



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PAULA DE MOURA ESTEVÃO PEROBA

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL
GABROIDE COMPACTADO

NATAL/RN

2023

PAULA DE MOURA ESTEVÃO PEROBA

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL GABROIDE
COMPACTADO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Coorientadora: Prof.^a Dra. Maria del Pilar Durante Ingunza

NATAL/RN

2023

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas – SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Peroba, Paula de Moura Estevão.

Comportamento mecânico de um solo residual gabroide compactado / Paula de Moura Estevão Peroba. - 2023.
73f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Natal, 2024.

Orientação: Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior.

Coorientação: Dra. Maria del Pilar Durante Ingunza.

1. Solo saprolítico - Dissertação. 2. Caracterização geotécnica - Dissertação. 3. Resistência ao cisalhamento - Dissertação. 4. Dilatância - Dissertação. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Ingunza, Maria del Pilar Durante. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 628

PAULA DE MOURA ESTEVÃO PEROBA

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL GABROIDE
COMPACTADO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior – Orientador (UFRN)

Prof.^a Dra. Maria del Pilar Durante Ingunza – Co-orientadora (UFRN)

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Leonardo Flamarion Marques Chaves – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – Examinador Externo (IFRN)

Natal, 29 de novembro de 2023.

Aos meus queridos avós, Zelândia e Hélio, por todo amor que sempre me dedicaram, e pelo exemplo de vida que sempre me inspirou. Os guardarei no coração, sempre.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a toda a minha família por terem me dado condições em todos os aspectos de chegar aonde cheguei. Um agradecimento especial ao meu companheiro Diego, pelo cuidado e apoio diários, e pela paciência e compreensão de entender a minha ausência ou afastamento em alguns momentos, necessários à conclusão desta etapa.

Agradeço imensamente a todo o corpo docente do PPCIVAM pelo aprendizado proporcionado, especialmente aos meus queridos orientadores, prof. Olavo dos Santos e prof.^a Pilar Ingunza, por todos os ensinamentos e a atenção dedicada ao meu processo; e ao corpo técnico administrativo do Centro de Tecnologia da UFRN, com uma menção muito especial ao ex-técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos (agora digníssimo professor), Valteson Santos, sem o qual este trabalho de pesquisa não seria possível.

Reservo uma menção de agradecimento especial ao Laboratório de Caracterização Estrutural de Materiais – LCEM e ao Laboratório de Peneiras Moleculares – LABPEMOL, pela realização das análises de Fluorescência de Raio-X e Difração de Raio-X, respectivamente. Ao LABPEMOL agradeço especialmente pela disponibilidade em realizar a preparação das minhas amostras, mesmo que não fosse o procedimento padrão do laboratório.

Agradeço também a todos os colegas de turma do mestrado, especialmente Ailton, Nicole, Ana, Alex, companheiros de perrengue (principalmente na época das disciplinas, em plena pandemia) e das pequenas vitórias, partes da nossa construção enquanto futuros mestres; e aos colegas Romário e Allan, pela paciência e solicitude em ajudar em vários momentos, desde os trabalhos de campo, até o esclarecimento de dúvidas e troca de ideias em várias oportunidades. Ninguém vence sozinho, por isso acho tão importante reconhecer o essencial papel do coleguismo e da camaradagem no meu processo.

Por fim, agradeço a Deus, à vida, e a mim mesma pela persistência e tenacidade em seguir mesmo através dos desafios e obstáculos. A melhor vitória é não só conseguir superar os próprios limites, mas também vislumbrar novos horizontes.

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”

Arthur Schopenhauer

RESUMO

Investigou-se o comportamento mecânico de um solo saprolítico, originado de rochas gabroides, de ocorrência de aproximadamente 31 km², numa região do semiárido brasileiro. O estudo reuniu dados de análises petrográficas, químicas (FRX) e mineralógicas (DRX), além de testes físicos (caracterização geotécnica e compactação), hidráulicos (de permeabilidade) e mecânicos (triaxiais drenados e não drenados e de adensamento). Os resultados mostraram que o solo é originado de um gabronorito, de comportamento não plástico, classificação SUCS de SW-SM, pouco permeável e pouco compressível. Dos ensaios de compactação, observou-se a propensão do solo a sofrer quebra de grãos, porém, não foi possível caracterizar o fenômeno no solo, no escopo dos ensaios realizados. Os testes mecânicos mostraram que a tensão de escoamento imposta pela compactação, tornou o comportamento do solo similar ao de um solo sobreadensado. Isto ocasionou a geração de poropressões negativas incrementando a resistência do solo, nos ensaios não drenados, e comportamento dilatante, nos ensaios drenados, com a tendência dilatante tendendo a diminuir com o aumento da tensão confinante efetiva. Sob tensões de confinamento maiores, o comportamento passou a ser contrativo e o atingimento da resistência máxima foi seguido de uma significativa queda da resistência, ocasionada pelo acréscimo contínuo de poropressão positiva – uma tendência de comportamento desfavorável a algumas aplicações geotécnicas, pois é indicativo de tendência à liquefação estática do solo quando sob tensões confinantes maiores que a crítica.

Palavras-chave: solo saprolítico, caracterização geotécnica, resistência ao cisalhamento, dilatância, liquefação estática.

ABSTRACT

The mechanical behavior of a saprolitic soil, originating from gabbroic rock formations covering an area of approximately 31 km² in a semi-arid region of Brazil, was investigated. The study involved the collection of data from petrographic, chemical (XRF), and mineralogical (XRD) analyses, as well as a series of physical (geotechnical characterization and compaction), hydraulic (permeability), and mechanical (triaxial and consolidation) tests. The results indicated that the soil originates from a gabronorite and exhibits non-plastic behavior, low permeability and low compressibility, with SUCS classification of SW-SM. During compaction tests, the soil displayed a propensity for grain breakage; however, it was not possible to fully characterize this phenomenon within the scope of the conducted tests. The mechanical tests revealed that the yield stress imposed by compaction made the soil's behavior resemble that of an overconsolidated soil. This led to the generation of negative pore pressures, increasing the soil's strength in undrained tests, and a dilatant behavior in drained tests, where the dilatant tendency decreased as the effective confining stress increased. Under higher confinement stresses, the behavior shifted to a contractive state, and reaching peak strength was followed by a significant reduction in strength due to the continuous increase in positive pore pressure – an unfavorable trend for certain geotechnical applications, as it indicates a predisposition to static soil liquefaction under confining stresses exceeding the critical threshold.

Keywords: saprolitic soil, geotechnical characterization, shear strength, dilatancy, static liquefaction.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Ilustração 2.1 –	Perfil de intemperismo para solos tropicais.....	18
Ilustração 2.2 –	Esquema da hidrólise em silicatos.....	21
Ilustração 2.3 –	Série de Goldich e Bowen.....	22
Ilustração 2.4 –	Alterações minerais de um perfil de solo residual de gabro.....	23
Ilustração 2.5 –	Influência do clima global na profundidade do perfil de intemperismo e na formação dos minerais secundários.....	24
Ilustração 2.6 –	Influência da topografia na intensidade do intemperismo.....	25
Ilustração 3.1 –	Mapa geológico do local de coleta de amostras.....	34
Ilustração 3.2 –	Local de coleta das amostras de solo e rocha.....	35
Ilustração 3.3 –	Preparação das amostras de solo para a caracterização geotécnica.....	39
Ilustração 3.4 –	Equipamentos utilizados na determinação dos limites de Atterberg.....	40
Ilustração 3.5 –	Moldagem dos corpos de prova.....	42
Ilustração 3.6 –	Equipamentos utilizados nos ensaios de permeabilidade.....	43
Ilustração 3.7 –	Equipamentos utilizados no ensaio de adensamento.....	44
Ilustração 3.8 –	Equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais.....	46
Ilustração 4.1 –	Diagramas de classificação da rocha original.....	49
Ilustração 4.2 –	Microfotografias da rocha matriz, mostrando as principais alterações intempéricas.....	50
Ilustração 4.3 –	Difratograma de Raio-X do solo estudado.....	51
Ilustração 4.4 –	Curva granulométrica do solo natural.....	52
Ilustração 4.5 –	Curvas de compactação obtidas do ensaio Proctor Normal.....	53
Ilustração 4.6 –	Resultados do ensaio de adensamento do solo.....	55
Ilustração 4.7 –	Comportamento drenado de resistência ao cisalhamento do solo.....	57
Ilustração 4.8 –	Comportamento não drenado de resistência ao cisalhamento do solo.....	59
Ilustração 4.9 –	Comportamento do parâmetro A de poropressão de Skempton.....	60
Ilustração 4.10 –	Trajетórias de tensões efetivas e envoltórias de resistência.....	62
Ilustração 4.11 –	Curvas granulométricas obtidas das granulometrias submersas.....	64
Ilustração 4.12 –	Comparativo das modificações texturais obtidas das granulometrias submersas, em relação ao solo natural.....	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação de solos residuais proposta por Wesley.....	27
Tabela 2.2 – Classificação de Solos Residuais do GEO de Hong Kong.....	28
Tabela 3.1 – Peneiras utilizadas na granulometria conjunta.....	40
Tabela 3.2 – Tipos e dimensões dos moldes utilizados.....	42
Tabela 4.1 – Mineralogia e composição modal da rocha original.....	48
Tabela 4.2 – Dados de Fluorescência de Raio-X da composição química do solo.....	50
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de permeabilidade.....	54
Tabela 4.4 – Dados do corpo de prova do ensaio edométrico.....	54
Tabela 4.5 – Dados dos corpos de prova dos ensaios de compressão triaxial.....	56
Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência do solo, junto a dados de outros solos saprolíticos.....	63

LISTA DE SIGLAS

ASTM – *American Society for Testing and Materials* (Sociedade Americana de Testes e Materiais)

CID – *Isotropically Consolidated Drained Triaxial Test* (Ensaio Triaxial Adensado Isotropicamente Drenado)

CIU – *Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Test* (Ensaio Triaxial Adensado Isotropicamente Não Drenado)

CP – Corpo de Prova

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DRX – Difração de Raios X

FRX – Fluorescência de Raios X

GEO – *Geotechnical Engineering Office of Hong Kong* (Escritório de Engenharia Geotécnica de Hong Kong)

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

SGB – Serviço Geológico do Brasil

SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

- ρ – Massa específica, em g/cm^3
- ρ_s – Massa específica dos sólidos, em g/cm^3
- ρ_d – Massa específica seca, em g/cm^3
- $\rho_{dm\acute{a}x}$ – Massa específica aparente seca máxima, em g/cm^3
- e – Índice de vazios, adimensional
- $w_{i,f}$ – Teor de umidade inicial e final, respectivamente, em %
- $w_{\acute{o}t}$ – Teor de umidade ótima, em %
- $S_{i,f}$ – Grau de saturação inicial e final, respectivamente, em %.
- k – Coeficiente de permeabilidade, em m/s.
- C_r – Índice de recompressão, adimensional
- C_c – Índice de compressão, adimensional
- C_s – Índice de descarregamento, adimensional
- σ_c' – Tensão confinante efetiva, em kPa
- σ_1' – Tensão efetiva principal maior, em kPa
- σ_3' – Tensão efetiva principal menor, em kPa
- $\sigma_1, \Delta\sigma_1$ – Tensão total principal maior e sua variação, respectivamente, em kPa.
- $\sigma_3, \Delta\sigma_3$ – Tensão total principal menor e sua variação, respectivamente, em kPa.
- σ_d – Tensão desviadora, em kPa, definida como $\sigma_d = \sigma_1' - \sigma_c'$
- $\sigma_{dm\acute{a}x}$ – Resistência máxima, em kPa
- $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$ – Máxima obliquidade
- (σ_1'/σ_3') – Tensão normalizada, em kPa
- ε_a – Deformação axial específica, em %
- ε_{vol} – Deformação volumétrica, em %
- $u, \Delta u$ – Poropressão e variação de poropressão, respectivamente, em kPa
- A – Parâmetro de poropressão de Skempton, em kPa, definido como $A = (\Delta u - \Delta\sigma_3)/(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$
- K_f – Envoltória transformada resistência, representada no espaço s' versus t'
- s' – Eixo das abcissas do espaço de representação das envoltórias transformadas de resistência, em kPa, definido como $s' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$
- t' – Eixo das abcissas do espaço de representação das envoltórias transformadas de resistência, em kPa, definido como $t' = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$

a' – Intercepto coesivo da envoltória transformada de resistência K_f , em kPa

α' – Ângulo de atrito da envoltória transformada de resistência K_f , em graus ($^\circ$)

c' – Intercepto coesivo da envoltória real de resistência, em kPa

Φ' – Ângulo de atrito da envoltória transformada de resistência K_f , em graus ($^\circ$)

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	Estrutura da Dissertação.....	15
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1	Conceito e formação dos solos residuais.....	18
2.2.1	Processos de Intemperismo.....	19
2.2.1.1	<i>Físico.....</i>	19
2.1.1.2	<i>Químico.....</i>	20
2.1.1.3	<i>Biológico.....</i>	22
2.1.2	Fatores controladores da alteração intempérica.....	22
2.1.2.1	<i>Material Parental.....</i>	22
2.1.2.2	<i>Clima.....</i>	24
2.1.2.3	<i>Topografia.....</i>	25
2.1.2.4	<i>Biosfera.....</i>	26
2.2	Classificação dos solos residuais.....	26
2.3	Comportamento geotécnico dos Solos Saprolíticos.....	29
2.3.1	Influência da rocha parental.....	29
2.3.2	Influência do grau de intemperismo.....	30
2.3.3	Anisotropia das propriedades físicas.....	30
2.3.4	Comportamento de tensão-deformação.....	31
2.3.4.1	<i>Amostras indeformadas.....</i>	31
2.3.4.2	<i>Amostras deformadas.....</i>	31
2.3.4.3	<i>Linha de Estado Crítico.....</i>	32
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	33
3.1	Caracterização da área de estudo.....	33
3.2	Coleta de amostras.....	35
3.3	Etapa de laboratório.....	36
3.3.1	Caracterização petrográfica da rocha matriz.....	36
3.3.2	Caracterização geoquímica do solo.....	36
3.3.2.1	<i>Preparação das amostras para DRX e FRX.....</i>	36
3.3.3	Caracterização Geotécnica.....	38
3.3.3.1	<i>Massa específica dos sólidos.....</i>	39

3.3.3.2	<i>Granulometria Conjunta</i>	39
3.3.3.3	<i>Limites de Atterberg</i>	40
3.3.4	Ensaio de Compactação.....	41
3.3.5	Moldagem dos corpos de prova.....	41
3.3.6	Testes Hidráulicos.....	42
3.3.7	Testes Mecânicos.....	44
3.3.7.1	<i>Ensaio de Adensamento</i>	44
3.3.7.2	<i>Ensaio de Compressão Triaxial</i>	45
3.3.8	Ensaio adicionais.....	47
4	RESULTADOS	48
4.1	Caracterização petrográfica da rocha matriz	48
4.2	Caracterização geoquímica do solo	
4.2.2	Fluorescência de Raio-X.....	50
4.2.3	Difração de Raio-X.....	51
4.3	Caracterização geotécnica	51
4.4	Curvas de compactação	53
4.5	Permeabilidade	54
4.6	Testes mecânicos	54
4.6.1	Compressibilidade.....	54
4.6.2	Resistência ao cisalhamento.....	55
4.6.2.1	<i>Comportamento drenado</i>	56
4.6.2.2	<i>Comportamento não drenado</i>	58
4.6.2.3	<i>Trajétórias de Tensões Efetivas e Envoltórias de Resistência</i>	61
4.7	Quebra de grãos.....	63
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
5.1	Sugestões para estudos futuros	66
6.	REFERÊNCIAS	67

1. INTRODUÇÃO

Solos residuais são aqueles formados pelo intemperismo *in situ* da rocha matriz, sem o transporte do material do seu local de origem. A composição química e mineralógica do solo, assim como suas propriedades físicas (cor, textura, estrutura, porosidade, permeabilidade, massa específica, limites de consistência etc.) e mecânicas (compressibilidade, resistência, rigidez, etc.) são significativamente influenciados pela rocha que o gerou e pelas condições ambientais (clima, topografia e biosfera) – que regem o processo de alteração intempérica dos materiais rochosos (Costa, 2012; Chiossi, 2013; Teixeira et. al, 2006; Blight e Leong, 2012).

O processo de formação destes solos não ocorre de maneira uniforme, tendo em vista: a própria natureza do processo de alteração intempérica, que é gradacional no sentido superfície-profundidade, ou através de caminhos preferenciais de percolação da água (fraturas, poros interconectados, foliações etc.); as variações locais das condições ambientais; e a heterogeneidade (composicional, textural ou estrutural) da rocha matriz. Isto torna os solos residuais materiais de caracterização e comportamento geotécnicos complexos e desafiadores de se trabalhar, no contexto de obras de engenharia.

Entretanto, a sua ampla ocorrência ao redor do mundo – consideravelmente superior à dos solos transportados, de ocorrência mais restrita (DNIT, 2006) – faz com que sejam comumente utilizados em obras geotécnicas (Akayuli, Gidigasú e Gawu, 2013; Hamdi e Srasra, 2013; Djarwadi et al., 2016; Miguel, Barreto e Pereira, 2017; Kundiri e Osinubi, 2018; Yong et al., 2019; Emmanuel, Anggraini e Gidigasú, 2019), ainda que, por vezes, seja necessário o melhoramento das suas propriedades mecânicas através da mistura com outros tipos de solo (Indrawan et al., 2006; Ferreira et al., 2022) ou com aditivos (Amadi e Eberemu, 2013). O aproveitamento da massa de solo residual extraída pelas escavações necessárias a uma obra pode, inclusive, reduzir significativamente os custos e o impacto ambiental do empreendimento (Ferreira et al., 2022).

Daí a necessidade de se conhecer as propriedades físicas e o comportamento geotécnico destes solos, principalmente quando compactados (Mello, 1972; Maiolino, 1985; Lee, 1991; Pastore, 1992; Cruz, 1996; Indrawan et al., 2006; Rahardjo et al., 2011; Yan e Li, 2012; Hamdi e Srasra, 2013; Chiu e Ng, 2014; Kundiri e Osinubi, 2018; Emmanuel, Anggraini e Gidigasú, 2019; Ferreira et al., 2022).

Este trabalho teve por objetivo a caracterização geológica e geotécnica de um solo saprolítico compactado. O solo estudado foi originado de rochas gabroides, aflorantes em uma

área de aproximadamente 31 km² (CPRM, 2014), nas adjacências do trecho do Rio Ceará-Mirim entre os municípios de Lajes e Jardim de Angicos, do Estado do Rio Grande do Norte.

A escolha do objeto de estudo deveu-se à sua relevância para região, sendo inclusive utilizada em aplicações construtivas pelos habitantes locais (por exemplo, estradas vicinais). Com os estudos aqui propostos, pretende-se fomentar a discussão sobre o comportamento de tensão-deformação de um tipo de solo residual compactado pouco abordado em pesquisas geotécnicas, em relação àqueles derivados de rochas graníticas, gnáissicas ou basálticas.

1.1 Estrutura da Dissertação

A dissertação segue a estruturação típica de um trabalho experimental. No Capítulo 2 é feita uma breve fundamentação teórica sobre os solos residuais, abarcando os principais aspectos de sua conceituação, formação, classificação, e propriedades geotécnicas – sendo que neste último tópico focou-se no que diz respeito especificamente aos solos saprolíticos. No Capítulo 3 são apresentados os materiais e procedimentos metodológicos utilizados para fins desta pesquisa. No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos das análises e ensaios realizados, assim como sua discussão. No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões e considerações finais do estudo realizado, assim como as sugestões para estudos futuros. Finalmente, no Capítulo 6, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas.

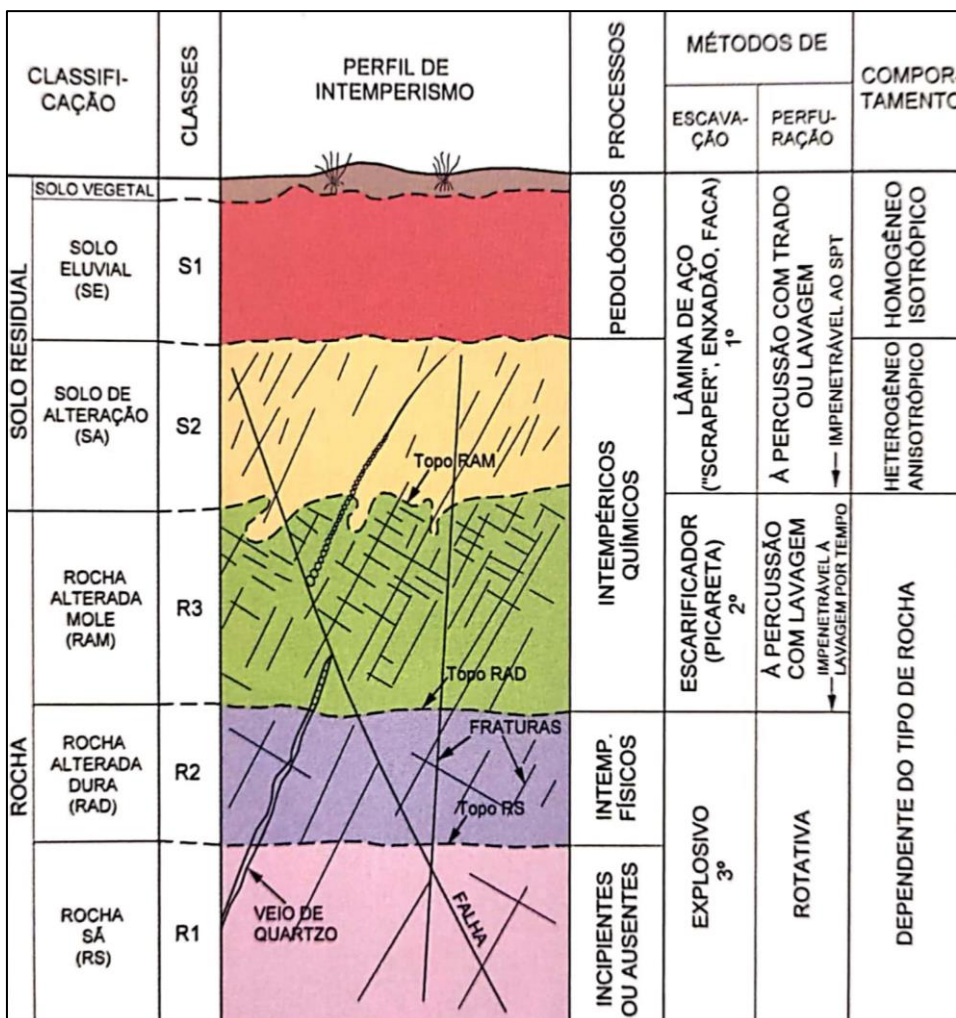
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Conceito e formação dos solos residuais

Solos residuais são aqueles formados pelo intemperismo *in situ* da rocha matriz, sem o transporte do material do seu local de origem (Costa, 2012; Chioffi, 2013. Blight e Leong, 2012), constituindo todo o material escavável por lâmina de aço, seja de trator ou de enxada (ABGE, 2018).

