

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DIOGO LUIZ GUESSER

**RESISTÊNCIA, EXPANSÃO E COMPRESSÃO DE SOLO
ARGILOSO RESIDUAL DE GNAISSE.**

FLORIANÓPOLIS, 2025.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DIOGO LUIZ GUESSER

**RESISTÊNCIA, EXPANSÃO E COMPRESSÃO DE SOLO
ARGILOSO RESIDUAL DE GNAISSE.**

Projeto de Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador:
Prof. Fabio Krueger da Silva, Doutor

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Guesser, Diogo Luiz
**RESISTÊNCIA, EXPANSÃO E COMPRESSÃO DE SOLO ARGILOSO
RESIDUAL DE GNAISSE.** / Diogo Luiz Guesser; orientação de
Fabio Krueger da Silva. - Florianópolis, SC, 2025.
100 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.
Inclui Referências.

1. Solo Residual de Gnaisse. 2. Solo Argiloso. 3.
Caracterização Física. 4. Caracterização Mecânica. 5.
Ensaio de Laboratório. I. Krueger da Silva, Fabio. II.
Instituto Federal de Santa Catarina. III. **RESISTÊNCIA,
EXPANSÃO E COMPRESSÃO DE SOLO ARGILOSO RESIDUAL
DE GNAISSE..**

**RESISTÊNCIA, EXPANSÃO E COMPRESSÃO DE SOLO ARGILOSO
RESIDUAL DE GNAISSE.**

DIOGO LUIZ GUESSER

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil em 2025 e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 16 de Dezembro, 2025.

Banca Examinadora:

Fabio Krueger da Silva, Doutor

Fernanda Simoni Schuch, Doutora.

Henrique Francisco Milan Júnior, Engenheiro Civil.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus pela sabedoria, pela força e por me guiar nesta jornada.

Aos meus amados pais, Ednei e Jossi, minha eterna gratidão. Vocês são minha inspiração e o pilar de apoio que tornou a dedicação aos estudos uma realidade.

Ao meu irmão, Daniel, agradeço pelo apoio constante, pelo companheirismo e por cada momento compartilhado.

À minha noiva, Beatriz, seu amor, companheirismo e incentivo durante todos os anos de graduação foram essenciais. Você me transformou em uma pessoa melhor.

À minha sogra, Rosilda, minha gratidão pelo incentivo e por ceder o sítio para a coleta do solo para esta pesquisa.

A todos os meus familiares, que sempre torceram pelas minhas conquistas, o meu reconhecimento e carinho.

A todos meus colegas de curso, pela parceria e apoio durante os anos de graduação.

Aos colegas de trabalho que, fora da sala de aula, também contribuíram significativamente para a minha formação profissional.

Ao meu orientador de pesquisa e TCC, Professor Fabio, agradeço imensamente pelo seu conhecimento, orientação e, acima de tudo, por ter sido um grande amigo e conselheiro.

Aos professores que compartilharam seus conhecimentos e experiências, contribuindo para a minha formação profissional.

Ao IFSC, minha gratidão por ser a instituição que me acolheu por nove anos, me formando primeiro como técnico em Edificações e, agora, como futuro Engenheiro Civil, oferecendo toda a estrutura necessária para este percurso.

E, por fim, à minha fiel companheira de estudos, a gata Eva, que soube me acalmar durante tantas horas de dedicação no meu colo.

É semelhante a um homem que,
edificando uma casa, cavou
profundamente, e pôs os alicerces sobre a
rocha. Vindo uma inundação, investiu a
torrente contra aquela casa, e não pôde
movê-la, porque estava bem edificada.
(Lucas 6:48)

RESUMO

Os solos residuais de gnaiss são materiais de ampla ocorrência no estado de Santa Catarina, mas que carecem de estudos detalhados sobre suas propriedades geotécnicas em diversas localidades. Este trabalho tem como objetivo a determinação dos parâmetros físicos e mecânicos de solo residual de gnaiss na cidade de Antônio Carlos (SC). A metodologia envolve a execução de uma série de ensaios de laboratório em amostras deformadas e compactadas, incluindo análise granulométrica, determinação dos limites de Atterberg, massa específica dos grãos, ensaios de compactação nas energias normal e intermediária, compressão simples, compressão diametral e, de forma pioneira no IFSC - Câmpus Florianópolis, o ensaio de compressão confinada. Como resultado o solo foi classificado como argiloso e se mostrou atípico por possuir um alto limite de liquidez, o ensaio de compactação apresentou uma massa específica aparente seca baixa e uma umidade ótima elevada, entretanto, nos ensaios de resistência à compressão simples, o solo compactado foi classificado como argila de consistência muito rija e dura. A resistência à tração (compressão diametral) atingiu cerca de 25% da resistência à compressão. Quanto à compressibilidade, o solo se apresentou menos deformável na energia de compactação intermediária, devido ao estado de densificação aplicado. Para ambas as energias, ocorreu expansão ao serem inundadas, resultando em um aumento considerável dos parâmetros de compressibilidade.

Palavras-chave: Solo Residual de Gnaiss. Solo Argiloso. Caracterização Física. Caracterização Mecânica. Ensaios de Laboratório.

