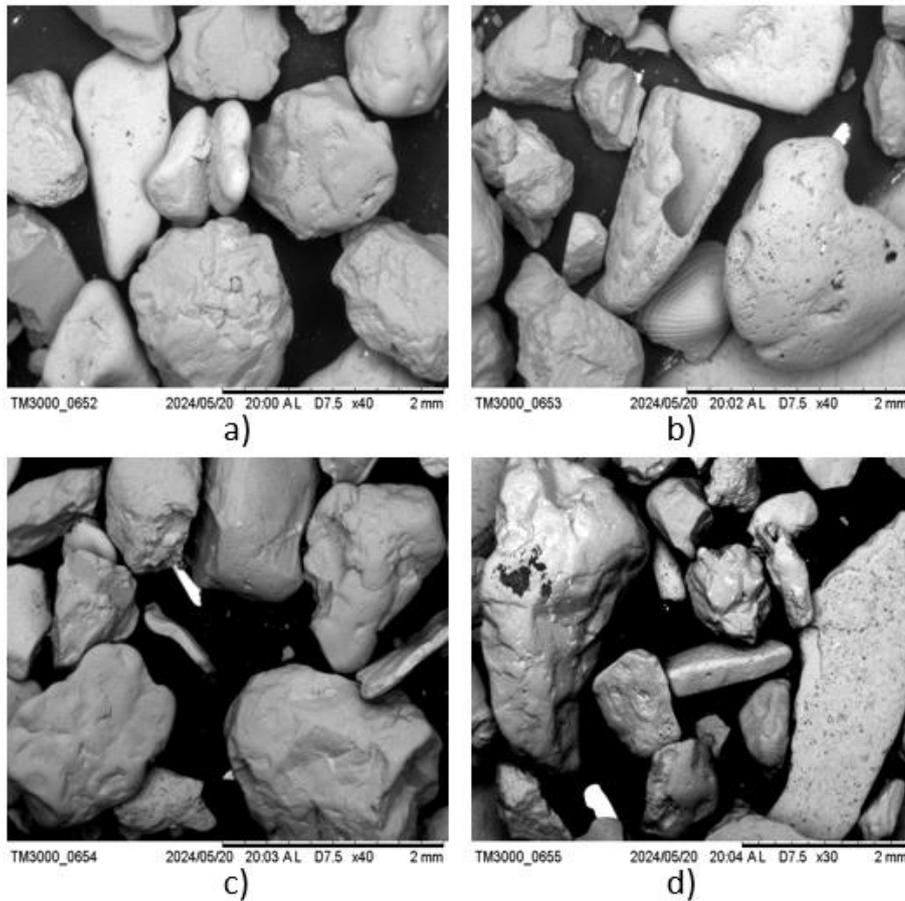
Essa característica se faz igualmente presente nas imagens da Figura 68, na qual é possível observar com mais detalhes a superfície das partículas da areia. Além de pequenas conchas e partículas placóidais, essa imagem também mostra dois grãos de sedimentos calcáreos aderidos (Figura 68a), provavelmente devido a cimentação.

Figura 67 - Areia carbonática (amostra B) no microscópio eletrônico de varredura com zoom x25.



Fonte: Autor (2024).

Figura 68 - Partículas da areia carbonática (amostra B) no microscópio eletrônico de varredura, zoom x40 para a),b) e c), zomm x30 para d).



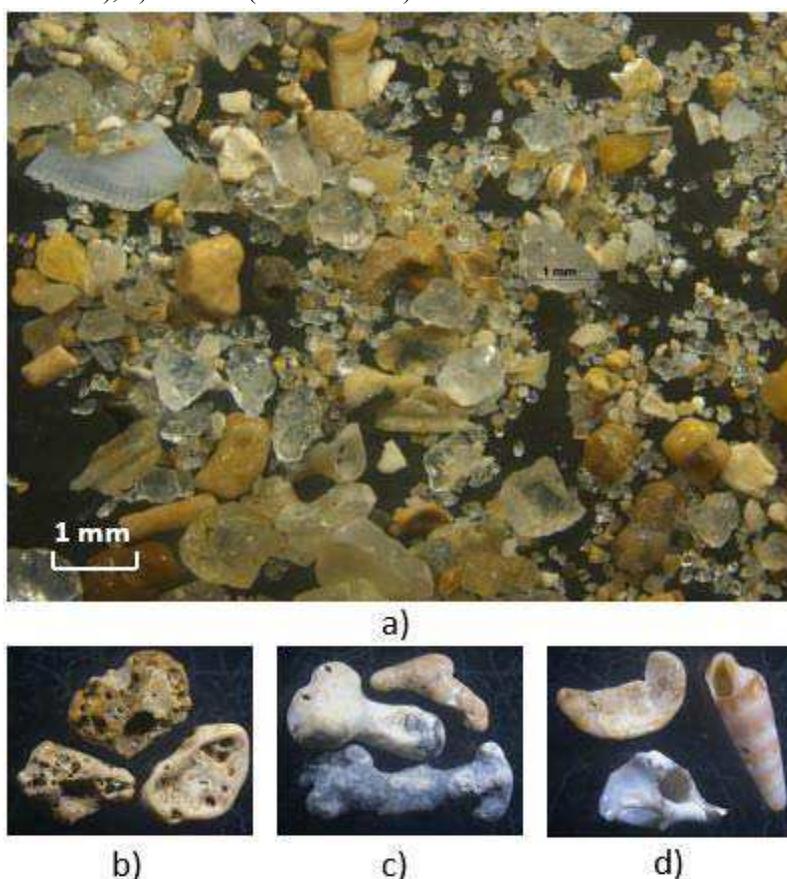
Fonte: Autor (2024).

No estereomicroscópio a heterogeneidade da amostra B se acentua (Figura 69a), tanto os bioclastos quanto os grãos siliciclásticos ficam nítidos em formas e dimensões diferentes. Essa amostra também foi a única a apresentar partículas de mica visíveis e grãos de feldspato.

Nessa amostra, os bioclastos de origem animal (conchas e corais) são mais visivelmente abundantes em comparação com a areia *offshore*, porém, a grande maioria desses bioclastos se encontrava fragmentado.

Os elementos dispostos na Figura 69b, 69c e 69d foram fotografados separadamente para fins de identificação dos tipos de bioclastos presentes no solo, esses elementos são, respectivamente, fragmentos de coral, halimeda e fragmentos de conchas. As imagens desses bioclastos estão fora de escala devido as suas dimensões serem consideravelmente maiores que a faixa granulométrica utilizada nos ensaios de resistência ao cisalhamento.

Figura 69 - Areia carbonática (amostra B) no estereomicroscópio, a) grãos de solo, b) fragmentos de coral (fora de escala), c) halimeda (fora de escala), d) conchas (fora de escala).

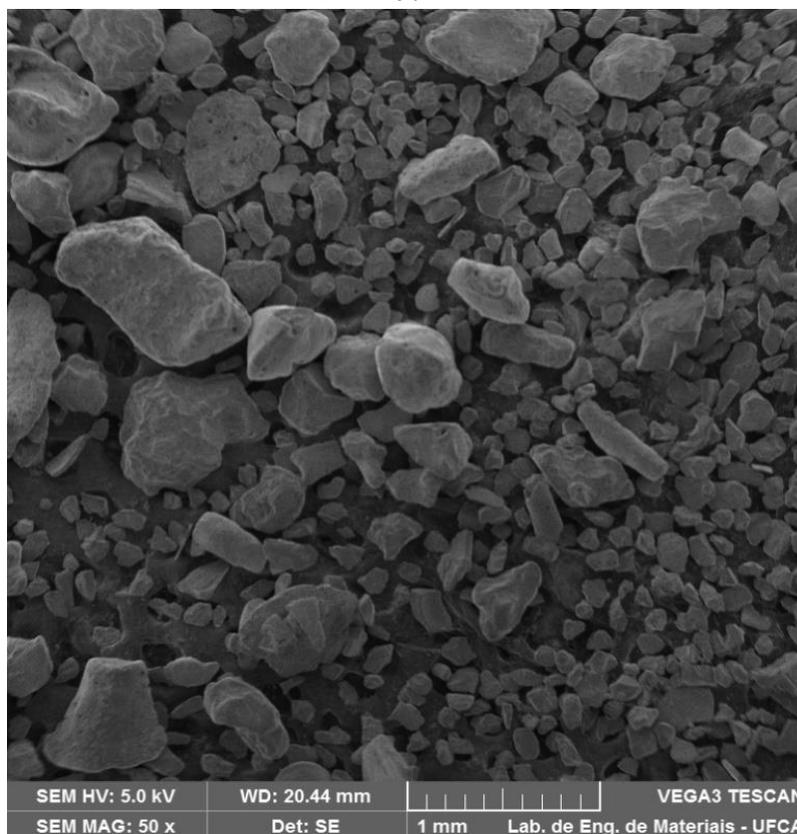


Fonte: Autor (2024).

5.4.3 Areia Carbonática (Amostra C) – Mar da praia de Moitas (offshore)

A areia carbonática com 88,46% também se mostrou bastante heterogênea, com partículas de diferentes dimensões, porém, com uma coloração mais escura que as outras amostras. Nas imagens da microscopia eletrônica (Figura 70) as partículas apresentam geometrias mais diversificadas e um maior número de grãos com extremidades mais angulosas, superfícies mais rugosas e partículas mais alongadas, nas quais algumas possuem formatos de bastonetes.

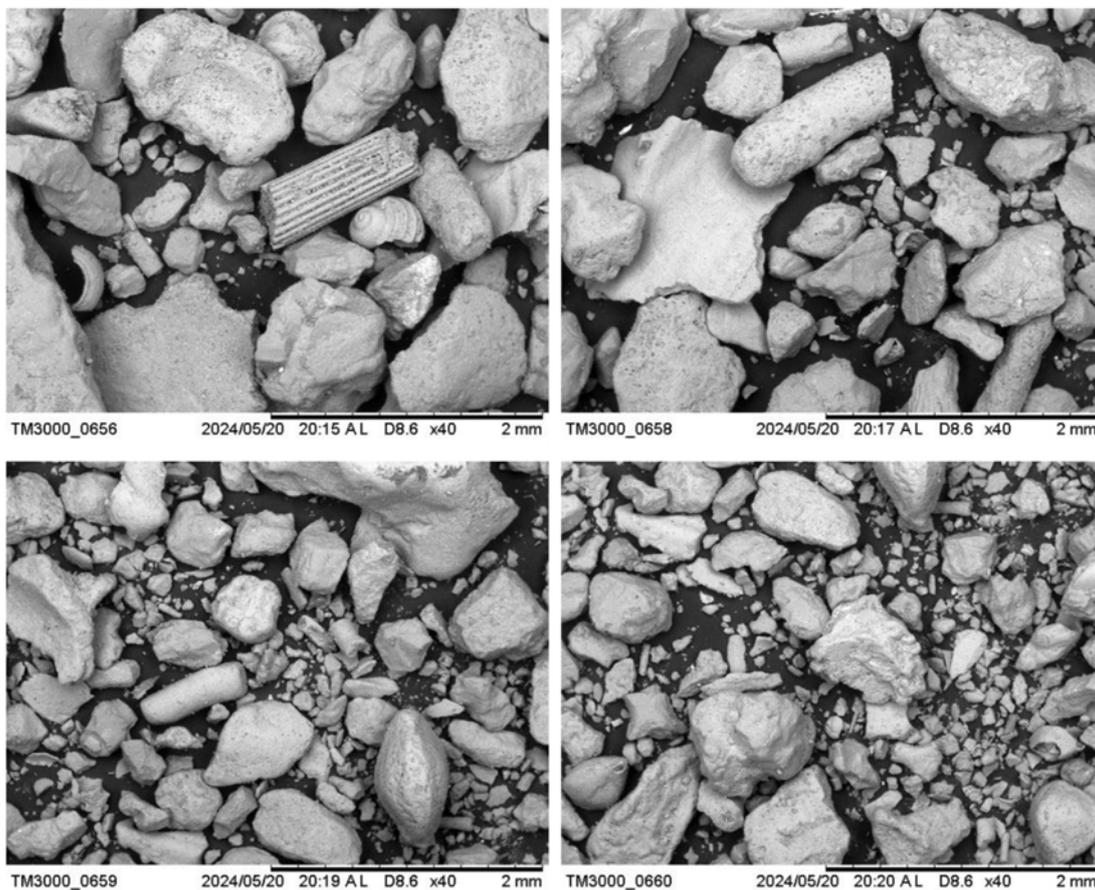
Figura 70 - Areia carbonática *offshore* (amostra C) no microscópio eletrônico de varredura com zoom x50.



Fonte: Autor (2024).

Na microscopia da Figura 71, as texturas das partículas são consideravelmente mais nítidas, de forma que tanto a rugosidade da superfície dos grãos quanto as suas arestas se mostram mais detalhados.

Figura 71 - Partículas da areia carbonática offshore (amostra C) no microscópio eletrônico de varredura com zoom x40.

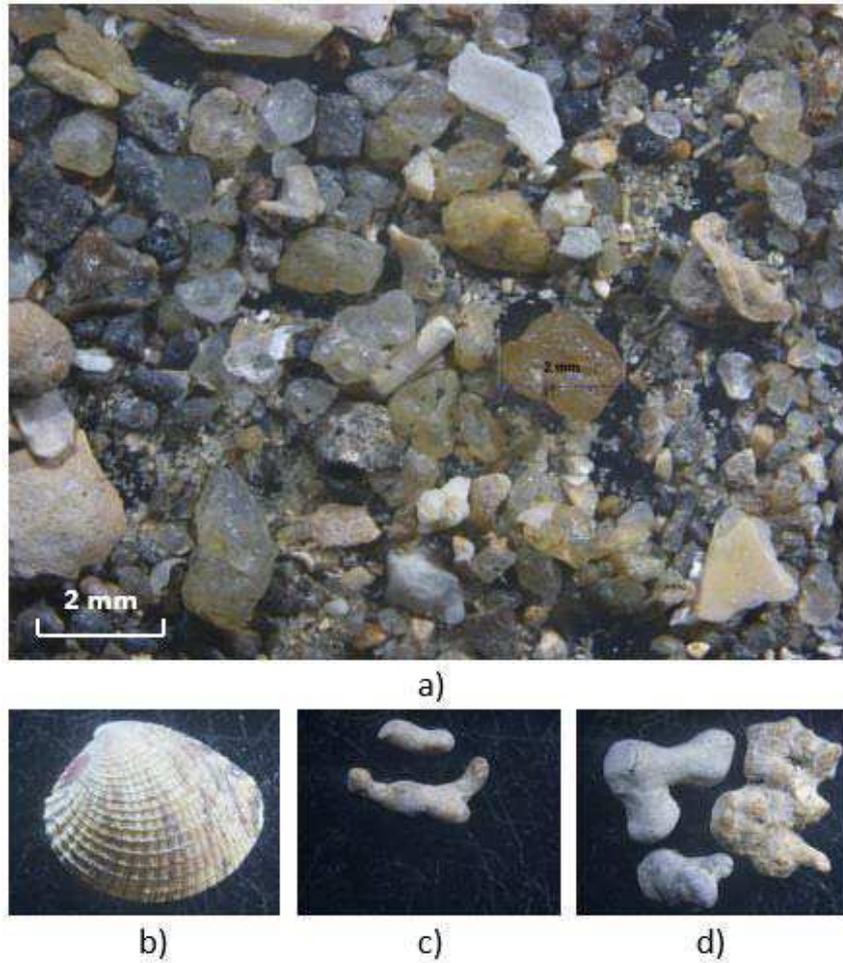


Fonte: Autor (2024).

No estereomicroscópio também é possível observar a diversidade nas formas das partículas com dimensões maiores (Figura 72), bem como a coloração mais escura do solo, provavelmente devido ao maior teor de matéria orgânica marinha. Assim como na amostra B, os elementos da Figura 72b, 72c e 72d foram fotografados separadamente e fora de escala, devido às suas dimensões serem consideravelmente superiores em relação a porção granulométrica do material peneirado.

Esse solo apresentou maior número de conchas inteiras, em contraste com a areia coletada na foz do rio Aracatiaçu (amostra B), entretanto, os materiais calcáreos mais abundantes são provenientes de algas marinhas como rodolitos. Essas algas possuem dimensões variadas e, no caso dos rodolitos, podem chegar a apresentar mais de 60 mm de diâmetro. Na Figura 73 apresenta rodolitos variados com diâmetros de 31,2 mm, 51,3 mm e 61,4 mm.

Figura 72 - Areia carbonática offshore (amostra C) no estereomicroscópio, a) grãos de solo, b) concha (fora de escala), c) halimeda (fora de escala), d) halimeda (fora de escala).



Fonte: Autor (2024).

Figura 73 - Rodolitos da areia carbonática offshore.

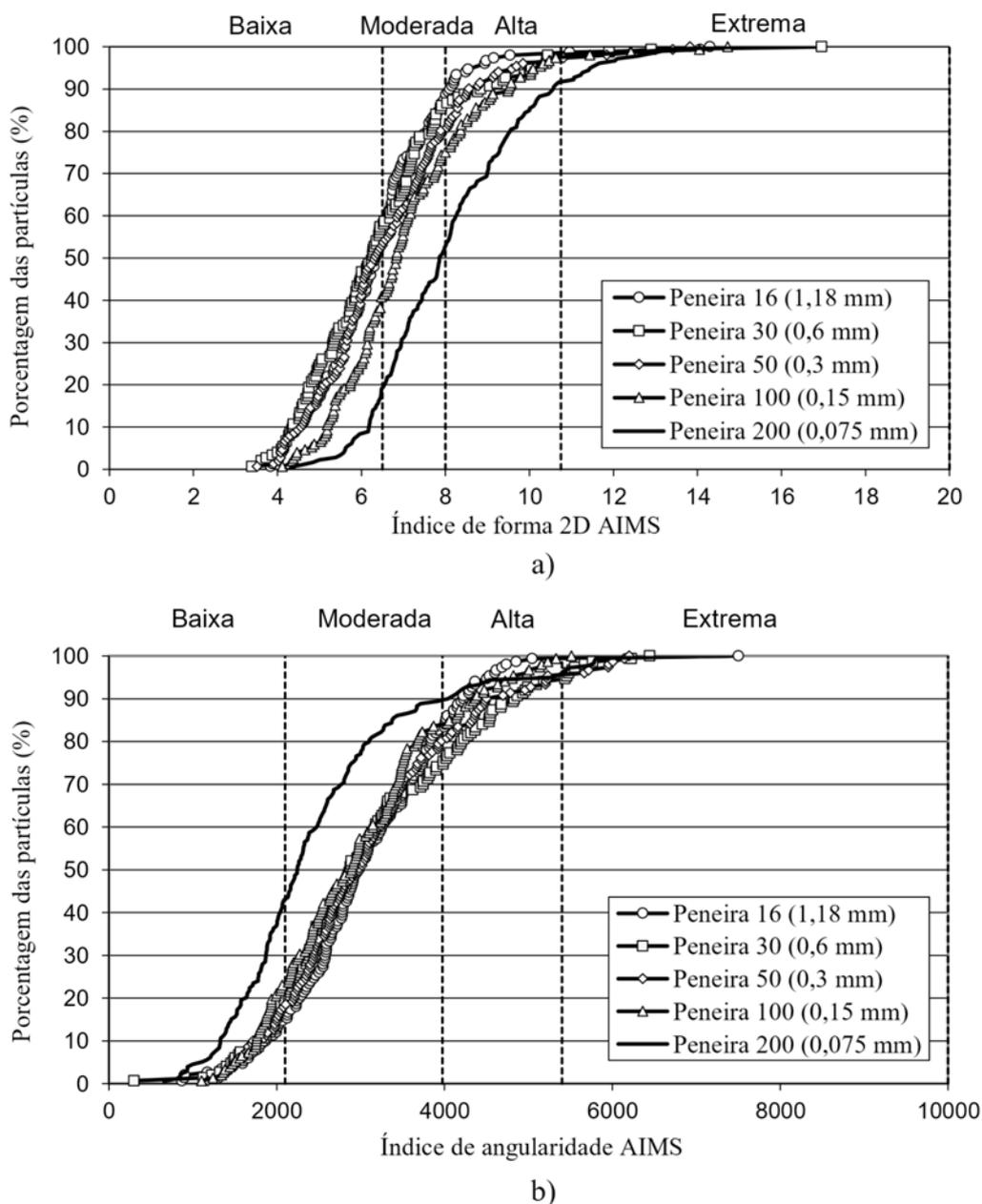


Fonte: Autor (2024).

5.5 Forma e angularidade das partículas

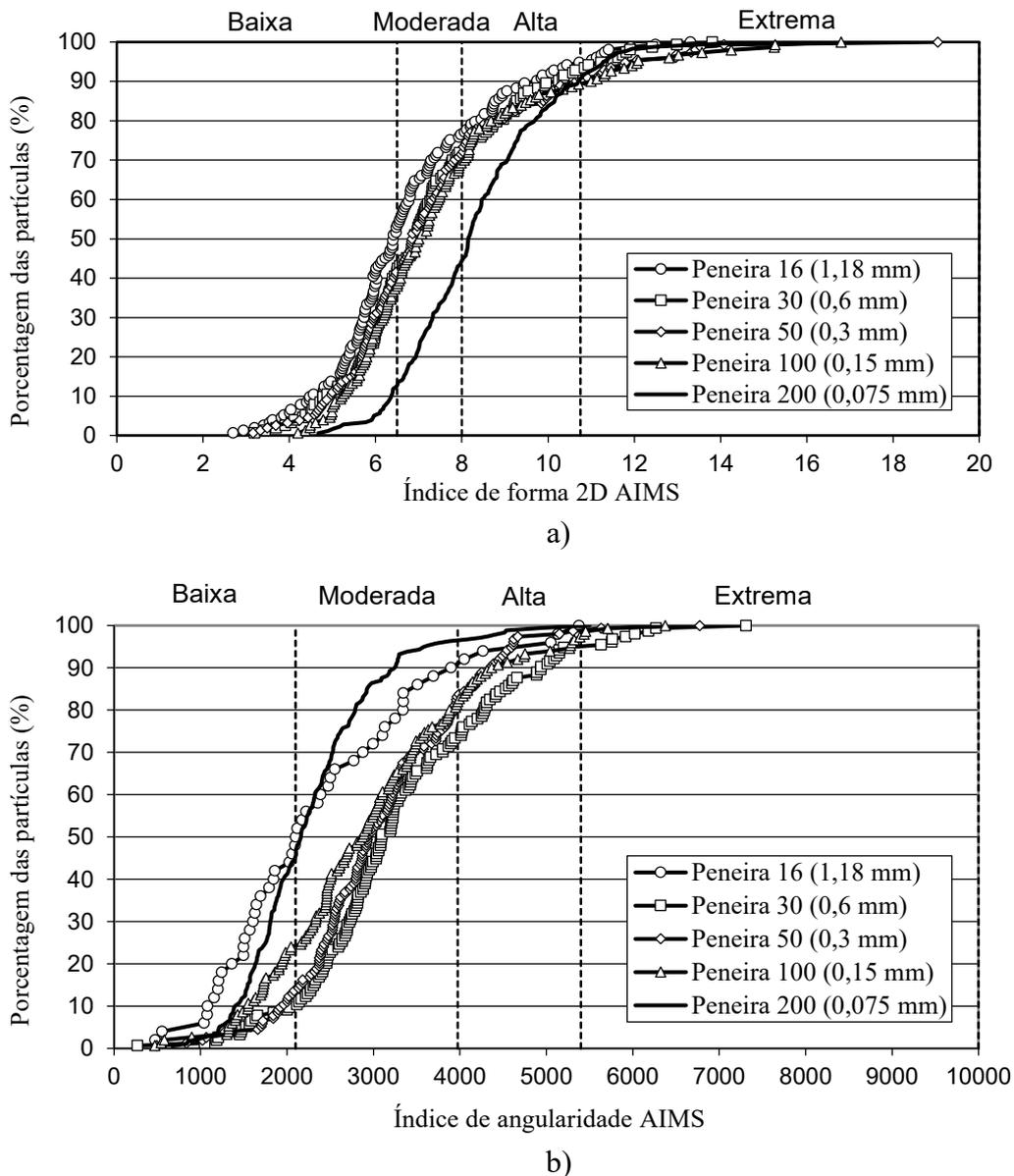
Os parâmetros de forma 2D e de angularidade estão respectivamente dispostos nas Figuras 74, 75, 76, indicando a sua distribuição percentual com base no material retido até a peneira 200 (0,075 mm). Para analisar esses parâmetros na mesma fração granulométrica dos ensaios de resistência ao cisalhamento, a execução desse ensaio utilizou apenas as partículas retidas a partir da peneira 16 (1,18 mm).