Segundo a definição da ABGE (2018), num perfil de intemperismo, o solo residual engloba os dois primeiros horizontes, distintos pelo grau de ocorrência dos processos pedogenéticos, em que a transição de um para o outro e destes para a rocha é geralmente gradual (Figura 2.1).

Figura 2.1 - Perfil de intemperismo para solos tropicais.

CLASSIFICAÇÃO	CLASSES	PERFIL DE INTEMPERISMO	PROCESSOS	MÉTODOS DE		COMPORTAMENTO
				ESCAVAÇÃO	PERFURAÇÃO	
SOLO RESIDUAL	SOLO VEGETAL		PEDOLÓGICOS	LÂMINA DE AÇO ("SCRAPER", ENXADÃO, FACA) 1º	A PERCUSSÃO COM TRADO OU LAVAGEM ↓ IMPENETRÁVEL AO SPT	HOMOGÊNEO
	SOLO ELUVIAL (SE)		S1			HETEROGÊNEO
	SOLO DE ALTERAÇÃO (SA)		INTEMPÉRICOS QUÍMICOS			ANISOTRÓPICO
ROCHA	ROCHA ALTERADA MOLE (RAM)		INTEMPÉRICOS QUÍMICOS	ESCARIFICADOR (PICARETA) 2º	A PERCUSSÃO COM LAVAGEM IMPENETRÁVEL A LAVAGEM POR TEMPO	DEPENDENTE DO TIPO DE ROCHA
	ROCHA ALTERADA DURA (RAD)		INTEMP. FÍSICOS			
	ROCHA SÁ (RS)		INCIPIENTES OU AUSENTES	EXPLOSIVO 3º	ROTATIVA	

Fonte: Vaz (1996 apud Oliveira e Monticelli, 2018, p. 41).

O mais superficial é o **solo eluvionar**, também denominado de **solo residual maduro**, que é caracterizado pela ausência total da textura e estruturas da rocha original e pela homogeneidade macroscópica da cor, granulometria (fração argila à areia fina) e composição mineralógica (argilominerais e minerais de rocha quimicamente inertes, comumente o quartzo). O subjacente ao primeiro é o **solo de alteração** – também denominado **solo residual jovem ou solo saprolítico** – que consiste na camada que ainda se encontra em processo de alteração intempérica, onde os processos pedogenéticos estão em andamento ou são incipientes e muito limitados. Este diferencia-se do primeiro pela alta heterogeneidade, devida à manutenção pelo solo da textura e estruturas da rocha original, caracterizando-se macroscopicamente pela cor e granulometria variadas – que pode ser da fração argila à areia grossa, com a presença ou não de pedriscos, blocos ou matacões – e mineralogia constituída principalmente por argilominerais neoformados, minerais de rocha em processo de alteração química para argilominerais, e minerais quimicamente inertes.

2.1.1 Processos de Intemperismo

Os solos residuais são formados por processos de intemperismo físico, químico e biológico, em que a estrutura e os minerais constituintes da rocha matriz se decompõem, para formar substâncias mais estáveis. A natureza, velocidade e intensidade das reações de alteração dependem de alguns fatores: material parental, clima, topografia e biosfera.

A seguir, serão apresentados mais detalhadamente os tipos de intemperismo, bem como os fatores controladores dos processos de alteração intempérica.

2.1.1.1 Físico

Os processos do intemperismo físico ocasionam a desagregação e a fragmentação das rochas, com separação dos grãos minerais antes coesos, transformando a rocha inalterada em material descontínuo, friável, e mais permeável à percolação de fluidos quimicamente reativos. Tais processos consistem em: formação de juntas de alívio de pressão após o soergimento do maciço rochoso de níveis crustais mais profundos para níveis mais superficiais, com a erosão do material sobrejacente; deformação térmica diferencial, e pressão por cristalização de sais dissolvidos em fluidos percolantes. (Teixeira et al., 2006; Blight e Leong, 2012).

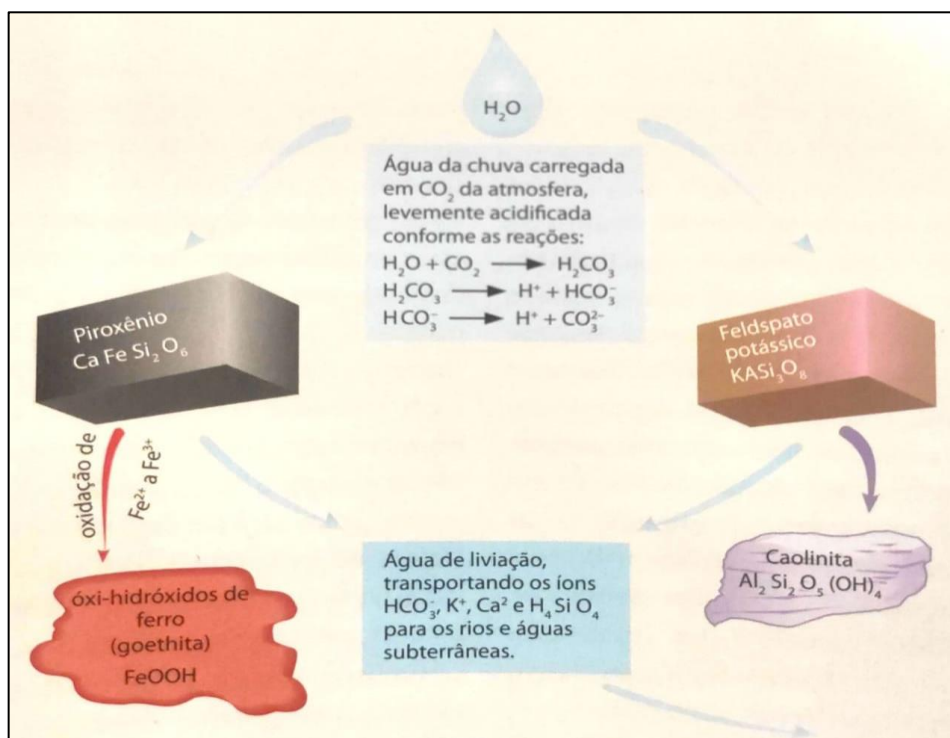
2.1.1.2 Químico

De acordo com Teixeira et al. (2006), os processos de intemperismo químico variam de acordo com as características do material, as condições climáticas, e o grau de desenvolvimento da cobertura vegetal. Em ambientes em que o pH das águas percolantes é majoritariamente de 5 a 9 a reação predominante é a hidrólise; enquanto em ambientes com águas de pH inferior a 5 a reação que predomina é a acidólise. Por fim, as reações de hidratação, dissolução e oxidação são reações de efeito mais localizado, restringindo-se à alteração de certos tipos de minerais ou ao comportamento de determinados elementos. Inclusive, segundo Blight e Leong, (2012), os produtos da oxidação têm geralmente um volume específico maior do que os minerais de origem, o que aumenta o índice de vazios da rocha e contribui para a sua diminuição física.

A hidrólise é considerada a mais importante das reações, por ser a mais representativa da superfície terrestre (Zaruba e Mencl, 1976). Ocorre quando a água da chuva é acidificada pela reação com o CO₂ da atmosfera, com a formação de ácido carbônico e liberação de íons H⁺. Os íons H⁺ reagem com os minerais constituintes das rochas, ocasionando o deslocamento dos cátions alcalinos (principalmente K⁺ e Na⁺) e alcalinos-terrosos (principalmente Ca²⁺ e Mg²⁺) e, conseqüentemente, o rompimento de ligações químicas, com a liberação dos elementos Al e Si em íons isolados ou polimerizados para a fase fluida. Esses elementos podem recombinar-se ocasionando a formação de minerais secundários, quimicamente mais estáveis como argilominerais e óxi-hidróxidos de ferro (processo de oxidação) e de alumínio (Mitchell, 1976; Teixeira et al., 2006).

Em ambientes de alta pluviosidade e drenagem eficiente, a hidrólise é total, com a total eliminação de Si e dos cátions alcalinos e alcalinos-terrosos, no que resta apenas óxi-hidróxidos de Al (gibbsita) e Fe (normalmente goethita e hematita). Entretanto, em condições de drenagem menos eficientes, a hidrólise é parcial, com o perfil de solo mantendo parte cátions dissolvidos e/ou da sílica; e há a neoformação de argilominerais, mais comumente caolinita e/ou esmectita, a depender da geoquímica presente (Teixeira et al., 2006) e de outros fatores, a serem apresentados nas próximas seções. A **Figura 2.2** mostra uma representação esquemática da alteração por hidrólise em silicatos.

Adicionalmente, é possível ocorrer a transformação de um argilomineral secundário em outro (por exemplo, de illita para montmorilonita), através da reação do mineral original com soluções percolantes por trocas catiônicas; isto não alterará a estrutura básica do mineral, mas pode mudar o espaçamento entre as camadas cristalinas, modificando significativamente suas propriedades físicas (Blight e Leong, 2012).

Figura 2.2 – Esquema da hidrólise em silicatos

Legenda: No feldspato potássico, a presença de água e ácido carbônico permite a entrada de H⁺ substituindo o K⁺, que é totalmente eliminado pela solução de lixiviação; e a sílica é apenas parcialmente eliminada, recombina-se com o alumínio para formar o argilomineral secundário caolinita (hidrólise parcial). O piroxênio tem seu conteúdo de sílica eliminado pela solução de lixiviação; e o ferro sofre oxidação e se precipita na forma de óxi-hidróxidos, normalmente goethita (hidrólise total).

Fonte: Teixeira et al. (2006, p. 216)

2.1.1.3 Biológico

O intemperismo biológico inclui tanto a ação física (por exemplo, fragmentação da rocha por crescimento de raízes em suas fissuras), quanto a química (por exemplo, oxi-redução bacteriológica de ferro e compostos de enxofre (Blight e Leong, 2012).

2.1.2 Fatores controladores da alteração intempérica

2.1.2.1 Material Parental

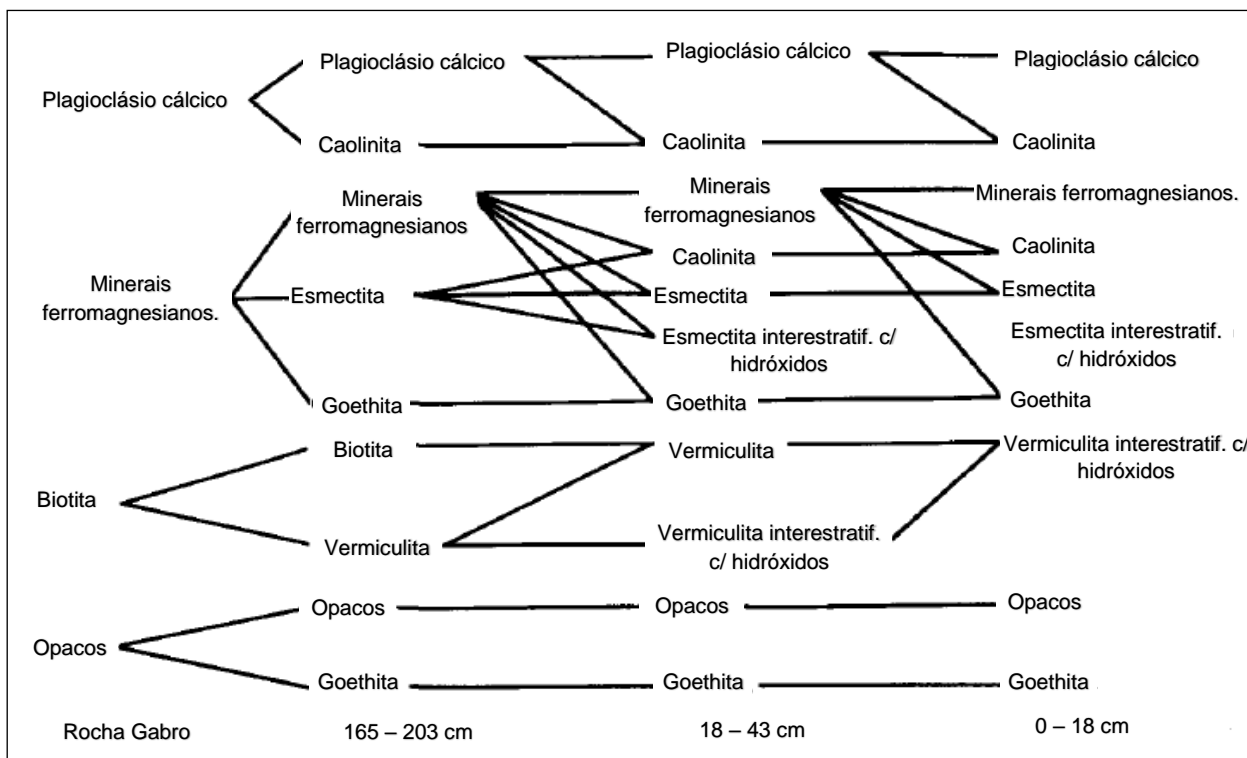
As alterações intempéricas das rochas depende dos seus minerais constituintes, de sua textura e de sua estrutura. A série de Goldich (**Figura 2.3**), representa a sequência normal de estabilidade dos principais minerais frente ao intemperismo. Esta, no caso dos minerais silicáticos de origem magmática (olivinas, piroxênios, anfibólios, micas, plagioclásios e k-feldspatos), é análoga à série de Série de Bowen, referente à ordem de cristalização dos minerais a partir do magma, que ocorre do mineral mais instável para o mais estável quimicamente (Teixeira et al., 2006; Blight e Leong, 2012). A **Figura 2.4** mostra uma proposta das alterações minerais ocorridas num perfil de solo residual de gabro (Buol e Weed, 1991).

Figura 2.3 – Série de Goldich e Bowen



Legenda: Ordem de estabilidade dos minerais mais comuns frente ao intemperismo (Série de Goldich), compara com a Série de Reações de Bowen. **Fonte:** Teixeira et al. (2006, p. 221).

Figura 2.4 – Alterações minerais de um perfil de solo residual de gabro.



Legenda: Perfil de solo residual de gabro da região de Piemonte do Estado da Carolina do Norte, nos Estados Unidos. **Fonte:** Buol e Weed (1991).

A textura e as estruturas presentes na rocha original influenciam na velocidade e intensidade do intemperismo químico, uma vez que condicionam a permeabilidade e, conseqüentemente, a taxa de infiltração de água na rocha. Assim, rochas sedimentares mais arenosas, tendem a se alterar mais rapidamente do que rochas argilosas ou com cimentação bem desenvolvida; rochas ígneas com arranjos mais compactos e texturas mais grossas (ex.: gabros) tendem a se alterar mais lentamente do que rochas menos compactas e de textura mais fina (ex.: basaltos vesiculares); e rochas com mais descontinuidades (ex: juntas, fraturas, falhas, foliação) tendem a se alterar mais rapidamente do que rochas mais homogêneas. A intensidade das alterações tende a reduzir com a profundidade; porém, a velocidade das reações tende a acelerar-se com o tempo, à medida que o manto intempérico se desenvolve, permitindo, também, maior infiltração pelas águas (Teixeira et al., 2006; Blight e Leong, 2012).

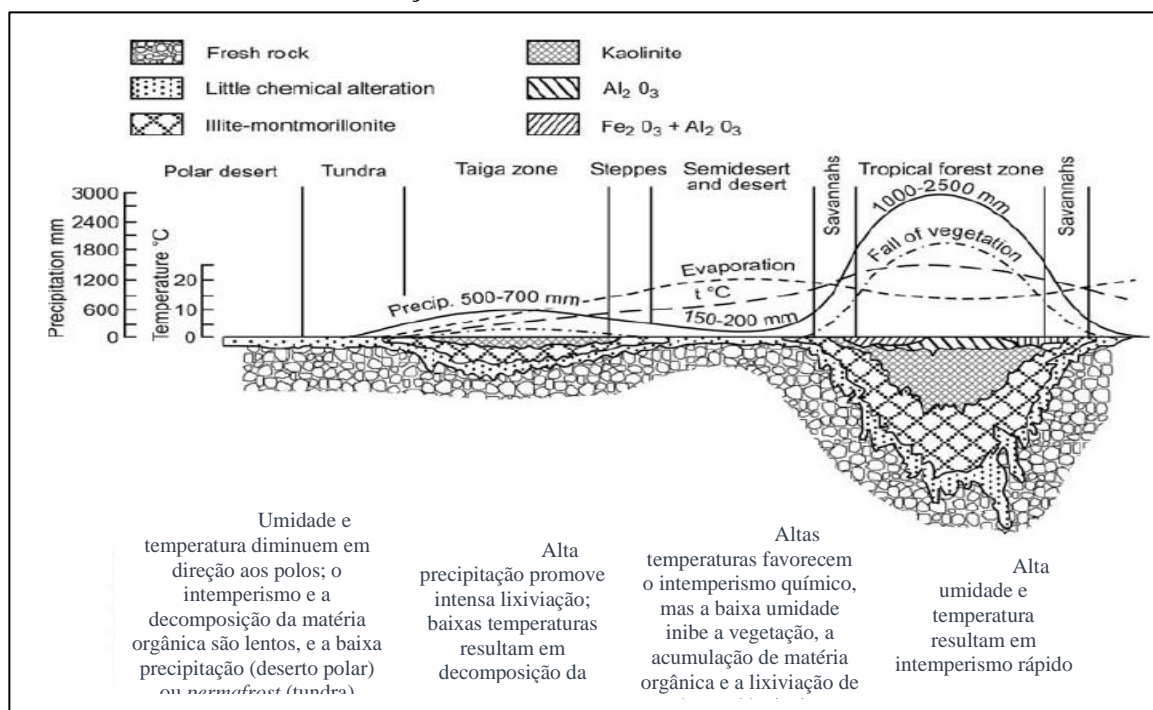
2.1.2.2 Clima

A pluviosidade e a temperatura são os dois parâmetros climáticos reguladores da natureza e velocidade das reações de intemperismo (**Figura 2.5**). Por isso, o intemperismo físico predomina em climas mais secos e o intemperismo químico, em climas tropicais úmidos.

A temperatura desempenha um papel duplo, pois ao mesmo tempo em que acelera as reações químicas (a cada 10°C a velocidade das reações aumenta de duas a três vezes), também aumenta a evapotranspiração, diminuindo a quantidade de água disponível para a lixiviação dos produtos solúveis.

O volume e a distribuição das chuvas definem os produtos de intemperismo químico dos solos residuais de cada local. Assim, em climas de baixa pluviosidade, a fração argilosa é constituída por argilominerais 2:1, do grupo das esmectitas; em climas de pluviosidade intermediária, predominam argilominerais 1:1, do tipo caolinita; e em climas de alta pluviosidade, ocorrem argilominerais do tipo caolinita e óxidos-hidróxidos de ferro e alumínio.

Figura 2.5 – Influência do clima global na profundidade do perfil de intemperismo e na formação dos minerais secundários.



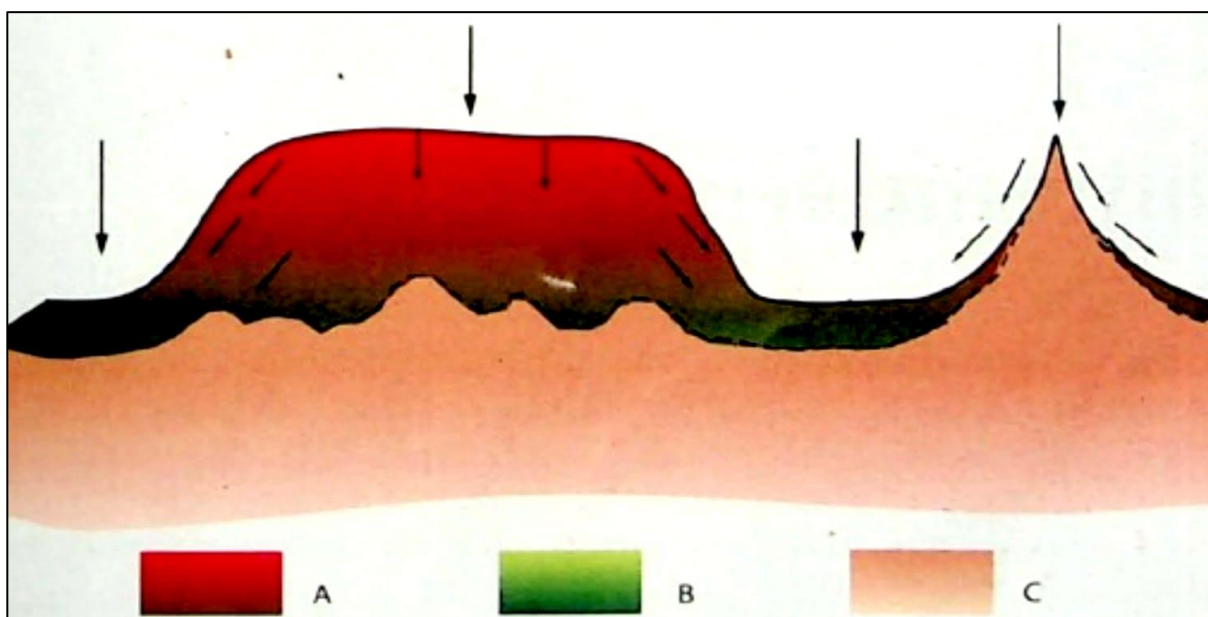
Fonte: Strakhov (1967 apud Blight e Leong, 2012, p. 6).