ABSTRACT

Residual gneiss soils are widely distributed throughout the state of Santa Catarina, however, detailed studies regarding their geotechnical properties in various localities are still lacking. The objective of this study is determine the physical and mechanical parameters of a residual gneiss soil from the city of Antônio Carlos, SC. The methodology involved performing a series of laboratory tests on disturbed and compacted samples, including particle size analysis, Atterberg limits, specific gravity of soil solids, compaction tests at standard and intermediate energies, unconfined compression, indirect tensile strength (split tensile), and—in a pioneering effort at IFSC - Florianópolis Campus—the confined compression test (edometer test). The results classified the soil as clayey, appearing atypical due to its high liquid limit. The compaction test showed a low maximum dry density and high optimum moisture content , yet the unconfined compression tests classified the compacted soil as a very stiff to hard clay. The tensile strength (split tensile test) reached about 25% of the compressive strength. Regarding compressibility, the soil proved to be less deformable at the intermediate compaction energy due to the applied densification state. For both energies, swelling occurred upon inundation, resulting in a considerable increase in the compressibility parameters.

Keywords: Residual Gneiss Soil. Clayey Soil. Physical Characterization. Mechanical Characterization. Laboratory Tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - O tipo e a intensidade do intemperismo.....	18
Figura 2 – Perfil de Argissolo Vermelho-Amarelo.....	19
Figura 3 - Esquema do processo de erosão, transporte e deposição de materiais do solo.	20
Figura 4 - Exemplo de curvas de distribuição granulométrica.....	21
Figura 5 - Classificação da graduação dos solos.....	22
Figura 6 –Ensaio com picnômetro em andamento.....	23
Figura 7 – Estados de consistência e suas fronteiras.....	24
Figura 8 – Exemplo de curva de compactação.....	25
Figura 9 – Resultados de curvas de compactação variando pela granulometria.....	26
Figura 10 – Resultado de curvas de compactação com diferentes energias.....	26
Figura 11 – Ensaio de compressão simples.....	27
Figura 12 – Comportamento tensão-deformação em solos.....	28
Figura 13 – Ensaio de compressão diametral.....	29
Figura 14 – Curva de compressibilidade.....	30
Figura 15 – Comparação de curvas de compressibilidade.....	31
Figura 16 – Localização do município.....	36
Figura 17 – Mapa Topográfico do município de Antônio Carlos.....	38
Figura 18 – Climatologia em Antônio Carlos.....	39
Figura 19 – Mapa Geológico e litológico de Antônio Carlos.....	40
Figura 20 – Mapa Pedológico de Antônio Carlos.....	41
Figura 21 – Mapa Geotécnico Preliminar de Antônio Carlos.....	42
Figura 22 – Talude.....	43
Figura 23 – Coleta do solo.....	43
Figura 24 – Comparação do local de estudo em diferentes anos.....	44
Figura 25 – Fluxograma das etapas da pesquisa.....	46
Figura 26 – Etapa de sedimentação.....	48
Figura 27 – Etapas do Peneiramento.....	49
Figura 28 - Etapas do Ensaio de densidade real dos grãos.....	50
Figura 29 – Etapas do Ensaio de densidade real dos grãos.....	51
Figura 30 – Verificação para iniciar a etapa e etapa finalizada.....	52
Figura 31 – Ensaio limite de plasticidade.....	53
Figura 32 – Etapas do ensaio de compactação.....	55

Figura 33 – Compactação no cilindro Harvard	56
Figura 34 – Ensaio de compressão simples.....	57
Figura 35 – Ensaio de compressão diametral	58
Figura 36 – Cravação do anel de compressão confinada	59
Figura 37 – Corpo de prova para ensaio de compressão confinada	60
Figura 38 - Equipamento do ensaio de compressão confinada.....	61
Figura 39 – Ensaio de permeabilidade.....	62
Figura 40- Curva de distribuição granulométrica.....	65
Figura 41 – Triângulo textural.....	66
Figura 42 - Gráfico do Limite de Liquidez.....	68
Figura 43 – Carta de Plasticidade de Casagrande.....	69
Figura 44 - Curvas de compactação	72
Figura 45 – Curvas tensão deformação do ensaio de compressão simples	74
Figura 46 – Rigidez	75
Figura 47 - Curva de compressibilidade energia normal, em condição não inundada.	79
Figura 48 - Curva de compressibilidade energia normal, em condição inundada.	82
Figura 49 - Curva de compressibilidade energia intermediária, em condição não inundada.	84
Figura 50 - Curva de compressibilidade energia intermediária, em condição inundada.	86
Figura 51 – Curvas de compressibilidade de solos residuais de gnaiss compactados.....	88
Figura 52 - Relação entre o índice de vazios (e) e o coeficiente de permeabilidade (k).....	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Análise granulométrica de solos Residuais.....	32
Tabela 2 – Densidade Real dos grãos de solos Residuais.	32
Tabela 3 – Limites de Atterberg de solos Residuais.	33
Tabela 4 – Ensaio de Compactação em solos Residuais.....	34
Tabela 5 – Ensaio de Compressão Simples e Diâmetral em solos Residuais.....	34
Tabela 6 – Ensaio de Compressão Confinada em solos Residuais.	35
Tabela 7 – Ensaio de Densidade real dos grãos (γ_s)	67
Tabela 8 - Resumo dos Resultados de Caracterização Física.....	70
Tabela 9 – Resumo dos parâmetros de compactação.	72
Tabela 10 – Comparação de resultados de compressão simples energia normal	76
Tabela 11 - Comparação de resultados de compressão diâmetral energia normal ..	77
Tabela 12 – Propriedades de compressibilidade de solos residuais de gnaiss compactados.....	87
Tabela 13 – Comparação de resultados de compressibilidade	90