Figura 74 – a) Forma 2D, b) Angularidade da areia quartzosa (amostra A).



Fonte: Autor (2024).

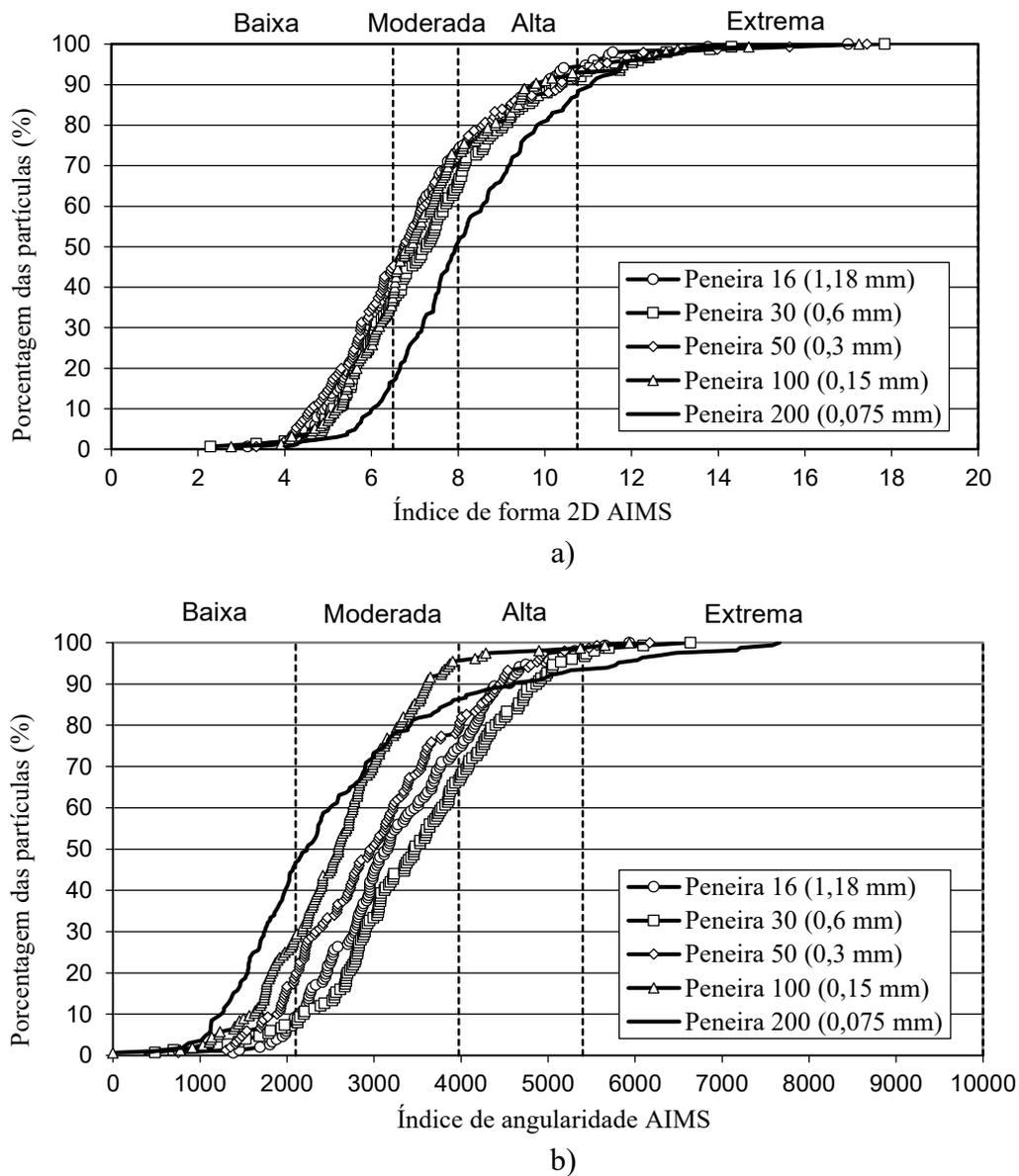
Figura 75 – a) Forma 2D, b) Angularidade da areia carbonática (amostra B).



Fonte: Autor (2024).

As medidas de forma 2D encontrado nas areias carbonáticas (amostras B e C) foram maiores que a da areia quartzosa, o que significa que ambas possuem partículas mais alongadas. Quanto ao índice de angularidade, a areia carbonática *offshore* (amostra C) apresentou o maior valor, o que condiz com as partículas mais angulosas das imagens da microscopia. A areia carbonática da foz do Aracatiaçu (amostra B) apresentou os menores valores de angularidade, deixando a areia quartzosa novamente em uma posição mediana na comparação entre as propriedades desses solos. A Tabela 20 resume e compara os valores dessas medidas.

Figura 76 – a) Forma 2D, b) Angularidade da areia carbonática (amostra C).



Fonte: Autor (2024).

Tabela 20 - Medidas de forma 2D e angularidade.

Amostras	Forma 2D			Angularidade		
	Média	Mediana	Desvio padrão	Média	Mediana	Desvio padrão
Areia quartzosa (A)	7,01	6,76	1,91	2932,9	2784,1	1110,0
Areia carbonática (B)	7,50	7,12	2,15	2845,2	2722,4	1102,9
Areia carbonática (C)	7,53	7,17	2,19	3008,2	2875,8	1148,6

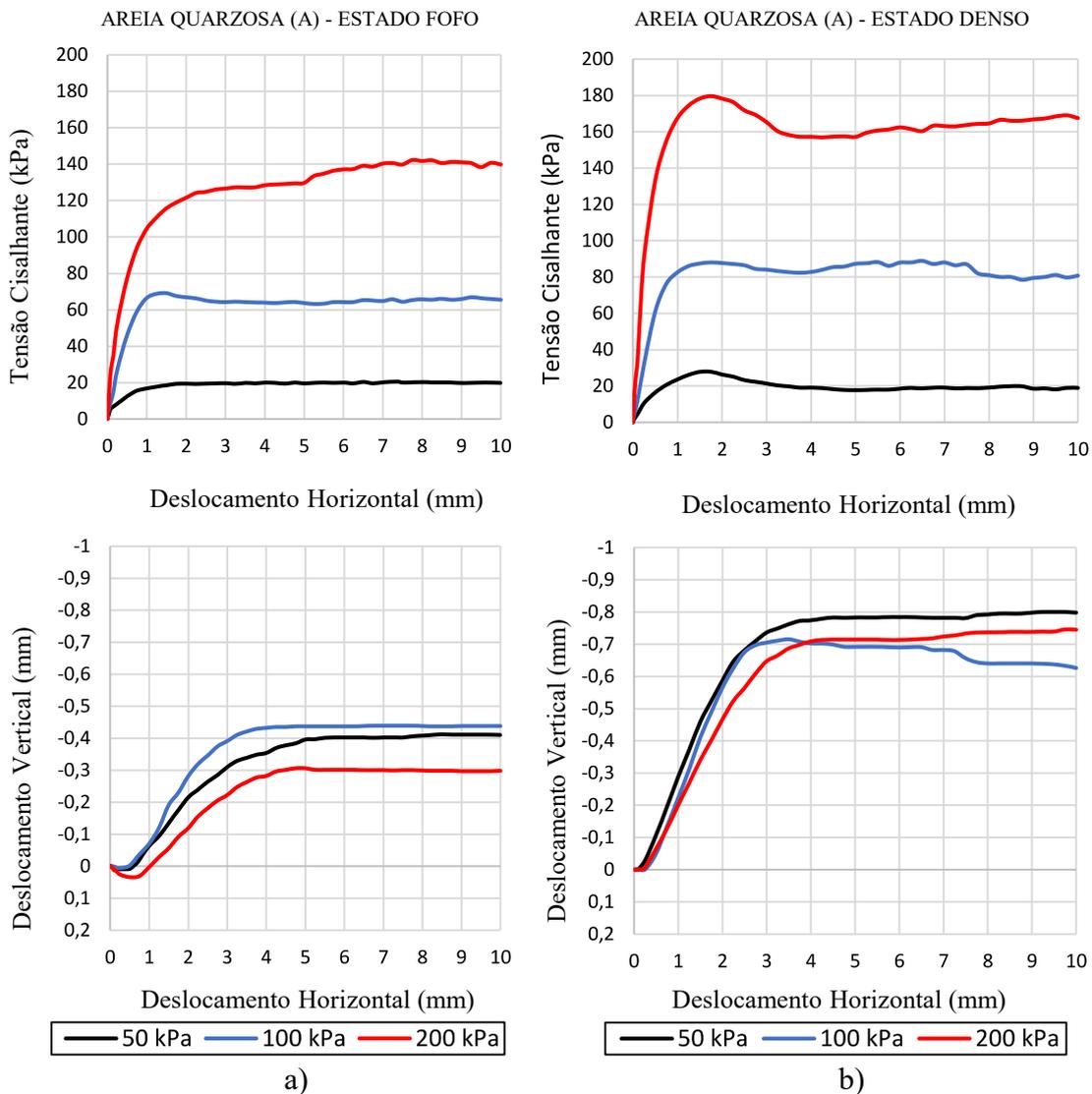
Fonte: Autor (2024).

Apesar das diferenças entre as medidas, de acordo com o padrão da norma DNIT 432/2020 – ME, as três areias são classificadas como semicircular para a forma 2D e subarredados para a angularidade.

5.6 Ensaio de cisalhamento direto

As Figuras 77, 78 e 79 mostram as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, com os resultados obtidos para os estados fofo e denso dos corpos de prova ensaiados das areias quartzosa (amostra A) e das areias carbonáticas (amostras B e C).

Figura 77 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da areia quartzosa (amostra A), a) Estado fofo, b) Estado denso.



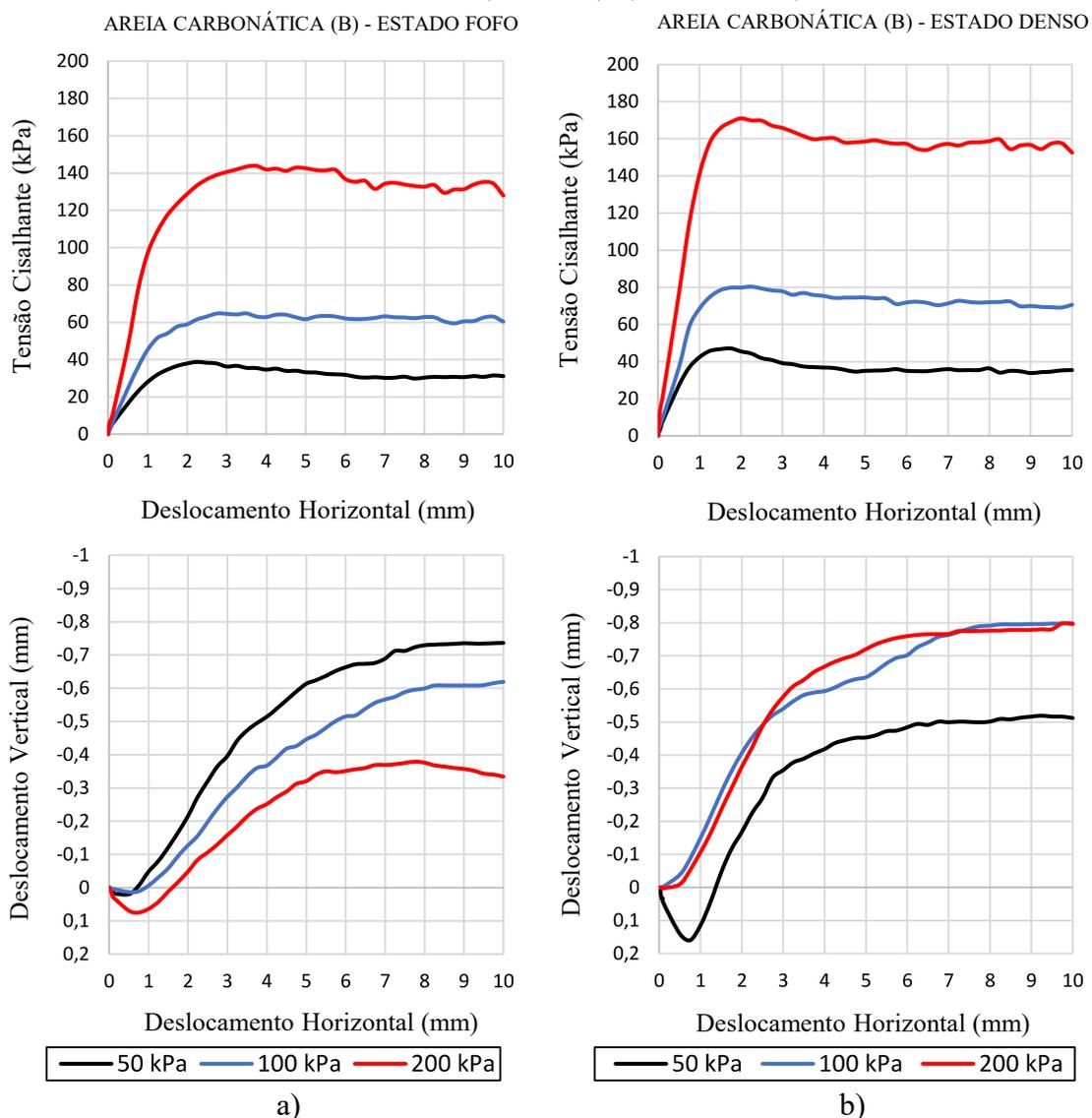
Fonte: Autor (2024).

Na Figura 77, as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal dos corpos de prova densos mostram maiores tensões cisalhantes de ruptura e picos de ruptura mais acentuados. Com relação às curvas deslocamento vertical *versus*

deslocamento horizontal, verifica-se que todos os corpos de prova apresentaram dilatação, no entanto, as dilatações nos corpos de prova ensaiados no estado denso foram quase duas vezes maiores em comparação aos do estado fofo.

Ademais, a curva de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal do ensaio feito com 100 kPa de tensão normal teve a maior dilatação no estado fofo, enquanto no estado denso o deslocamento vertical alcançado foi menor que o observado no ensaio de 200 kPa ao fim do ensaio, o que mostra uma divergência do comportamento esperado.

Figura 78 - Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da areia carbonática (amostra B), a) Estado fofo, b) Estado denso.



Fonte: Autor (2024).

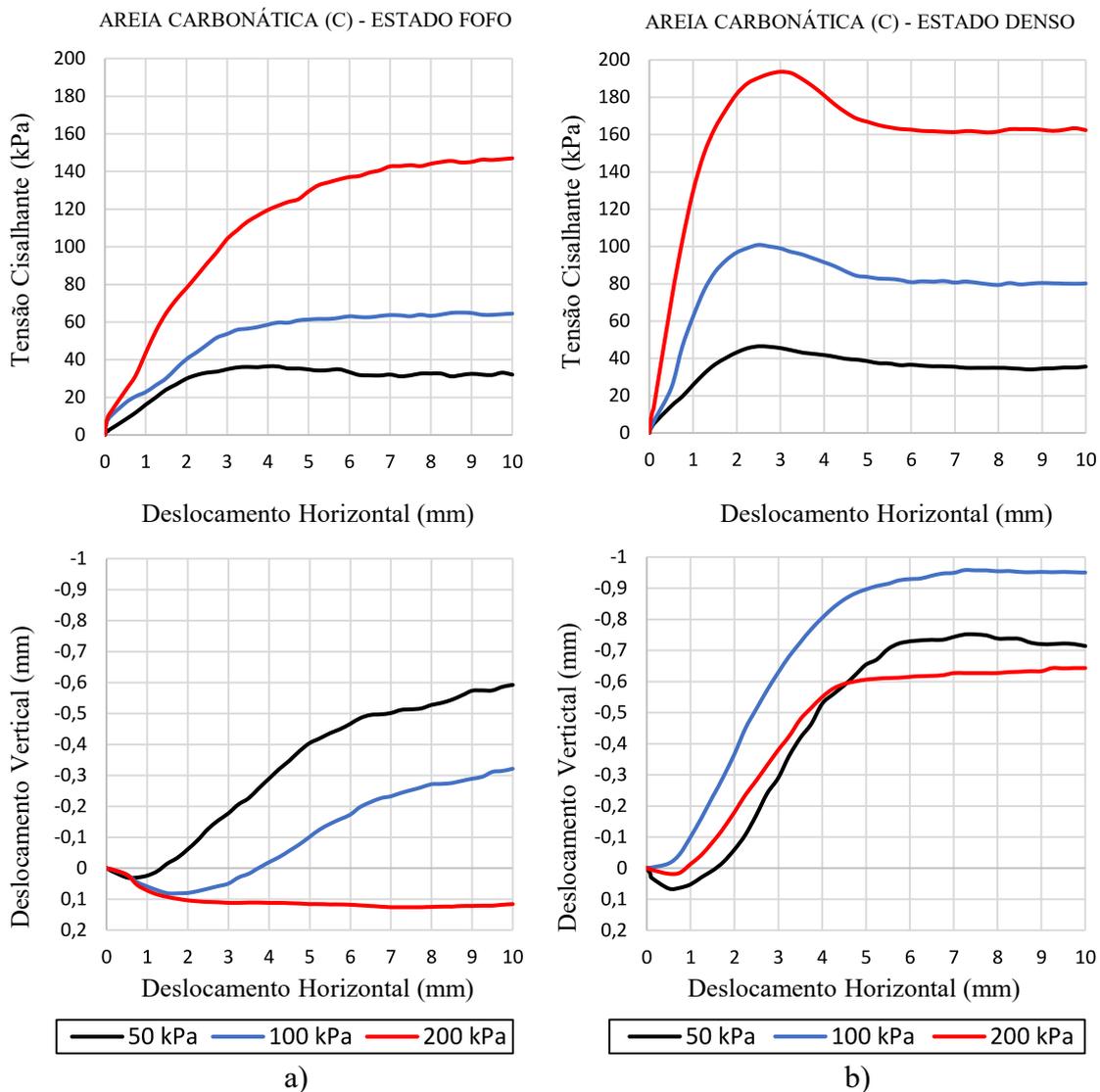
Na Figura 78, as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal dos corpos de prova densos também mostraram tensões cisalhantes de ruptura mais elevadas e picos de ruptura mais acentuados em comparação aos corpos de prova ensaiados no estado fofo.

Quanto aos deslocamentos observados nos corpos de prova, na areia carbonática com 48,81 % de calcário (amostra B), em algumas situações, as curvas de deslocamento se desenvolveram de forma mais dispersa. Enquanto a areia quartzosa (amostra A) têm curvas de deslocamento mais próximas e com tendência a um comportamento residual após 5 mm de deslocamento horizontal tanto para o estado fofo quanto para o denso, as areias carbonáticas (amostra B e C) não apresentaram essa mesma tendência para todas as curvas.

Vale mencionar ainda que, no caso da areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), apenas no estado denso as curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal dos ensaios de 100 kPa e 200 kPa se mostraram significativamente próximas, de forma que o comportamento para 50 kPa de tensão normal, apresentou divergência. Isso ocorreu tanto pela diferença no deslocamento vertical, quanto por apresentar no início dos deslocamentos horizontais um valor de 0,16 mm de deslocamento vertical a compressão, enquanto nos ensaios efetuados nas tensões normais mais elevadas (100 kPa e 200 kPa), os corpos de prova sofreram apenas dilatação crescente até o fim do ensaio.

Ademais, esse comportamento compressivo que precede a dilatação também foi observado nos corpos de prova das outras areias. Na areia quartzosa (amostra A) observa-se que nas curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal esse comportamento compressivo se manifesta apenas nos corpos de prova ensaiados no estado fofo. Já nas areias carbonáticas (amostras B e C), isso ocorre tanto no estado fofo quanto no denso.

Figura 79 - Curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da areia carbonática (amostra C), a) Estado fofo, b) Estado denso.



Fonte: Autor (2024).

Na Figura 79, as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal dos corpos de prova densos mostram tensões cisalhantes de ruptura maiores que os da areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), além de apresentar picos de ruptura ainda mais acentuados nas tensões normais de 100 kPa e 200 kPa.

No geral, os corpos de prova da areia carbonática *offshore* (amostra C) apresentaram comportamento dilatante, exceto o do ensaio feito com 200 kPa de tensão normal no estado fofo. Apenas nesse caso, durante o deslocamento horizontal, houve comportamento de redução volumétrica durante toda a etapa de cisalhamento do corpo de prova, mostrando apenas deslocamento vertical positivo (Figura 79a).

Comparando os resultados das diferentes areias, as curvas de deslocamento da areia quartzosa (amostra A) apresentaram as menores variações de deslocamento

vertical, tanto no estado fofo quanto no denso. Nesse caso, as amplitudes dos deslocamentos verticais das curvas são menores que 0,2 mm.

Todavia, os corpos de prova das areias carbonáticas (amostras B e C) proporcionaram as curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal mais distantes para diferentes tensões normais, principalmente para os ensaios da areia *offshore* (amostra C) no estado fofo, nos quais o deslocamento vertical supera 0,4 mm. Dessa forma, os resultados indicam que o aumento nas tensões normais provoca deformações mais expressivas nas areias carbonáticas.

Em relação aos valores de tensão cisalhante de ruptura, os corpos de prova da areia quartzosa (amostra A) apresentaram as menores tensões cisalhantes de ruptura nos ensaios de 50 kPa, tanto no estado fofo quanto no denso, sendo, portanto, menos resistente nesse nível de tensão normal (Figura 77).

Na tensão normal de 50 kPa, as areias carbonáticas (amostras B e C) superaram a tensão cisalhante de ruptura da areia quartzosa (amostra A) em mais de 15 kPa, tanto no estado fofo quanto no denso. Essa relação de ordem também ocorre nos ensaios efetuados na tensão normal de 200 kPa no estado fofo, na qual os corpos de prova das areias carbonáticas continuam com tensões cisalhantes de ruptura mais elevadas que os da areia quartzosa, porém, com uma diferença de valores muito menor (Tabela 21).