2.1.2.3 Topografia

A topografia, juntamente com a cobertura vegetal, regula a velocidade do escoamento superficial das águas meteóricas. O intemperismo químico será mais intenso – e o solo residual, mais profundo – em situações em relevos que permitam a infiltração e percolação de água em volume e tempo suficientes para a ocorrência das reações químicas, e a drenagem para a lixiviação dos produtos solúveis.

Assim, em encostas muito íngremes, o perfil de alteração não se aprofunda, pois a água escoou muito rapidamente. Em áreas muito planas, a água não escoou suficientemente, tornando-se concentrada nos componentes solúveis e perdendo a capacidade de promover as reações de alteração e de lixiviação, o que resulta em perfis de solo pouco profundos com argilominerais 2:1 (grupo das esmectitas). O relevo ideal para o desenvolvimento de perfis de solo residual profundos e evoluídos (ou seja, onde predomina os minerais secundários pobres em componentes potencialmente solúveis) é o de platô com encostas suaves (**Figura 2.6**).

Figura 2.6 – Influência da topografia na intensidade do intemperismo



Legenda: Setor A – boa infiltração e boa drenagem favorecem o intemperismo químico; Setor B – boa infiltração e má drenagem desfavorecem o intemperismo químico; Setor C – má infiltração e má drenagem desfavorecem o intemperismo químico e favorecem a erosão. **Fonte:** Teixeira et al. (2006, p. 225).

2.1.2.4 Biosfera

A presença de cobertura vegetal em uma região, bem como seu tamanho e densidade, irá influenciar diretamente na velocidade de escoamento e na qualidade das águas, como agente do intemperismo químico. Processos orgânicos diminuem o pH das águas percolantes, o que define o tipo de reação intempérica que ocorrerá (acidólise ou hidrólise) e até os minerais secundários gerados. Por exemplo, o alumínio, normalmente pouco solúvel, torna-se bastante solúvel em meios de $\text{pH} < 4$. Alguns exemplos destes processos são: a decomposição da matéria orgânica, com liberação de CO_2 – cuja concentração nos poros do solo pode atingir valores até 100 vezes maiores do que na atmosfera; metabolismo das plantas, que ocasiona uma maior concentração de íons H^+ próximo das raízes; e ácidos orgânicos produzidos por microorganismos com capacidade de extrair até mil vezes mais Fe e Al dos silicatos do que a água das chuvas.

2.2 Classificação dos solos residuais

Conforme exposto por Blight e Leong (2012), o processo de alteração dos solos residuais é gradacional e heterogêneo, não ocorrendo da mesma forma (em termos de intensidade e da profundidade alcançada) para todos os tipos de solo, ou para um mesmo tipo de solo ocorrendo em regiões de condições ambientais distintas. Tais peculiaridades fazem com que a sua classificação pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS (Casagrande, 1947; Taylor, 1948), formulado originalmente para solos transportados, não os abarque plenamente, podendo, inclusive ser ambígua.

Tal ambiguidade é atribuída pelos autores à microestrutura destes solos, que ocorre em três níveis: i) elementar, representado pelos grãos minerais que compõem o solo; ii) assembleias, formadas por agregados ou matrizes de partículas elementares, arranjadas de diferentes formas; e iii) microtexturas compostas, formadas por combinações de diferentes tipos de agregados e matrizes. A heterogeneidade do solo é dada pela variedade de tipo dos seus constituintes, bem como suas distribuições.

Assim, em um solo residual, um “grão” da fração areia pode ser, na verdade, um aglomerado de grãos minerais menores com arranjo próprio – ou seja, distinto da massa de solo em que está inserido – e facilmente desagregado quando submetido a tensão, o que pode resultar em análises incorretas do comportamento mecânico do solo, frente à sua classificação SUCS.

Além disso, os argilominerais presentes em alguns solos residuais podem lhes atribuir características que não são compatíveis com aquelas normalmente associadas com um solo do mesmo grupo de sua classificação SUCS.

Finalmente, a classificação do SUCS foi proposta com foco nas propriedades do solo em seu estado perturbado, não considerando, portanto, a influência *in situ* das características texturais e estruturais reliquias herdadas da rocha original, no caso dos solos residuais.

Existem classificações formuladas especificamente para solos residuais, de forma a complementar a utilização da SUCS. A proposta por Wesley (2010) visou classificar os solos residuais com base na sua mineralogia e nas suas micro e macroestruturas, de forma a agrupar aqueles com propriedades geotécnicas semelhantes (**Tabela 2.1**). E o *Geotechnical Engineering Office – GEO* (2017), de Hong Kong, formulou uma classificação de solos residuais de acordo com o seu grau de alteração (**Tabela 2.2**).

Tabela 2.1 – Classificação de solos residuais proposta por Wesley.

Grupo		Exemplos	Formas de identificação	Propriedades de engenharia
Principal	Subgrupo			
Grupo A Sem forte influência mineralógica	(a) Forte influência da macroestrutura	Altamente alterados, derivados de rochas ígneas ácidas a intermediárias ou sedimentares	Inspeção visual	Grande grupo de solos (incluindo saprolíticos). Comportamento dominado pela influência das descontinuidades
	(b) Forte influência da microestrutura	Completamente alterados, derivados de rochas ígneas ou sedimentares	Inspeção visual; avaliação da sensibilidade	Essencialmente homogêneos. Coesão primária (reliquiar) ou coesão secundária (alteração intempérica) são importantes.
	(c) Pouca ou nenhuma influência da estrutura	Derivados de rochas homogêneas	Pouca ou nenhuma sensibilidade; aparência uniforme	Tendência a se comportar como solos moderadamente sobreadensados
Grupo B Fortemente influenciados p/ argilominerais comuns	Esmectitas	Minerais escuros formados em condições de má drenagem	Cor escura (cinza a preta) e alta plasticidade	Encontrados em áreas planas ou rebaixadas. Baixa resistência e alta compressibilidade e capacidade de expansão e contração.
Grupo C Fortemente influenciados p/ argilominerais encontrados apenas em solos residuais	Alofana	Derivados de cinzas vulcânicas em climas tropicais úmidos ou temperados	Posição na carta de plasticidade; mudanças irreversíveis após secagem	Teor de umidade e limites de Atterberg elevados. Propriedades de engenharia boas, mas a alta sensibilidade pode dificultar terraplanagem.
	Haloisita	Derivados de material vulcânico, especialmente argilas vermelhas tropicais	Cor avermelhada, topografia de boa drenagem, origem vulcânica	Granulação fina, com plasticidade de baixa a média e baixa atividade. Propriedades de engenharia geralmente boas.
	Oxi-hidróxidos: gibbsita, goethita e hematita	Lateritas ou argilas lateríticas	Não plástico ou de baixa plasticidade	O comportamento varia de argila siltosa de baixa plasticidade a cascalho. Produtos de um longo processo de intemperismo.

Fonte: Traduzido de Wesley (2010 apud Blight e Leong, 2012, p. 59)

Tabela 2.2 – Classificação de Solos Residuais do GEO de Hong Kong.

Termo Descritivo	Símbolo	Características gerais para rochas graníticas e vulcânicas e outras rochas de resistência equivalente no estado são
Solo Residual	VI	Textura da rocha original totalmente destruída Desagregável pela pressão da mão ou dos dedos em grãos constituintes
Completamente Decomposto	V	Textura da rocha original preservada Desagregável pela pressão da mão ou dos dedos em grãos constituintes Facilmente entalhado pela ponta do martelo geológico Se desagrega quando imerso em água Completamente descolorado, comparado à rocha sã
Altamente Decomposto	IV	Pode ser quebrada com a mão em pedaços menores Emite um som abafado quando atingido pelo martelo geológico Não é facilmente entalhado pela ponta do martelo geológico Não se desagrega quando imerso em água Completamente descolorado, comparado à rocha sã
Moderadamente Decomposto	III	Normalmente não quebrável com a mão, mas facilmente quebrável com o martelo geológico Emite um som abafado ou um leve som de sino quando atingido pelo martelo geológico Completamente manchado
Levemente Decomposto	II	Não é facilmente quebrado pelo martelo geológico Emite um som de sino quando atingido pelo martelo geológico Conserva a cor da rocha sã, mas apresenta-se manchado perto das superfícies de juntas
Rocha Sã	I	Não é facilmente quebrada pelo martelo geológico Emite um som de sino quando atingido pelo martelo geológico Sem sinais visíveis de decomposição (ex.: descoloração)

Fonte: Modificado de GEO (2017, p. 71).

2.3 Comportamento geotécnico dos Solos Saprolíticos

A forma, tamanho e arranjo dos grãos e o índice de vazios dos solos saprolíticos são significativamente influenciados pela rocha que o gerou, assim como seu comportamento geotécnico, (Frazier e Graham 2000; Scarciglia et al. 2005; Blight e Leong, 2012), particularmente no caso do solo indeformado (Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020). Para Yan e

Li (2012), entretanto, ensaios mecânicos em amostras deformadas constituem referências mais robustas na investigação do comportamento destes materiais naturais, tendo em vista a alta anisotropia de suas propriedades físicas – que tendem a variar localmente de acordo com as condições ambientais, rocha parental, e grau de intemperismo.

2.3.1 Influência da rocha parental

Muitos estudos focaram em investigar a influência da textura e estrutura herdadas da rocha na resistência e rigidez destes solos. a

Wang e Yan (2006) atribuíram a ocorrência de tensões de pré-adensamento ou escoamento sob compressão isotrópica em amostras indeformadas de dois solos saprolíticos (originados de granitos e tufos vulcânicos) à coesão primária entre as partículas constituintes do solo, herança textural da rocha parental.

Yan e Li (2011), Liu et al. (2015) e Elkamhawy, Zhou e Wang (2020) constataram, através de ensaios triaxiais convencionais, que a resistência e a rigidez do solo se mostraram maiores em amostras indeformadas do que em amostras perturbadas pelo mesmo motivo, principalmente quando sob regime de tensões baixas; mas que, entretanto, a influência da textura herdada decresceu com o aumento das tensões confinante efetiva e desviadora. Por causa da diferença significativa de comportamento do solo intacto para o solo perturbado, é necessário especial cuidado nos estudos de declives do solo *in situ*, para a obtenção de resultados mais confiáveis e representativos (Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020).

Pastore (1992) constatou em seu trabalho, sobre tratamento de solos saprolíticos em fundações de barragens de concreto-gravidade, que em solos gerados de rochas foliadas ou com acamamento, o comportamento de resistência do solo é anisotrópico, variando de acordo com a relação angular entre a direção da tensão aplicada e os planos de descontinuidade representados pelas estruturas herdadas da rocha matriz.

2.3.2 Influência do grau de intemperismo

Outros autores focaram em investigar aspectos do comportamento geotécnico dos solos saprolíticos decorrentes do seu próprio processo de alteração intempérica. Apesar dos processos intempéricos produzirem majoritariamente solos bem graduados (Chiu e Ng, 2014; Rocchi et

al., 2017), Ng et al. (2004) mostrou que teor de finos tem influência significativa nas características mecânicas dos solos residuais, podendo contribuir para a ocorrência de liquefação estática, sob regimes de baixas tensões e condições não drenadas de resistência (por exemplo, o efeito de forte precipitações ou rápida elevação do nível freático sob taludes ou encostas), tendo em vista que dificultam a drenagem e retêm água na massa de solo, diminuindo a tensão efetiva atuante.

2.3.3 Anisotropia das propriedades físicas

Outros trabalhos buscaram compreender a influência da heterogeneidade das propriedades físicas destes solos em seu comportamento mecânico.

Mello (1972) demonstrou que a ocorrência de nucleações mais resistentes, com estruturas reliquias da rocha de origem, junto com a matriz mais fina do solo já desagregado, podem conferir significativa variação horizontal da compressibilidade do solo e, conseqüentemente, dos recalques calculados para cada ponto.

Mori (1983) abordou a problemática de se utilizar parâmetros obtidos de curvas de compactação de ensaios de laboratório no contexto de campo. Isto porque a ocorrência de nucleações reliquias da rocha original resulta numa distribuição heterogênea da água nestes solos, tendo em vista que tais nucleações apresentam, em geral, umidades mais elevadas do que a matriz que as envolvem. Quando compactados em campo, esta heterogeneidade fica mais evidente, pois muitos destes torrões mais resistentes se mantêm intactos. Em laboratório, entretanto, a destruição da estrutura original do solo é mais intensa, o que provoca a liberação da água anteriormente retida no interior dos torrões e induz uma atividade irreal da fração fina. Se teores de umidade e métodos de compactação diferentes geram curvas de compactação distintas para uma mesma amostra de solo (Seed e Chan, 1959a; 1959b; Lee e Haley, 1968), no caso dos solos saprolíticos essa divergência tende a ser ainda maior.

É imprescindível, portanto, que parâmetros referentes à compactação de solos saprolíticos para fins de projetos de engenharia sejam obtidos através de ensaios de campo, tendo em vista que as simulações de laboratório para este tipo de solo são muito precárias (Maiolino, 1985; Cruz, 1996); e que os cálculos dos seus parâmetros de resistência sejam feitos com base numa grande densidade amostral de ensaios, especialmente bem distribuídos, tendo em vista a grande anisotropia de suas propriedades físicas e, conseqüentemente, do seu comportamento mecânico.

2.3.4 Comportamento de tensão-deformação

2.3.4.1 Amostras indeformadas

Testes triaxiais convencionais drenados realizados por Chiu e Ng (2014), Liu et al. (2015) e Elkamhawy, Zhou e Wang (2020) em amostras indeformadas de solos saprolíticos graníticos demonstraram comportamentos de tensão-deformação de amolecimento, independente do grau de adensamento. Liu et al. (2015) e Elkamhawy, Zhou e Wang (2020) observaram um comportamento dilatante do solo a baixos níveis de tensão, o qual tendeu a diminuir com o aumento da tensão confinante efetiva, até inverter para um comportamento contrativo, a altos níveis de tensão. Chiu e Ng (2014) constatou, ainda, que os corpos de prova provenientes de solos saprolíticos menos intemperizados – grau IV da classificação de GEO (2017) – demonstraram uma dilatação maior do que aqueles provenientes de solos ligeiramente mais maduros – grau V da classificação de GEO (2017).

Os testes não drenados feitos por Elkamhawy, Zhou e Wang (2020) mostraram comportamento de endurecimento, independentemente da tensão confinante efetiva, com uma transformação de fase (resposta inicialmente dilatante, que posteriormente inverte para contrativa).

2.3.4.2 Amostras deformadas

Testes triaxiais drenados realizados em amostras saturadas normalmente consolidadas e sobreadensadas de solos saprolíticos granítico mostraram comportamentos de resistência de endurecimento para todas as amostras. Entretanto, enquanto os espécimes normalmente adensados e levemente sobreadensados apresentaram comportamento contrativo, aqueles intensamente sobreadensados demonstraram comportamento dilatante (Ng e Chiu, 2003; Ng et al., 2004; Yan e Li, 2012; Liu et al., 2015). Elkamhawy, Zhou e Wang (2020), entretanto, encontrou apenas comportamento de endurecimento com resposta contrativa, independente da tensão de adensamento.

Testes não drenados tenderam a demonstrar trajetórias de tensões mais complexas (Yan e Li, 2012). Em espécimes normalmente consolidados observou-se um comportamento de amolecimento com resposta contrativa. Por outro lado, os solos levemente e intensamente

sobreadensados tiveram comportamento de amolecimento e endurecimento, respectivamente. No caso dos corpos de prova levemente sobreadensado, o solo demonstrou tendência contrativa. Os intensamente sobreadensados, entretanto, demonstraram mais de uma transformação de fase, assumindo inicialmente um comportamento dilatante, seguido de uma breve inversão para o comportamento contrativo, para depois retornar para o primeiro, até atingir o estado crítico, se assemelhando ao comportamento observado em solos arenosos compactos.

O comportamento de amolecimento também foi observado por Ng e Chiu (2003) em testes não drenados com amostras recompostas de um solo saprolítico granítico, em que os corpos de prova no estado fofo tiveram resposta contrativa, e os espécimes no estado compacto, resposta dilatante. Portanto, a história de tensões sofridas pelo solo, ou seja, sua razão de sobreadensamento (RSA) tem significativa influência no seu comportamento de tensão-deformação.

Elkamhawy, Zhou e Wang (2020), entretanto, observou o comportamento de endurecimento para todos os corpos de prova, independentemente do nível de tensão (apesar de não ter entrado no mérito do grau de sobreadensamento), com mais de uma transformação de fase (comportamento dilatante/contrativo/dilatante, nesta ordem).

2.3.4.3 Linha de Estado Crítico

Em todos os estudos consultados (Ng e Chiu, 2003; Ng et al., 2004; Wang e Yan, 2006; Yan e Li, 2012; Liu et al., 2015; Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020), tanto as amostras indeformadas quanto as perturbadas dos solos saprolíticos graníticos demonstraram uma única Linha de Estado Crítico, independentemente dos estados iniciais, das condições de drenagem e do grau de adensamento.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho teve uma etapa de campo, para coleta de amostras; e uma etapa de laboratório. A de laboratório consistiu em: *i*) caracterização petrográfica da rocha matriz; *ii*) caracterização geoquímica do solo; *iii*) caracterização geotécnica (massa específica dos sólidos, análise granulométrica e determinação dos limites de Atterberg); *iv*) ensaios de compactação; *iv*) testes hidráulicos (permeabilidade); e *v*) testes mecânicos (adensamento e resistência ao cisalhamento). A seguir, será feita uma breve caracterização da área de estudo e o detalhamento dos procedimentos metodológicos de campo e laboratório.

3.1 Caracterização da área de estudo

A área de estudo insere-se no domínio geomorfológico da Depressão Sertaneja, a qual é caracterizada por superfícies predominantemente aplainadas a suavemente onduladas, com cotas variando entre 60 e 200 m, e, por vezes, pontilhadas por inselbergs e maciços montanhosos isolados ou parcialmente desfeitos por resistência diferencial ao intemperismo, formando um relevo de morros e serras baixas (IBGE, 1995).

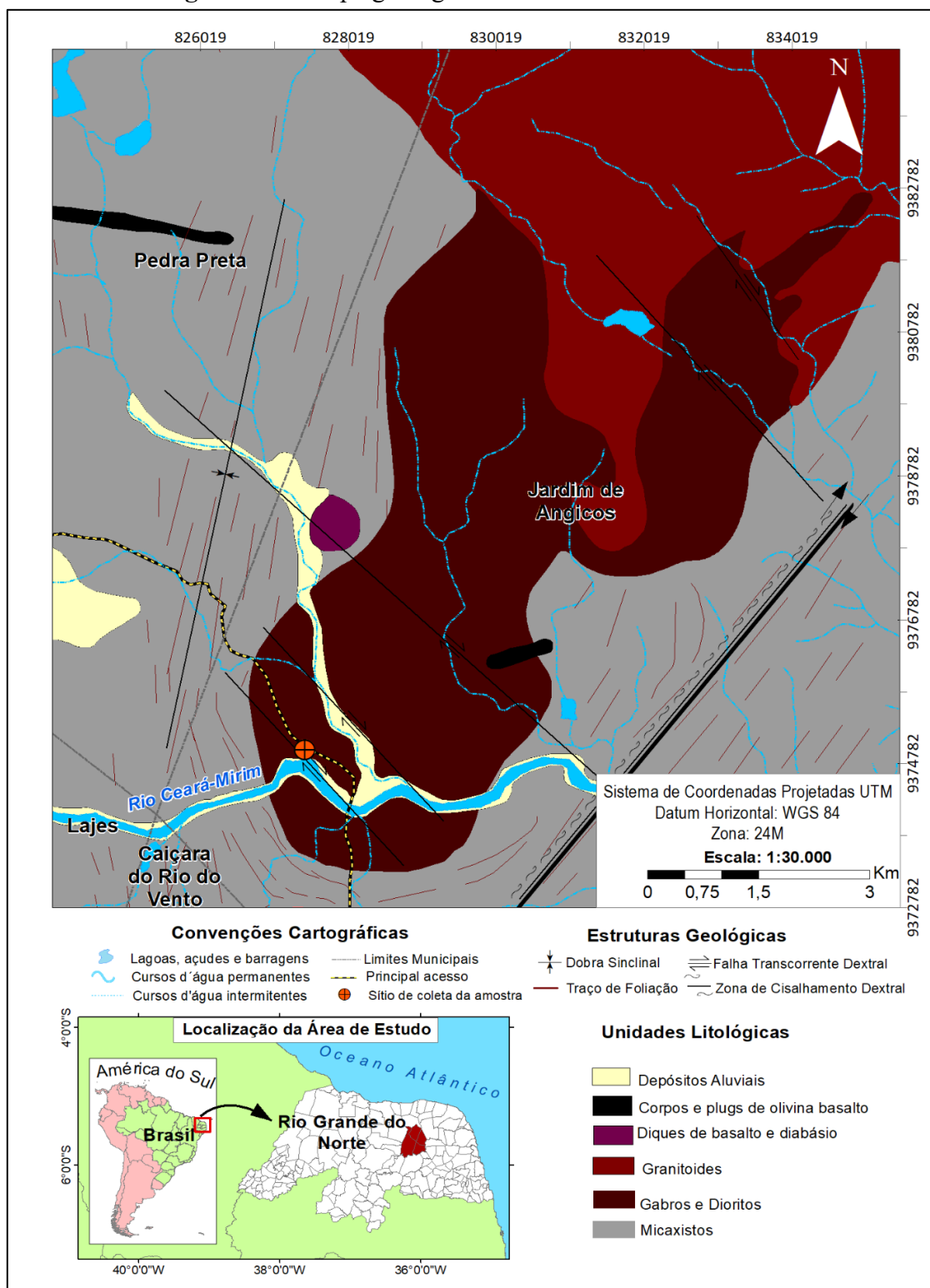
Dantas e Ferreira (2010) caracterizam os solos da região como predominantemente rasos, residuais, de fertilidade natural baixa a alta, formados por processos de intemperismo físico, e revestidos por vegetação de caatinga hiperxerófila.