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa	15
1.2	Definição do Problema	16
1.3	Objetivo Geral.....	16
1.4	Objetivos Específicos	16
2	REVISÃO DE LITERATURA	18
2.1	Solos residuais.....	18
2.2	Ensaio de Laboratório	21
2.2.1	Análise Granulométrica	21
2.2.2	Densidade Real dos Grãos.....	23
2.2.3	Limites de Atterberg	24
2.2.4	Ensaio de Compactação.....	25
2.2.5	Ensaio de Compressão Simples	27
2.2.6	Ensaio de Compressão Diametral	28
2.2.7	Ensaio de Compressão Confinada	29
2.3	Propriedades Geotécnicas de Solos Residuais	31
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	36
3.1	Relevo	37
3.2	Clima	38
3.3	Geologia e Litologia.....	39
3.4	Pedologia.....	40
3.5	Dados do Talude	42
4	MÉTODO DA PESQUISA	45
4.1	Fluxograma.....	45
4.2	Coleta e preparação da amostra.....	47
4.3	Análise Granulométrica	47
4.4	Densidade real dos grãos.....	49
4.5	Limites de Atterberg	51
4.6	Ensaio de Compactação.....	54
4.7	Ensaio de Compressão Simples	55
4.8	Ensaio de Compressão Diametral	57
4.9	Ensaio de Compressão Confinada	59
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	64
5.1	Ensaio de Caracterização Física.....	64
5.1.1	Análise Granulométrica	64
5.1.2	Densidade real dos grãos.....	67
5.1.3	Limites de Atterberg	67
5.1.4	Resultados da caracterização física.....	70
5.2	Ensaio de caracterização mecânica	71
5.2.1	Ensaio de compactação	71
5.2.2	Ensaio de compressão simples.....	73
5.2.3	Ensaio de compressão diametral	76
5.3	Ensaio de compressão confinada	77
5.3.1	Ensaio com energia normal (não inundado).....	77
5.3.2	Ensaio com energia normal (inundado).....	81

5.3.3	Ensaio com energia intermediária (não inundado)	83
5.3.4	Ensaio com energia intermediária (inundado)	85
5.3.5	Relação permeabilidade e índice de vazios	90
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	92
6.1	Sugestões para trabalhos futuros	95
	REFERÊNCIAS	96

1 INTRODUÇÃO

Solos residuais são formados pela decomposição (intemperismo) da rocha matriz e permanecem no local de origem, sem sofrer transporte significativo Boehl (2011). Eles constituem um manto que preserva características da rocha mãe, apresentando um arcabouço sólido estruturado. Sua ocorrência se dá onde a velocidade de decomposição supera a de erosão, resultando em materiais com grande variabilidade de comportamento. Apesar dessa heterogeneidade, são amplamente empregados em obras de Engenharia Civil. No estado de Santa Catarina, solos residuais derivados de gnaiss apresentam características singulares que exigem uma análise detalhada para garantir sua aplicabilidade em projetos de infraestrutura.

No município de Antônio Carlos, na Grande Florianópolis, observa-se uma escassez de dados geotécnicos específicos sobre seus solos residuais de gnaiss. O panorama regional conta com pesquisas significativas, notadamente as desenvolvidas por Godoi (2014) e Silva (2015), que investigaram a fundo o comportamento mecânico de solos gnáissicos na cidade vizinha Santo Amaro da Imperatriz. No entanto, tais estudos concentraram-se primordialmente na análise de amostras indeformadas, visando compreender a influência da cimentação e da estrutura natural do solo.

Este trabalho foi realizado por meio de ensaios laboratoriais em amostras compactadas de um solo residual de gnaiss da cidade de Antônio Carlos (SC). Os procedimentos incluem uma caracterização física a partir de análise granulométrica, densidade real dos grãos e limites de consistência. A análise mecânica foi feita através de ensaios de compressão simples, diametral e compressão confinada, conduzidos em corpos de prova moldados por meio de compactação dinâmica, em diferentes energias.

A pesquisa procura analisar a influência dos processos de compactação de solos nas principais propriedades dos materiais: a resistência e deformabilidade. No caso da resistência, o trabalho avaliou a contribuição da densificação de amostras compactadas em diferentes energias e suas

consequências sob a resistência à compressão e a tração. Em relação a deformabilidade, interpretou a variação do índice de vazios sob diferentes carregamentos verticais e confinados. Permitindo verificar alteração no padrão de comportamento através da interpretação das curvas de compressibilidade em amostras moldadas na energia de compactação normal e intermediária. Acrescenta-se, que foi analisada a expansibilidade do solo residual de gnaiss em amostras inundadas. Dessa forma, este trabalho permitiu ampliar a base de conhecimento das propriedades geotécnicas deste solo fornecendo subsídios técnicos para concepção segura, eficiente e econômica de projetos de infraestrutura na região.

1.1 Justificativa

Segundo o IBGE, o município de Antônio Carlos, situado no estado de Santa Catarina, possui uma área total de 234,4 km², sendo que o solo residual de gnaiss estudado nesta pesquisa abrange uma área de 106,2 km², conforme identificado por Guesser (2013). Essa unidade geotécnica atinge aproximadamente 50% da área do município, o que justifica a importância de caracterizar suas propriedades físicas e mecânicas e consequente potencial de utilização em obras de Engenharia Civil.

A caracterização dos solos é um passo essencial para compreender o comportamento resistente e sua deformabilidade, de modo a garantir a otimização de projetos geotécnicos. Citam-se por exemplo, o emprego do solo como material de aterro, como camada resistente de fundações de obras, para análise de estabilidade das encostas e projetos de estruturas de contenção.

Os solos residuais derivados de rochas gnáissicas, como os de Antônio Carlos, apresentam particularidades que influenciam diretamente nas suas propriedades geotécnicas. Este estudo científico busca preencher lacunas de conhecimento sobre as características desses geomateriais. Além disso, os resultados obtidos irão ampliar o banco de dados geotécnicos de municípios catarinenses.