Entretanto, para os ensaios executados com tensão normal de 100 kPa, observa-se o único caso no estado fofo em que a areia quartzosa (amostra A) supera a tensão cisalhante de ruptura das areias carbonáticas. Já nos ensaios de 100 kPa e 200 kPa do estado denso, as tensões cisalhantes de ruptura dos corpos de prova da areia quartzosa mostraram valores intermediários entre as areias carbonáticas, de forma que a areia com maior teor de calcário (amostra C) mostrou as maiores tensões de ruptura enquanto a areia carbonática com menos teor de calcário (amostra B) mostrou as menores tensões de ruptura nessas tensões normais.

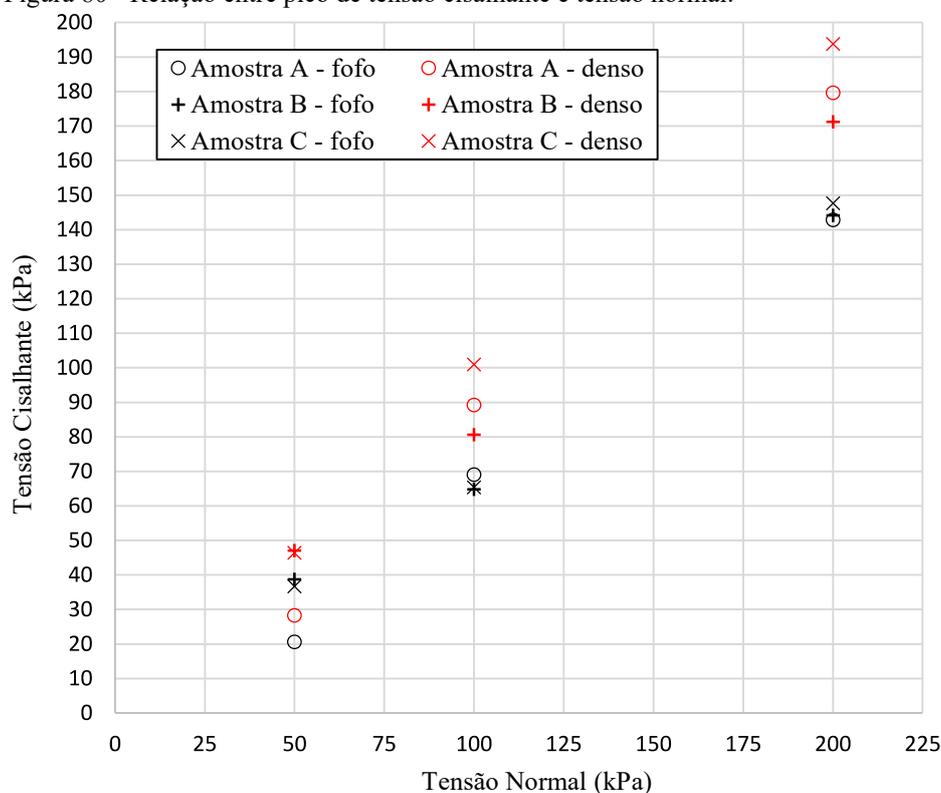
Na Tabela 21 e na Figura 80 são mostrados os resultados das tensões de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto realizados.

Tabela 21 - Tensões cisalhantes de ruptura de cada ensaio.

Pico de tensão cisalhante (kPa)	Amostras		
	Areia Quartzosa (A)	Areia Carbonática (B)	Areia Carbonática (C)
Ensaio 50 kPa - fofo	20,57	38,75	36,67
Ensaio 100 kPa - fofo	69,09	64,78	65,33
Ensaio 200 kPa - fofo	142,85	144,10	147,66
Ensaio 50 kPa - denso	28,30	47,09	46,43
Ensaio 100 kPa - denso	89,22	80,65	100,92
Ensaio 200 kPa - denso	179,66	171,24	193,78

Fonte: Autor (2024).

Figura 80 - Relação entre pico de tensão cisalhante e tensão normal.

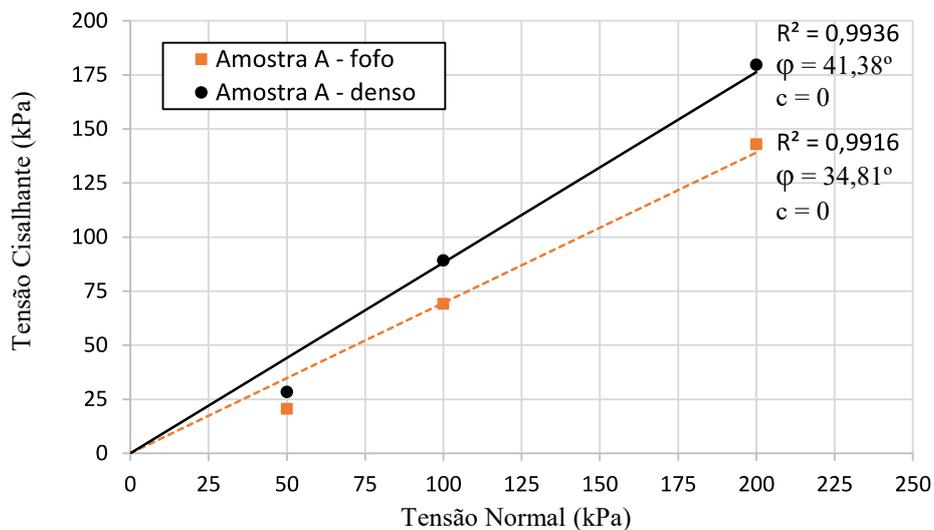


Fonte: Autor (2024).

A Figura 80 mostra a relação entre os valores das tensões de ruptura de todos os corpos de prova em função das tensões normais adotadas. No geral, observa-se que as tensões de ruptura da areia carbonática *offshore* (amostra C) são superiores às da areia quartzosa (amostra A) em todas as tensões normais, tanto para os corpos de prova do estado fofo quanto para o denso. Porém, a areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), em algumas circunstâncias, mostrou tensões de ruptura menores que as da areia quartzosa, principalmente nos corpos de prova ensaiados no estado denso.

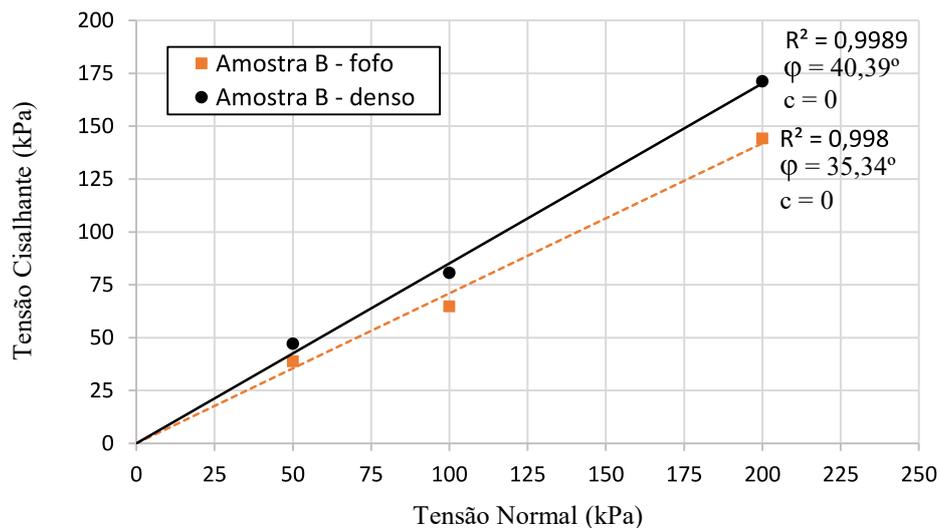
A análise das envoltórias (Figuras 81, 82 e 83) obtidas revela um aumento significativo do ângulo de atrito efetivo do estado fofo para o denso em todas as areias. A areia carbonática *offshore* (amostra C) apresentou o maior aumento no ângulo de atrito efetivo entre os três solos, com um crescimento de 8,4°, enquanto a areia quartzosa (amostra A) e carbonática do rio Aracatiaçu (amostra B) tiveram aumentos de, respectivamente, 6,5° e 5,0°. Quanto aos valores de intercepto coesivo, todos os casos resultaram em zero.

Figura 81 - Envoltória de tensões da areia quartzosa (amostra A).



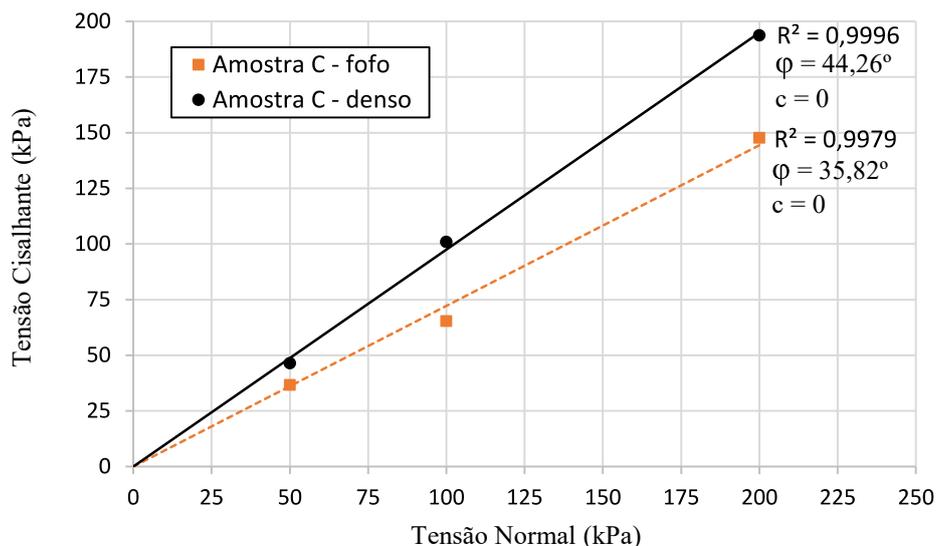
Fonte: Autor (2024).

Figura 82 - Envoltória de tensões da areia carbonática (amostra B).



Fonte: Autor (2024).

Figura 83 - Envoltória de tensões da areia carbonática (amostra C).



Fonte: Autor (2024).

No estado fofo, os resultados mostram um crescimento no ângulo de atrito efetivo com base no teor de carbonato de cálcio das areias, visto que a areia quartzosa (amostra A) apresentou o menor valor, enquanto a areia carbonática *offshore* (amostra C) mostra o maior ângulo de atrito. Isso mostra que, nesse caso, o ângulo de atrito efetivo aumentou com o teor de carbonato.

Entretanto, no estado denso apenas a areia com teor de carbonato mais elevado (amostra C) se mantém com o maior valor de ângulo de atrito efetivo. No estado denso, o ângulo de atrito efetivo da areia quartzosa (amostra A) supera o da areia carbonática de menor teor de calcário em aproximadamente 1° , conforme mostrado na Tabela 22.

Tabela 22 - Ângulos de atrito e interceptos coesivos das amostras para o ensaio de cisalhamento direto.

Parâmetros	Amostras		
	Areia Quartzosa (A)	Areia Carbonática (B)	Areia Carbonática (C)
Ângulo de atrito efetivo - fofo ($^\circ$)	34,81	35,34	35,82
Ângulo de atrito efetivo - denso ($^\circ$)	41,38	40,39	44,26
Intercepto coesivo - fofo (kPa)	0	0	0
Intercepto coesivo - denso (kPa)	0	0	0

Fonte: Autor (2024).

No estado fofo, as areias carbonáticas (amostras B e C) apresentaram um comportamento mais próximo da areia carbonática de Kaiwhai Harbor estudada por Brandes (2011), tanto pela faixa de valores de ângulo de atrito ($34,6^\circ - 35,7^\circ$) quanto

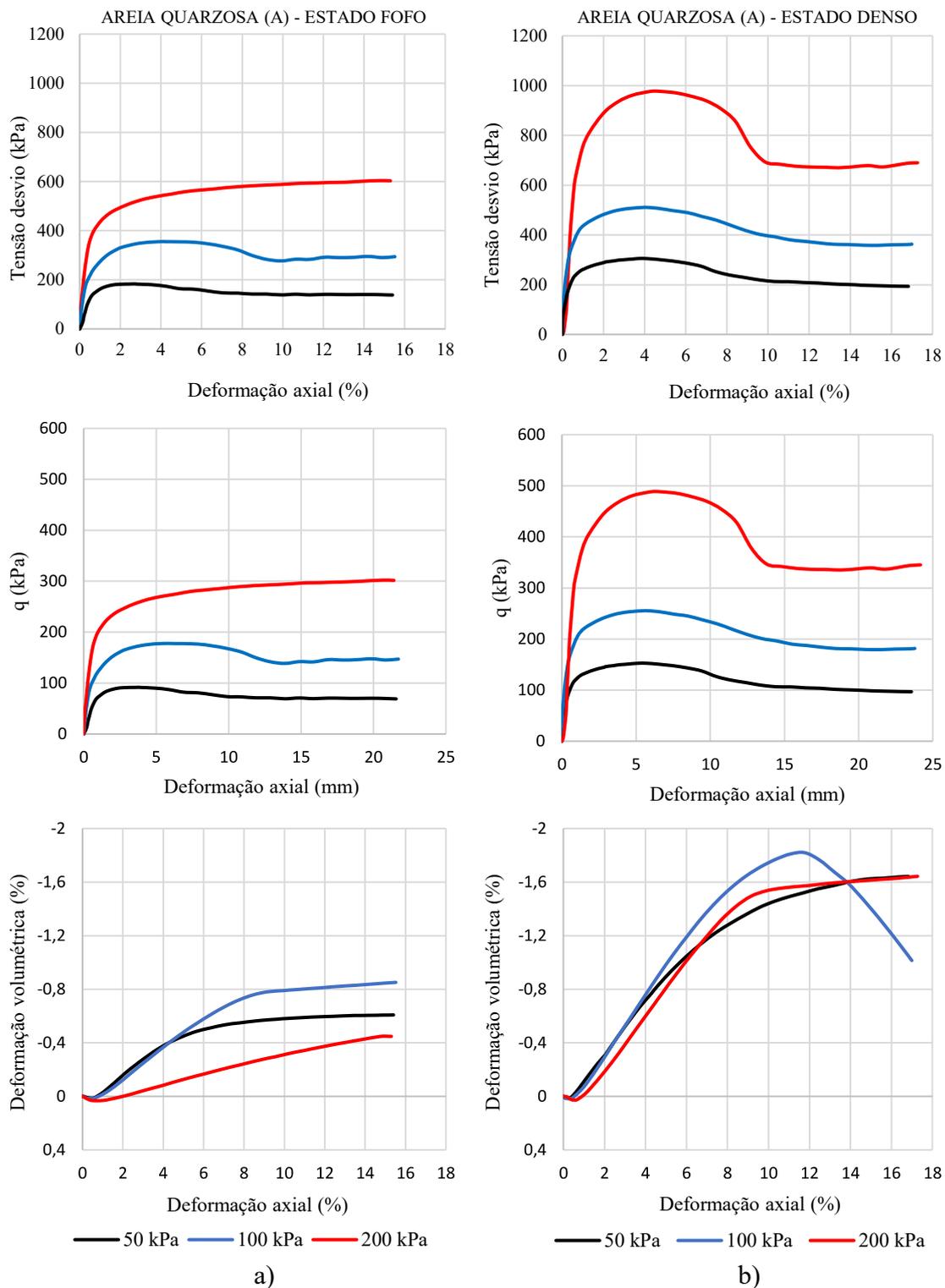
pelo comportamento dilatante, ainda que as areias da costa do Ceará tenham apresentado níveis de dilatação maiores comparados ao das areias do Hawaii.

Ademais, o fato da areia carbonática com teor de 88,46 % de calcário (amostra C) ter apresentado o maior nível de tensão cisalhante também condiz com os resultados de Brandes (2011), visto que o teor de carbonato da areia do Hawaii é de 100 %.

5.7 Ensaios de triaxiais drenados

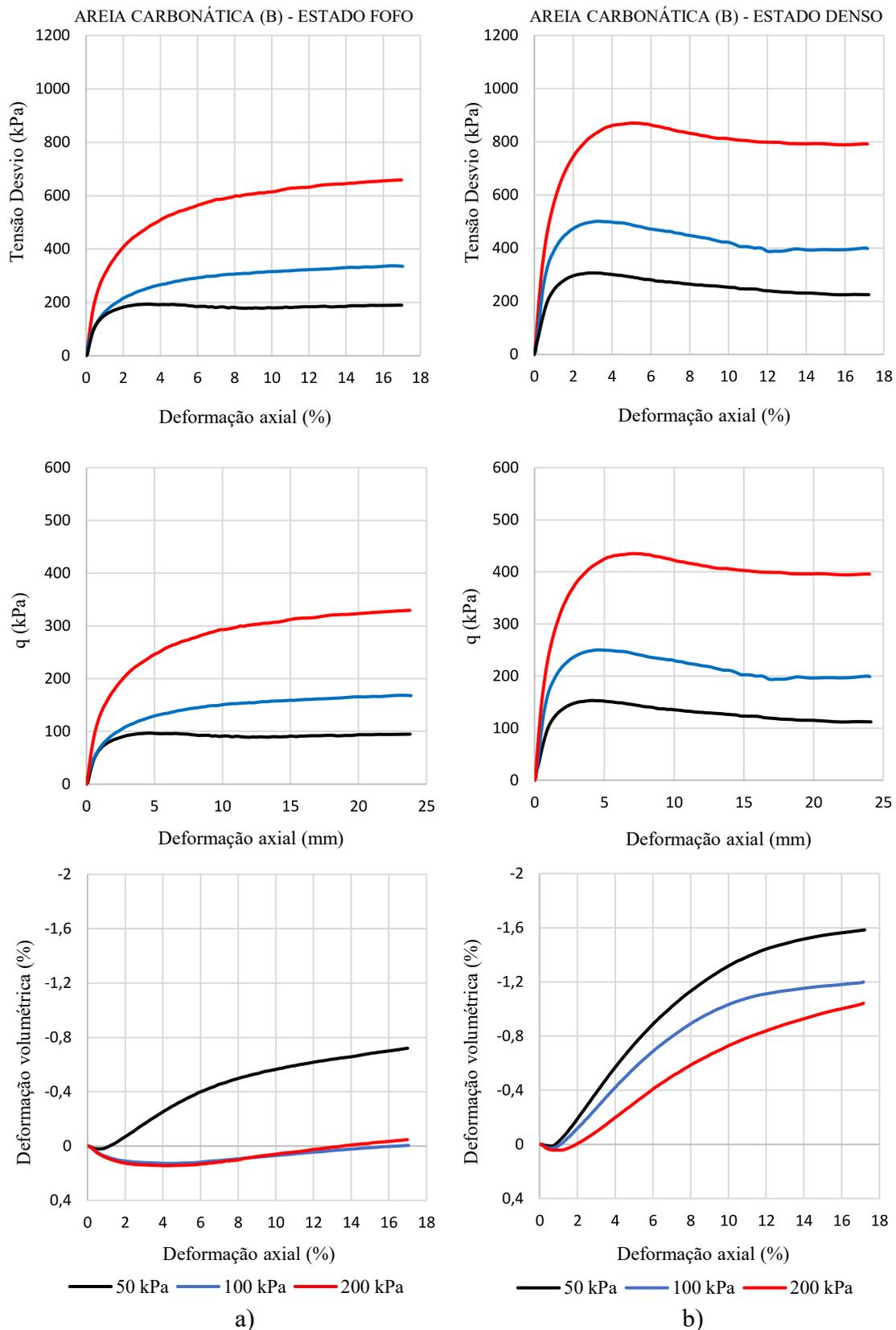
Conforme relatado no capítulo de materiais e métodos, foram executados ensaios triaxiais CD em corpos de prova reconstituídos nos estados fofo e denso nas três amostras de areia. As Figuras 84, 85 e 86 mostram as curvas tensão desvio *versus* deformação axial, q *versus* deformação axial e deformação volumétrica *versus* deformação axial para esses corpos de prova.

Figura 84 - Curvas tensão desvio *versus* deformação axial, q *versus* deformação axial e deformação volumétrica *versus* deformação axial da areia quartzosa (amostra A), a) Estado fofo, b) Estado denso.



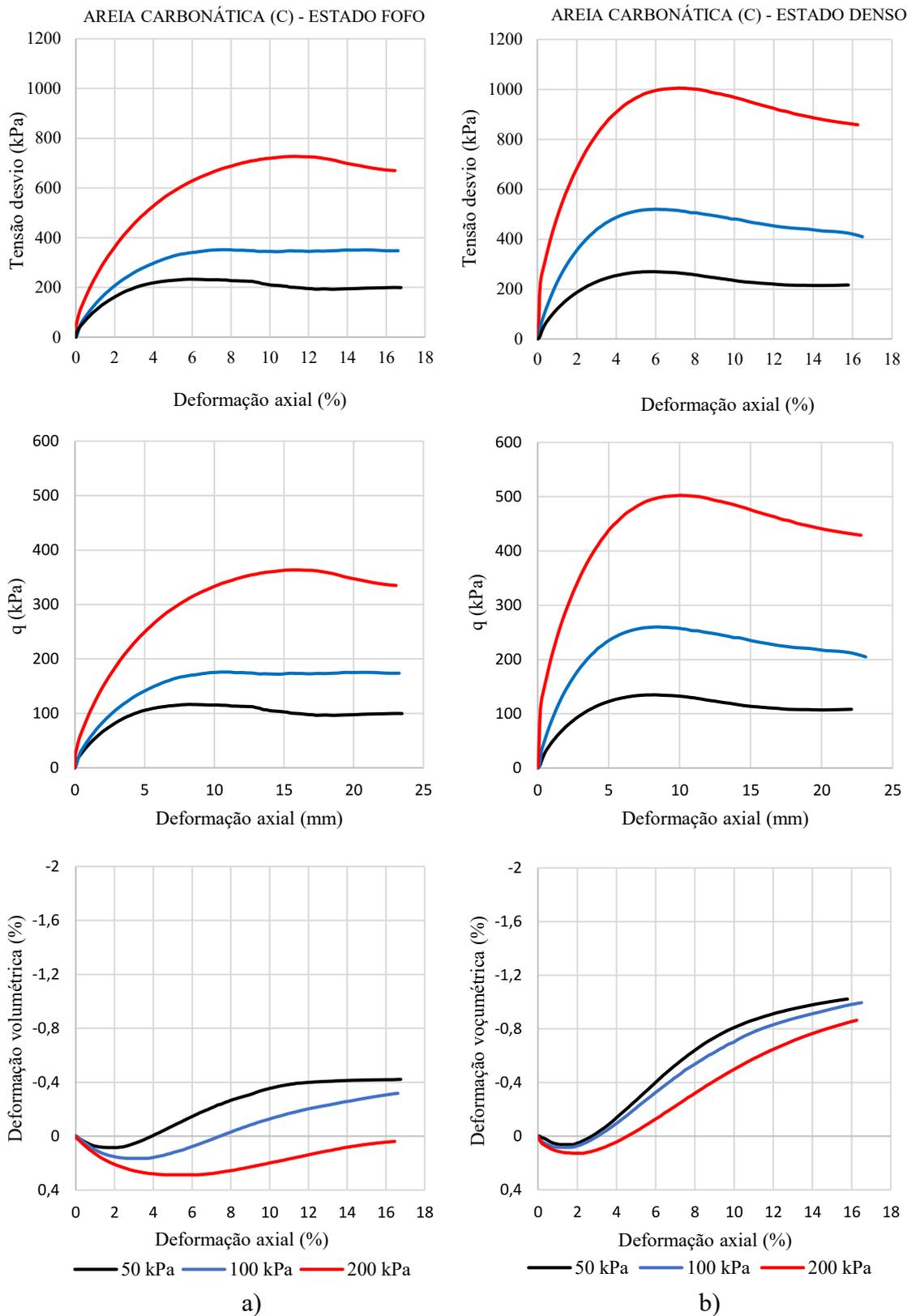
Fonte: Autor (2024).