De acordo com Pinheiro, Bristot e Lucena (2010), o clima da região é do tipo tropical semiárido (Bsh) na classificação de Köppen obtendo médias históricas pluviométricas de 490 mm anuais, com a maior parte das chuvas ocorrendo no período de fevereiro a maio. O contexto geomorfoclimático da região resulta em uma rede de drenagem intermitente e uma crônica escassez de água.

A geologia da região (**Figura 3.1**) é descrita por Medeiros, Nascimento e Sousa (2010), em ordem cronoestratigráfica, da seguinte forma: rochas supracrustais neoproterozoicas (635 - 541 Ma) – das quais predominam os micaxistos da Formação Seridó, nas adjacências da área de estudo; suítes ígneas intrusivas associadas ao Magmatismo Brasileiro, em que predominam granitoides, gabros e dioritos ediacaranos (590 - 570 Ma); diques e plugs de rochas vulcânicas básicas (basaltos e diabásios) meso-cenozoicas, intrudidas durante os eventos de instalação da Bacia Potiguar; e depósitos aluvionares quaternários (<2,5 Ma). Sotopostas a esta sucessão

litológica, encontram-se as rochas do embasamento ígneo-metamórfico pré-cambriano da Faixa de Dobramentos do Nordeste.

Figura 3.1 – Mapa geológico do local de coleta de amostras.



Fonte: Elaborado pela autora, com dados do SGB (2014).

3.2 Coleta de amostras

A coleta de amostras foi realizada em uma escavação preexistente, de aproximadamente 5 metros de profundidade, localizada na comunidade de Maniçoba, nas adjacências do trecho do Rio Ceará-Mirim entre os limites municipais de Lajes e Jardim de Angicos. O solo saprolítico tinha coloração cinza escura, levemente esverdeada, facilmente desagregável e com feições reliquias da rocha original, e era capeado, em contato bem definido, por uma camada centimétrica de um solo mais fino e maduro, de coloração marrom avermelhado.

As amostras do solo residual foram coletadas em uma porção recém-escavada do talude, de forma a representar as propriedades reais do solo. Coletou-se, também, três fragmentos de rocha do local, para a confecção de seções delgadas. As amostras foram acomodadas em sacolas plásticas, identificadas e encaminhadas para os ensaios e análises de laboratório.

Figura 3.2 – Local de coleta das amostras de solo e rocha.



Legenda: a e b) Escavação preexistente área de estudo, onde ocorreu a coleta de amostras. c) Coleta e organização das amostras. d) Parede recém-escavada, de onde foram retiradas as amostras. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3 Etapa de laboratório

Todos os procedimentos metodológicos desta foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos, do Departamento de Engenharia Civil da UFRN, exceto quando explicitado o contrário.

3.3.1 Caracterização petrográfica da rocha original

A caracterização petrográfica foi realizada por análise de 3 seções delgadas da rocha original em microscópio de luz transmitida Olympus BX-51, do Laboratório de Microscopia do Departamento de Geologia da UFRN.

3.3.2 Caracterização geoquímica do solo

A caracterização geoquímica foi realizada através dos ensaios de Fluorescência de Raios-X (FRX) e Difração de Raios-X (DRX). O FRX foi realizado no Laboratório de Caracterização Estrutural de Materiais – LCEM da UFRN, através do equipamento Shimadzu EDX-720, para o conhecimento dos óxidos presentes no solo. O DRX foi realizado no Laboratório de Peneiras Moleculares – LABPEMOL, do Instituto de Química da UFRN, através do equipamento Bruker D2Phaser – equipado com um detector Lynxeye, radiação de cobre ($\lambda=1,54\text{\AA}$), filtro de Ni, corrente de 10 mA, voltagem de 30kV – numa faixa 2θ entre 2° e 70° , com passo de $0,01^\circ$ e tempo de aquisição de 0,2 s.

3.3.2.1 Preparação das amostras para DRX e FRX

Para realização do FRX, o preparo da amostra consistiu em passar o material na peneira #10 (de abertura 2,0mm), secá-lo em estufa por 24h, acomodar em um tubo tipo Eppendorf, e encaminhá-la ao laboratório.

Para a realização do DRX, o preparo da amostra consistiu primeiramente em realizar um ensaio de sedimentação, conforme a norma ASTM D7928-21e1 (2021), para separar apenas a fração argila do solo, com base na Lei de Stokes -- a qual estabelece que é possível determinar algebricamente a velocidade de decantação de uma partícula esférica de raio conhecido, quando em um fluido de viscosidade e massa específica conhecida (DNIT, 2006) – utilizando-se a **equação 3.1**

$$d = \sqrt{\frac{1800n}{\gamma_s - \gamma_a}} \times \frac{a}{t} \quad [3.1]$$

onde,

d = diâmetro equivalente da partícula (ou seja, de uma esfera de mesmo peso específico, que sedimenta com a mesma velocidade)

γ_s e γ_a = pesos específicos das partículas de solo e da água, respectivamente

n = coeficiente de viscosidade do meio dispersor

a = altura de queda das partículas

t = tempo de sedimentação

Uma vez que apenas a fração argila encontrava-se em suspensão (o que, segundo os cálculos efetuados, ocorria após aproximadamente 4h de ensaio), o material em suspensão foi separado, seco em estufa por 24h, peneirado na peneira #200 (de abertura 0,075 mm), acomodado em tubos do tipo Eppendorf, e encaminhado para o LABPEMOL.

Ao LABPEMOL, foi solicitado um conjunto de três análises para a mesma amostra de solo, cada qual com preparação específica, conforme descrição a seguir:

1) Hidratação:

- i) Adicionar 2 g de amostra em 100 mL de água destilada (em pequenas porções com a água em agitação intensa);*
- ii) Deixar em repouso por 24 horas;*
- iii) Pipetar 2 mL da mistura resultante e colocar numa lâmina de vidro adequada;*
- iv) Deixar a lâmina com a amostra depositada secar ao ar em temperatura ambiente por 24 horas para produzir um filme.*

2) Glicolagem:

- i) preparar lâmina conforme o procedimento anteriormente descrito;*
- ii) colocar a lâmina em um dessecador com etilenoglicol ao fundo;*
- iii) evacuar o dessecador, deixando o vapor de etilenoglicol saturar a amostra por 24 horas.*

3) Calcinação:

i) Submeter o pó da amostra (aproximadamente 1 g) à calcinação de 550 °C por 3 horas com uma rampa de aquecimento de 5°C/min.

Através da sobreposição dos resultados dos três tipos de análises, é possível identificar de forma mais precisa a presença de minerais expansivos na amostra de solo, pois: i) a adição de etilenoglicol ocasiona o deslocamento do pico dos minerais do grupo das esmectitas para a esquerda, em relação ao obtido para a amostra hidratada; e a calcinação 550° ocasiona a completa desestruturação dos argilominerais, sendo possível distingui-los de outras fases minerais, cujos picos não desaparecem após o aquecimento.

Os resultados da análise DRX foram computados no *software* Excel 365, e a identificação das fases minerais foi feita manualmente, calculando-se as distâncias interplanares (d) das fases minerais e comparando-as com tabelas de referência (Resende et. al, 2011), com valores típicos de d para a mineralogia esperada, tendo em vista a análise petrográfica da rocha. Os valores de d foram calculados a partir do ângulo θ que a direção do raio-x incidente do difratômetro fez com a direção do raio difratado pela estrutura cristalina de cada mineral, através da Lei de Bragg (**equação 3.2**):

$$n \lambda = 2 d \sin \theta \quad [3.2]$$

onde,

θ = ângulo medido entre o feixe incidente e determinados planos da rede cristalina do mineral

d = distância entre os planos de átomos

λ = comprimento de onda do feixe incidente

n = ordem de difração (geralmente igual a 1)

3.3.3 Caracterização Geotécnica

Para os ensaios de granulometria conjunta, limites de Atterberg e massa específica dos sólidos, as amostras deformadas do solo foram preparadas em sua umidade natural, com destorroamento e posterior homogeneização do material (**Figura 3.3**). Tendo em vista a norma ASTM D7181-20 (2020) – referente aos ensaios triaxiais, segundo a qual a maior partícula do

material ensaiado não deve ter diâmetro maior que $1/6$ do diâmetro do corpo de prova – utilizou-se apenas a fração do material passante na peneira #4, de abertura 4,8 mm.

Figura 3.3 – Preparação das amostras de solo para a caracterização geotécnica.



Legenda: a) Amostra de solo antes do destorroamento. b) Amostra de solo após destorroamento, homogeneização e passagem na peneira #4. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3.3.1 *Massa específica dos sólidos*

A determinação da massa específica dos sólidos foi realizada pelo método do picnômetro, conforme a norma ASTM D854-14 (2014). Utilizou-se um picnômetro de 500 ml, com cerca de 60g de amostra de solo. O valor final obtido a partir da média aritmética dos resultados de quatro repetições do ensaio.

3.3.3.2 *Granulometria Conjunta*

A granulometria conjunta foi realizada conforme as normas ASTM D6913M-17 (2017a), para o peneiramento grosso, e ASTM D7928-21e1 (2021), para o peneiramento fino e sedimentação. Considerou-se como peneiramento grosso a parcela de 1,5 kg do material preparado retida na peneira #10 após lavado, até que a água escorresse límpida, e seco em estufa por 24h. Para o procedimento de sedimentação, 120g do material foram preparados em 125 ml de uma solução defloculante de hexametáfosfato de sódio, durante 24h; e, em seguida, passados no dispersor pelo tempo reduzido de 5 minutos, ao invés dos 15 minutos usuais da norma, por tratar-se de um solo saprolítico. O peneiramento fino foi feito com o material da etapa de

sedimentação, após lavado na peneira #200 (abertura de 0,075mm), até que a água escorresse límpida, e seco em estufa por 24h. As peneiras utilizadas nos peneiramentos fino e grosso do material são apresentadas na **Tabela 3.1**. Utilizou-se a classificação granulométrica do *Massachusetts Institute of Technology – MIT*.

Tabela 3.1 – Peneiras utilizadas na granulometria conjunta.

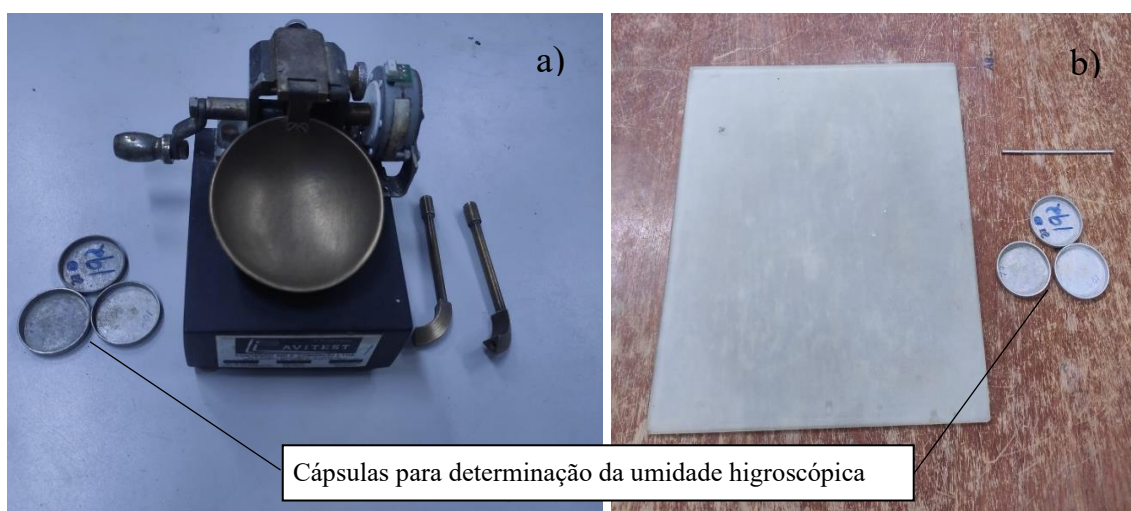
Peneira	Abertura (mm)	Peneira	Abertura (mm)
#4	4,80	#40	0,420
#10	2,00	#50	0,300
#16	1,200	#100	0,150
#30	0,600	#200	0,075

Fonte: Elaboradas pela autora.

3.3.3.3 Limites de Atterberg

Os **limites de Atterberg** foram determinados conforme a norma ASTM D4318-17e1 (2017b): o **ensaio de limite de liquidez** foi executado em um aparelho manual de Casagrande; e o de **plasticidade**, por moldagem de cilindro em placa de vidro fosco (**Figura 3.4**).

Figura 3.4 – Equipamentos utilizados na determinação dos limites de Atterberg.



Legenda: a) Aparelho de Casagrande utilizado para a determinação do Limite de Liquidez. b) Placa de vidro fosco e cilindro utilizado para a determinação do Limite de Plasticidade. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3.4 Ensaios de Compactação

A preparação das amostras para os ensaios de compactação Proctor Normal foi a mesma utilizada para o de caracterização geotécnica – umidade natural, destorroamento, homogeneização, e utilização apenas do material passante na peneira #4. O ensaio foi executado conforme a norma ASTM D0698-12 (2021), com as amostras de solo sendo compactadas em 3 camadas, dentro de um cilindro de 9,99 cm de diâmetro, com 26 golpes de um soquete de 2,5 kg, caindo de uma altura de 30,5 cm. Em um primeiro momento, o ensaio foi realizado com reuso de amostra. Porém, tendo sido constatado um aumento da fração fina do material após a compactação – evidência de plausível ocorrência de quebra de grãos – repetiu-se o ensaio sem reuso de amostra.

3.3.4.1 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova – ou CP – dos testes mecânicos e hidráulicos foram compactados estaticamente com a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótima obtidos do ensaio de compactação sem reuso (**Figura 3.5**), em moldes dos tipos e dimensões indicados na **Tabela 3.2**. A massa específica de cada espécime e a massa de solo utilizada em cada moldagem foram calculadas pelas **equações 3.3 e 3.4**, respectivamente:

$$\rho_{cp} = \rho_{dm\acute{a}x} (1 + w_{ot}) \quad [3.3]$$

$$m_{solo} = \rho \cdot V \quad [3.4]$$

onde,

$\rho_{dm\acute{a}x}$ = massa específica aparente seca máxima, em

w_{ot} = teor de umidade ótima, em %

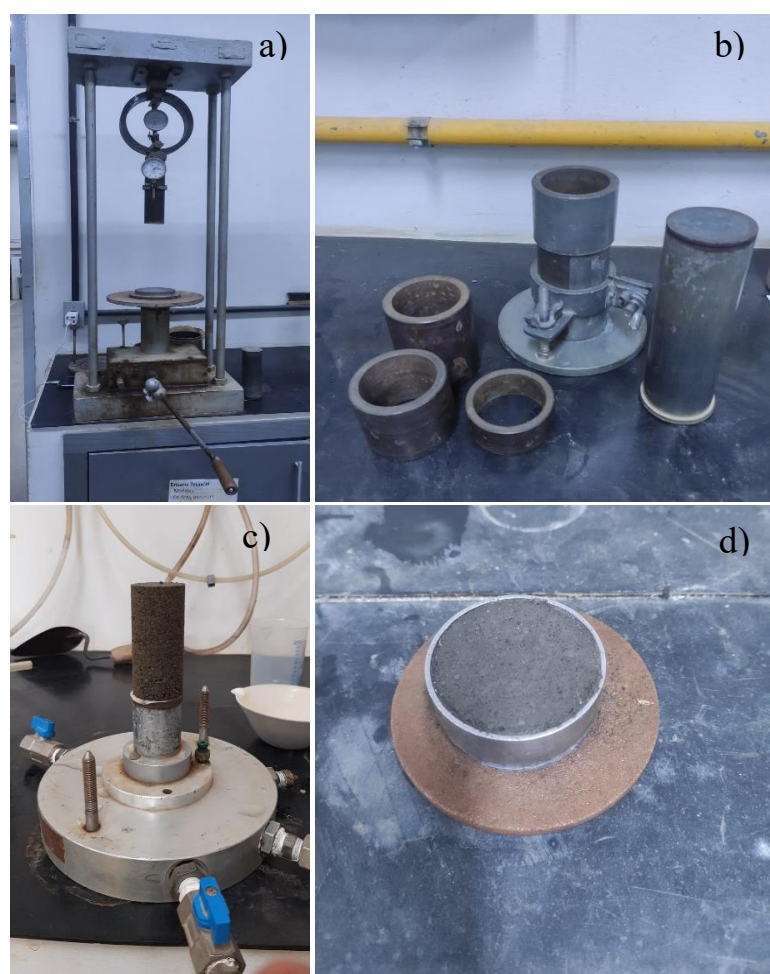
V = volume do molde em cm^3

Tabela 3.2 – Tipos e dimensões dos moldes utilizados.

Ensaio	Dimensões do molde		Tipo de molde
	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	
Triaxiais	50,06	99,97	tripartido cilíndrico
Adensamento	50,3	19,4	célula edométrica
Permeabilidade	35,0	69,9	tripartido cilíndrico

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 3.5 – Moldagem dos corpos de prova.



Legenda: Procedimento de moldagem dos corpos de prova dos ensaios mecânicos e hidráulicos. **a)** prensa de compactação; **b)** molde do tipo tripartido cilíndrico; **c)** tipo de corpo de prova dos ensaios triaxiais e hidráulicos; **d)** corpo de prova para o ensaio de adensamento, moldado diretamente no anel da célula de carga edométrica. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3.5 Testes Hidráulicos

O **ensaio de permeabilidade** foi realizado conforme a norma ASTM D5084-16a (2016), utilizando-se uma célula triaxial como permeâmetro de parede flexível, com carga variável. O aparato possui sistemas de aplicação de poropressão e de tensão confinante na base, os quais foram ligados a duas buretas fixadas na parede; e uma saída de água para a leitura da poropressão (**Figura 3.6**).

O procedimento foi realizado sob uma tensão efetiva de 15 kPa, mantida essencialmente constante durante todo o ensaio. Em um primeiro momento, os corpos de prova foram saturados por percolação ascendente de 5 kPa, até o volume de água percolada atingir o dobro do volume de vazios do solo ensaiado. Em seguida, executou-se o ensaio em si. As leituras de variação da poropressão foram feitas manualmente, através do registro da variação do volume de água percolado em um determinado intervalo de tempo, na bureta correspondente.

O ensaio foi repetido duas vezes, com os coeficientes de permeabilidade sendo calculados pela **equação 3.5** e, posteriormente, corrigidos para a temperatura padrão de 20°C. O coeficiente final foi obtido a partir da média aritmética dos resultados dos dois ensaios realizados.

$$k = 2,3 \frac{A_c \cdot H}{A \cdot t} \cdot \text{Log} \frac{L_0}{L_1} \quad [3.5]$$

onde,

A_c = área interna do tubo de carga (cm²)

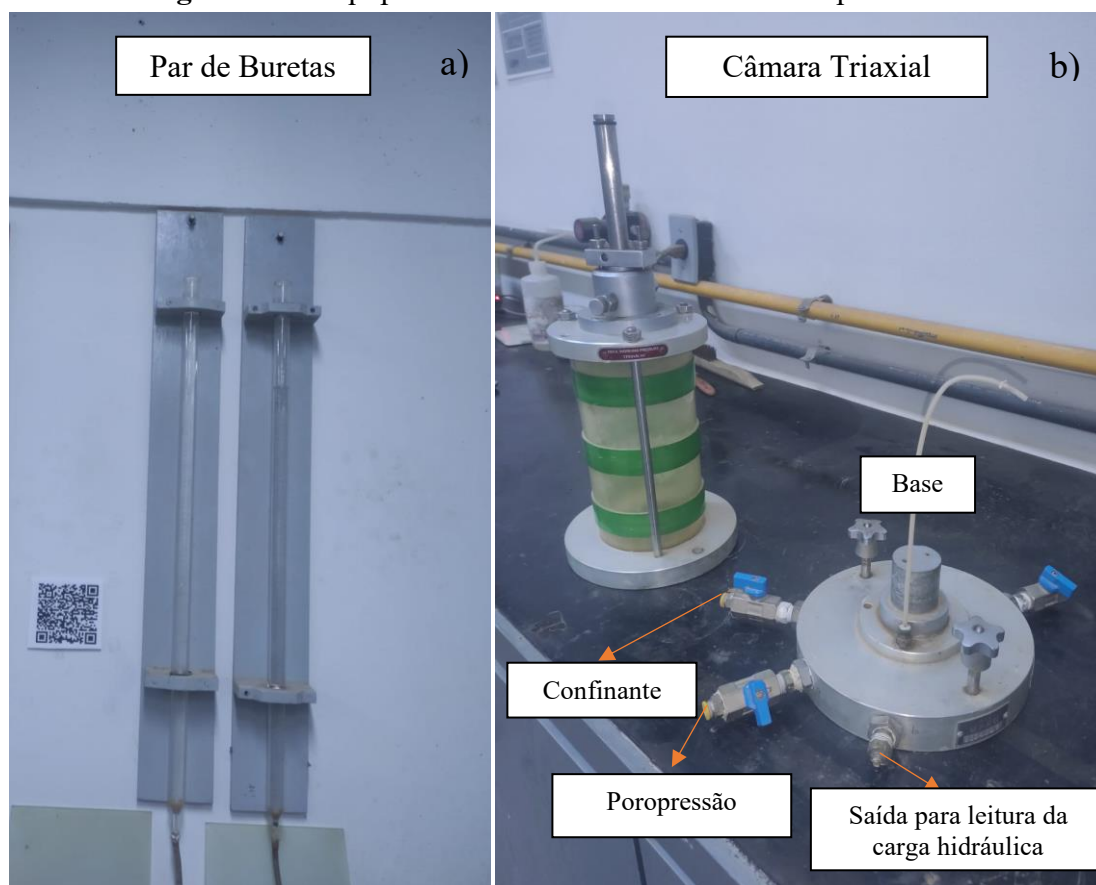
L_0, L_1 = alturas das cargas nos instantes inicial e final (cm)

H = altura do corpo de prova (cm)

A = área da seção do corpo de prova (cm)

t = tempo decorrido entre L_0 e L_1 (s)

Figura 3.6 – Equipamentos utilizados nos ensaios de permeabilidade.



Legenda: a) Uma bureta é conectada à entrada de poropressão, e a outra, à entrada da tensão confinante.