Adicionalmente, a relevância desta pesquisa é ampliada por seu caráter de pioneirismo institucional. A recente instalação de um novo equipamento para a condução de ensaios de compressibilidade no Laboratório de Geotécnica do IFSC - Câmpus Florianópolis, cria um cenário propício para investigações aprofundadas sobre o comportamento de solos da região. Desta forma, este trabalho se posiciona como o primeiro a utilizar esse recurso na instituição, gerando não apenas resultados inéditos para o material em estudo, mas também servindo como um incentivo para abrir novas linhas de pesquisa nessa importante área da geotecnia.

1.2 Definição do Problema

A incerteza central deste estudo reside na ausência de parâmetros consolidados sobre o comportamento mecânico do material local. Diante disso, a pesquisa busca responder às seguintes questões fundamentais:

- Como se dá o comportamento da carga *versus* a deformação deste solo residual de gnaiss a luz da compressibilidade?
- A sua resposta mecânica, especialmente quanto à compressibilidade, é similar àquela observada em outros solos residuais tropicais descritos na literatura?

1.3 Objetivo Geral

Determinar parâmetros de resistência à compressão simples, diametral e compressibilidade de solo residual de gnaiss a partir de ensaios de laboratório.

1.4 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral desta pesquisa, foram realizados ensaios laboratoriais voltados à caracterização física e mecânica do solo residual de gnaiss da cidade de Antônio Carlos (SC). Esses ensaios permitem a

obtenção de parâmetros fundamentais para a compreensão do comportamento do solo em aplicações geotécnicas. Sendo assim, os objetivos específicos da pesquisa foram:

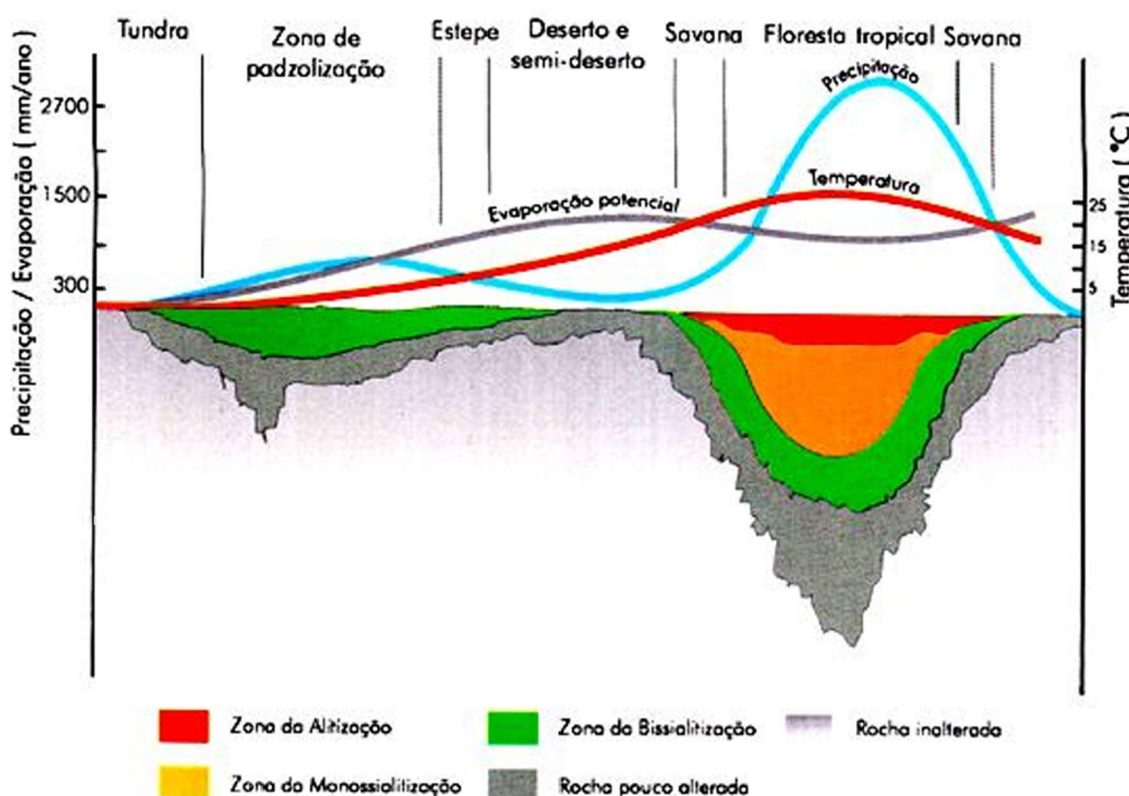
- a) Determinar as características físicas de solo residual de gnaiss visando embasar as análises acerca de seu comportamento mecânico;
- b) Avaliar a variabilidade das propriedades de amostras compactadas com diferentes energias de compactação;
- c) Determinar a compressibilidade de um solo residual de gnaiss na compressão confinada quando submetido a condição inundada e não inundada;
- d) Determinar os parâmetros de resistência à compressão e a tração em amostras compactadas com diferentes energias de compactação.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Solos residuais

Os solos residuais são formados pelo intemperismo da rocha matriz, sem a ação de agentes de transporte. Permanecem no entorno da rocha mãe, constituindo um manto residual, caracterizado por um arcabouço sólido estruturado. Segundo Boehl (2011), esses solos são comuns no hemisfério sul, onde o calor e a umidade intensificam o processo de decomposição mineral. Sua formação ocorre em regiões onde a produção de material residual supera a velocidade de transporte, o que resulta na estruturação e possível cimentação entre partículas, influenciando sua estabilidade e resistência mecânica (BOEHL, 2011).

Figura 1 - O tipo e a intensidade do intemperismo.