Figura 85 - Curvas tensão desvio *versus* deformação axial, q *versus* deformação axial e deformação volumétrica *versus* deformação axial da areia carbonática (amostra B), a) Estado fofo, b) Estado denso.



Fonte: Autor (2024).

Figura 86 - Curvas tensão desvio *versus* deformação axial, q *versus* deformação axial e deformação volumétrica *versus* deformação axial da areia carbonática (amostra C), a) Estado fofo, b) Estado denso.



Fonte: Autor (2024).

As tensões desvio de ruptura observadas nos ensaios triaxiais executados, de forma geral, seguiram as mesmas tendências observadas nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto. No estado fofo, a areia quartzosa (amostra A) apresentou menores picos de tensão desvio nos ensaios de 50 kPa e de 200 kPa, enquanto a areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C) se manteve como a mais resistente nessas mesmas tensões confinantes. Na tensão de 100 kPa, contudo, a areia quartzosa supera a tensão desvio de ruptura das areias carbonáticas.

No estado denso, as tensões desvio de ruptura das três areias aumentam bastante em relação aos ensaios no estado fofo, porém, atipicamente no ensaio de 50 kPa, a areia carbonática *offshore* (amostra C) teve o menor pico de tensão desvio.

Para os ensaios realizados com tensões confinantes de 100 kPa e 200 kPa, a areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C) apresentou os maiores picos de tensão desvio nesses ensaios, seguido pela areia quartzosa (amostra A) e por fim, a areia carbonática com menor teor de calcário (amostra B). A Tabela 23 e a Figura 87 comparam as tensões desvio máximas obtidas em cada ensaio.

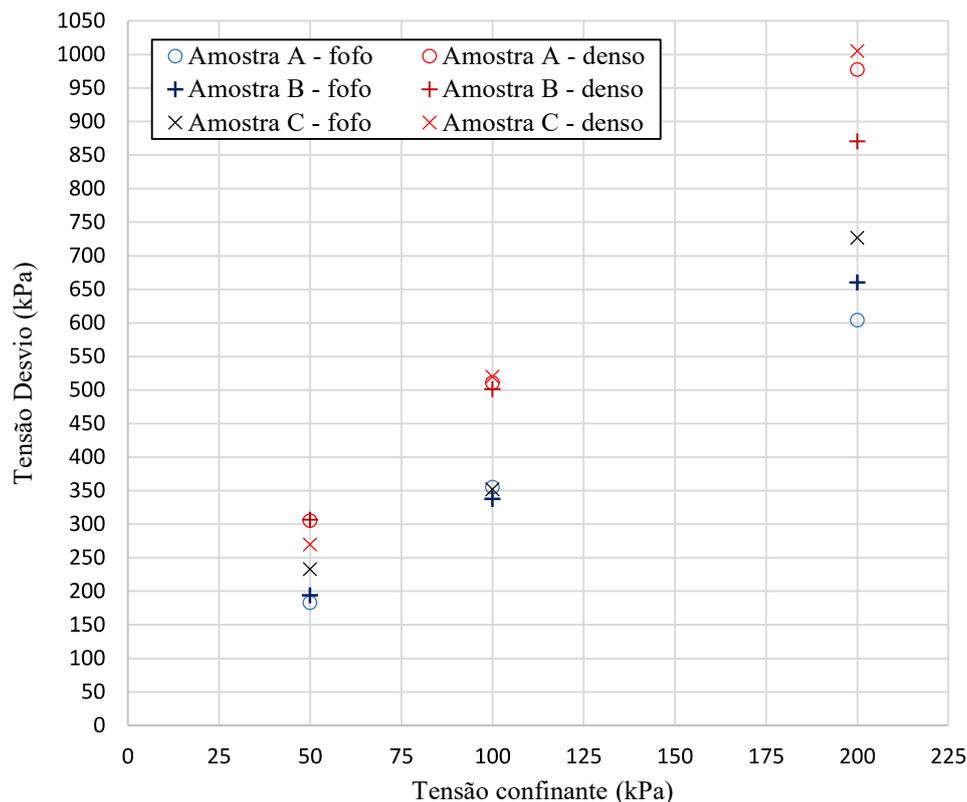
Tabela 23 - Tensões desvio máximas dos ensaios triaxiais executados.

Pico de tensão desvio (kPa)	Amostras		
	Areia Quartzosa (A)	Areia Carbonática (B)	Areia Carbonática (C)
Ensaio 50 kPa - fofo	183,19	193,84	233,08
Ensaio 100 kPa - fofo	355,46	337,53	351,82
Ensaio 200 kPa - fofo	604,13	660,52	726,78
Ensaio 50 kPa - denso	305,57	306,61	269,71
Ensaio 100 kPa - denso	510,85	501,24	519,94
Ensaio 200 kPa - denso	977,79	870,48	1005,33

Fonte: Autor (2024).

Com relação às variações volumétricas, no geral, observa-se que os corpos de prova ensaiados no estado fofo, inicialmente sofreram redução de volume e apresentaram leve expansão para deformações axiais mais elevadas. Já no estado denso, houve pequena redução volumétrica inicial seguida de uma dilatação mais elevada. Em ambos estados, fofo e denso, os corpos de prova da areia quartzosa (amostra A) apresentaram, no geral, as maiores dilatações.

Figura 87 - Relação entre pico de tensão desvio e tensão confinante.



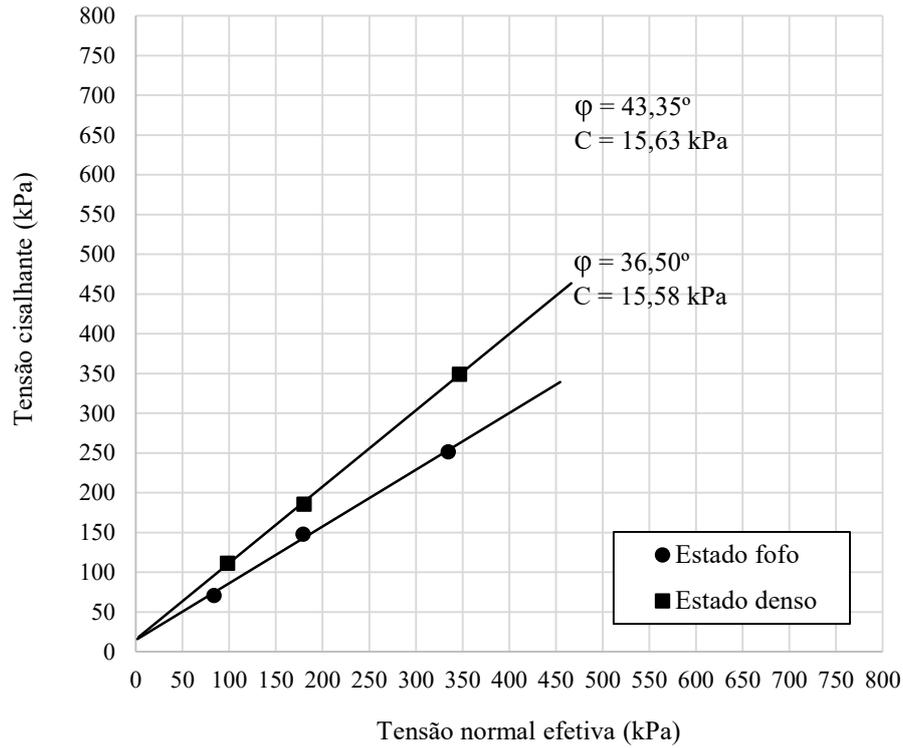
Fonte: Autor (2024).

Na Figura 87, os picos de tensão desvio representam a tensão desvio de ruptura observada em cada ensaio para as tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. A disposição dos pontos no gráfico indica que com o aumento da tensão confinante, os valores das tensões desvio de pico dos corpos de prova ensaiados no estado denso tendem a se distanciar mais das tensões desvio de pico dos ensaios feitos no estado fofo.

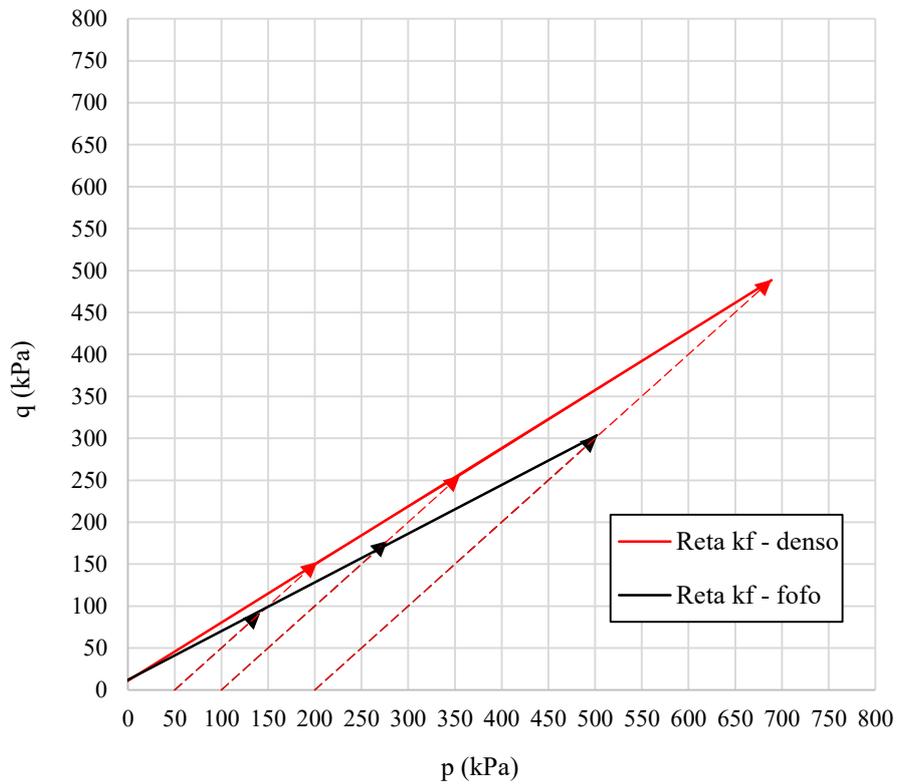
As envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios triaxiais CD, conforme as Figuras 88, 89 e 90, mostram um crescimento significativo dos ângulos de atrito efetivo do estado fofo para o denso. Essas figuras também apresentam os diagramas p-q dos ensaios de cada areia. Como nos ensaios triaxiais a tensão de confinamento (σ_3) é mantida constante enquanto a tensão normal vertical (σ_1) aumenta até a ruptura, o ângulo formado entre p e a reta kf é de 45°.

Os ângulos de atrito efetivo apresentaram um padrão semelhante ao observado nos ensaios de cisalhamento direto. Para os ensaios com corpos de prova moldados no estado fofo, os ângulos de atrito efetivo das três amostras tiveram valores muito próximos, enquanto no estado denso as diferenças entre os valores são mais elevadas e mais distantes entre os corpos de prova.

Figura 88 – a) Envoltória de resistência, b) Retas kf da areia quartzosa (amostra A).



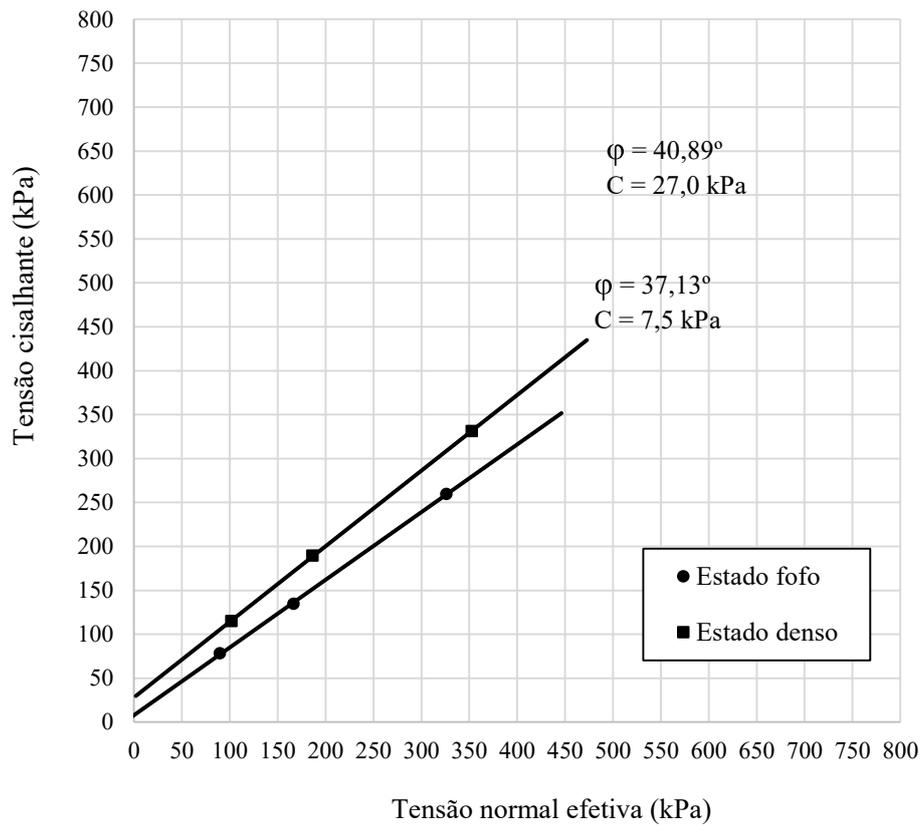
a)



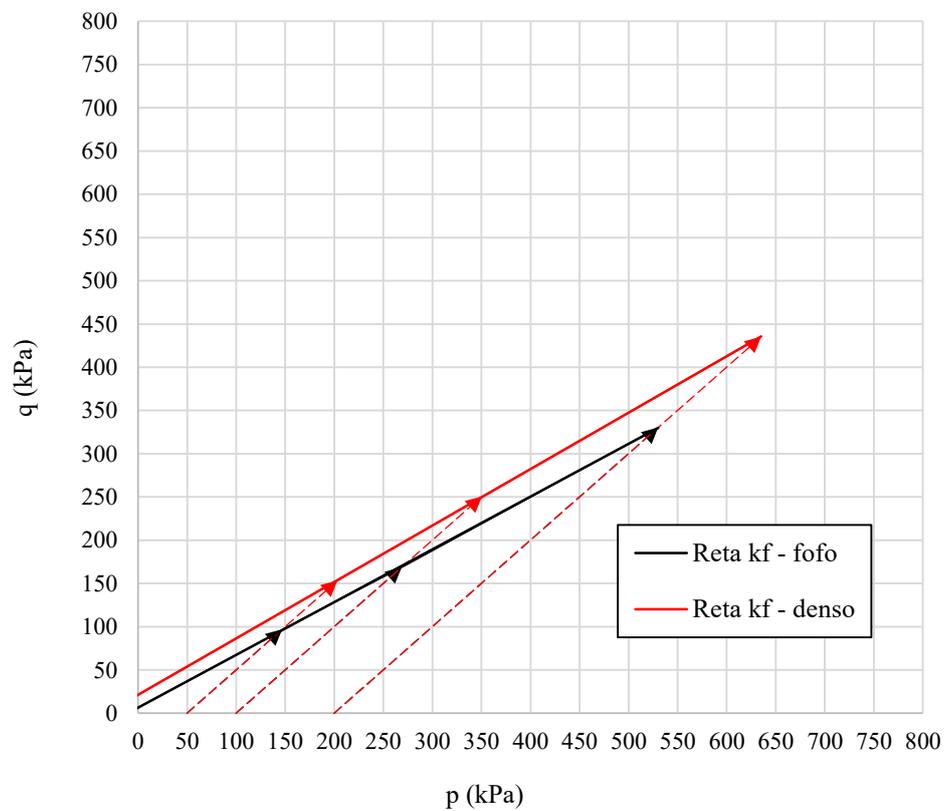
b)

Fonte: Autor (2024).

Figura 89 - a) Envoltória de resistência, b) Retas kf da areia carbonática (amostra B).



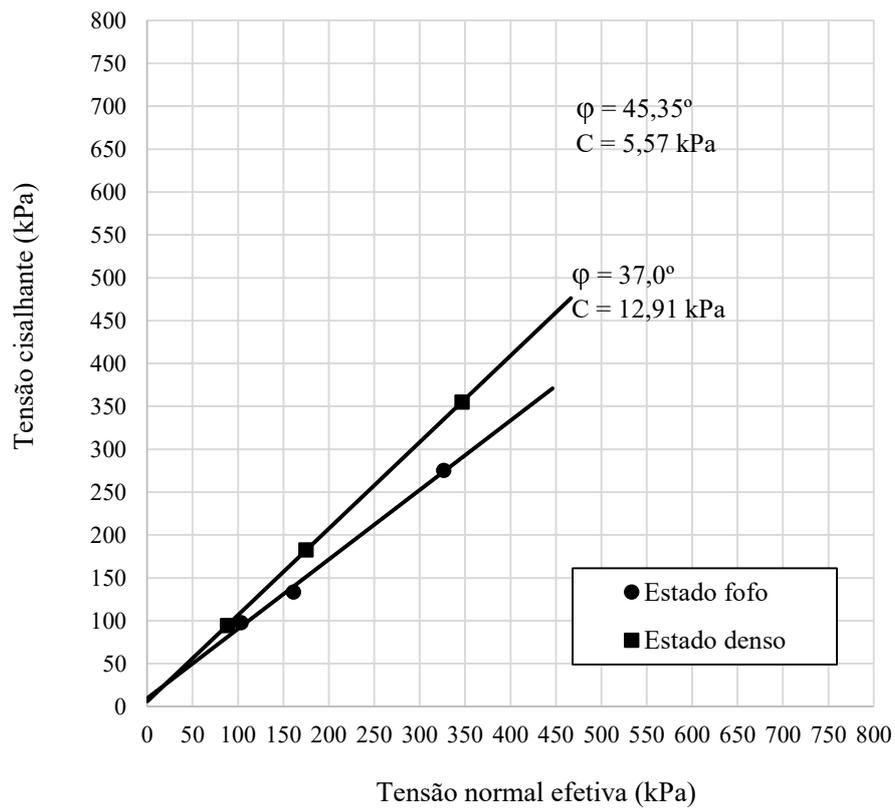
a)



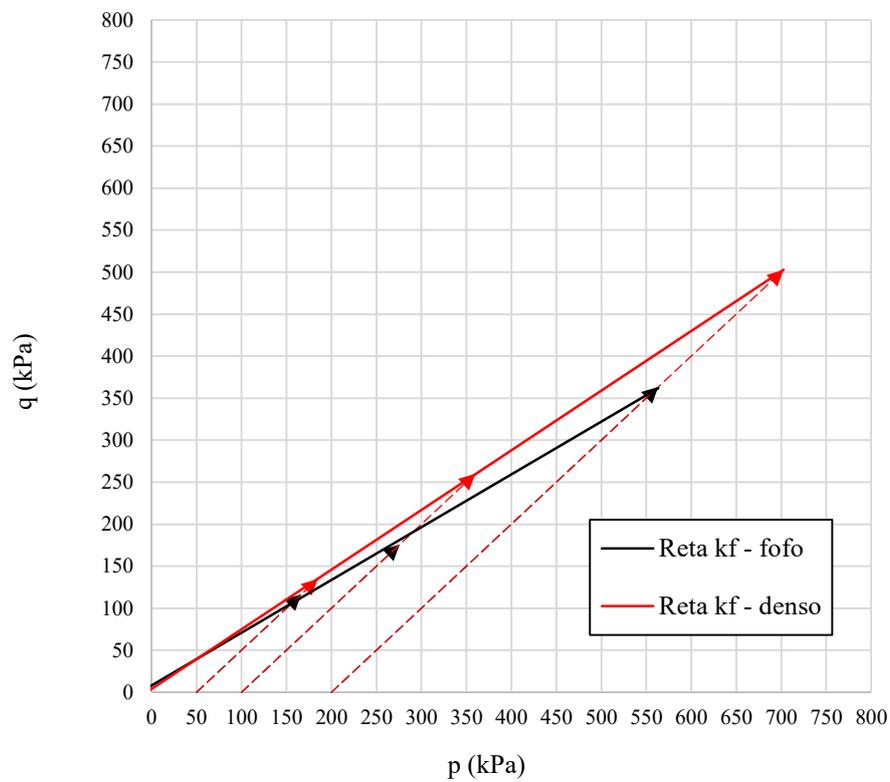
b)

Fonte: Autor (2024).

Figura 90 - a) Envoltória de resistência, b) Retas kf da areia carbonática (amostra C).



a)



b)

Fonte: Autor (2024).

No estado denso, os ângulos de atrito efetivo também mantiveram o padrão de ordem observado no cisalhamento direto, no qual a areia quartzosa (amostra A) continua apresentando valores medianos entre as areias carbonáticas, de forma que a areia com maior teor de carbonato de cálcio (amostra C) mostrou o maior ângulo de atrito efetivo entre os três solos.

Todavia, ao contrário do cisalhamento direto, os ensaios triaxiais apresentaram valores de intercepto coesivo em todos os corpos de prova. A areia quartzosa manteve valores quase iguais no estado fofo e no denso, com uma média de 15,6 kPa. Já as areias carbonáticas mostraram uma variação expressiva, na qual a areia carbonática com 48,81 % de calcário (amostra B) apresentou um aumento de 19,5 kPa no intercepto coesivo, enquanto a areia carbonática *offshore* (amostra C) sofre redução de 7,34 kPa do estado fofo para o denso, conforme pode ser observado na Tabela 24.

Tabela 24 - Ângulos de atrito e interceptos coesivos das amostras para o ensaio triaxial.

Parâmetros	Amostras		
	Areia Quartzosa (A)	Areia Carbonática (B)	Areia Carbonática (C)
Ângulo de atrito efetivo - fofo (°)	36,50	37,13	37,00
Ângulo de atrito efetivo - denso (°)	43,35	40,89	45,35
Intercepto coesivo - fofo (kPa)	15,58	7,50	12,91
Intercepto coesivo - denso (kPa)	15,63	27,00	5,57

Fonte: Autor (2024).

Em relação a elevação dos ângulos de atrito efetivo do estado fofo para o denso, a areia carbonática com menor teor de calcário (amostra B) mostrou o menor valor, com aumento de 3,76°, seguido pela areia quartzosa (amostra A) com um aumento de 6,85° e pela areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C), que também apresentou o maior crescimento de ângulo de atrito, de 8,35°.

Apesar da areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C) ter apresentado o menor valor de intercepto coesivo no estado denso, o seu ângulo de atrito efetivo continua seguindo o padrão observado no ensaio cisalhamento direto. Esse caso em particular, destoa do resultado encontrados por Zhang *et al.* (2023), que indicou um aumento do intercepto coesivo nos corpos de prova mais densos e redução do ângulo de atrito. Entretanto, fica evidente, nesse caso, que as variações no intercepto coesivo se

mostram como uma característica significativa somente nas areias calcárias, visto que a areia quartzosa teve um aumento de apenas 0,05 kPa do estado fofo para o denso.