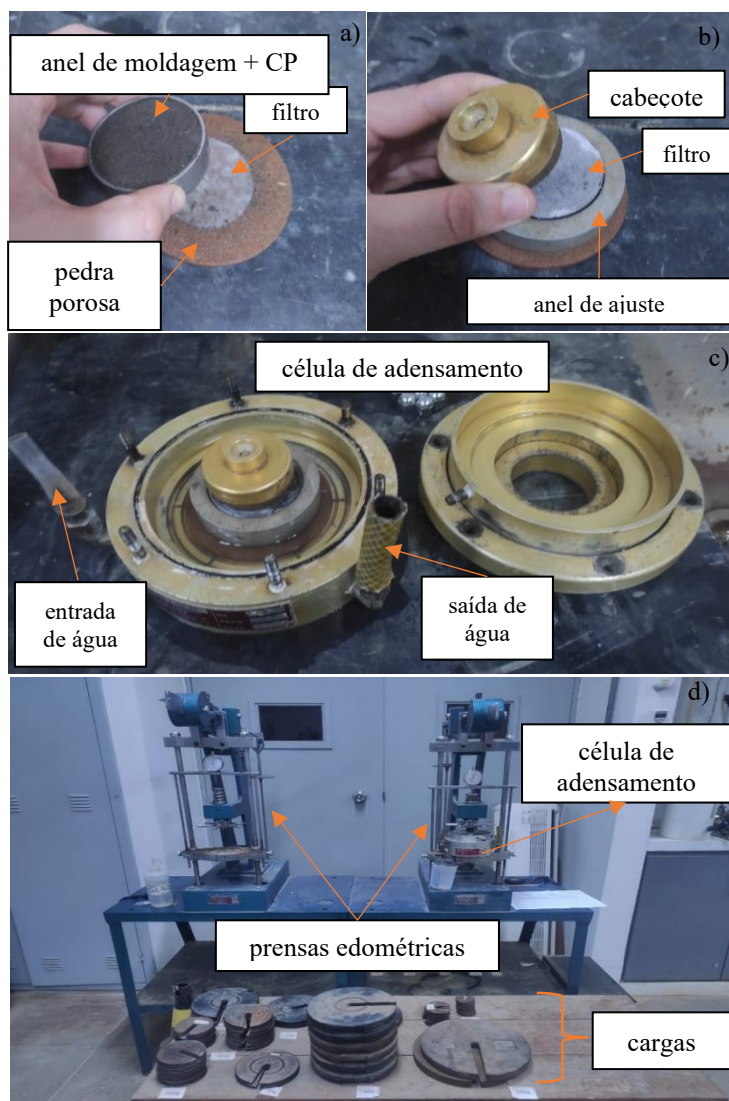
b) Câmara triaxial utilizada como permeâmetro de parede flexível. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3.6 Testes Mecânicos

3.3.6.1 Ensaio de Adensamento

O **ensaio de adensamento** (Figura 3.7) foi realizado na condição saturada, conforme a norma ASTM D2435/D2435M-11 (2020). Após uma etapa de assentamento sob a tensão 5 kPa, o corpo de prova foi submetido a cargas graduais de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa, com inundação do espécime no início do estágio de 12,5 kPa. Cada estágio de carregamento durou 24h, tempo suficiente para a estabilização das deformações.

Figura 3.7 – Equipamentos utilizados no ensaio de adensamento.



Legenda: a, b, c) Montagem da célula edométrica. d) Tipo da prensa edométrica utilizada. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3.6.2 Ensaio de Compressão Triaxial

Os **ensaio triaxiais de resistência ao cisalhamento** (Figura 3.8) foram executados em condições saturadas, com adensamento isotrópico e de forma drenada (CID) e não drenada (CIU), conforme as normas ASTM D7181-20 (2020a) e ASTM D4767-11(2020b), respectivamente. Utilizou-se as tensões confinantes efetivas (σ_c') de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. Os ensaios CIU de 200 kPa e CID de 25 e 100 kPa foram executados duas vezes para verificar a repetibilidade dos resultados.

As etapas de saturação – com duração média de 4h -- ocorreram por contrapressão com estágios de 50 kPa – com o carregamento máximo variando entre 400 e 500 kPa – sempre mantendo uma diferença de 10 kPa entre a contrapressão e a pressão de confinamento, de forma a evitar a ruptura do corpo de prova.

As etapas de adensamento – com duração média de 30 min, apesar da estabilização da variação volumétrica de todos os espécimes ter ocorrido em até 8 min – foram executadas com parâmetros B de Skempton variando entre 96 e 98%. As variações volumétricas durante a etapa de adensamento foram medidas por um medidor digital de volume do tipo britânico.

Com os dados de variação de volume com o tempo na etapa de adensamento, a velocidade do cisalhamento máxima foi calculada para os ensaios CIU e CID pelas **equações 3.6 e 3.7** respectivamente.

$$v = \frac{0.02 \cdot h}{10 \cdot T_{50}} \quad [3.6]$$

$$v = \frac{0.02 \cdot h}{10 \cdot T_{90}} \quad [3.7]$$

onde,

v = velocidade de cisalhamento (mm/minuto)

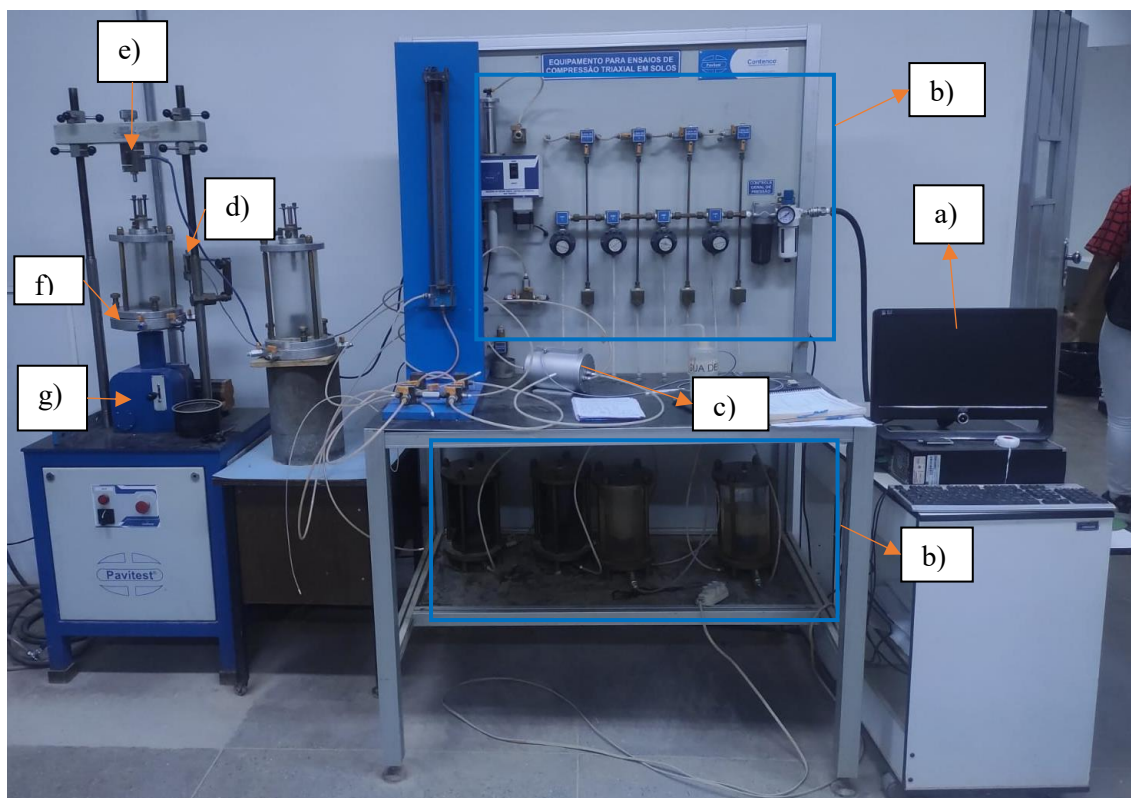
h = altura do corpo de prova (mm)

T_{90} = tempo relativo a 90% do adensamento (min)

T_{50} = tempo relativo a 50% do adensamento (min)

A partir das fórmulas supracitadas, calculou-se as velocidades de 0,17 mm/min e 0,06 mm/min para os ensaios CIU e CID, respectivamente, para a etapa de cisalhamento. A tensão desviadora foi medida através de uma célula de carga externa; as deformações axiais foram medidas por um transdutor de deslocamento variável linear (LVDT); as deformações volumétricas dos ensaios CID foram medidas por um medidor digital de volume do tipo britânico; e as variações de poropressão dos ensaios CIU foram medidas através de um transdutor de poropressão.

Figura 3.8 – Equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais.



Legenda: Equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais drenados e não drenados: **a)** computador para a aquisição de dados; **b)** sistema de aplicação de controle de pressões hidrostáticas; **c)** medidor digital de volume do tipo britânico; **d)** LVDT; **e)** célula de carga; **f)** câmara triaxial; **g)** prensa elétrica. **Fonte:** Elaboradas pela autora.

3.3.7 Ensaios adicionais

Para averiguar indícios da ocorrência da quebra de grãos no solo estudado, executou-se as granulometrias das amostras compactadas com e sem reuso, e dos corpos de prova dos ensaios CID-25b, CID-400, CIU-25 e CIU-400, após o cisalhamento. As granulometrias foram realizadas de forma submersa em água, para desfazer, sem destorroar, os grumos formados após a secagem do solo em estufa. Na impossibilidade de garantir o total aproveitamento da fração fina, não se realizou a sedimentação.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Caracterização Petrográfica da Rocha Matriz

Através das seções delgadas analisadas, a rocha original do ponto de coleta das amostras foi considerada plutônica, maciça, melanocrática, de textura fanerítica média, e de mineralogia e composição modal estimada conforme descrito na **Tabela 4.1**.

Tabela 4.1 – Mineralogia e composição modal da rocha original.

	Minerais	%	Hábito ^a	Tamanho (mm)	Cor
Essenciais	Piroxênios (orto e clino)	42	S/A; granular; às vezes geminado	0,3 a 3,0	tons castanhos
	Plagioclásio	30	S/A; granular; zonado; maclas polissintética e Carlsbad	0,5 a 3,0	incolor
	Hornblenda	12	A; grãos individuais ou agregados		tons de verde
	Biotita	8	S/A; micáceo; lamelar	<3,0	tons castanhos alaranjados
	K-Feldspato	≤2	A; maclas tartan e Carlsbad	0,5 a 1,0	incolor
Acessórios	Opacos	5	S/A; granular; esqueletal (intersticial)	0,5 a 1,0	--- ^b
	Quartzo	<1	A; granular	<1,5	incolor
	Apatita	<1	S/A; granular	<0,4	Incolor
	Zircão	<1	inclusões na biotita	<0,1	halo pleocróico
	Titanita	<1	S/A; granular	<0,4	marrom

Legenda: a) E = euédrico; S = subédrico; A = anédrico. b) Ao microscópio de luz polarizada, os minerais opacos aparecem como formas pretas, pois não refratam a luz. **Fonte:** Elaborada pela autora.

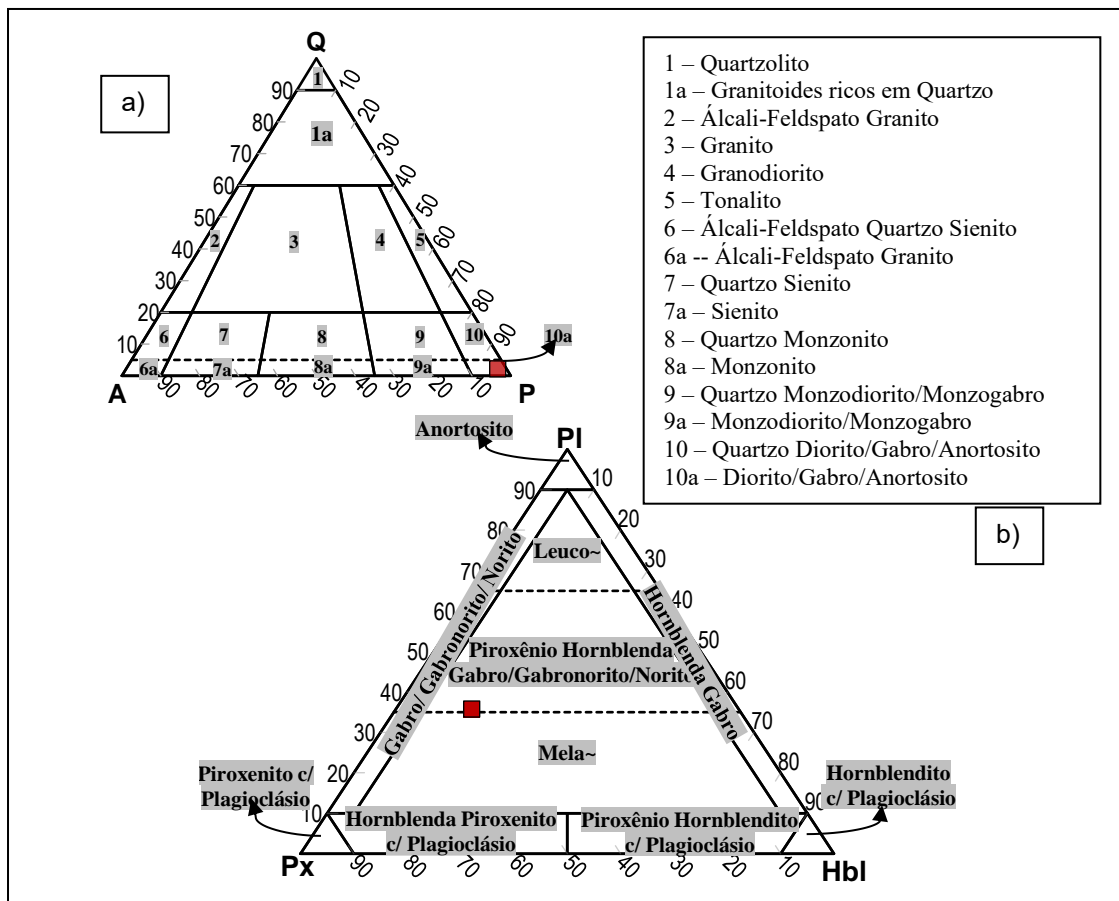
A composição modal da rocha foi plotada nos diagramas QAP (Streckeisen, 1976) e Pl-Px-Hbl (Le Maitre, 1989) – diagramas ternários utilizados para a classificação de rochas ígneas e rochas ígneas máficas, respectivamente – conforme pode ser visto na **Figura 4.1**. Para isto, recalculou-se a composição modal em função dos três componentes dos diagramas, de forma que a soma das três porcentagens fosse 100%. Tendo em vista a identificação de clino (do tipo augita) e ortopiroxênios (da série enstatita-ferrosilita) em quantidades relevantes, classificou-se a rocha como um gabronorito.

As microfotografias da **Figura 4.2** demonstram que a rocha se encontra em evidente processo de alteração intempérica, com a ocorrência de hidróxidos de ferro e a neoformação de argilominerais, cuja identificação específica não é possível ao microscópio petrográfico. Entretanto, tendo em vista a geoquímica da rocha, composta principalmente por opacos, silicatos ferro-magnesianos (piroxênios, biotita e anfibólios) e plagioclásios cálcicos, os

principais minerais secundários deverão ser caolinita, argilominerais do grupo das montmorillonitas (geralmente nontronita,) e goethita. Entretanto, outros minerais de alteração são comumente encontrados, em quantidades menores, tais como gibbsita, lepidocrocita (polimorfo da goethita) e calcita (Buol e Weed, 1991; Santos et. al, 2015; Tsozué, Nzeukou e Azinwi, 2017; Tsozué e Ndjigui, 2017; Santos et. al, 2021).

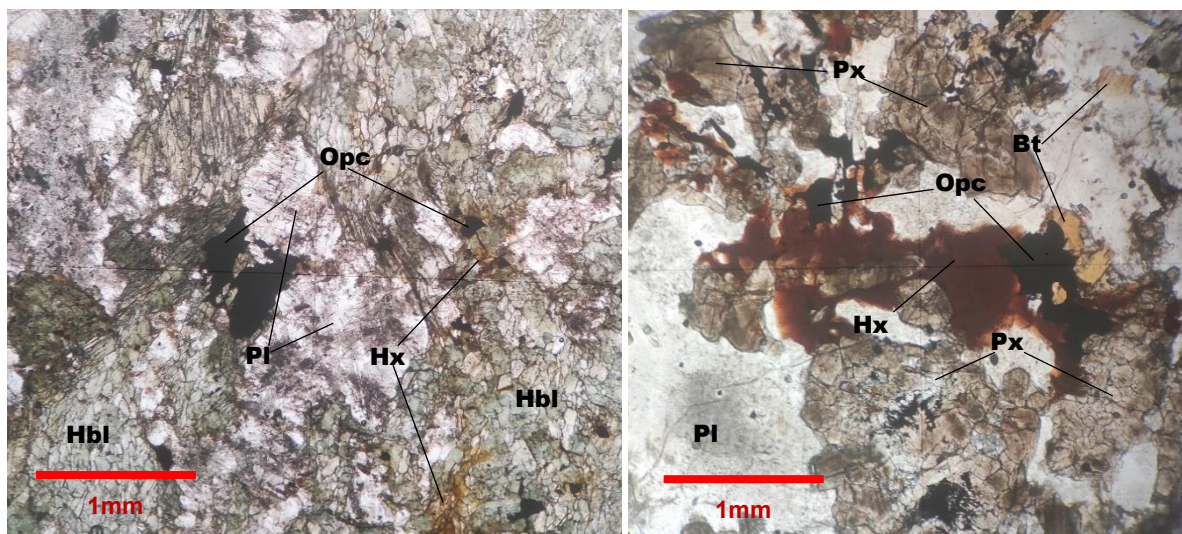
Observou-se, também, fraturas afetando os grãos em várias direções, extinção ondulante nos quartzos e maclas encurvadas nos plagioclásios, os quais são indicativos de deformação mecânica da rocha. As discontinuidades produzidas nestes eventos podem aumentar a permeabilidade e, conseqüentemente, a taxa de infiltração das águas meteóricas, acelerando o processo de deterioração da rocha e a pedogênese (Costa, 2012).

Figura 4.1 – Diagramas de classificação da rocha original.



Legenda: a) Diagrama de classificação das rochas plutônicas, onde Q=quartzo, A=álcali-feldspato e P=plagioclásio. b) Diagrama de classificação das rochas gabróicas, em que Pl=plagioclásio, Px=piroxênio e Hbl=hornblenda. **Fonte:** Elaborados pela autora.

Figura 4.2 – Microfotografias da rocha matriz, mostrando principais alterações intempéricas.



Legenda: Microfotografias a nicóis descruzados, 40x de aumento. **a)** Alteração dos plagioclásios (Pl), com neoformação argilominerais (material escuro), e dos opacos (Opc) e hornblendas (Hbl) p/ hidróxidos de ferro (Hx). **b)** Alteração de opacos, piroxênos (Px) e biotita (Bt) p/ hidróxidos de ferro.

Fonte: Elaboradas pela autora.

4.2 Caracterização geoquímica do solo

4.2.1 Fluorescência de Raio-X

Os resultados do FRX (**Tabela 4.2**) foram coerentes com a petrografia encontrada na rocha e a composição geoquímica esperada. O elevado teor de ferro é explicativo da alta massa específica dos sólidos encontrada nos ensaios de caracterização geotécnica, cujos resultados serão apresentados mais adiante.

Tabela 4.2 – Dados de Fluorescência de Raio-X da composição química do solo.

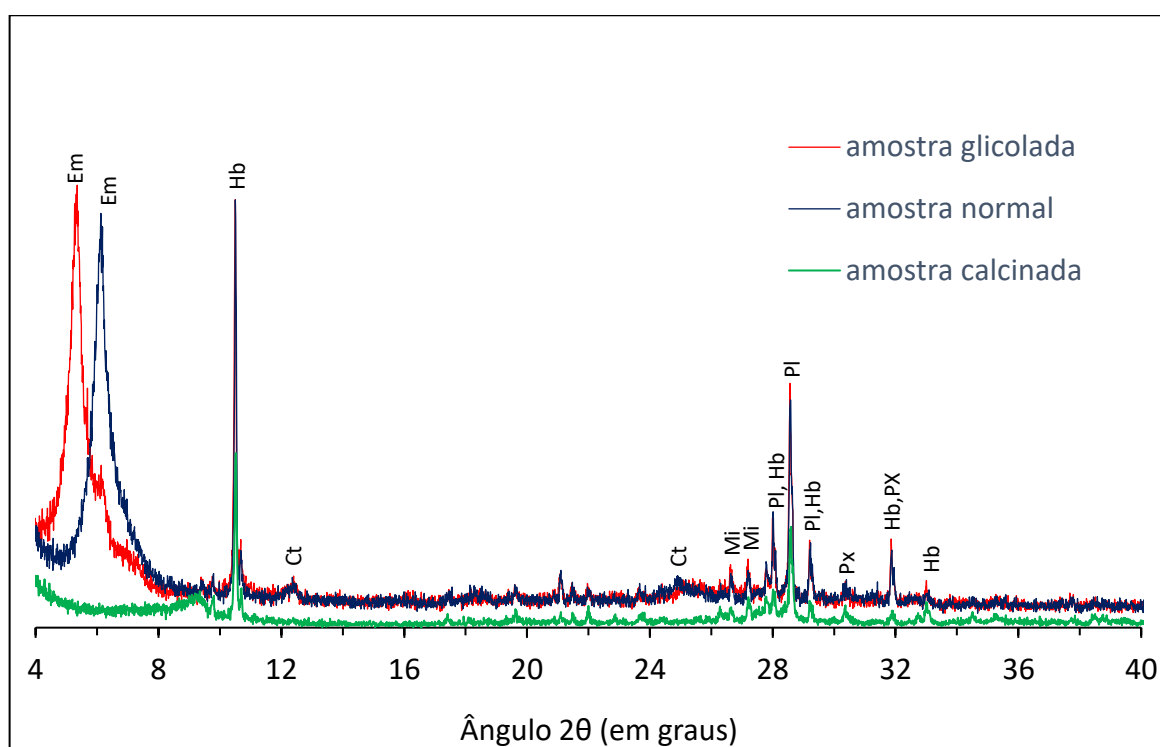
Óxido	%	Óxido	%
SiO ₂	32,365	MnO	0,447
Fe ₂ O ₃	32,217	K ₂ O	0,393
Al ₂ O ₃	15,012	Cr ₂ O ₃	0,316
CaO	7,774	NiO	0,128
MgO	7,534	ZrO ₂	0,065
TiO ₂	2,106	ZnO	0,038
SrO	0,968	P ₂ O ₅	0,027
Na ₂ O	0,610		

Fonte: Elaborada pela autora.