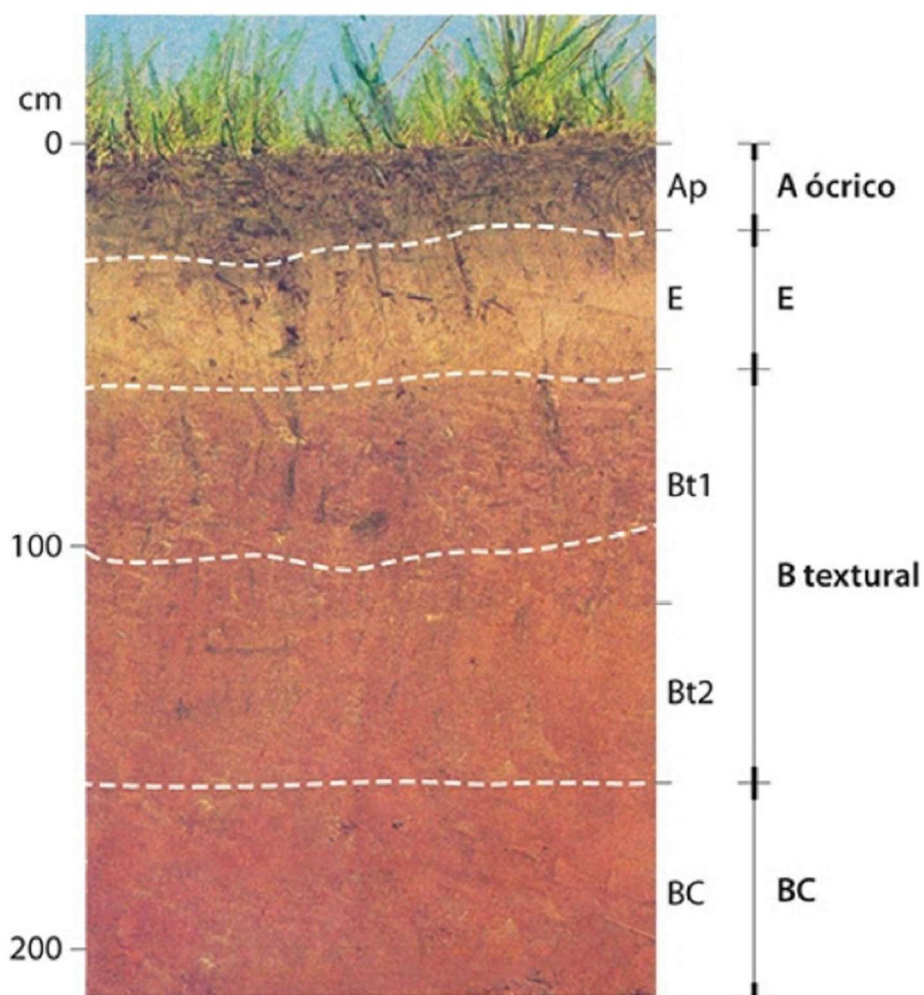
Fonte: TEIXEIRA apud Boehl (2011).

O comportamento dos solos residuais é governado pela sua formação geológica, e sua coesão aparente, especialmente quando no estado não saturado, impacta diretamente sua resposta geomecânica. Esses solos

apresentam grande variabilidade estrutural e propriedades distintas, tornando fundamental sua caracterização detalhada para aplicações geotécnicas (BOEHL, 2011).

Da mesma forma, os solos residuais apresentam um perfil estratificado em profundidade, composto por horizontes com diferentes graus de intemperismo: o solo superficial com estrutura granular, passando por zonas mais saprolíticas, até atingir a rocha parcialmente intemperizada. Segundo Bernardes (2003), essa variação influencia diretamente suas propriedades hidráulicas e mecânicas (BERNARDES, 2003).

Figura 2 – Perfil de Argissolo Vermelho-Amarelo



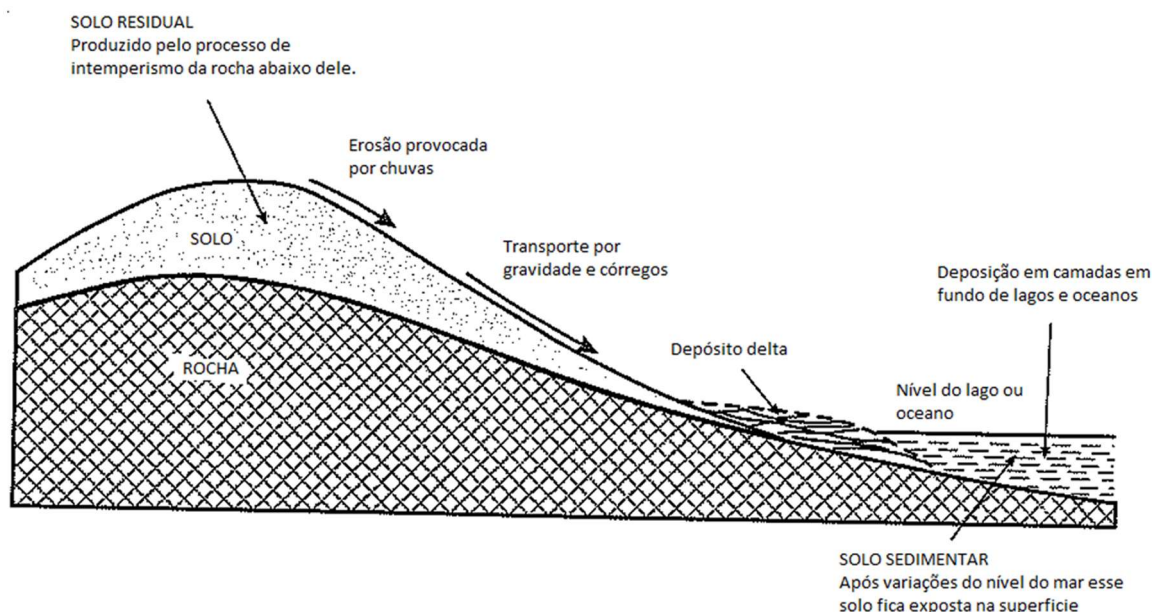
Fonte: Lepsch (2016).