Vale ainda ressaltar que, na maioria dos ensaios triaxiais, a areia carbonática *offshore* (amostra C) apresentou os picos de tensões desvio mais elevados em comparação com a areia de quartzosa (amostra A), o que condiz com os resultados de outros estudos (Xiang, 2010; He *et al.*, 2022; Zhang *et al.*, 2023).

Os módulos de Young secante foram estimados para todos os níveis de tensão confinante, considerando 50% da tensão máxima alcançada em cada ensaio. A areia quartzosa (amostra A) apresentou os maiores valores dentre os três solos em todos os ensaios, pois ocorreram maiores inclinações das curvas de tensão desvio *versus* deformação axial, de forma que os 50% da tensão de ruptura ocorreram antes dos corpos de prova alcançarem 2% de deformação axial.

Em contrapartida, o desenvolvimento das curvas de tensão desvio e deformação nas areias carbonáticas ocorre com menores inclinações, principalmente na areia *offshore* da praia de Moitas (amostra C), que apresentou os menores módulos secantes, conforme sintetizado na Tabela 25.

Segundo Das e Sobhan (2014), as faixas de valores para os módulos de elasticidade são de 10 MPa a 28 MPa para areias fofas, e de 35 MPa a 70 MPa para areias compactas. Assim, os módulos de Young calculados para os corpos de prova das areias carbonáticas (amostras B e C) se mostraram condizentes com essa faixa de valores nos estados fofo e denso. Porém, os valores encontrados para a areia quartzosa da foz do rio Pacoti (amostra A) se mostraram acima das faixas, com exceção do ensaio feito para a tensão confinante de 50 kPa no estado fofo.

Tabela 25 - Módulo de Young secante a 50% de carga de ruptura.

Módulo de Young (MPa)	Amostras		
	Areia Quartzosa (A)	Areia Carbonática (B)	Areia Carbonática (C)
Ensaio 50 kPa - fofo	25,62	22,54	10,08
Ensaio 100 kPa - fofo	62,16	15,68	11,34
Ensaio 200 kPa - fofo	84,56	28,84	18,06
Ensaio 50 kPa - denso	71,26	31,92	11,34
Ensaio 100 kPa - denso	119,14	55,58	21,28
Ensaio 200 kPa - denso	112,14	71,68	47,46

Fonte: Autor (2024).

As curvas de deformação volumétrica *versus* deformação axial de todas as três areias caracterizam um comportamento dilatante, assim como observado nas curvas do ensaio de cisalhamento direto. A areia quartzosa (amostra A), tanto no estado fofo quanto no denso, apresentou dilatação mais acentuada em comparação com as areias carbonáticas. No geral, esse comportamento dilatante observado é mais próximo ao das areias do golfo pérsico estudadas por Hassanlourad *et al.* (2008), visto que a densidade relativa dos grãos e os índices de vazios também tiveram valores compatíveis.

Os corpos de prova da areia quartzosa também apresentaram comportamento atípico nas curvas de deformação volumétrica *versus* deformação axial no ensaio de 100 kPa, nos quais as dilatações foram mais elevadas, ademais, no estado denso ocorreu queda da curva após 10% da deformação axial do corpo de prova. A divergência nos resultados obtidos é atribuída a dificuldade na moldagem de corpos de prova em condições homogêneas, visto que as amostras são formadas por solos granulares.

No estado denso, é notório que nos corpos de prova da areia quartzosa (amostra A) e da areia carbonática *offshore* (amostra C), existe uma tendência das curvas de deformações volumétrica convergirem, mesmo com aumentos significativos de tensão confinante. Na areia carbonática com menor teor de calcário (amostra B), entretanto, as curvas de deformações dos ensaios de 100 kPa e 200 kPa no estado denso mostraram um maior distanciamento em comparação com as do estado fofo.

Apesar da predominância do comportamento dilatante, a areia carbonática *offshore* (amostra C) sofreu em todos os ensaios uma deformação por compressão visivelmente maior no início das curvas de deformações. Todavia, o ensaio com tensão confinante de 200 kPa no estado fofo para a areia carbonática *offshore* (amostra C) foi o único cujos valores de deformação volumétrica se manteve acima de zero até o fim da fase de ruptura do corpo de prova. Essa mesma areia *offshore* também apresentou esse mesmo tipo de comportamento no ensaio de 200 kPa de tensão normal do cisalhamento direto, igualmente no estado fofo.

Em relação à distribuição granulométrica das areias, os valores das tensões de ruptura se mostraram coerentes no estado fofo, visto que a areia carbonática com melhor distribuição granulométrica (amostra C) apresentou as maiores tensões de pico, enquanto a areia quartzosa (amostra A), que apresentou granulometria uniforme, mostrou os menores valores. Entretanto, no estado denso, a areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) se mostrou menos resistente que a areia quartzosa (amostra A) na maioria dos ensaios, mesmo com uma granulometria menos uniforme.

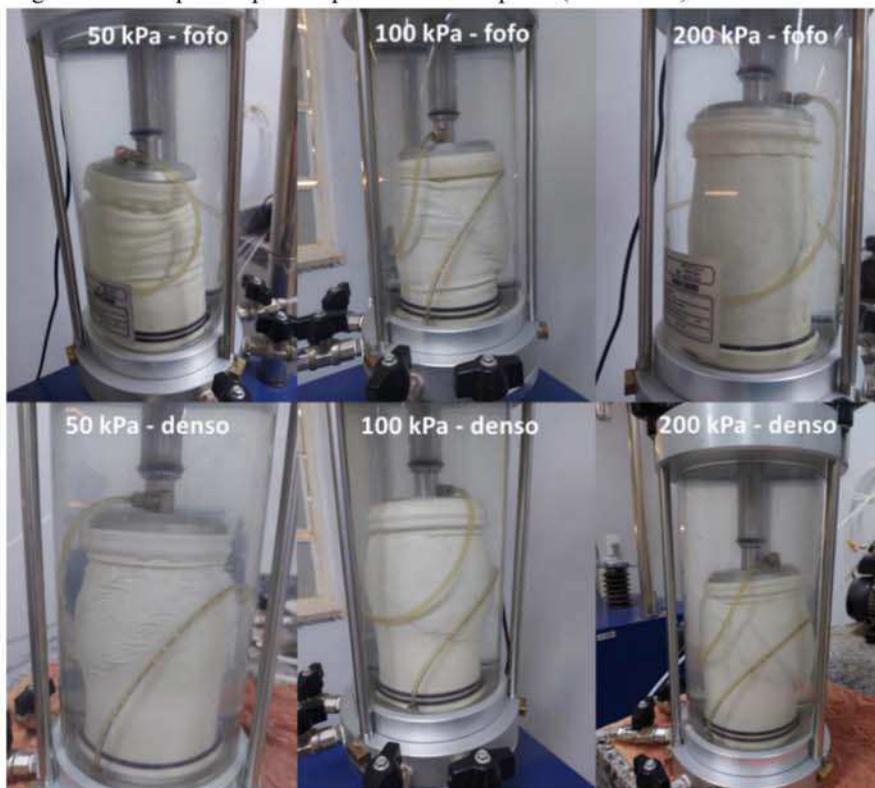
Essa relação entre as resistências das areias e as suas distribuições granulométricas se mostrou destoante no caso da areia carbonática com menor teor de carbonato de cálcio (amostra B), o que indica uma necessidade de estudos mais aprofundados nesse aspecto, contudo, outros fatores podem ter contribuído para que esse solo tenha apresentado a menor resistência em comparação aos outros no estado denso, como a composição química, menor angularidade e a quebra de grãos.

Esses resultados indicam que a areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C) foi capaz de mobilizar uma maior resistência ao cisalhamento na maioria das condições testadas, principalmente nos níveis mais altos de tensão confinante.

Ao final dos ensaios triaxiais, nem todos os corpos de prova das três amostras apresentaram planos de ruptura definidos, porém, todos manifestaram expansão lateral caracterizada pelo embarrigamento dos corpos de prova, o que indica um comportamento mais próximo de materiais dúcteis.

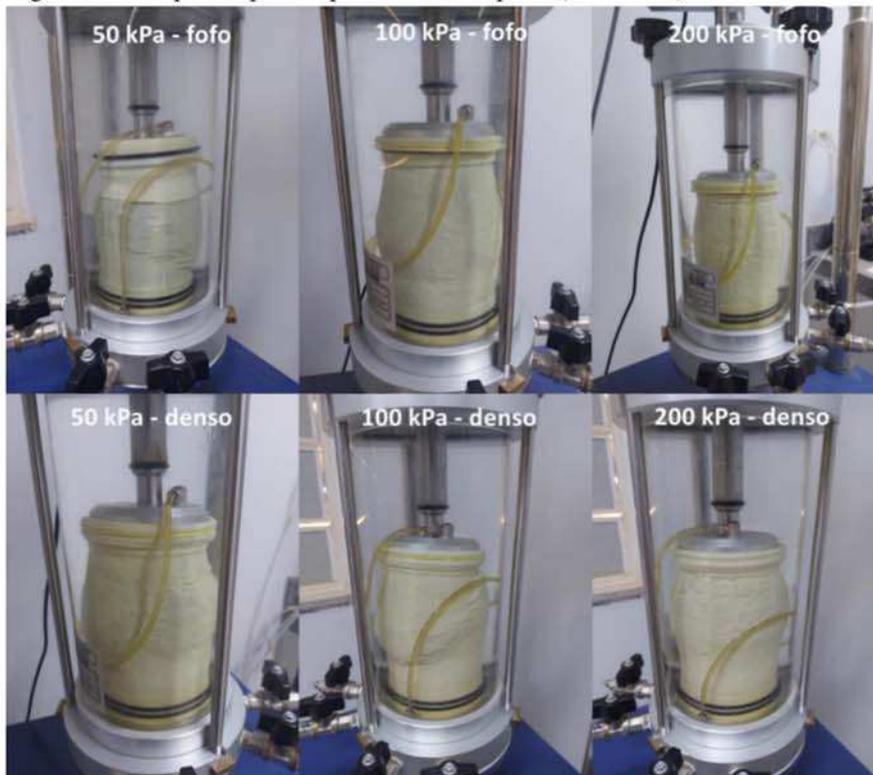
Na areia quartzosa (amostra A), apenas o ensaio com tensão confinamento de 200 kPa no estado fofo não mostrou plano de ruptura definido (Figura 91). Já nos corpos de prova das areias carbonáticas (Figura 92 e 93), foi observado um menor número de ensaios em que os corpos de prova mostraram plano de ruptura definido.

Figura 91 - Corpos de prova após a fase de ruptura (amostra A).



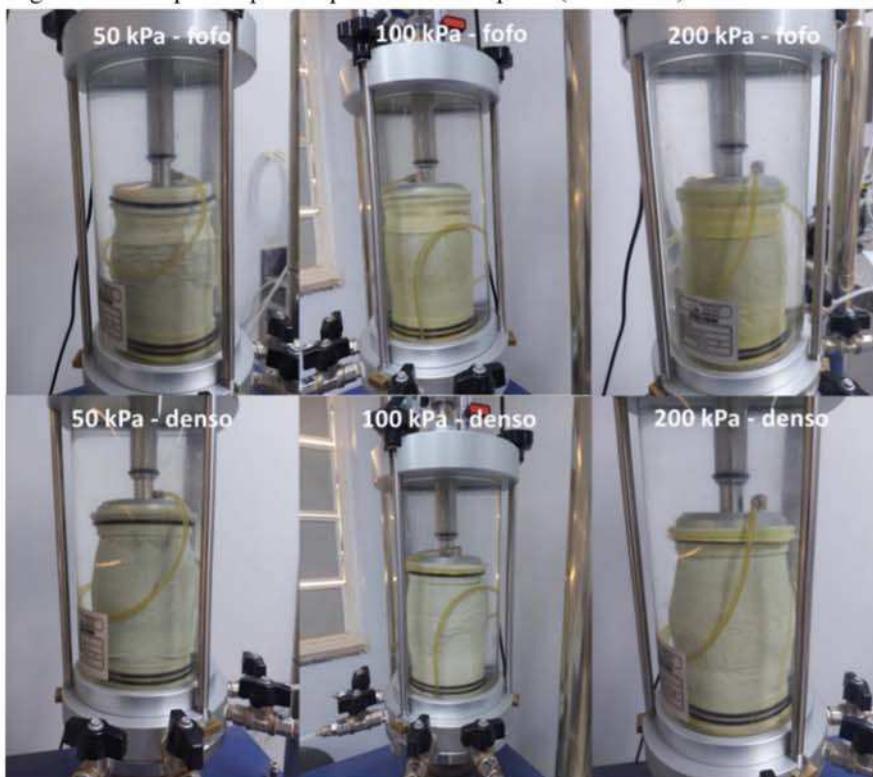
Fonte: Autor (2024).

Figura 92 - Corpos de prova após a fase de ruptura (amostra B).



Fonte: Autor (2024).

Figura 93 - Corpos de prova após a fase de ruptura (amostra C).



Fonte: Autor (2024).

5.8 Quebra de grãos

Em todas as amostras, as quebras de grãos avaliadas pelo método de Hardin (1985) mostraram valores muito baixos de quebra relativa (Br), sendo assim, apenas os corpos de prova referentes aos ensaios triaxiais de 200 kPa de tensão efetiva no estado denso foram utilizados, visto que essas seriam as condições em que os corpos de prova foram submetidos as maiores tensões desvio durante a fase de ruptura.

A Tabela 26 resume os valores de quebra relativa dos grãos calculados para cada amostra de areia, enquanto as Figuras 94, 95 e 96 comparam as curvas originais e finais da granulometria dos solos utilizados na moldagem dos corpos de prova.

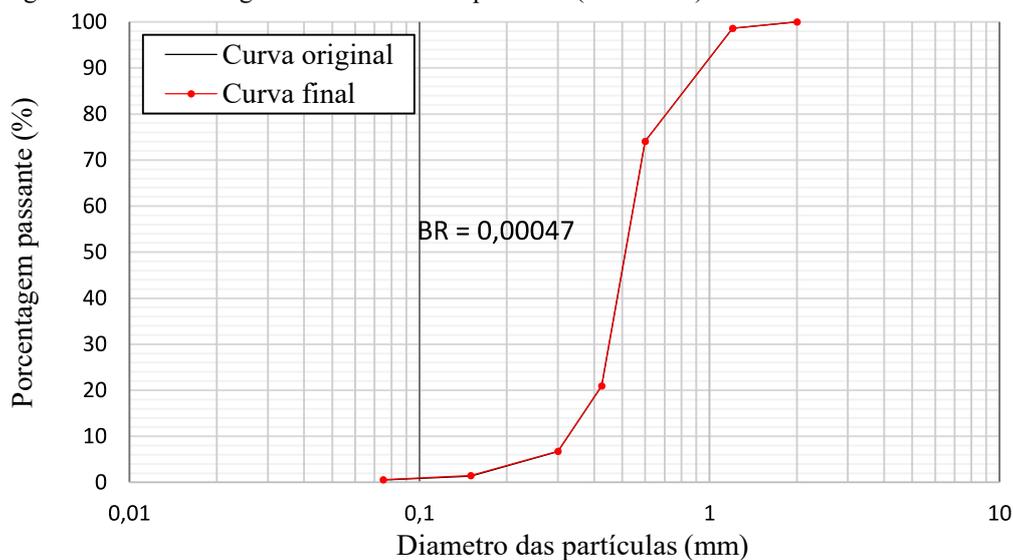
Tabela 26 - Quebra relativo dos grãos de solo no ensaio triaxial.

Amostras	Quebra relativa de grãos (Br)	Br (%)
Areia quartzosa (A)	0,00047	0,047
Areia carbonática (B)	0,01207	1,207
Areia carbonática (C)	0,00905	0,905

Fonte: Autor (2024).

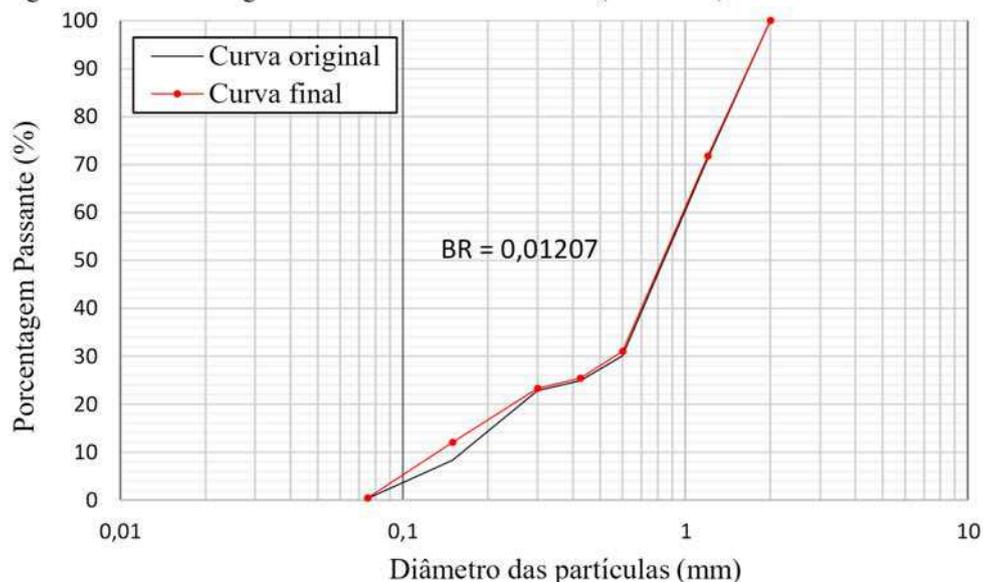
A areia quartzosa (amostra A) apresentou o menor valor de quebra relativa dos grãos (0,047 %) entre as três amostras, apenas o que reflete nas suas curvas praticamente sobrepostas. Esse tipo de comportamento já era esperado em razão da capacidade dos minerais de quartzo serem resistentes à quebra.

Figura 94 - Curvas original e final da areia quartzosa (amostra A).



Fonte: Autor (2024).

Figura 95 - Curvas original e final da areia carbonática (amostra B).

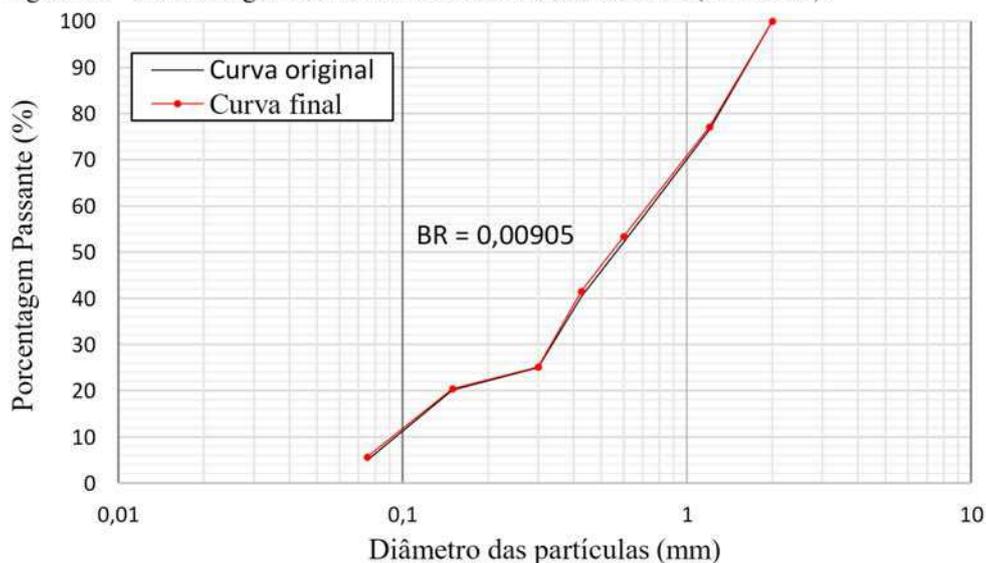


Fonte: Autor (2024).

No caso da areia com 48,81 % de carbonato de cálcio (amostra B), houve a maior quebra relativa de grãos entre os três solos, apesar do valor ainda ser muito baixo. Na Figura 95, observa-se que a área entre a curva original e a curva final é notável no ponto de 0,15 mm de diâmetro das partículas, em vista do aumento de partículas retidas na peneira referente a esse diâmetro de abertura.

A areia (amostra B) foi a única em que a quebra relativa de grãos passou de 1%. Ainda que esse seja um valor baixo, é coerente com os resultados do cisalhamento direto e do triaxial, visto que esse solo rompeu com as menores tensões.

Figura 96 - Curvas original e final da areia carbonática offshore (amostra C).



Fonte: Autor (2024).

A areia *offshore* com 88,46 % de carbonato de cálcio (amostra C) apresentou um valor mais próximo da outra areia carbonática (amostra B), com 0,905 % de quebra relativa dos grãos. Pela análise das curvas é possível perceber um pequeno distanciamento entre as curvas original e final nos pontos relativos as peneiras com abertura de 0,6 mm, 0,425 mm e 0,075 mm.

Apesar das areias carbonáticas (amostras B e C) terem apresentado as maiores porcentagens de quebra de grãos em relação à areia quartzosa (amostra A), foi a areia com menor teor de carbonato (amostra B) que apresentou o resultado com maior quebra. Isso sugere que, maiores teores de carbonato de cálcio nas amostras não implicam, necessariamente, em maior quebra de partículas, pois existem outras características que influem na quebra dos grãos além do teor de carbonato de cálcio, como a forma dos grãos e o tipo de material calcário. Ademais, as areias carbonáticas possuem uma granulometria mais grossa comparada à areia quartzosa, o que de acordo os resultados encontrados por Shahnazari & Rezvani (2013), favorece um maior potencial de quebra de grãos.

Em comparação direta com os resultados encontrados por Shahnazari & Rezvani (2013), as areias carbonáticas da costa do Ceará aparentam, em um primeiro momento, ser mais resistentes à quebra de grãos. No entanto, a quebra das partículas dos solos do trabalho desses autores só passou a ser significativa a partir de 600 kPa de tensões confinante. Como no presente estudo a maior tensão confinante aplicada nos ensaios triaxiais foi de 400 kPa (200 kPa de tensão confinante efetiva), uma comparação adequada entre os solos deveria considerar a mesma faixa de tensões dos ensaios. Nesse sentido, os resultados da quebra relativa dos grãos nas areias do litoral nordestino não divergem do comportamento esperado dentro da faixa de tensões confinantes considerada.