4.1.3 Difração de Raio-X da fração argila

Os resultados do DRX (**Figura 4.3**) denunciaram a presença de minerais expansivos do grupo das esmectitas, através do deslocamento do pico da amostra glicolada para a esquerda, em relação ao da amostra hidratada (de $\sim 14 \text{ \AA}$ para $\sim 17 \text{ \AA}$), evidenciando o paulatino processo de alteração química do solo estudado. O argilomineral caulinita apareceu de forma subordinada, com picos bem menos intensos, o que pode significar um quantitativo menor do mineral. As demais fases minerais identificadas foram compatíveis com a mineralogia esperada para o solo, tendo em vista análise petrográfica da rocha de origem e o FRX realizado.

Figura 4.3 – Difratoograma de Raio-X da fração argila do solo estudado



Legenda: Ct = caulinita; Em = esmectita; Hb = hornblenda; Mi = mica; Px = piroxênio; Pl = plagioclásio. **Fonte:** Elaborado pela autora.

4.3 Caracterização Geotécnica

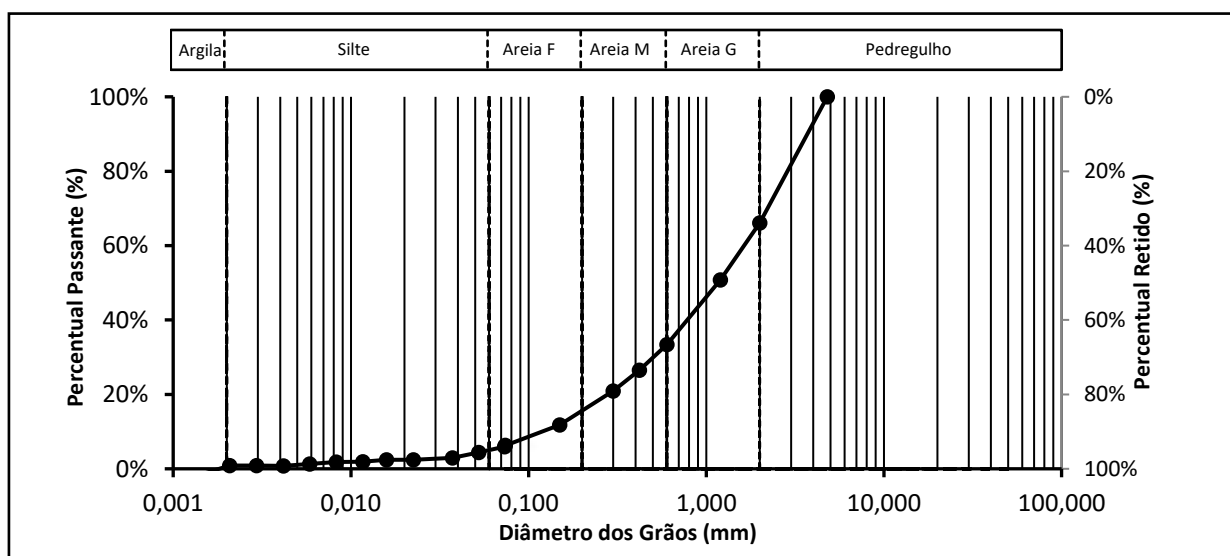
A massa específica dos sólidos (ρ_s) obtida foi de $2,929 \text{ g/cm}^3$, cujo valor elevado é compatível com a predominância de minerais ferro-magnesianos na composição do solo. A

Figura 4.4 mostra a curva granulométrica do solo natural, segundo classificação do *Massachusetts Institute of Technology* – M.I.T (Lambe, 1951 apud Lambe e Whitman, 1969).

Quanto aos limites de Atterberg, o solo apresentou comportamento não plástico, o que é indicativo do baixo grau de intemperismo químico sofrido pelo solo, a despeito dos resultados obtidos do DRX previamente apresentados. Atribuiu-se a não manifestação da plasticidade esperada para o solo, considerando a mineralogia encontrada, ao seu baixíssimo teor da fração granulométrica argila, que não foi representativo o suficiente para influenciar o seu comportamento geotécnico.

A classificação SUCS do solo foi SW-SM (areia siltosa bem graduada). No sistema de Wesley (2010), o solo foi classificado como pertencente ao Grupo Principal A (solos sem uma forte influência mineralógica) e Subgrupo b (forte influência da microestrutura); devido ao seu aspecto relativamente homogêneo; e pela coesão primária entre os grãos minerais constituintes da rocha original ainda ter significativa influência sobre sua resistência mecânica no estado indeformado, conforme verificado *in situ* por inspeção visual e tátil. Finalmente, na classificação do GEO (2017), o solo foi enquadrado no Grau IV, correspondente ao solo residual altamente decomposto, tendo em vista que pode ser quebrado à mão em pedaços menores, mas não em grãos constituintes, e por não se desagregar totalmente quando imerso em água.

Figura 4.4 – Curva granulométrica do solo natural



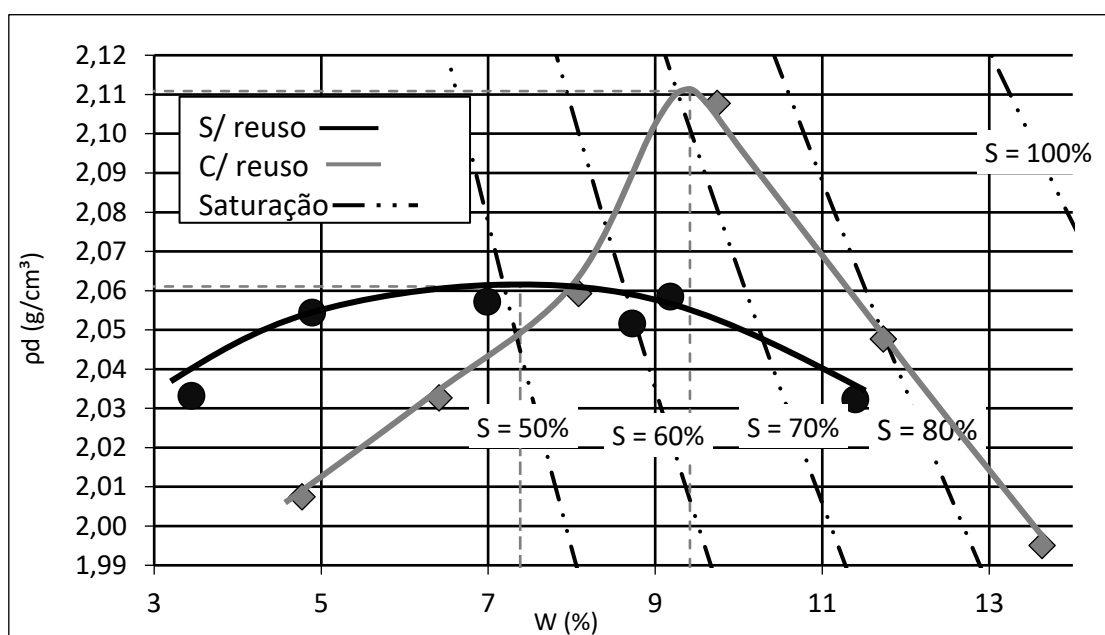
Fonte: Elaborado pela autora.

4.4 Curva de Compactação

Os valores de $\rho_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$ foram, respectivamente, de 2,061 g/cm³ e 7,38%, para o ensaio sem reuso de amostra; e de 2,111 g/cm³ e 9,42%, para o ensaio com reuso de amostra (**Figura 4.5**). Valores elevados de $\rho_{dm\acute{a}x}$, da ordem de 2,0 a 2,1 g/cm³, e baixos de $w_{\acute{o}t}$, da ordem de 9 a 10%, são representativos de areias pedregulhosas bem graduadas e pouco argilosas (Souza Pinto, 2006). Observou-se que a acentuada diminuição granulométrica do ensaio de compactação com reuso de amostra é refletida no formato da sua curva, que se assemelha às obtidas para solos coesivos; enquanto o ensaio sem reuso gerou uma curva semelhante a um trecho do gráfico obtido para areias puras (Lambe, 1969).

Entretanto, tendo em vista a alta anisotropia das propriedades físicas e mecânicas os solos saprolíticos, com a ocorrência de nucleações reliquias mais resistentes e de teores de umidade mais elevados do que a matriz que as envolvem (Maiolino, 1985; Cruz, 1996), a compactação em laboratório pode induzir uma atividade irreal da fração fina do solo, ocasionada pela maior destruição destas nucleações (em comparação à que ocorre na compactação de campo), e a liberação da água nelas retida (Mori, 1983). Portanto, para melhor caracterizar a viabilidade da utilização do solo em questão em projetos construtivos, é imprescindível que os resultados apresentados sejam criteriosamente corroborados por ensaios de compactação realizados em campo.

Figura 4.5 – Curvas de compactação obtidas do ensaio Proctor Normal.



Fonte: Elaborado pela autora.

4.5 Permeabilidade

A **Tabela 4.3** mostra os dados iniciais (de moldagem) e finais dos corpos de prova ensaiados. Os coeficientes de permeabilidade obtidos demonstraram que o solo em questão é pouco permeável, o que condiz com a sua classificação SUCS (Lambe e Whitman, 1969). Os valores apresentados foram corrigidos para a temperatura da água a 20°.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de permeabilidade.

Repetição	ρ (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e	w _i (%)	w _f (%)	S _i (%)	S _f (%)	k (20°) m/s
1	2,215	2,929	2,062	0,420	7,38	12,20	51,46	85,06	3,45 x 10 ⁻⁷
2	2,212	2,929	2,060	0,422	7,38	13,07	51,25	90,73	5,35 x 10 ⁻⁷
k (20°) médio									4,40 x 10 ⁻⁷

Legenda: Índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade. **Fonte:** Elaborada pela autora.

4.6 Testes mecânicos

4.6.1 Compressibilidade

Os resultados obtidos nos ensaios edométricos são mostrados na **Figura 4.6**, em gráficos de tensão vertical efetiva (σ_v') *versus* índice de vazios (e), e tensão vertical efetiva (σ_v') *versus* deformação vertical específica (ϵ_v). Os índices físicos iniciais e finais do corpo de prova foram mostrados na **Tabela 4.4**.

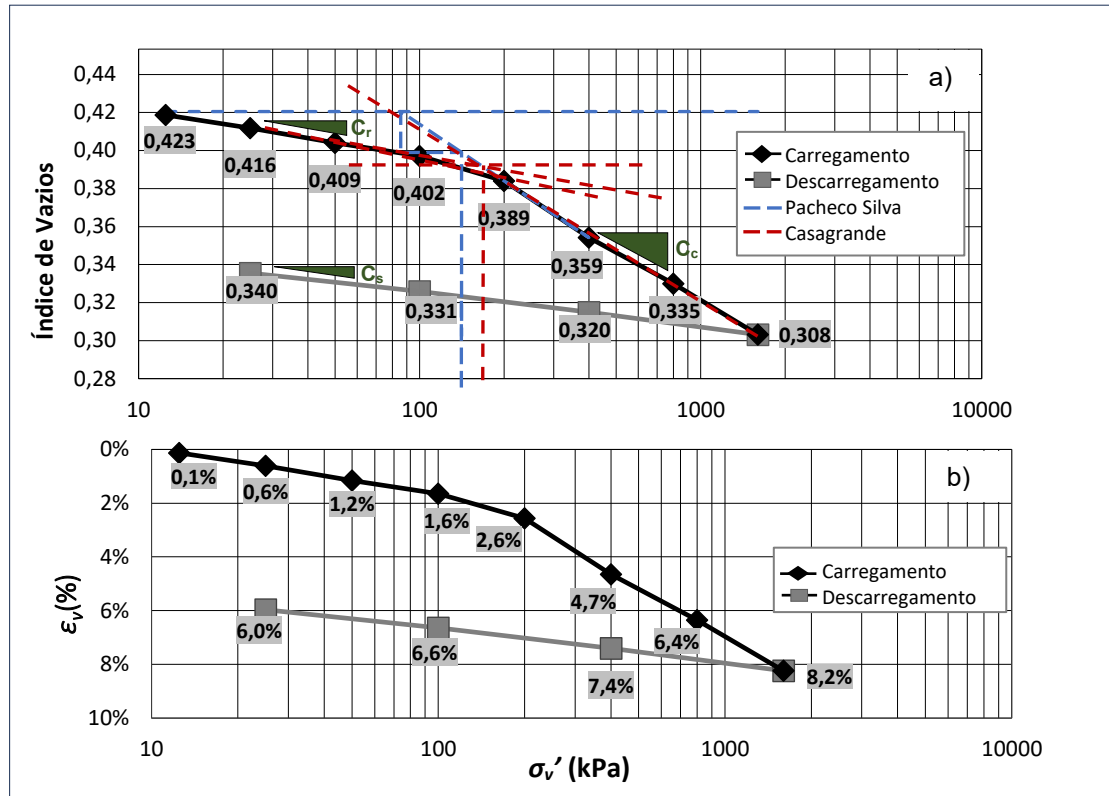
Observou-se que a compactação conferiu ao solo uma tensão de escoamento de 141,0 kPa e 156,0 kPa, pelos métodos Pacheco Silva e Casagrande, respectivamente, tornando o seu comportamento similar ao de um solo sobreadensado. Os índices de recompressão, compressão, e descarregamento foram de $C_r = 0,02$, $C_c = 0,1$, e $C_s = 0,02$, respectivamente; e as deformações específicas acumuladas ao final das séries de carregamento e descarregamento do ensaio foram de 8,2% e 6,0%. Tendo em vista os resultados obtidos, a classificação SUCS do solo e seu posicionamento na Carta de Casagrande (comportamento não plástico), considerou-se este como sendo pouco compressível.

Tabela 4.4 – Dados do corpo de prova do ensaio edométrico.

Condição	ρ_s (g/cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	S (%)	w (%)	Altura do CP (mm)
Inicial	2,929	2,185	2,035	49,18	7,38	19,44
Final		2,324	2,114	82,22	9,92	18,28

Legenda: Índices físicos iniciais e finais do corpo de prova do ensaio de adensamento. **Fonte:** Elaborada pela autora.

Figura 4.6 – Resultados do ensaio de adensamento do solo.



Legenda: Mostra as variações, em função da tensão vertical efetiva: a) do índice de vazios, juntamente com as tensões de escoamento estimadas segundo os métodos Pacheco e Silva e Casagrande; b) da deformação vertical específica. **Fonte:** Elaborados pela autora.

4.6.2 Resistência ao cisalhamento

A seguir, são mostrados os comportamentos drenado e não drenado de tensão-deformação do solo, em termos de tensão desviadora definida ($\sigma_d = \sigma_1' - \sigma_3'$) e tensão normalizada (σ_1'/σ_3'), em função dos acréscimos de deformação axial específica (ϵ_a); e de deformação volumétrica (ϵ_{vol}) – no caso dos ensaios CID – e de poropressão (Δu) – no caso dos ensaios CIU – dos corpos de prova, em função de ϵ_a . Os parâmetros σ_1' e σ_3' são, respectivamente, a maior e a menor tensão efetiva principal, sendo a primeira atuante no plano horizontal, e a segunda, igual em módulo a σ_c' , mas atuante somente no plano vertical do CP. A σ_d denota a resistência ao cisalhamento do solo que, quando máxima, é representada como $\sigma_{dmáx}$. A (σ_1'/σ_3') , também chamada de resistência mobilizada, indica o estado de tensão de maior solicitação da força de atrito do solo; quando máxima, é representada como $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$.

e denominada máxima obliquidade. A **Tabela 4.5** apresenta a identificação e as condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios triaxiais realizados, incluindo os principais índices físicos. Em relação aos testes realizados de forma repetida, todos os ensaios demonstraram resultados satisfatoriamente convergentes, como será mostrado a seguir

Tabela 4.5 –Dados dos corpos de prova dos ensaios de compressão triaxial.

Identificação	Etapa	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e	N (%)	S (%)	w (%)
CIU – 25	moldagem	2,188	2,038	0,437	30,43	49,42	7,38
	pós-cisalhamento	2,196	2,045	0,432	30,18	100,00	14,76
CIU – 50	moldagem	2,18	2,038	0,438	30,44	49,39	7,38
	pós-cisalhamento	2,202	2,051	0,428	29,98	100,00	14,62
CIU – 100	moldagem	2,182	2,032	0,442	30,63	48,96	7,38
	pós-cisalhamento	2,212	2,060	0,422	29,66	100,00	14,40
CIU – 200a	moldagem	2,188	2,038	0,437	30,43	49,43	7,38
	pós-cisalhamento	2,238	2,085	0,405	28,84	100,00	13,83
CIU – 200b	moldagem	2,184	2,034	0,440	30,57	49,11	7,38
	pós-cisalhamento	2,234	2,080	0,408	28,98	100,00	13,93
CIU – 400	moldagem	2,191	2,040	0,436	30,36	49,59	7,38
	pós-cisalhamento	2,254	2,099	0,396	28,36	100,00	13,51
CID – 25a	moldagem	2,186	2,036	0,439	30,49	49,29	7,38
	pós-adensamento	2,347	2,046	0,432	30,16	100,00	14,75
	pós-cisalhamento	2,336	2,029	0,444	30,75	100,00	15,16
CID – 25b	moldagem	2,185	2,035	0,439	30,52	49,21	7,38
	pós-adensamento	2,345	2,042	0,434	30,29	100,00	14,81
	pós-cisalhamento	2,333	2,023	0,448	30,93	100,00	15,29
CID – 50	moldagem	2,188	2,037	0,438	30,45	49,37	7,38
	pós-adensamento	2,350	2,049	0,429	30,04	100,00	14,66
	pós-cisalhamento	2,343	2,039	0,437	30,39	100,00	14,90
CID – 100a	moldagem	2,191	2,040	0,436	30,36	49,59	7,38
	pós-adensamento	2,355	2,057	0,424	29,78	100,00	14,47
	pós-cisalhamento	2,345	2,042	0,435	30,30	100,00	14,84
CID – 100b	moldagem	2,185	2,035	0,439	30,52	49,21	7,38
	pós-adensamento	2,354	2,056	0,425	29,82	100,00	14,51
	pós-cisalhamento	2,344	2,041	0,435	30,33	100,00	14,86
CID – 200	moldagem	2,189	2,039	0,437	30,39	49,51	7,38
	pós-adensamento	2,362	2,068	0,417	29,41	100,00	14,22
	pós-cisalhamento	2,348	2,047	0,431	30,12	100,00	14,72
CID – 400	moldagem	2,187	2,037	0,438	30,47	49,33	7,38
	pós-adensamento	2,371	2,081	0,407	28,95	100,00	13,91
	pós-cisalhamento	2,390	2,110	0,388	27,96	100,00	13,25

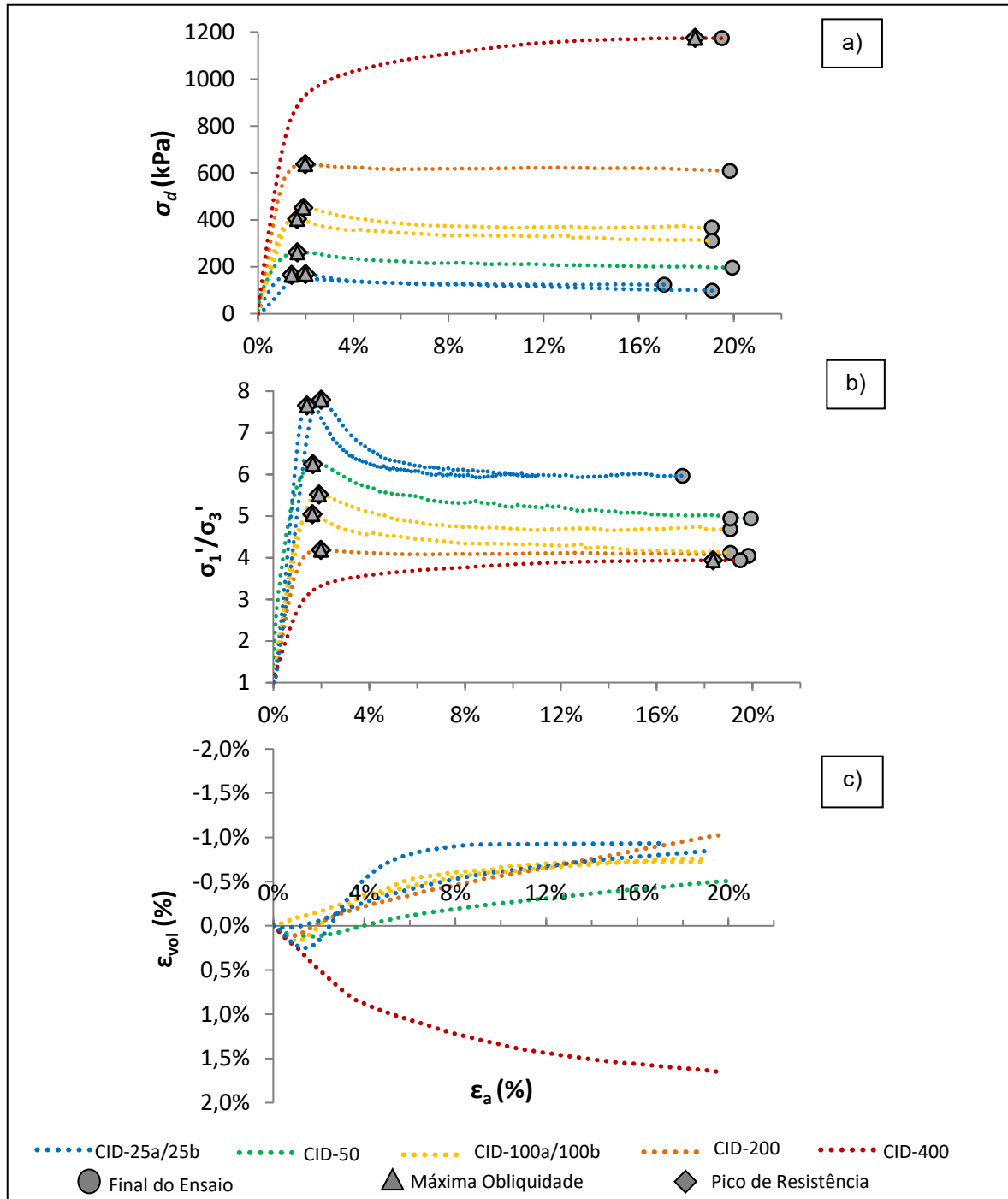
Legenda: Índices físicos iniciais (de moldagem), pós-adensamento (no caso dos ensaios drenados) e pós-cisalhamento dos corpos de prova dos ensaios de compressão triaxial. **Fonte:** Elaborada pela autora.