Devido a sua complexidade estrutural e sensibilidade a variações de umidade, os solos residuais exigem uma abordagem cautelosa em projetos

geotécnicos, como fundações superficiais, cortes em encostas e obras de contenção. A caracterização detalhada e o monitoramento das condições de campo são essenciais para garantir a segurança e a durabilidade das estruturas implantadas nesses materiais (MENDES, 2008; SILVA, 2015).

A Figura 3 apresenta uma representação esquemática dos processos naturais que transformam o material intemperizado em sedimentos transportados. Observa-se a ocorrência de erosão superficial, promovida principalmente pela ação da chuva, seguida pelo transporte de partículas por gravidade e cursos d'água até regiões mais baixas, onde ocorrem processos de deposição. Nessas áreas, o acúmulo de sedimentos em lagos, rios ou oceanos dá origem a camadas distintas que podem, com o tempo, formar solos sedimentares. O esquema, adaptado de Silva (2015), é útil para compreender a transição entre ambientes de formação de solos residuais e sedimentares (SILVA, 2015).

Figura 3 - Esquema do processo de erosão, transporte e deposição de materiais do solo.



Fonte: WESLEY apud Silva (2015).

Figura 5 - Classificação da graduação dos solos

Fonte: Caputo (1988).

Apesar de sua importância fundamental, a análise granulométrica pode ser potencialmente enganosa para solos residuais estruturados. O procedimento do ensaio exige a desagregação completa da amostra, destruindo a estrutura natural do solo. Em seu estado natural, a cimentação fraca pode unir partículas de silte e argila em agregados estáveis, que se comportam mecanicamente como partículas maiores, do tamanho de areia (LEROUEIL E VAUGHAN, 1990). Ao serem destorroados em laboratório, esses agregados são desfeitos, e a análise revela a distribuição das partículas primárias. Isso pode levar a uma superestimação da fração fina em relação ao seu comportamento efetivo no campo, subestimando a permeabilidade e superestimando a compressibilidade. Portanto, a curva granulométrica deve ser vista como uma caracterização do material desestruturado, sendo uma informação necessária, mas insuficiente para prever o comportamento mecânico do solo em seu estado natural (LEROUEIL E VAUGHAN, 1990).

2.2.2 Densidade Real dos Grãos

A massa específica real dos grãos, ou densidade real (δ_g), é a relação entre a massa dos sólidos do solo e a massa de um volume equivalente de água destilada. Determinado em laboratório conforme a ABNT NBR 17212:2025. O valor de δ_g é uma propriedade intrínseca das partículas sólidas e é essencial para o cálculo de diversos índices físicos, como o índice de vazios e a porosidade, que governam o comportamento do solo (CAPUTO, 1988).

Figura 6 –Ensaio com picnômetro em andamento



Fonte: Broering e Silva (2018)

Para além de sua função nos cálculos de relações de fase, a massa específica dos grãos possui um valor diagnóstico relevante. O valor de δ_g de um solo é a média ponderada das massas específicas dos minerais que o compõem. O gnaiss é formado predominantemente por quartzo, feldspatos e micas, como a biotita, que é significativamente mais densa (GOBBI, BICA, BRESSANI, 2007). Seus produtos de intemperismo comuns, como a caulinita, têm δ_g em torno de $2,6 \text{ g/cm}^3$ (GODOI, 2014). Enquanto muitos solos apresentam um valor típico de δ_g próximo a $2,70 \text{ g/cm}^3$, um valor medido consideravelmente superior em um solo residual de gnaiss seria superior a $2,80 \text{ g/cm}^3$ sendo um forte indicativo da

presença de uma alta concentração de minerais pesados, como as micas. Essa simples determinação pode, portanto, corroborar a existência das "bandas micáceas" que são a principal fonte da anisotropia mecânica do solo (GOBBI, BICA, BRESSANI, 2007).

2.2.3 Limites de Atterberg

Os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) são utilizados para avaliar a consistência e a plasticidade dos solos coesivos. Caputo (1988) destaca que esses ensaios indicam a transição entre os estados físico-mecânicos do solo conforme a variação do teor de umidade (CAPUTO, 1988).

Os Limites de Atterberg definem os teores de umidade nas fronteiras entre os estados de consistência de um solo fino: sólido, semissólido, plástico e líquido (CAPUTO, 1988). Os principais parâmetros determinados são o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP), cujos ensaios são normatizados, respectivamente, pela ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016. O LL é o teor de umidade que marca a transição do estado plástico para o líquido, enquanto o LP é a fronteira entre o estado plástico e o semissólido. A diferença entre eles, o Índice de Plasticidade ($IP = LL - LP$), quantifica a faixa de umidade na qual o solo exibe comportamento plástico (CAPUTO, 1988).

Figura 7 – Estados de consistência e suas fronteiras



Fonte: Caputo (1988).