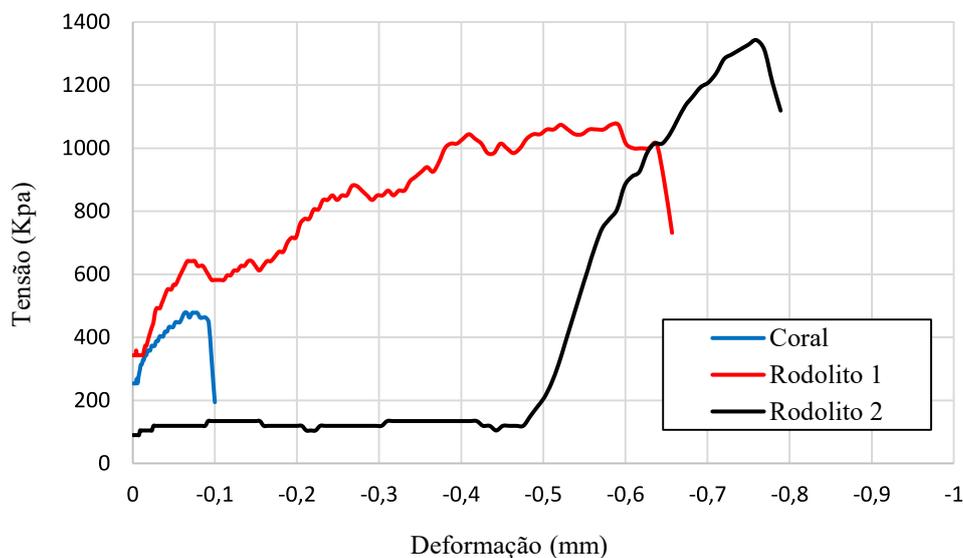
Como não houve quebra de grãos significativa para nenhuma dessas areias na faixa de tensões confinantes testada, a dilatação observada no cisalhamento direto e no triaxial indicam que o rolamento dos grãos teve maior influência na mobilização do ângulo de atrito dessas areias, conforme o descrito por Rowe (1962) e esquematizado na Figura 31. Assim, os ângulos de atrito efetivo aumentaram com a densificação do solo, ou seja, com a redução do índice de vazios, o que promove um maior contato interpartículas durante o cisalhamento e resulta em uma maior influência da dilatação devido ao deslizamento dos grãos de solo entre si durante o cisalhamento.

5.9 Compressão Simples

Os rodolitos da areia *offshore* (amostra C) expressaram maior resistência à compressão simples em comparação ao coral da areia da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), o que condiz com os resultados obtidos no cisalhamento direto e no triaxial. Ainda que esses materiais graúdos não tenham sido utilizados na moldagem dos corpos de prova desses ensaios, a presença de materiais mais resistentes pode ser um indicativo que essa característica também vai influenciar no comportamento de resistência ao cisalhamento do solo.

A Figura 97 apresenta as curvas de tensão e deformação dos três materiais. O coral atingiu 477,34 kPa de tensão de ruptura com menos de 0,1 mm de deformação, já os rodolitos romperam com tensões de 1074,02 kPa e 1342,53 kPa. Assim, nesse caso, os bioclastos provenientes de algas (rodolitos) mostraram maior resistência à compressão simples em relação ao coral, de origem animal.

Figura 97 - Curvas do ensaio de compressão simples.



Fonte: Autor (2024).

Apesar de ambos serem significativamente mais resistentes que o coral, os rodolitos mostram diferença de 268,50 kPa entre si, destacando-se que os seus diâmetros são bastante próximos. Essa relação indica que esses materiais podem apresentar uma variabilidade considerável em suas propriedades, mesmo com diâmetros semelhantes.

As massas desses dois rodolitos também se mostraram superiores à do coral, mesmo com volumes semelhantes, ou seja, a massa específica dos rodolitos é superior à do coral, o que sugere uma diferença estrutural interna entre esses materiais. Vale mencionar que a massa do elemento de coral ensaiado (6,15 g) tem cerca de metade da massa dos rodolitos (11,38 g e 11,55 g) ensaiados à compressão simples. Observa-se ainda que a amostra de coral possui maior porosidade em relação aos rodolitos, o que condiz com o seu peso e sua resistência à compressão simples serem menores em comparação aos rodolitos.

Ainda que a comparação entre esses materiais de granulometria mais grossa demonstre uma convergência com a ordem de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova moldados com a fração arenosa, a resistência desses bioclastos pode se mostrar bastante variável em função de diversos fatores, como o tamanho, formato, composição química e tipo de organismo. Portanto, esses resultados devem ser tratados como dados de uma análise preliminar desse material, visto que nas amostras coletadas, poucos bioclastos apresentaram condições para uma comparação plausível devido a sua grande variabilidade de forma e de dimensões.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

As comparações observadas na análise das propriedades e do comportamento de resistência ao cisalhamento entre a areia quartzosa e as areias carbonáticas evidenciam a complexidade das areias calcárias. Algumas características e parâmetros dessas areias divergem de alguns padrões pressupostos sobre o seu comportamento com base em diversos trabalhos sobre areias calcárias de outros locais do mundo. Assim, em razão da escassez de estudos geotécnicos detalhados sobre as areias carbonáticas do litoral Cearense, o presente trabalho aborda as particularidades observadas em cada amostra coletada a fim de buscar mais informações a respeito do comportamento desses solos.

Observa-se que o comportamento mecânico dos solos ensaiados está relacionado com diversos fatores que abrangem suas propriedades físicas, granulometria, morfologia, mineralogia e até a sua composição química. Ainda que as areias carbonáticas calcárias tenham em comum a presença do carbonato de cálcio (CaCO_3) em sua composição, diversos fatores podem afetar o seu comportamento de resistência ao cisalhamento, o que faz com que esse tipo de solo apresente não apenas diferenças

em relação as areias quartzosas, mas também diferenças entre si, com base no tipo, proporção e na origem dos seus sedimentos.

Portanto, a partir dos resultados obtidos nos diversos ensaios de laboratório executados, são apresentadas as seguintes conclusões:

- As areias apresentaram um padrão que se repetiu em diversos parâmetros nos ensaios de caracterização e de resistência ao cisalhamento. Dentre os três solos estudados, a areia calcária *offshore* da praia de moitas (amostra C), que apresentou o maior teor de carbonato de cálcio, também seguiu com os maiores valores de material passante na peneira nº 200, coeficiente de não uniformidade, densidade relativa dos grãos, índices de vazios máximo e mínimo, fator de forma 2D e angularidade;
- Na maioria dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais CD, a areia carbonática *offshore* (amostra C) alcançou maiores valores de tensão cisalhante de ruptura, tensão desvio de pico e ângulo de atrito efetivo em relação aos outros solos, tanto no estado fofo quanto no denso.
- Em contrapartida com a areia *offshore* (amostra C), a areia carbonática com menor teor de carbonato de cálcio (amostra B) se mostrou a menos resistente entre as três no estado denso, apresentando as menores tensões desvio de ruptura e menores ângulos de atrito efetivo nesse caso. Entretanto, no estado fofo essa areia supera as tensões desvio de ruptura e ângulo de atrito efetivo da areia quartzosa nos ensaios triaxiais. Da mesma forma, nos ensaios de cisalhamento direto, a areia carbonática (amostra B) só apresentou tensões cisalhantes de ruptura mais elevadas que a areia quartzosa (amostra A) no estado fofo. Isso sugere que em uma análise comparativa entre as areias carbonáticas estudadas, não há uma relação direta entre o teor de carbonato de cálcio e a resistência ao cisalhamento. Dessa forma, a influência da composição das areias carbonáticas na sua resistência vai além do teor de carbonato de cálcio, visto que os sedimentos calcários marinhos (conchas, algas, corais...) podem apresentar origens, tipos e estruturas diferentes, assim, os teores de cada tipo de sedimento podem influenciar o comportamento mecânico das areias de maneiras particulares;
- Nos ensaios de cisalhamento direto com 50 kPa de tensão normal, a areia carbonática com menor teor de calcário (amostra B) foi rompida com as maiores tensões cisalhantes de ruptura tanto no estado fofo quanto no denso. O mesmo

ocorre no ensaio triaxial com 50 kPa de tensão confinante efetiva no estado denso. Isso indica que essa areia apresenta maior resistência ao cisalhamento em níveis de tensão mais baixos;

- Na comparação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, a areia quartzosa (amostra A) se posiciona como intermediária entre as areias carbonáticas nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais executados para o estado denso. Já no estado fofo, a resistência ao cisalhamento dessa areia tende a ser mais baixa ou similar ao das areias carbonáticas. Essa areia também foi a única entre as três amostras a apresentar uma distribuição granulométrica uniforme, o que condiz com o seu menor desempenho nos ensaios executados no estado fofo;
- As areias carbonáticas estudadas apresentaram densidade relativa dos grãos, compressibilidade e índices de vazios máximo e mínimo mais baixos em comparação com as areias carbonáticas de outros locais do mundo, o que reafirma a variabilidade desse tipo de solo;
- As areias carbonáticas estudadas mostraram um comportamento semelhante ao das areias carbonáticas do golfo pérsico do trabalho de Hassanlourad *et al.* (2008), tanto pela compatibilidade das suas propriedades físicas quanto pela ocorrência de deformação dilatante;
- Em todas as amostras de areia, todos os corpos de prova apresentaram um embarrigamento durante a fase de ruptura do ensaio triaxial. Porém, os corpos de prova da areia quartzosa (amostra A) apresentaram mais casos com plano de ruptura definido;
- A composição química da areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) apresentou um teor considerável de óxido de magnésio, que possui efeito expansivo ao entrar em contato com a água e formar hidróxido de magnésio. A ação de um agente expansivo em areia saturada aparenta ser um dos fatores que afeta o comportamento desse solo, visto que a resistência ao cisalhamento dessa areia, comparada as outras, apresentou um melhor desempenho no estado fofo e em baixas tensões normais e confinantes, porém, ao ser densificada, a sua resistência se torna menos expressiva em relação as outras areias;
- Com base nas microscopias realizadas, a areia quartzosa (amostra A) apresenta a maior uniformidade quanto a cor, forma e composição dos grãos e, assim como a areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B), apresenta grãos com

extremidades mais arredondadas. Já a areia carbonática offshore (amostra C) apresenta partículas mais angulosas e cor mais escura;

- De acordo com os padrões da norma DNIT 432/2020 – ME, todas as três amostras de areia são classificadas como semicircular para o parâmetro de forma 2D e subarredondados para a angularidade. Ainda assim, dentro dessa classificação, os grãos das areias carbonáticas (amostras B e C) apresentaram formas mais alongadas que os da areia quartzosa (amostra A) e a areia com maior resistência mecânica e maior teor de calcário (amostra C) apresentou a maior angularidade;
- Na faixa de tensão confinante utilizada, a quebra relativa de grãos de solo foi muito baixa em todas as areias, porém, a areia quartzosa (amostra A) sofreu a menor taxa de quebra relativa de grãos (0,047%), em vista da maior resistência dos minerais de sílica. Já as areias carbonáticas tiveram taxas de 1,207 % e 0,905 % para as areias da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) e para a areia *offshore* (amostra C), respectivamente;
- Com base nos resultados obtidos, a baixa quebra relativa de grãos sugere que na faixa de tensões ensaiada (50 kPa, 100 kPa e 200 kPa), o rolamento dos grãos, indicado pelo comportamento dilatante, foi mais influente nas alterações da estrutura dos corpos de prova de todas as areias.
- A areia carbonática *offshore* (amostra C), apresentou maior número de bioclastos originados de algas, como os rodolitos e halimeda. Já a areia carbonática da foz do rio Aracatiaçu (amostra B) apresentou um maior número de bioclastos de origem animal, como fragmentos de conchas e de corais;
- Os bioclastos formados por algas (rodolitos) presentes na areia carbonática com maior teor de calcário (amostra C) apresentaram maior resistência a compressão simples que o bioclasto de origem animal (coral) da areia com menor teor de calcário (amostra B). Nesse sentido, considerando que foi observado que não há uma relação direta entre o teor de carbonato de cálcio e a resistência das areias calcárias estudadas nessa pesquisa, as diferenças no comportamento mecânico e nos parâmetros de resistência medidos entre essas areias também são atribuídas aos elementos calcários desses solos, ou seja, os bioclastos marinhos. Dessa forma, é possível que diferentes proporções de diferentes tipos de bioclastos, como conchas, corais e algas, influenciem no comportamento mecânico das areias de maneiras diferentes.

A seguir, estão apresentadas sugestões para trabalhos futuros:

- Executar ensaios triaxiais cíclicos nos mesmos tipos de solos da presente pesquisa para estudar o comportamento dinâmico das areias carbonáticas do litoral nordestino;
- Avaliar mais amplamente a quebra de grãos e a resistência ao cisalhamento de areias carbonáticas utilizando maiores níveis de tensões confinantes nos ensaios triaxiais e maiores níveis de tensão normal nos ensaios de cisalhamento direto;
- Coletar diferentes tipos de bioclastos encontrados na costa nordestina para produzir diferentes agregados calcários e moldar corpos de prova com teores controlados de carbonato de cálcio para, a partir de ensaios de resistência, comparar seus comportamentos mecânicos;
- Adicionar agregados calcários de diferentes tipos (mineral, animal ou proveniente de algas) em areias quartzosa e, a partir da execução de ensaios de resistência, comparar seu comportamento;
- Analisar as propriedades mecânicas dos diferentes bioclastos presentes nas areias calcárias, considerando a sua variabilidade estrutural e morfológica a fim de avaliar a possibilidade de um estudo comparativo com outros bioclastos.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: Amostras de Solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- _____. **ABNT NBR 6458**: Solo — Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- _____. **ABNT NBR 7181**: Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- _____. **ABNT NBR 16840**: Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- _____. **ABNT NBR 16843**: Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASTM: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080 - 23**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Philadelphia, 2023.
- _____. **ASTM D7181 - 20**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. Philadelphia, 2020.
- BARDET, J. P. **Experimental Soil Mechanics**. Upper Saddle River, NJ, USA: Prentice-Hall, 1997.
- BESSA, A. K. S. **Estudo dos parâmetros de resistência da interface entre solo-geossintético por meio de cisalhamento direto**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil : Geotecnia) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2022.
- BORANA, L.; YIN, J. H.; SINGH, D. N.; SHUKLA, S. K., & TONG, F. **Direct shear testing study of the interface behavior between steel plate and compacted completely decomposed granite under different vertical stresses and suctions**. Journal of engineering mechanics, v. 144, n. 1, 2018. p. 04017148.
- BRANDES, H. G. **Simple shear behavior of calcareous and quartz sands**. Geotechnical and Geological Engineering, v. 29, 2011. p. 113-126.
- BRASIL. Departamento nacional de infraestrutura de transporte. **DNIT 432/2020 – ME**: Agregados - Determinação das propriedades de forma por meio do Processamento Digital de Imagens (PDI) - Método de ensaio. Brasília, 2020.

CASAGRANDE, A. **Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills.** J. Boston Society of Civil Engineers, v. 23, n. 1, 1936. p. 13-32.

CHANG, C. S.; WANG, J. Y.; GE, L. **Maximum and minimum void ratios for sand-silt mixtures.** Engineering geology, v. 211, 2016. p. 7-18.

CHEN, X.; ZHANG, J.; XIAO, Y., & LI, J. **Effect of roughness on shear behavior of red clay–concrete interface in large-scale direct shear tests.** Canadian Geotechnical Journal, v. 52, n. 8, 2015. p. 1122-1135.

COOP, M. R.; SORENSEN, K. K.; BODAS FREITAS, T.; & GEORGOUTSOS, G. **Particle breakage during shearing of a carbonate sand.** Géotechnique, v. 54, n. 3, 2004. p. 157-163.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** 8 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DAY, Robert W. **Foundation engineering handbook: design and construction with the 2009 international building code.** McGraw-Hill Education, 2010.

DING, Z.; HE, S. H.; SUN, Y.; XIA, T. D., & ZHANG, Q. F. **Comparative study on cyclic behavior of marine calcareous sand and terrigenous siliceous sand for transportation infrastructure applications.** Construction and Building Materials, v. 283, , 2021. p. 122740

FANG, X. W.; SHEN, C. N.; CHU, J.; SHI-FAN, W. U.; YI-SHAN, L. I. **An experimental study of coral sand enhanced through microbially-induced precipitation of calcium carbonate.** Rock and Soil Mechanics, v. 36, n. 10, 2015. p. 2773-2779.

FORD, D.; WILLIAMS, P. D. **Karst hydrogeology and geomorphology.** England: John Wiley & Sons, 2007.

GONÇALVES, D. R. L. **Caracterização e descrição do comportamento geotécnico de areias carbonáticas para utilização em fundações de estruturas offshore do litoral cearense.** Tese (Doutorado), Universidade de Brasília, 2024 (Em fase de elaboração).

HARDIN, B.O. **Crushing of soil particles.** Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, v. 111, out. 1985. p. 1177-1192.

HASSANLOURAD, M.; SALEHZADEH, H., & SHAHNAZARI, H. **Dilation and particle breakage effects on the shear strength of calcareous sands based on energy aspects.** International Journal of Civil Engineering. v. 6, n. 2, 2008. p.108-119.

- HE, S. H.; ZHI, D.; SUN, Y.; GOUDARZY, M., & CHEN, W. Y. **Stress–dilatancy behavior of dense marine calcareous sand under high-cycle loading: An experimental investigation.** *Ocean Engineering*, v. 244, 2022. p. 110437.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests.** England: John Wiley & Sons, 1998.
- HOLMES, A. **Principles of Physical Geology**, Sunbury-on-Thames: Thomas Nelson and Sons Ltd, 1978. p. 730.
- HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D.; SHEAHAN, T. C. **An introduction to geotechnical engineering.** Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1981.
- HOLTZ, W. G.; GIBBS, H. J. **Triaxial shear tests on pervious gravelly soils.** *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 82, n. 1, , 1956. p. 867-1-867-22.
- HYODO, M.; ARAMAKI, N.; ITOH, M., & HYDE, A. F. **Cyclic strength and deformation of crushable carbonate sand.** *Soil Dynamics And Earthquake Engineering.*, v. 15, jan. 1996. p. 331-336.
- INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS, **Mapas de projetos em licenciamento - Complexos Eólicos Offshore**, 2024. Disponível em: https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/arquivos/20240129_Mapas_eolicas_offshore_Ibama.pdf. Acesso em: 17 abr. 2024.
- IEA, **CO2 Emissions in 2023.** International Energy Agency, 2024.
- LADD, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction.** *Geotechnical testing journal*, v. 1, n. 1,0 1978. p. 16-23.
- LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A.; BOPP, P. A. **Significance of particle crushing in granular materials.** *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 4, 1996. p. 309-316.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**, New York: John Wiley & Sons, 1967.
- LANDI, A.; MERMUT, A. R.; ANDERSON, D. W. **Origin and rate of pedogenic carbonate accumulation in Saskatchewan soils.** *Canada. Geoderma*, v. 117, n. 1-2, 2003. p. 143-156.
- LEE, K. L.; SEED, H. B. **Drained strength characteristics of sands.** *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE 93, SM 6, 1967. p. 117-141.

LI, L.; BEEMER, R. D.; ISKANDER, M. **Granulometry of two marine calcareous sands**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 147, n. 3, 2021. p. 04020171.

LIU, J.; LV, P.; CUI, Y.; LIU, J. **Experimental study on direct shear behavior of frozen soil–concrete interface**. *Cold regions science and technology*, v. 104, 2014. p. 1-6.

LUZZANI, L.; MR, Coop. **On the relationship between particle breakage and the critical state of sands**. *Soils and foundations*, v. 42, n. 2, 2002. p. 71-82.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**, New York: John Wiley & Sons, 2005. Vol. 3.

NASCIMENTO, F. S. D.; FREIRE, G. S. S.; MIOLA, B. **Geochemistry of marine sediments of the Brazilian Northeastern continental shelf**. *Brazilian Journal of Oceanography*, v. 58, 2010. p. 1-11.

OHNO, S.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N. **Estimation of pile settlement in calcareous sands**. *Engineering for calcareous sediments*, 1999. p. 1-6.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos com exercícios resolvidos em 16 aulas**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POULOS, H. G. **The mechanics of calcareous sediments** (John Jaeger Memorial Address). *Australian Geomechanics*, 1988. p. 8-41.

QURESHI, T., & AL-TABBAA, A. **Self-healing of drying shrinkage cracks in cement-based materials incorporating reactive MgO**. *Smart Materials and Structures*, v. 25, 2016. p. 1-16.

RAMALHO, R. V. A. **Análise de propriedades mecânicas de pastas de cimento aditivadas com Óxido de Magnésio e Látex SBR**. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2022.

REYNOLDS, O. LVII. **On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations**. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, v. 20, n. 127, 1885. p. 469-481.

REZVANI, R.; SHAHNAZARI, H.; SALEHZADEH, H.; DEHNAVI, Y. THE COMPARISON of monotonic behaviors of two different calcareous sands. *In: Proceedings of First International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*. Mie, Japan: The GEOMATE International Society, Vol. 1, p. 21-23, Nov. 2011.

ROWE, P. W., **The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact**. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences, v. 269, n. 1339, 1962. p. 500-527.

SALEM, M.; ELMAMLOUK, H.; AGAIBY, S. **Static and cyclic behavior of North Coast calcareous sand in Egypt**. Soil Dynamics And Earthquake Engineering. v. 55, 2013. p. 83-91.

SEMPLE, R. M. THE MECHANICAL properties of carbonate soils. *In*: International conference on calcareous sediments. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema, p. 807-836. 1988.

SHAHNAZARI, H.; REZVANI, R. **Effective parameters for the particle breakage of calcareous sands: An experimental study**. Engineering geology, v. 159, 2013. p. 98-105.

SKEMPTON, A. W. **The pore-pressure coefficients A and B**. Geotechnique, v. 4, n. 4, 1954. p. 143-147.

SOWERS, G. B.; SOWERS, G. F. **Introductory soil mechanics and foundations**. Vol. 72. n. 5, LWW, 1951.

SUGUIO, K. **Geologia sedimentar**. São Paulo: Editora Blucher, 2003.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1948.

TIWARI, B.; AJMERA, B.; KAYA, G. SHEAR strength reduction at soil structure interface. *In*: GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design, Orlando, United States: American Society of Civil Engineers, 2010. p. 1747-1756.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de projeto, Investigação do subsolo, Fundações superficiais, Fundações profundas**. Volume Completo, São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

XIANG, Y. **Experimental Investigation on Shear Behavior of Coral Reef Calcareous Sand in Triaxial Tests**. Tese (Doutorado), Zhejiang University of Technology, Hangzhou, China, 2010.

WANG, X. Z.; JIAO, Y. Y.; WANG, R.; HU, M. J.; MENG, Q. S.; TAN, F. Y. **Engineering characteristics of the calcareous sand in Nansha Islands, South China Sea**. Engineering geology, v. 120, n. 1-4, 2011. p. 40-47.

WANG, X. Z.; WANG, X.; JIN, Z. C.; ZHU, C. Q.; WANG, R., & MENG, Q. S. **Investigation of engineering characteristics of calcareous soils from fringing reef**. Ocean Engineering, v. 134, 2017. p. 77-86.

WU, Y.; LI, N.; WANG, X.; CUI, J.; CHEN, Y.; WU, Y., & YAMAMOTO, H. **Experimental investigation on mechanical behavior and particle crushing of calcareous sand retrieved from South China Sea.** *Engineering Geology*, v. 280, 2021. p. 105932.

ZAMANIAN, K.; PUSTOVOYTOV, K.; KUZYAKOV, Y. **Pedogenic carbonates: Forms and formation processes.** *Earth-Science Reviews*, v. 157, 2016. p. 1-17.

ZHANG, H.; REN, H.; MU, C.; WU, X.; HUANG, K.; WANG, F. **Experiment Study on the Influence of Density and Confining Pressure on Triaxial Shear Properties of Calcareous Sand.** *Materials*, v. 16, n. 4, 2023. p. 1683.

ANEXO A – TEORES DE UMIDADE DOS CORPOS DE PROVA DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Tabela 27 - Teores de umidade (estado fofo).