4.6.2.1 Comportamento drenado

Nos testes CID (**Figura 4.7**), $\sigma_{dm\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$ foram coincidentes em todos os ensaios. Sob $\sigma_c' \leq 200$ kPa, os picos de resistência foram bem definidos, ocorrendo com baixas deformações ($\varepsilon_a \leq 2,0\%$) e coincidentes com o ponto de escoamento do solo, sendo seguidos do comportamento de amolecimento, com a diminuição gradual de $\sigma_{dm\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$, até estas tenderem a valores constantes em grandes deformações. Além disso, o solo apresentou comportamento contrativo ($\varepsilon_{vol} > 0$) para baixas deformações ($\varepsilon_a < 4\%$), seguido de um comportamento dilatante com o aumento de ε_a . Sob $\sigma_c' = 400$ kPa, o ponto de escoamento do

solo não mostrou-se bem definido; $\sigma_{d\text{máx}}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\text{máx}}$ ocorreram sob deformações maiores ($\epsilon_a=18,4\%$), tendendo a se manter constante após este ponto; e o solo apresentou comportamento contrativo durante todo o ensaio.

Figura 4.7 – Comportamento drenado de resistência ao cisalhamento do solo.



Legenda: Comportamento de tensão-deformação drenado do solo, em termos de deformação axial *versus*: **a)** tensão desviadora; **b)** tensão normalizada; e **c)** variação volumétrica. **Fonte:** Elaborados pela autora.

O comportamento drenado do solo mostrou-se mais próximo do encontrado por outros autores para amostras indeformadas de solos saprolíticos; inclusive a tendência de diminuição da resposta dilatante com o aumento da confinante efetiva, até a completa inversão para a resposta contrativa (Chiu e Ng, 2014; Liu et al., 2015; e Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020); e comportamentos de tensão-deformação com transformação de fase (Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020). Apenas o ensaio $\sigma_c'=400$ kPa teve comportamento de endurecimento e contrativo por todo o ensaio (sem mudança de fase), conforme o obtido em outros trabalhos para amostras deformadas (Ng e Chiu, 2003; Ng et al., 2004; Yan e Li, 2012; Liu et al., 2015).

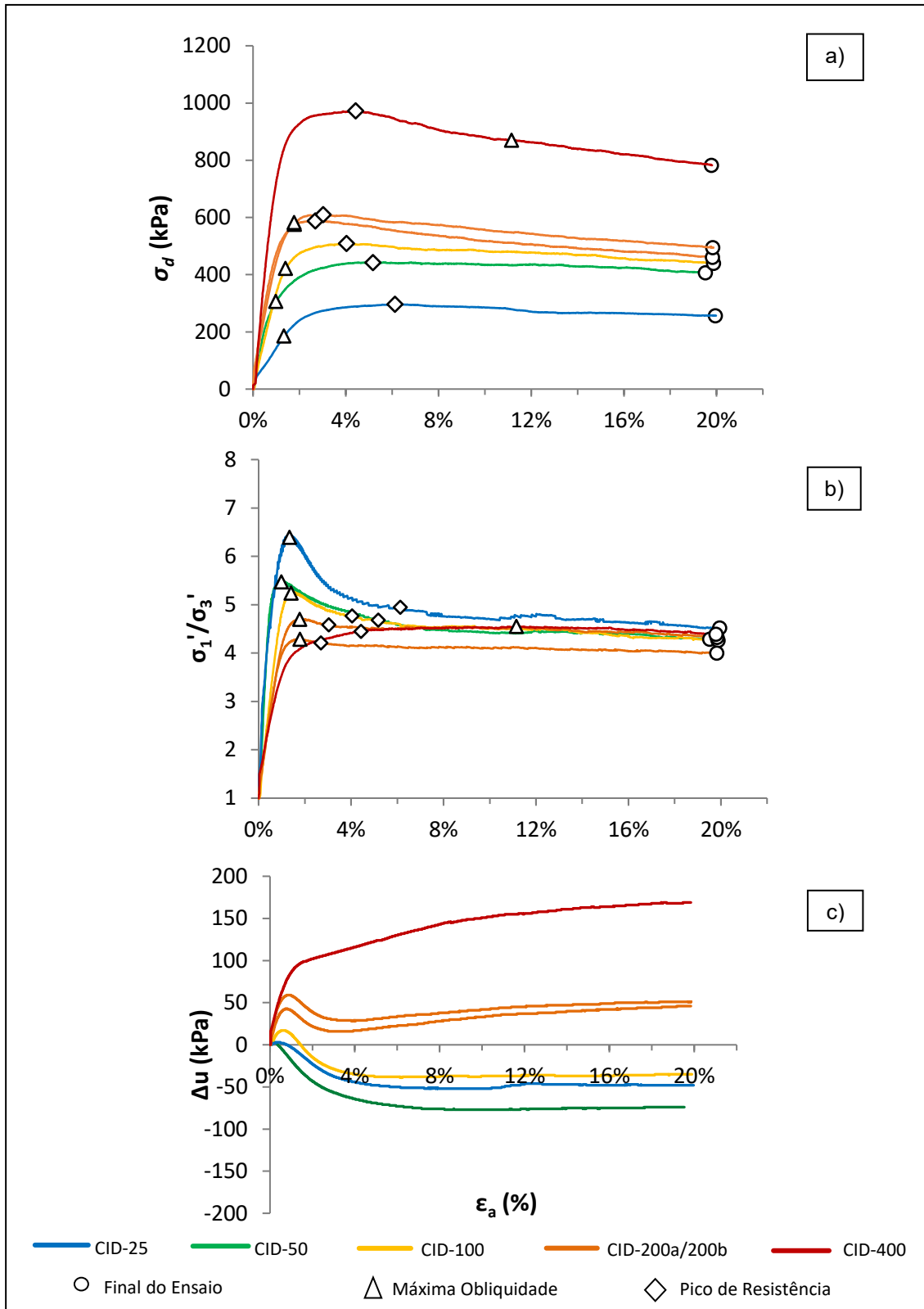
4.6.2.2 Comportamento não drenado

Nos testes CIU (Figura 4.8), o comportamento de resistência ao cisalhamento do solo foi de amolecimento, com a $\sigma_{dm\acute{a}x}$ sendo atingida sem formar picos identificáveis, em estágios de deformação baixos a moderados ($\varepsilon_a \leq 6,1\%$). Sob $\sigma_c' \leq 200$ kPa, o ponto de escoamento do solo ocorreu sob baixas deformações ($\varepsilon_a < 1,8\%$), coincidindo com a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$; e os acréscimos de ε_a em $\sigma_{dm\acute{a}x}$ mostraram uma tendência decrescente com o aumento de σ_c' . Sob $\sigma_c'=400$ kPa, entretanto, a ε_a em $\sigma_{dm\acute{a}x}$ tornou a aumentar, indicando a inversão desta tendência em algum momento; e a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$ só foi atingida com deformações maiores ($\varepsilon_a=11,2\%$), tendendo posteriormente a um valor constante.

Em relação à variação de poropressão, analogamente ao que ocorre nos ensaios CID, sob $\sigma_c' \leq 100$ kPa, após a geração inicial de poropressões positivas de baixa magnitude, Δu passou a crescer negativamente, ocasionando uma tendência dilatante no solo e um acréscimo na sua resistência mesmo após $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$ ser atingida. No ensaio de $\sigma_c'=200$ kPa, a poropressão se manteve no campo positivo em todo o ensaio, e continuamente crescente após $\sigma_{dm\acute{a}x}$ ser atingido; porém, a queda abrupta no instante de $\varepsilon_a \approx 1\%$, após a geração inicial de poropressão, pode denotar um comportamento de transição.

Finalmente, no ensaio de $\sigma_c'=400$ kPa, ocorreu apenas a tendência contrativa, com a geração de poropressão positiva e crescente por todo o ensaio, o que ocasionou uma significativa diminuição gradual da resistência com o aumento da deformação.

Figura 4.8 – Comportamento não drenado de resistência ao cisalhamento do solo



Legenda: Comportamento de tensão-deformação não drenado do solo, em termos de deformação axial versus: a) tensão desviadora; b) tensão normalizada; e c) variação de poropressão. **Fonte:** Elaborados pela autora.

O complexo comportamento não drenado do solo foi ao encontro do encontrado na literatura (Yan e Li, 2012; Ng e Chiu, 2003), tendo sido de amolecimento em todos os ensaios, com uma transformação de fase (de resposta contrativa para dilatante), exceto sob a σ_c' de 400 kPa, em que manteve a tendência contrativa por todo o ensaio.

Em ambos os tipos de teste (CIU ou CID), observou-se a tendência de aumento da razão $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ com a diminuição da tensão confinante efetiva (**Figura 4.7b e 4.8b**).

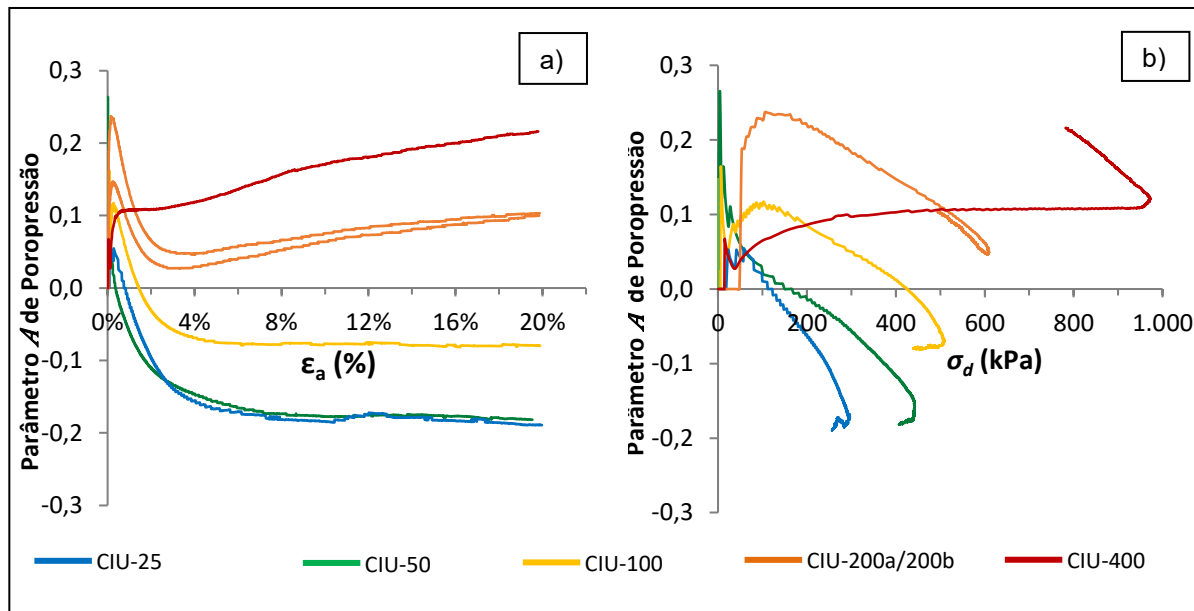
As **Figuras 4.9a e 4.9b** mostram a variação do Parâmetro A de poropressão de Skempton do solo em função de ε_a e σ_d , respectivamente, que é definido segundo as **equações 4.1 e 4.2**:

$$A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad [4.1]$$

onde $\Delta \sigma_3 = 0$

$$\text{então, } A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad [4.2]$$

Figura 4.9 – Comportamento do parâmetro A de poropressão de Skempton.



Legenda: Variação de A em função da: **a)** deformação axial específica; e **b)** da tensão desviadora.

Fonte: Elaborados pela autora.

Observou-se que a geração de poropressões positivas no início dos ensaios é relativamente rápida, com A chegando a 0,26 para $\varepsilon_a \leq 0,3\%$ (**Figura 4.9a**). Sob $\sigma_c' \leq 100$ kPa, A alcança valores negativos de até -0,19, tendendo a se manter constante após $\sigma_{d máx}$. Sob σ_c' de

200 kPa e 400 kPa, entretanto, a $\sigma_{dm\acute{a}x}$ é seguida de uma variação positiva abrupta dos valores de A (0,06 e 0,09, respectivamente), devido à diminuição da resistência e o acréscimo contínuo de poropressão positiva (**Figura 4.9b**), o que é indicativo de tendência à liquefação estática do solo quando sob tensões confinantes maiores que a crítica – uma tendência de comportamento desfavorável para a aplicação do material em alguns tipos de obras, como barragens, por exemplo (Maiolino, 1985; Cruz, 1996).

4.6.2.3 Trajetórias de Tensões Efetivas e Envoltórias de Resistência

A **Figura 4.10** mostra as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios CID e CIU e as envoltórias transformadas de resistência (ou linhas K_f) do solo para grandes deformações – esta, plotada a partir dos pontos representativos de final de ensaio – e para os critérios de ruptura adotados, $\sigma_{dm\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$. As linhas K_f foram representadas no espaço s' versus t' , definidos segundo as **equações 4.3 e 4.4** como:

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad [4.3]$$

$$t' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad [4.4]$$

Tendo em vista a tendência de a resistência ao cisalhamento do solo tornar-se estritamente friccional em grandes deformações, a respectiva K_f foi ajustada por função linear para que o intercepto coesivo fosse zero.

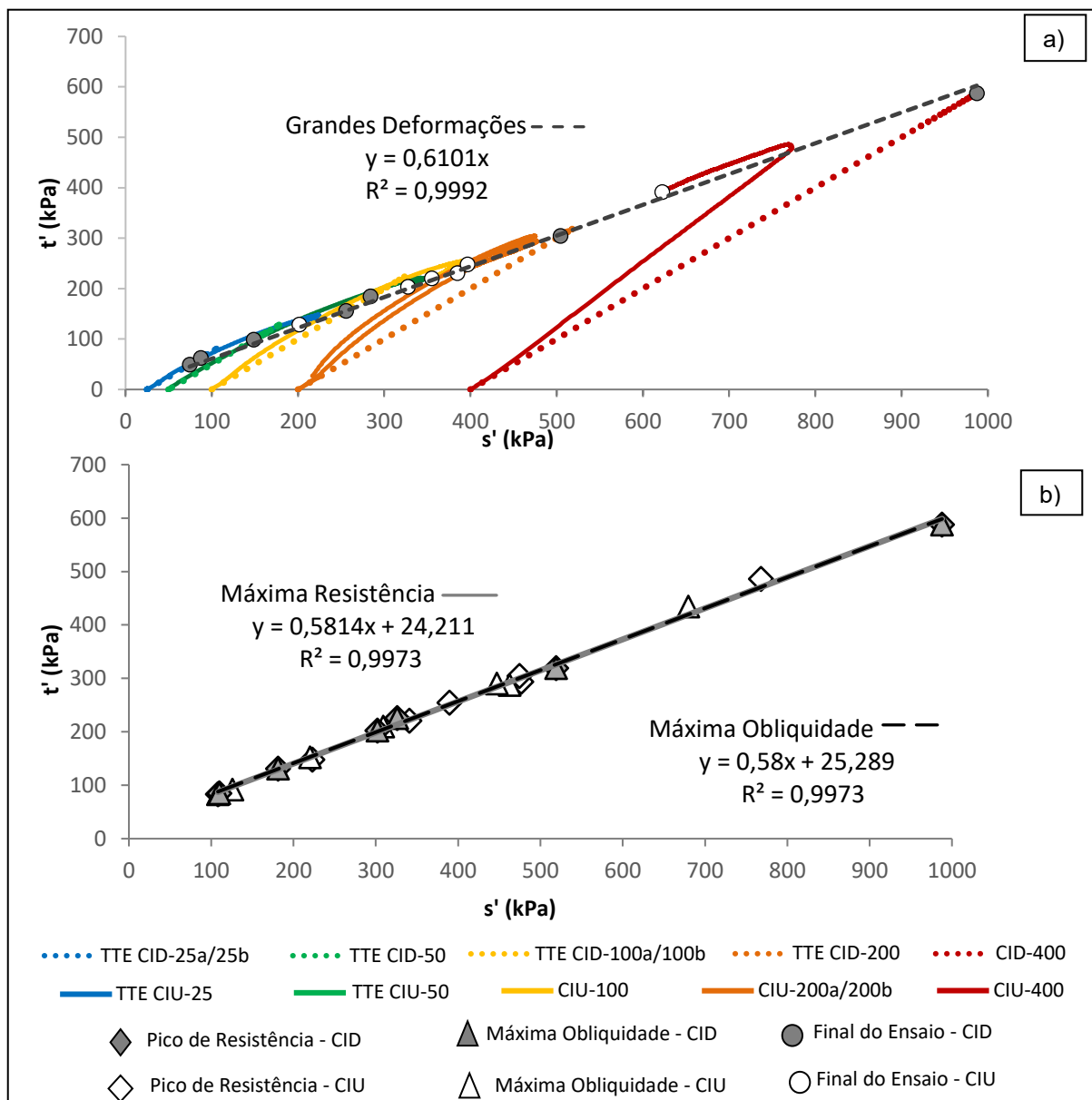
Os parâmetros a' e α' – das linhas K_f – e os parâmetros c' e Φ' – das envoltórias reais de resistência – são mostrados na **Tabela 4.6**, juntamente com parâmetros de resistência de outros solos saprolíticos. Os parâmetros a' e c' são os interceptos coesivos, cuja relação é expressa pela **equação 4.4**; e α' e Φ' , os ângulos de resistência ao cisalhamento, cuja relação é expressa pela **equação 4.5**. Os dois critérios de ruptura adotados geraram linhas K_f muito próximas, quase coincidentes. Pelo fato do solo ser não plástico, atribuiu-se o intercepto coesivo ao aumento do imbricamento dos grãos, ocasionado pela compactação.

$$\sin \Phi' = \tan \alpha' \quad [4.4]$$

$$c = \frac{\alpha'}{\cos \Phi'} \quad [4.5]$$

Comparando-se os parâmetros de resistência obtidos com os dados produzidos por Cruz e Maiolino (1983) – em que os autores conceberam, através de mais de mil ensaios triaxiais realizados em 90 amostras de solos compactados, parâmetros de resistência típicos para vários tipos de solo – confirmou-se que o aspecto textural da rocha de origem é mais determinante no comportamento de tensão deformação do solo saprolítico em questão do que sua mineralogia, com o parâmetro Φ' do solo estudado sendo mais próximo do obtido para o solo residual granítico do que o referente ao solo residual basáltico.

Figura 4.10 – Trajetórias de tensões efetivas e envoltórias de resistência.



Legenda: a) Trajetórias de tensões efetivas, junto à envoltória transformada para grandes deformações. b) Envoltórias transformadas de resistência para os critérios de ruptura adotados. **Fonte:** Elaborados pela autora.

Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência do solo, junto a dados de outros solos saprolíticos.

Rocha Matriz	Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento				
	Critério	a' (kPa)	α (°)	c' (kPa)	Φ' (°)
Gabronorito	$\sigma_{dmá}$	24,2	30,2	29,76	35,6
	$(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$	25,3	30,1	31,04	35,5
	Grandes deformações	0	31,4	0	37,6
Basalto*	-	-	-	11,8 a 39,2	24 a 30
Gnaisse*	-	-	-	0 a 19,6	28 a 32
Xisto e Granito*	-	-	-	9,8 a 44,1	24,5 a 33
Granito*	-	-	-	0 a 19,6	34 a 37

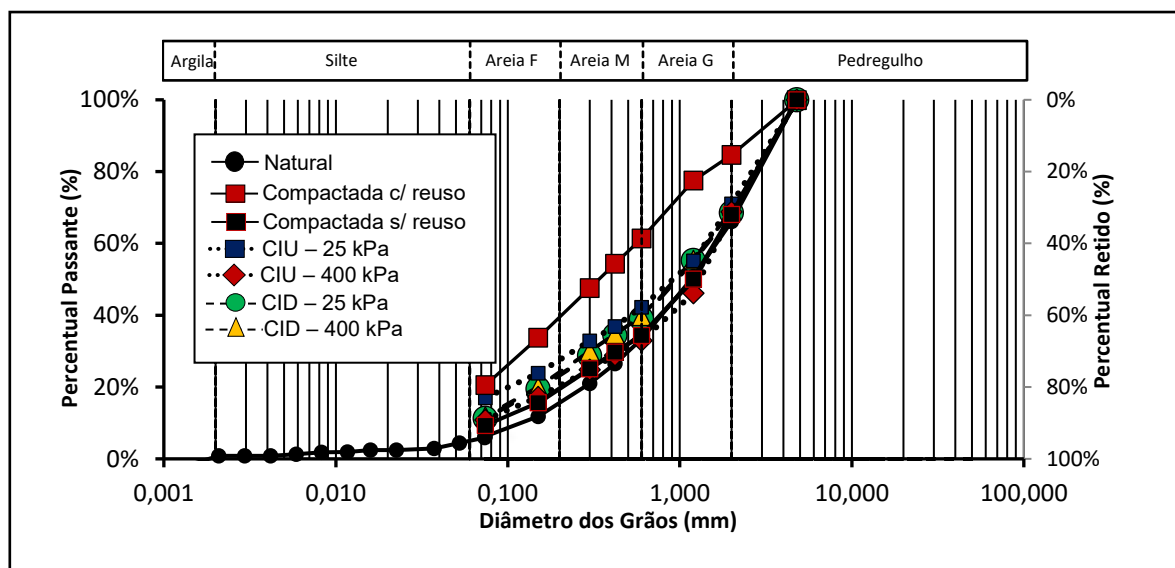
Legenda: Parâmetros das envoltórias transformadas K_f e das envoltórias reais de resistência do solo, junto a dados de outros solos saprolíticos. **Fonte:** Elaborada pela autora. Os dados retirados de Cruz e Maiolino (1983) estão marcados com asterisco (*).