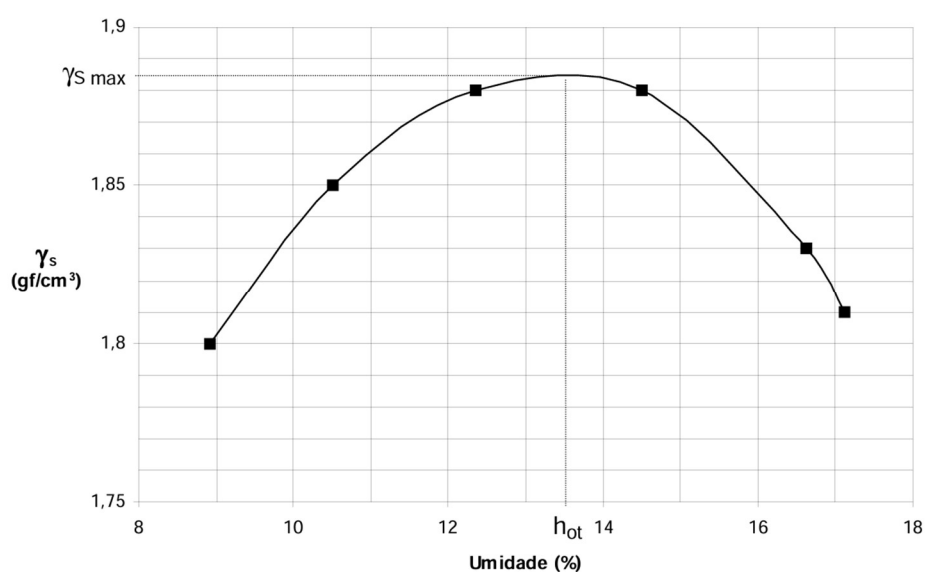
Conforme relatado na literatura, os solos residuais de gnaiss tipicamente apresentam baixa plasticidade (GODOI, 2014). Mas, assim como na granulometria, esse resultado pode levar a interpretação equivocada. Os ensaios são realizados na fração do solo que passa na peneira de 0,425 mm, que, no caso do gnaiss, é dominada por partículas de quartzo e feldspato, minerais de

baixa ou nenhuma plasticidade. O paradoxo reside no fato de que o mesmo solo que exibe baixa plasticidade pode apresentar uma forte anisotropia de resistência devido à presença de partículas de mica. As micas, por sua forma lamelar, orientam-se preferencialmente durante a formação do solo, criando planos de fraqueza, mas não contribuem significativamente para a plasticidade. Desse modo, baseando-se apenas no baixo IP, poderia, erroneamente, assumir um comportamento mecânico simples e isotrópico. É crucial entender que os limites de Atterberg não capturam a influência da rocha mãe que originou o solo (GOBBI, 2005).

2.2.4 Ensaios de Compactação

O ensaio de compactação tem como finalidade estabelecer a relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca de um solo, quando compactado com uma energia específica (CAPUTO, 2015). O procedimento, regido pela ABNT NBR 7182:2025, consiste em compactar o solo em um cilindro padronizado, em camadas, com um soquete de peso e altura de queda definidos. O resultado é a curva de compactação, cujo ponto de inflexão máximo define a massa específica aparente seca máxima e o correspondente teor de umidade ótimo (LTEC, 2024).

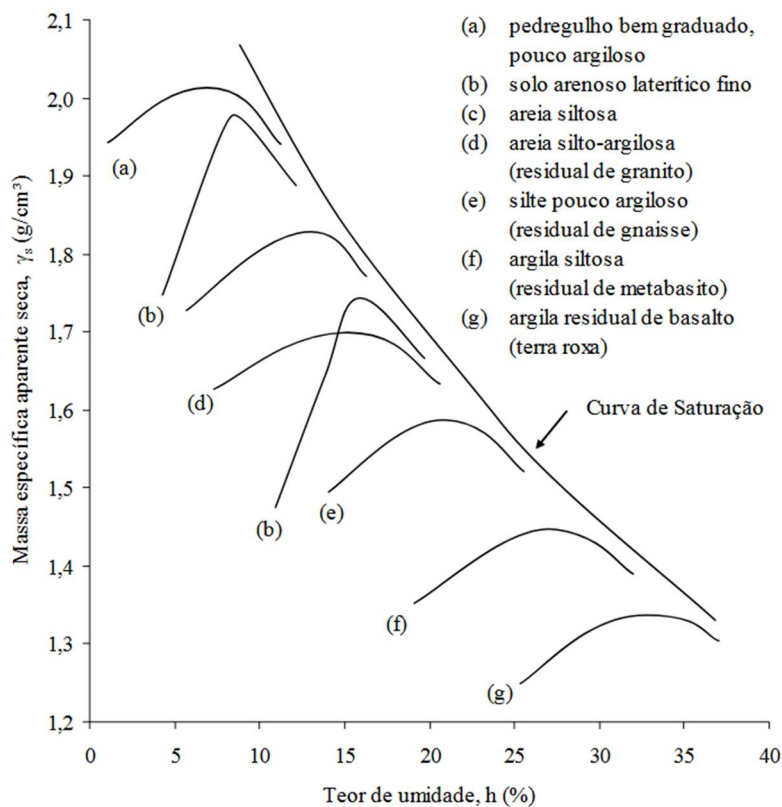
Figura 8 – Exemplo de curva de compactação



Fonte: Kormann (1997).

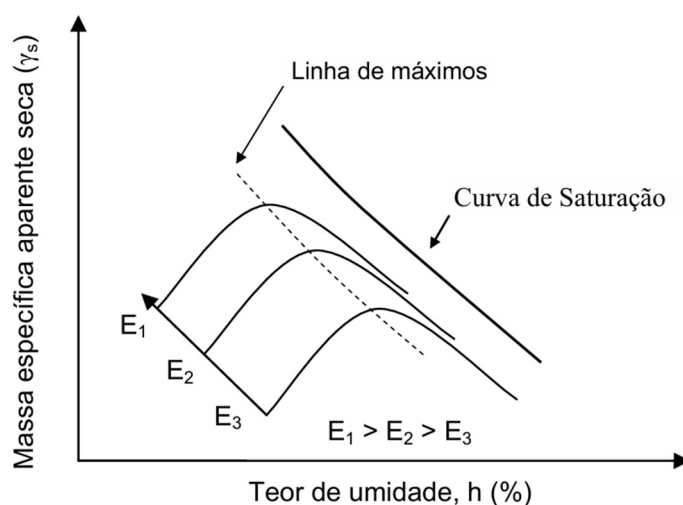
O resultado da curva de compactação vai variar pela granulometria do solo e pela energia de compactação utilizada no ensaio conforme as figuras abaixo.