	Amostra A - Areia quartzosa, foz do rio Pacoti								
	50 kPa		100 kPa		200 kPa				
Cápsula	66	A2	3	11	29	92	11	29	92
Tara (g)	13,26	14,98	13,75	15,19	15,2	14,79	15,19	15,2	14,79
Massa bruta úmida (g)	57,94	57,26	53,39	64,32	52,67	55,72	53,34	61,38	53,75
Massa bruta seca (g)	49,12	48,17	45,74	54,47	44,47	47,68	45,21	52,78	46,58
W (%)	24,60	27,39	23,91	25,08	28,02	24,45	27,08	22,88	22,55
W média (%)	25,30		25,85		24,17				

	Amostra B - Areia carbonática, foz do rio Aracatiaçu								
	50 kPa		100 kPa		200 kPa				
Cápsula	205	1	2	21	92	6	5	37	P4
Tara (g)	15,95	16,81	15,71	15,45	14,79	15,03	15,64	15,42	14,68
Massa bruta úmida (g)	59,55	61,5	59,81	62,03	54,7	59,23	56,01	65,17	51,9
Massa bruta seca (g)	50,91	53,2	51,26	53,11	47,1	51,15	47,39	56,86	43,72
W (%)	24,71	22,81	24,05	23,69	23,52	22,37	27,15	20,05	28,17
W média (%)	23,86		23,19		25,12				

	Amostra C – Areia carbonática, Moitas offshore								
	50 kPa		100 kPa		200 kPa				
Cápsula	1	2	6	21	11	3	5	11	1
Tara (g)	16,81	15,71	15,03	15,45	15,19	13,75	15,64	15,19	16,81
Massa bruta úmida (g)	55,28	53,71	60,9	53,6	62,45	52,3	62,2	56,04	52,46
Massa bruta seca (g)	47,2	45,8	53,44	45,77	54,17	44,52	54,13	47,6	44,93
W (%)	26,59	26,29	19,42	25,82	21,24	25,28	20,97	26,04	26,78
W média (%)	24,10		24,12		24,60				

Tabela 28 - Teores de umidade (estado denso).

	Amostra A - Areia quartzosa, foz do rio Pacoti									
	50 kPa			100 kPa			200 kPa			
	1	2	A0	1	2	A0	205	3W	A2	
Cápsula	16,8	15,72	15,63	16,8	15,72	15,63	15,95	13,45	16,21	
Tara (g)	63,06	63,8	64,85	65,3	63,51	62,47	66,2	61,85	60,3	
Massa bruta úmida (g)	55,29	55,7	56,12	57,82	56	54,3	57,84	54	52,4	
Massa bruta seca (g)	20,19	20,26	21,56	18,24	18,64	21,13	19,96	19,36	21,83	
W (%)										
W média (%)		20,67			19,34			20,38		
	Amostra B - Areia carbonática, foz do rio Aracatiaçu									
	50 kPa			100 kPa			200 kPa			
	205	21	P4	1	2	5	A0	15	92	
Cápsula	15,95	15,46	14,68	16,8	15,72	15,71	15,62	13,7	14,8	
Tara (g)	65,35	65,37	62,73	66,49	66,8	60,87	63,57	60,21	64,51	
Massa bruta úmida (g)	56,77	57,08	53,37	58,31	58,96	52,54	55,49	52,34	56,08	
Massa bruta seca (g)	21,02	19,92	24,19	19,71	18,13	22,62	20,27	20,37	20,42	
W (%)										
W média (%)		21,71			20,15			20,35		
	Amostra C - Areia carbonática, Moitas offshore									
	50 kPa			100 kPa			200 kPa			
	21	2	92	A2	A0	3W	A2	A0	3W	
Cápsula	15,46	15,72	14,8	16,21	15,63	13,45	16,21	15,63	13,45	
Tara (g)	63,54	60,71	65,22	66,37	61,02	61,94	60,37	67,49	61,47	
Massa bruta úmida (g)	55,96	52,48	57,03	59,16	52,33	53,21	51,98	59,54	53,21	
Massa bruta seca (g)	18,72	22,39	19,39	16,79	23,68	21,96	23,46	18,11	20,77	
W (%)										
W média (%)		20,17			20,81			20,78		

ANEXO B – CURVAS DE ADENSAMENTO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Figura 98 - Curvas de adensamento: amostra A (estado fofo).

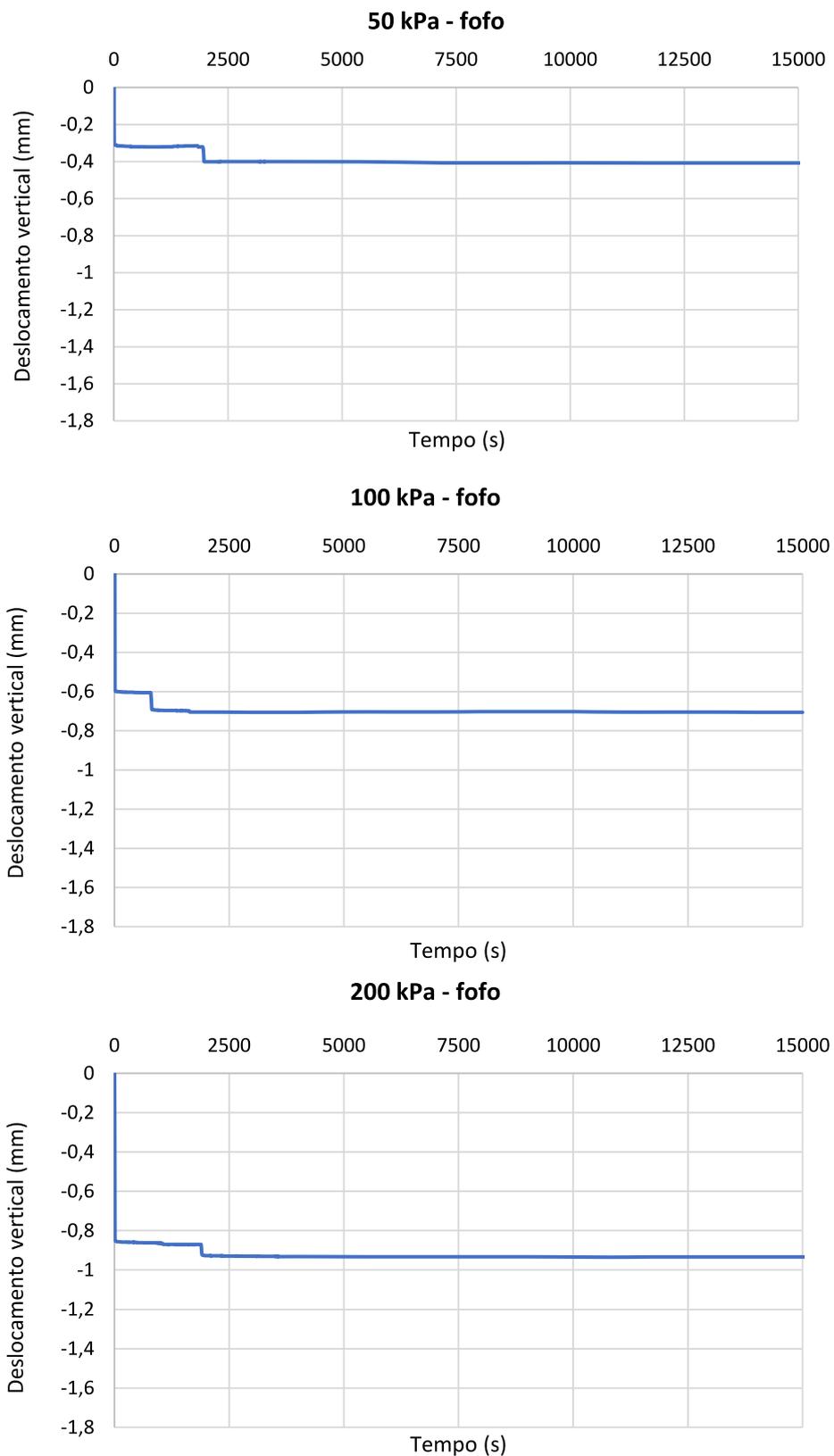


Figura 99 - Curvas de adensamento: amostra A (estado denso).

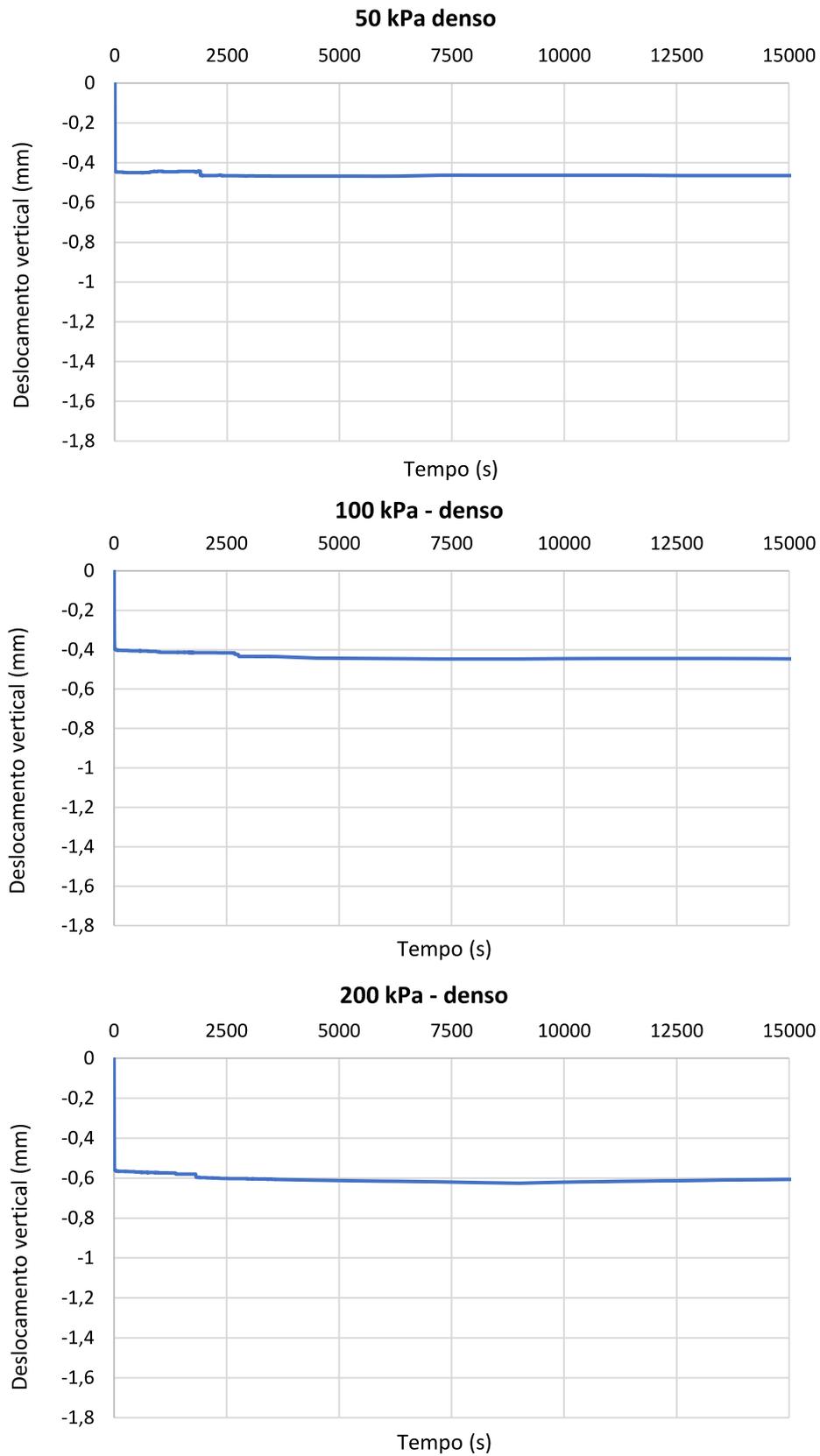


Figura 100 - Curvas de adensamento: amostra B (estado fofo).

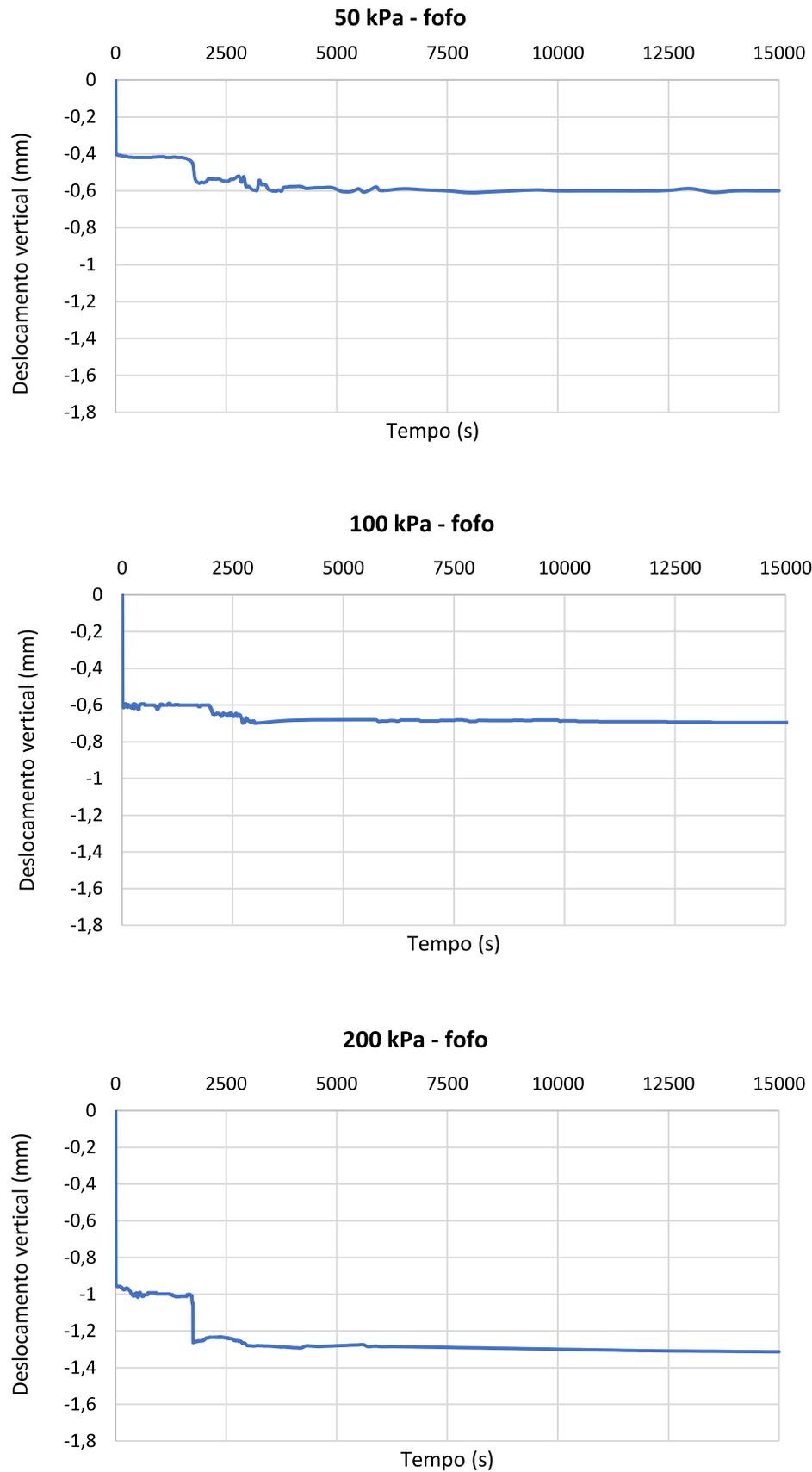


Figura 101 - Curvas de adensamento: amostra B (estado denso).

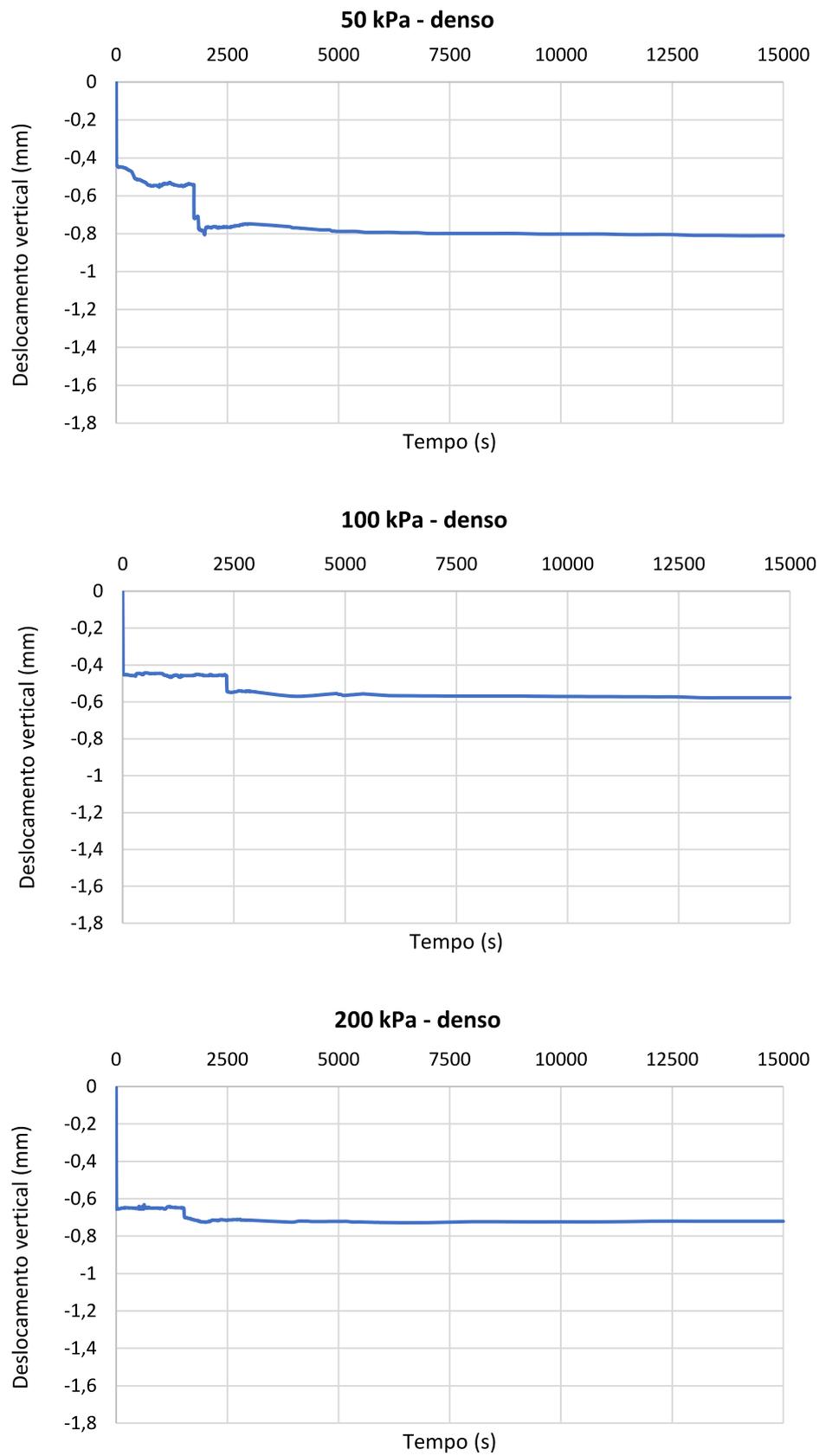


Figura 102 - Curvas de adensamento: amostra C (estado fofo).