4.7 Quebra de grãos

A **Figura 4.11** mostra as curvas granulométricas do solo natural, das amostras compactadas com e sem reuso, e dos corpos de prova dos ensaios triaxiais, segundo classificação do *Massachusetts Institute of Technology* – M.I.T (Lambe, 1951 apud Lambe e Whitman, 1969) A **Figura 4.12** mostra o comparativo das modificações texturais observadas nos ensaios em relação ao solo natural. Todas as amostras tiveram diminuição textural em relação ao solo natural, sendo a da amostra compactada com reuso a mais significativa. Segundo Shahnazari *et al.* (2013) e Feda (2002), em ensaios triaxiais, o fenômeno da quebra de grãos tende a ser maior em amostras mais densas e crescente com o aumento da tensão desviadora e da tensão confinante efetiva. Entretanto, não se verificou esta correlação direta nas modificações da fração silto-argilosa dos corpos de prova, o que se atribuiu principalmente às tensões confinantes relativamente baixas dos ensaios.

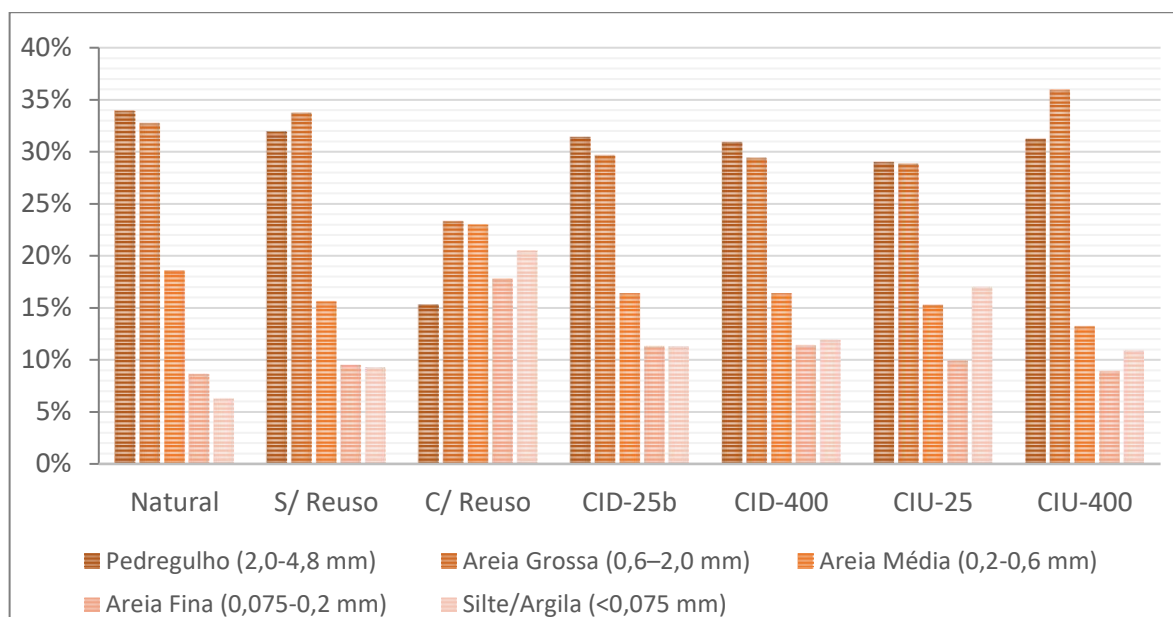
Tratando-se de um solo saprolítico, deve-se considerar, também, o efeito da destruição das estruturas reliquias nas modificações texturais observadas. Esta destruição consiste principalmente na desagregação de aglomerados de minerais que ainda mantêm parte da coesão da rocha original, e não necessariamente na quebra individual de grãos minerais. Entretanto, a contribuição de cada um dos dois processos nas diminuições texturais observadas não pode ser caracterizada no escopo dos ensaios realizados.

Figura 4.11 – Curvas granulométricas obtidas das granulometrias submersas.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura. 4.12 – Comparativo das modificações texturais obtidas das granulometrias submersas, em relação ao solo natural.



Legenda: Distribuição granulométrica das amostras ensaiadas, em relação à da amostra natural. Neste caso, considerou-se como areia fina os grãos <0,2mm retidos na peneira #200, e como silte/argila, os grãos passantes na peneira #200. **Fonte:** Elaborada pela autora.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises e ensaios realizados mostraram que o solo gabroide, originado da decomposição de gabronoritos, tem comportamento não plástico, baixa permeabilidade e baixa compressibilidade – características estas condizentes com sua classificação SUCS de SW-SM. As análises por Difração de Raio-X mostraram a presença de argilominerais expansivos, do grupo das esmectitas. Entretanto, o baixíssimo teor de finos da fração granulométrica argila do solo – reflexo do seu baixo grau de intemperismo – não foi representativo o suficiente para influenciar no comportamento geotécnico do material.

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial mostraram que os corpos de prova foram moldados com um índice de vazios inferior ao do estado crítico do solo, o que significa que a tensão de escoamento, ocasionada pela compactação, tornou o seu comportamento similar ao de um solo sobreadensado, em que tendência dilatante tende a diminuir com o aumento de σ_c' , até a inversão para o comportamento contrativo.

Nos ensaios CID, o comportamento saturado do solo foi frágil, formando picos de resistência bem definidos em baixos níveis de deformação ($\varepsilon_a \leq 2,0\%$), os quais foram seguidos de comportamento de amolecimento, com a diminuição gradual de $\sigma_{dm\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$, até tenderem a valores constantes em grandes deformações; exceto sob σ_c' de 400 kPa, em que o comportamento foi de endurecimento e a $\sigma_{dm\acute{a}x}$ só foi atingida com ε_a de 18,4%.

Nos ensaios CIU, entretanto, o comportamento foi de amolecimento, com a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$ ocorrendo em baixas deformações ($\varepsilon_a < 1,8\%$) e antes da $\sigma_{dm\acute{a}x}$, o que foi atribuído ao acréscimo de resistência conferido pela geração de poropressões negativas, para $\sigma_c' \leq 100$ kPa. Sob σ_c' maiores, entretanto, o atingimento da $\sigma_{dm\acute{a}x}$ é seguido de uma gradual, porém, significativa queda da resistência, ocasionada pelo acréscimo contínuo de poropressão positiva.

Concluiu-se que a resposta não drenada do solo saprolítico compactado em questão tende à liquefação estática, quando tensões confinantes maiores que a crítica – uma tendência de comportamento desfavorável a algumas aplicações geotécnicas, tais como barragens.

Observou-se que os dois critérios de ruptura adotados, $\sigma_{dm\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$, geraram envoltórias de resistência quase coincidentes, com valores de Φ' e c' de 35,6° e 29,76 kPa e 35,5° e 31,04 kPa, respectivamente, com valores de Φ' se assemelhando àqueles obtidos para solos saprolíticos graníticos, em trabalhos anteriores.

Por fim, à despeito das modificações texturais produzidas pelos ensaios de compactação com e sem reuso de amostra e triaxiais, não foi possível caracterizar o fenômeno da quebra de

grãos, no escopo dos ensaios realizados, tendo em vista a inobservância da correlação direta entre o aumento da fração fina e o aumento da σ_c' dos ensaios triaxiais.

5.1 Sugestões para estudos futuros

- i. Por limitações de equipamento (carga máxima comportada), não foi possível traçar a linha de compressão isotrópica por não ter sido possível definir satisfatoriamente a reta virgem, além de haver certa dispersão entre os dados dos ensaios drenados e não drenados. Portanto, para estudos futuros é recomendável a realização de um maior número de ensaios de compressão triaxial e em tensões confinantes maiores que as utilizadas, de forma que seja possível traçar a LIC e, conseqüentemente, identificar mais precisamente a tensão de escoamento e observar a sua influência no comportamento de tensão-deformação do solo.
- ii. Realização de ensaios nas três energias de compactação, seguidos de ensaios triaxiais com um intervalo maior de tensões confinantes efetivas utilizadas; granulometrias pós-cisalhamento e análises por MEV elucidariam melhor a ocorrência da quebra de grãos no solo e sua influência no comportamento de tensão deformação.
- iii. O ideal é que se eliminasse possíveis discrepâncias entre as estruturas dos espécimes obtidos por métodos de compactação distintos (dinâmica e estática), de forma a facilitar a repetibilidade dos resultados obtidos. Isto poderia ser atingido talhando-se os corpos de prova diretamente dos cilindros de compactação; ou se utilizando o método de moldagem de Ladd (1978), que utiliza o princípio da subcompactação para conseguir espécimes mais homogêneos e é precedido pelo ensaio de índice máximo e mínimo de vazios.
- iv. Estudos do solo no estado não-saturado.

6. REFERÊNCIAS

- [1] AKAYULI, C.F.A.; GIDIGASU, S.S.R.; GAWU, S.K.Y. Geotechnical evaluation of a Ghanaian black cotton soil for use as clay liner in tailings dam construction. **Gana Mining Journal**, v. 14, pp. 21–26, 2013.
- [2] AMADI; A.A.; EBEREMU; A.O. Potential application of lateritic soil stabilized with cement kiln dust (CKD) as liners in waste containment structures. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, nº 4, pp. 1221–1230, 2013.
- [3] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4318–17e1: Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. Pensilvânia, 2017.
- [4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4767–11: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soil. Pensilvânia, 2020.
- [5] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5084–16 Standard test methods for measuring the hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. Pensilvânia, 2016.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6913/D6913M–17: Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. Pensilvânia, 2017a.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D698–12R21: Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m<sup>3- [8] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D7181– 20. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. Pensilvânia, 2020.
- [9] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D854–14: Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. Pensilvânia, 2014.
- [10] BLIGHT, G.E., LEONG, E.C. **Mechanics of Residual Soils**, 2nd ed. The Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 2012.
- [11] BUOL, S. W.; WEED, S. B. Saprofite-soil transformations in the Piedmont and Mountains of North Carolina. **Geoderma**, v. 51, pp. 15-28, 1991.
- [12] CASAGRANDE, A. (1947). Classification and identification of soils. **Transactions of the American Society of Civil Engineers – ASCE**, vol. 113, nº 1. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0006109>
- [13] CHIOSSI, N. J. **Geologia de engenharia**, 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.</sup>

- [14] CHIU, C. F.; NG C. W. W. Relationships between chemical weathering indices and physical and mechanical properties of decomposed granite. **Engineering Geology**, v. 179, pp. 76–89, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.06.021>
- [15] SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL – SGB. **Geologia e recursos minerais da folha de Lajes - SB.24-XD-VI. Escala 1:100.000**. Brasília, 2014. Disponível em: <http://dspace.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/20238> . Acesso em: 03 mar. 2023.
- [16] COSTA, W. D. **Geologia de Barragens**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- [17] CRUZ, P. T. **100 Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.
- [18] CRUZ, P. T. da; MAIOLINO, A. L. G. Materiais de construção. *In*: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: ABMS/ABGE/CBMR, 1983.
- [19] DANTAS, E. U.; FERREIRA, R. V. Relevô. *In*: PFALTZGRAFF, P. A. dos S.; TORRES, F. S. de M. (org.). **Geodiversidade do estado do Rio Grande do Norte**. Rio de Janeiro: SGB, 2010. p. 79-92.
- [20] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de Pavimentação**, 3ª ed. Rio de Janeiro, 2006.
- [21] DJARWADI, D.; SURYOLELONO, K.; SUHENDRO, B.; HARDIYATMO, H. Investigation on the resistant of tropical residual soils as clay core of rock fill dams against hydraulic fracturing. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, v. 2, nº 49, pp. 1718-1722, 2016. <https://doi.org/10.3208/jgssp.INA-01>
- [22] ELKAMHAWY, E.; ZHOU, B.; WANG, H. Experimental investigation of both the disturbed and undisturbed granitic saprolite soil. **Environmental Earth Sciences**, v. 79, nº 276, 2020. <https://doi.org/10.1007/s12665-020-09026-y>
- [23] EMMANUEL, E.; ANGGRAINI, V.; GIDIGASU. A critical reappraisal of residual soils as compacted soil liners. **SN Applied Sciences**, v. 1, nº 5, artigo 460, 2019. <https://doi.org/10.1007/s42452-019-0475-7>
- [24] FEDDA, J. Notes on the effect of grain crushing on the granular soil behaviour. **Engineering Geology**, v. 63, nº 1-2, pp. 93-98, 2002. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(01\)00072-2](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00072-2)
- [25] FERREIRA B.; ALMEIDA M.; LOPES F.; REIS CAVALCANTI M.; PIRES FILHO C. On the Use of Random Material in Dam Cores: Case of the Manso Dam, Brazil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 40, nº 4, pp. 1973-1987, 2022. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-02003-7>
- [26] FRAZIER, C., GRAHAM. R. Pedogenic transformation of fractured granitic bedrock, southern California. **Soil Science Society of America Journal**, v. 6, nº6, pp. 2057–2069, 2000. <https://doi.org/10.2136/sssaj2000.6462057x>

- [27] GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE – GEO. **Geoguide 3 — guide to rock and soil descriptions**. Hong Kong: GEO, Civil Engineering Department, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2017.
- [28] HAMDI, N.; SRASRA, E. Hydraulic conductivity study of compacted clay soils used as landfill liners for an acidic waste. **Waste Management (Elmsford)**, v. 33, n° 1, pp. 60-66, 2013.
- [29] INDRAWAN, I.G.B., RAHARDJO, H., LEONG, E.C. Effects of coarse-grained materials on properties of residual soil. **Engineering Geology**, v. 82, n. 3, pp. 154–164, 2006
- [30] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Mapa geomorfológico do Brasil**. Escala 1:5.000.000. Rio de Janeiro: IBGE, 1995.
- [31] KUNDIRI, A. M.; OSINUBI, K. J. Reliability evaluation of two compacted tropical soils for use in municipal solid waste containment application. *In: 8TH INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS*, 2018, Singapore. **Proceedings**[...]. Singapore: Springer, 2018, pp. 544-554.
- [32] LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics: SI Version**. New York: John Wiley and Sons Inc., 1969.
- [33] LE MAITRE, R. W. **A classification of igneous rock and glossares of term**. New Jersey: Blackwell Science, 1989.
- [34] LEE, I. K. **Mechanical behaviour of compacted decomposed granite soil**. 1991. 232 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). City University of London, London, 1991.
- [35] LEE, K. L.; HALEY, S. E. Strength of compacted clay at high pressure. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE**, v. 94, n° 6, 1968. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001198>
- [36] LIU, P.; ZHOU, X.; HE, Y. Bond yield characteristics of undisturbed completely decomposed granite. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2015, 2015. <https://doi.org/10.1155/2015/325162>
- [37] MAIOLINO, A. L. G. **Resistência ao cisalhamento de solos compactados: uma proposta de tipificação**. 1985. 385 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1985.
- [38] MEDEIROS, V. C. de; NASCIMENTO, M. A. L. do; SOUZA, D. C. Geologia. *In: PFALTZGRAFF, P. A. dos S.; TORRES, F. S. de M. (org.). Geodiversidade do estado do Rio Grande do Norte*. Rio de Janeiro: Serviço Geológico do Brasil – SGB, 2010. p. 15-38.
- [39] MELLO, V. F. B. de. Thoughts on soil engineering applicable to residual soils. *In: 3RD SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING. Proceedings*[...]. Bangkok: Guest Lecture, 1972, pp. 5-34.

- [40] MIGUEL M. G.; BARRETO R. P.; PEREIRA S. Y. Study of a tropical soil in order to use it to retain aluminum, iron, manganese and fluoride from acid mine drainage. **Journal of Environmental Management**, v. 204, parte 1, pp. 563-570, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.09.024>
- [41] MITCHELL, J.K. **Fundamentals of Soil Behavior**. New York, Wiley, 1976.
- [42] MORI, R. T. Propriedades de engenharia de solos saprolíticos. *In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ*, 1983, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: ABMS/ABGE/CBMR, 1983.
- [43] NG, C. W. W.; CHIU A. C. F. Laboratory study of loose saturated and unsaturated decomposed granitic soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 129, nº 6, pp. 550–559, 2003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:6\(550\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:6(550))
- [44] NG C. W. W.; FUNG W. T.; CHEUK C. Y.; ZHANG L. Influence of stress ratio and stress path on behavior of loose decomposed granite. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 13, nº 1, pp. 36–44, 2004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:1\(36\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:1(36))
- [45] OLIVEIRA, A. M. S; MONTICELLI, J. J (ed). **Geologia de Engenharia e Ambiental, volume 2: Métodos e Técnicas**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental – ABGE, 2018.
- [46] PAIVA, D. B. C. de. **Geoquímica, evolução magmática e condições de cristalização do Plúton São João do Sabugi, RN**. 2020. 95 fls. Dissertação (Mestrado em Geodinâmica e Geofísica) – UFRN, Natal, 2020.
- [47] PASTORE, E. L. **Maçãos de solos saprolíticos em fundação de barragens de concreto-gravidade**. 1992. 240 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos/ USP, São Carlos, 1992.
- [48] PINHEIRO, J. U.; BRISTOT, G.; LUCENA, L. R. F. de. Clima do Estado do Rio Grande do Norte. *In: PFALTZGRAFF, P. A. dos S.; TORRES, F. S. de M. (Org.). Geodiversidade do estado do Rio Grande do Norte*. Rio de Janeiro: CPRM, 2010. pp. 95-98.
- [49] RAHARDJO H., MELINDA F., LEONG E.C., REZAUR R.B. Stiffness of a compacted residual soil. **Engineering Geology**, v. 120, nº 1, pp. 60–67, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.04.006>
- [50] RESENDE, M.; CURI, N.; KER, J. C.; REZENDE, S. B. de. **Mineralogia de solos Brasileiros: interpretação e aplicações, 2ª ed. revisada e ampliada**. Lavras: UFLA, 2011.
- [51] ROCCHI, I.; COOP, M. R., MACCARINI, M. The effects of weathering on the physical and mechanical properties of igneous and metamorphic saprolites. **Engineering Geology**, v. 231, pp. 56–67, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.10.003>

- [52] SANTOS, A. do C.; SILVA, R. C. da; SILVA NETO, E. C. da; ANJOS, L. H. C. dos; PEREIRA, M. G. Weathering and pedogenesis of mafic rock in the Brazilian Atlantic Forest. **Journal of South American Earth Sciences**, v. 111, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jsames.2021.103452>
- [53] SANTOS, A. do C.; PEREIRA, M. G.; ANJOS, L. H. C. dos; BERNINI, T. A.; COOPER, M. Genesis of Soils Formed from Mafic Igneous Rock in the Atlantic Forest Environment. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 40, 2016. <https://doi.org/10.1590/18069657rbc20150056>
- [54] SCARCIGLIA, F.; LE PERA, E.; CRITELLI, S. Weathering and pedogenesis in the Sila Grande Massif (Calabria, South Italy): from field scale to micromorphology. **Catena**, v. 61, n° 1, pp. 1–29, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2005.02.001>
- [55] SEED, H. D.; CHAN, C. K. (1959a). Structure and strength of compacted clays. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division -- ASCE**, vol. 85, n° 5. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000229>
- [56] SEED, H.D. e CHAN, C.K. (1959b). Undrained strength of compacted clays after soaking. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division -- ASCE**, vol. 85, n° 6. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000236>
- [57] SHAHNAZARI, H.; REZVANI, R. Effective parameters for the particle breakage of calcareous sands: an experimental study. **Engineering Geology**, v. 159, pp. 98-105, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.03.005>
- [58] SOUZA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- [59] STRECKEISEN, A. To each plutonic rocks its proper name. **Earth Science Reviews**, v. 12, pp. 1-33, 1976.
- [60] TAYLOR, D.W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. New York: Wiley, 1948.
- [61] TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. (Org.). **Decifrando a Terra**, 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- [62] TSOZUÉ, D.; NDJIGUI, P.D. Geochemical Features of the Weathered Materials Developed on Gabbro in a Semi-Arid Zone, Northern Cameroon. **Geosciences**, v. 7, n° 16, 2017. <https://doi.org/10.3390/geosciences7020016>
- [63] TSOZUÉ, D.; NZEUKOU, A. N.; AZINWI, P. T. Genesis and classification of soils developed on gabbro in the high reliefs of Maroua region, North Cameroon. **Eurasian Journal of Soil Science**, v. 6, n° 2, pp. 168 – 177, 2017. <https://doi.org/10.18393/ejss.286631>
- [64] UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE. **Relatório nº 2 - Estudos básicos referentes à elaboração dos projetos para implantação da Barragem Alívio – Lajes/RN**. Natal: CT/UFRN, 2022. 167 p. (Série Texto Técnico Termo de Execução Descentralizado nº 01/2021 – DNOCS-UFRN).

- [65] WANG, Y. H.; YAN W. M. (2006) Laboratory studies of two common saprolitic soils in Hong Kong. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 132, n° 7, pp. 923–930, 2006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:7\(923\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:7(923))
- [66] YAN, W. M.; LI, X. S. Mechanical response of a medium–fine–grained decomposed granite in Hong Kong. **Engineering Geology**, v. 129-130, pp. 1–8, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.12.013>
- [67] YAN, W. M.; LI X. S. A model for natural soil with bonds. **Géotechnique**, v. 61, n° 2, pp. 95–106, 2011. <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.061>
- [68] YONG, L. L.; EMMANUEL, E.; PURWANI, R.; ANGGRAINIR, V. Geotechnical assessment of Malaysian residual soils for utilization as clay liners in engineered landfills. **International Journal of GEOMATE**, v. 16, n° 58, pp. 20–25, 2019. <https://geomatejournal.com/geomate/article/view/2706>
- [69] ZARUBA, O.; MENCL, V. **Engineering Geology**. Amsterdam: Elsevier, 1976.