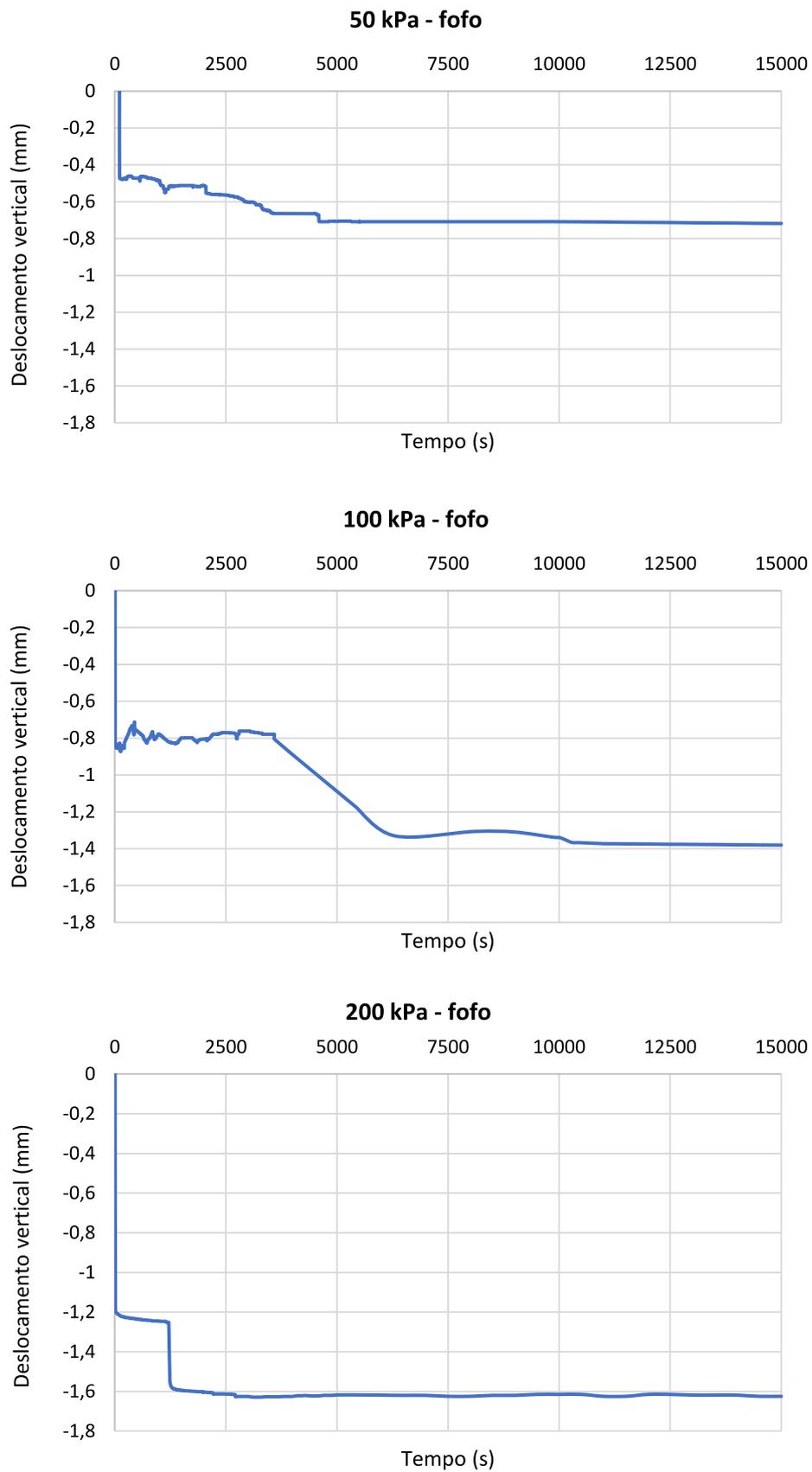
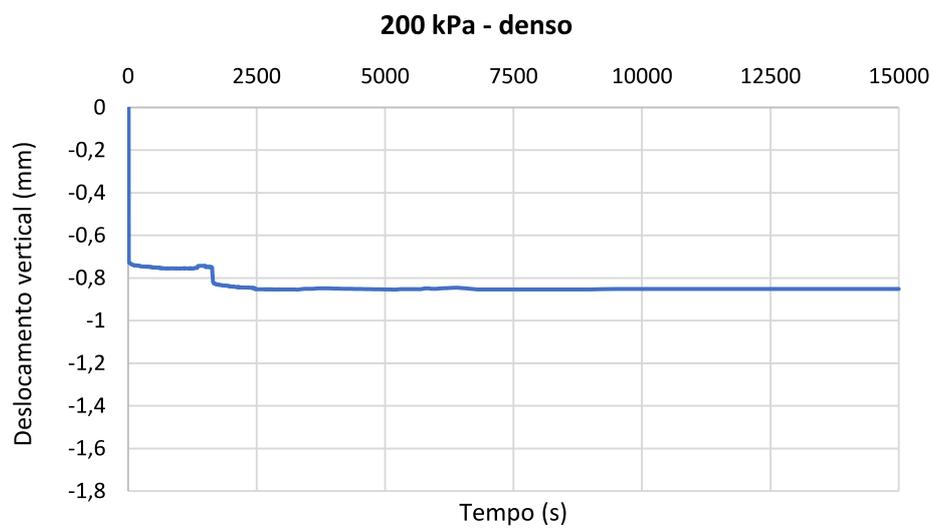
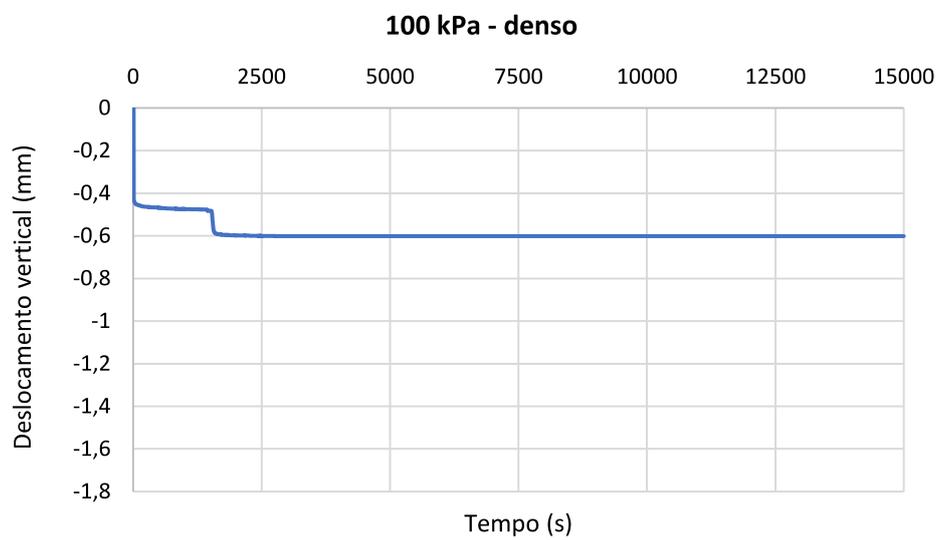
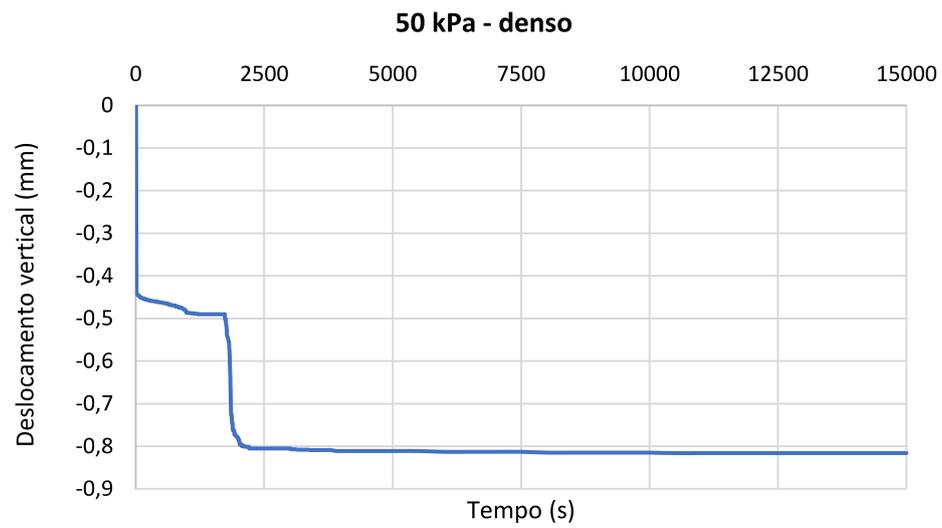


Figura 103 - Curvas de adensamento: amostra C (estado denso).



ANEXO C – CURVAS DE ADENSAMENTO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Figura 104 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra A (estado fofo).

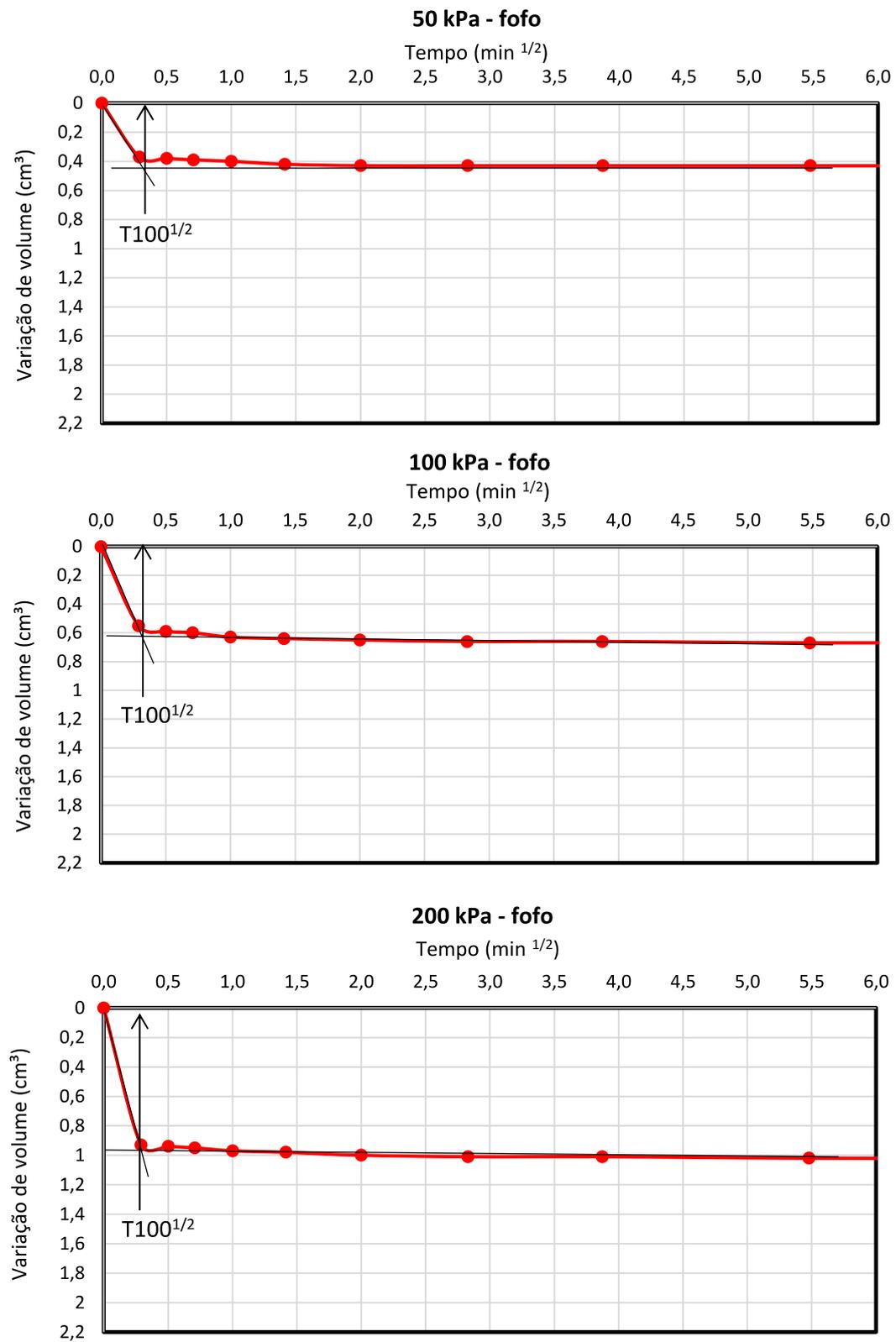


Figura 105 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra A (estado denso).

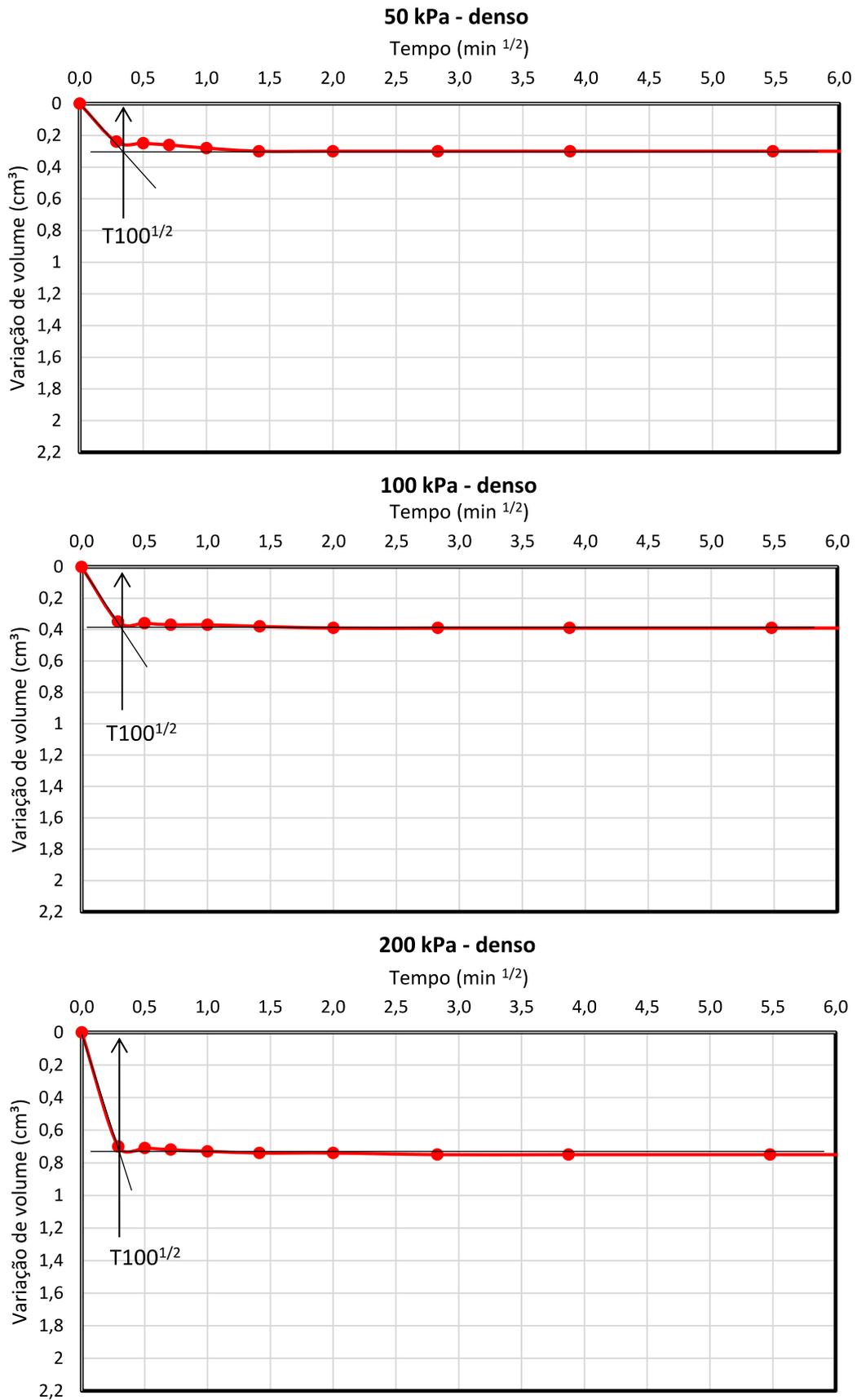


Figura 106 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra B (estado fofo).

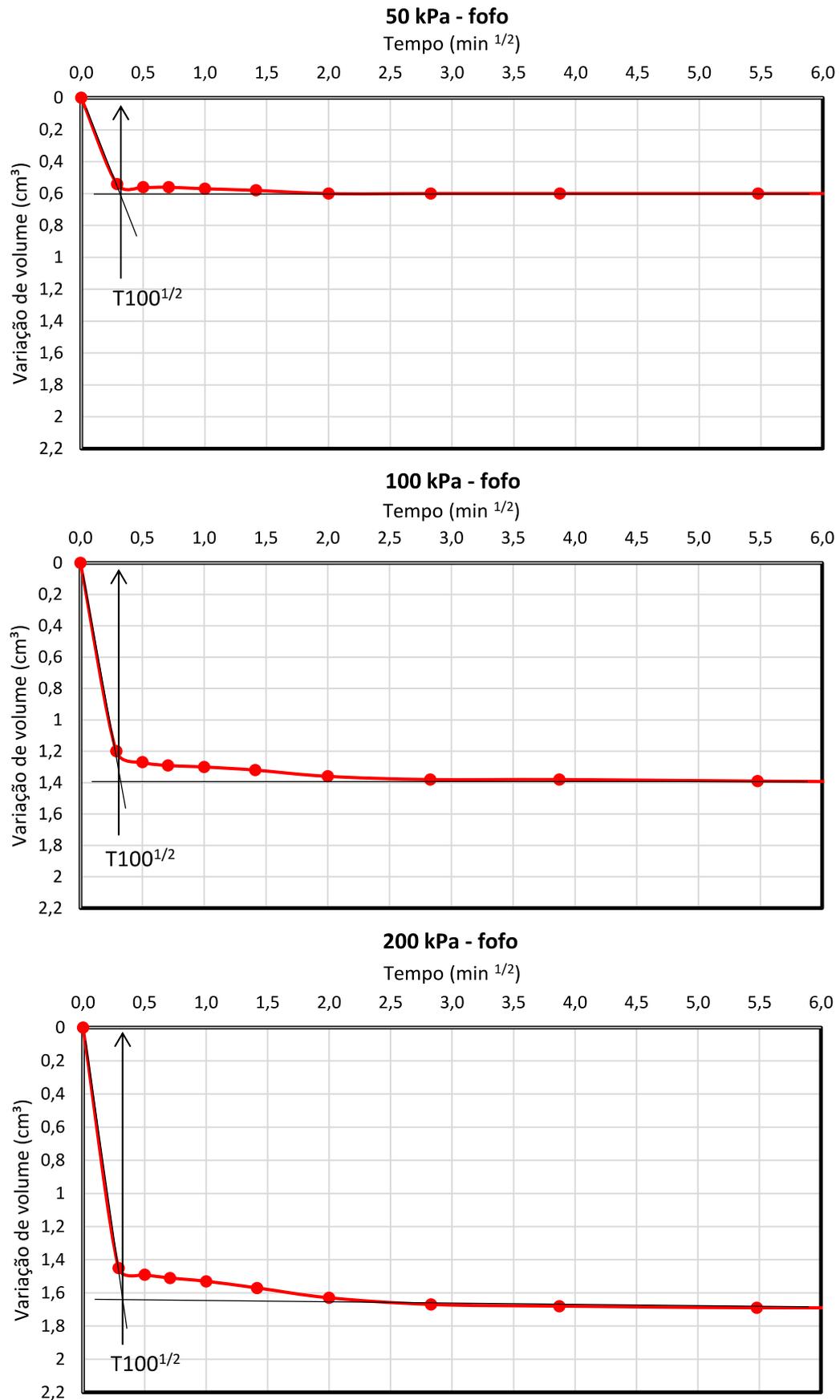


Figura 107 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra B (estado denso).

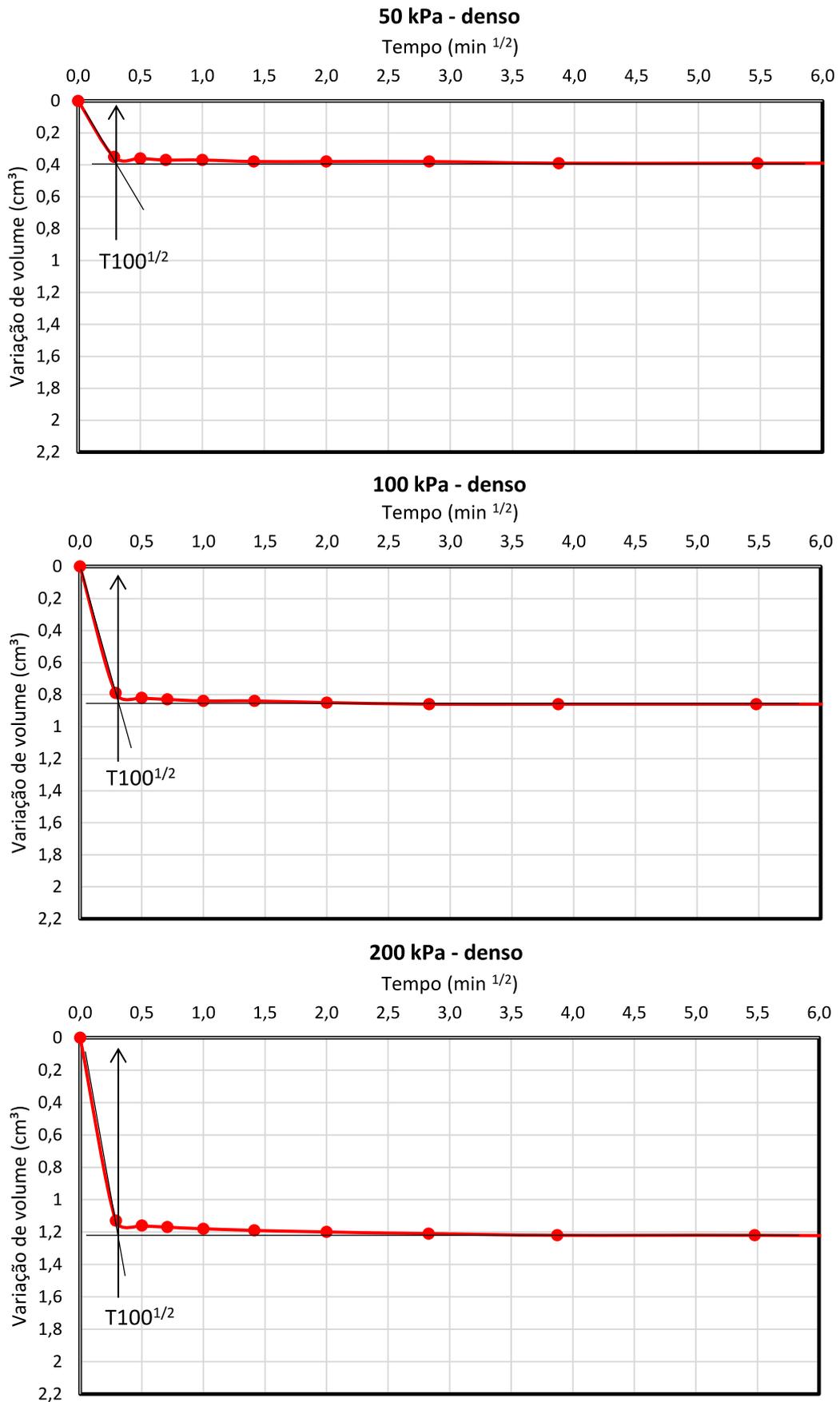


Figura 108 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra C (estado fofo).

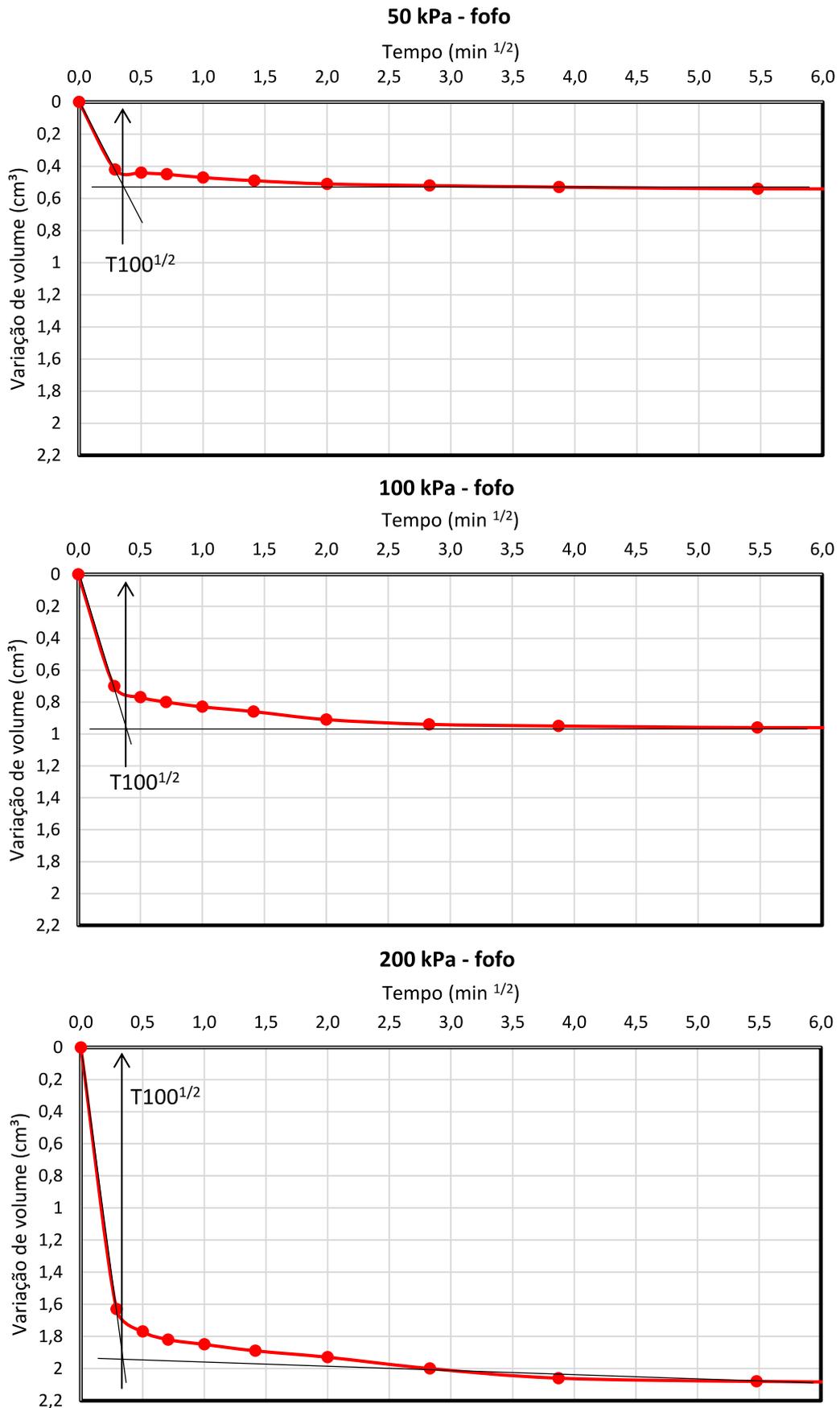


Figura 109 - Curvas de adensamento do triaxial: amostra C (estado denso).