Figura 9 – Resultados de curvas de compactação variando pela granulometria



Fonte: Crispim (2007).

Figura 10 – Resultado de curvas de compactação com diferentes energias



Fonte: Crispim (2007).

É fundamental reconhecer que o ensaio de compactação é realizado em uma amostra amolgada, com sua estrutura natural completamente destruída. Os parâmetros de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima representam, portanto, as propriedades do solo desestruturado. Eles servem como uma referência essencial para o controle de qualidade da execução de aterros em campo. No entanto, as propriedades mecânicas do aterro compactado serão fundamentalmente diferentes daquelas do solo residual em seu estado natural, indeformado. A cimentação e a formação anisotrópica do solo natural são inevitavelmente perdidas no processo de escavação e compactação (SILVA, 2015; LEROUEIL, VAUGHAN, 1990).

2.2.5 Ensaio de Compressão Simples

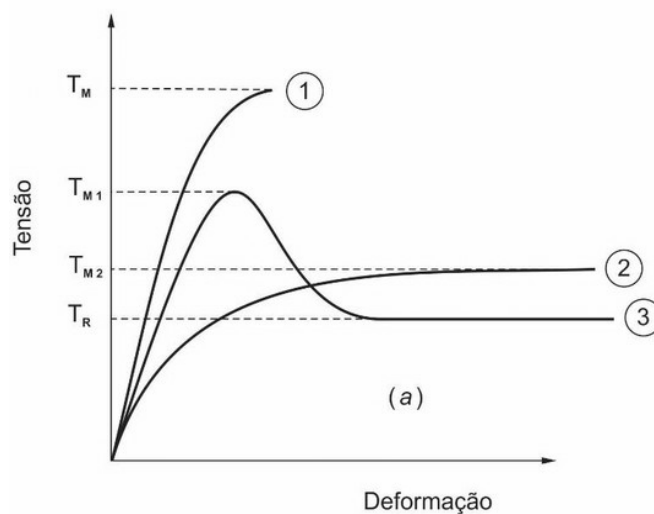
O ensaio de compressão simples mede a resistência do solo à compressão axial sem confinamento lateral, sendo aplicável a solos coesivos, conforme descrito por Caputo (2005). O ensaio, normatizado pela ABNT NBR 12770:2022, mede a tensão máxima que o corpo de prova suporta antes da ruptura, denominada resistência à compressão não confinada.

Figura 11 – Ensaio de compressão simples



Fonte: Palma et al, (2024).

Figura 12 – Comportamento tensão-deformação em solos



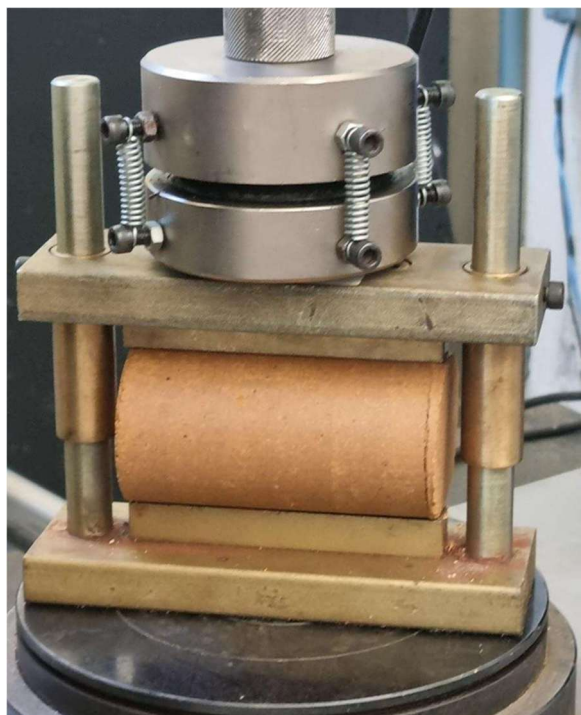
Fonte: Mitchell (1993).

A aplicação desse ensaio a um solo residual de gnaiss, que é um material predominantemente friccional e frequentemente não saturado, requer uma interpretação cuidadosa. O solo de gnaiss obtém sua resistência de uma combinação de atrito entre partículas, sucção e coesão devido à cimentação. Portanto, o valor de resistência à compressão não confinada medido engloba todas essas contribuições e não pode ser diretamente convertido em um parâmetro de resistência não drenada clássico. O verdadeiro valor do ensaio para esses solos reside em sua utilização como um ensaio de índice para avaliar o efeito da estrutura, comparando a resistência de uma amostra indeformada com a de uma remoldada (LEROUEIL, VAUGHAN, 1990; ROSA, 2013).

2.2.6 Ensaio de Compressão Diametral

O ensaio de compressão diametral é um método para determinar a resistência à tração de um material, sendo sua execução para concreto e argamassa descrita na ABNT NBR 7222:2011. Ele consiste em aplicar uma carga de compressão linear ao longo do diâmetro de um corpo de prova cilíndrico, o que induz um estado de tensão de tração no plano vertical.

Figura 13 – Ensaio de compressão diametral



Fonte: Palma et al, (2024).

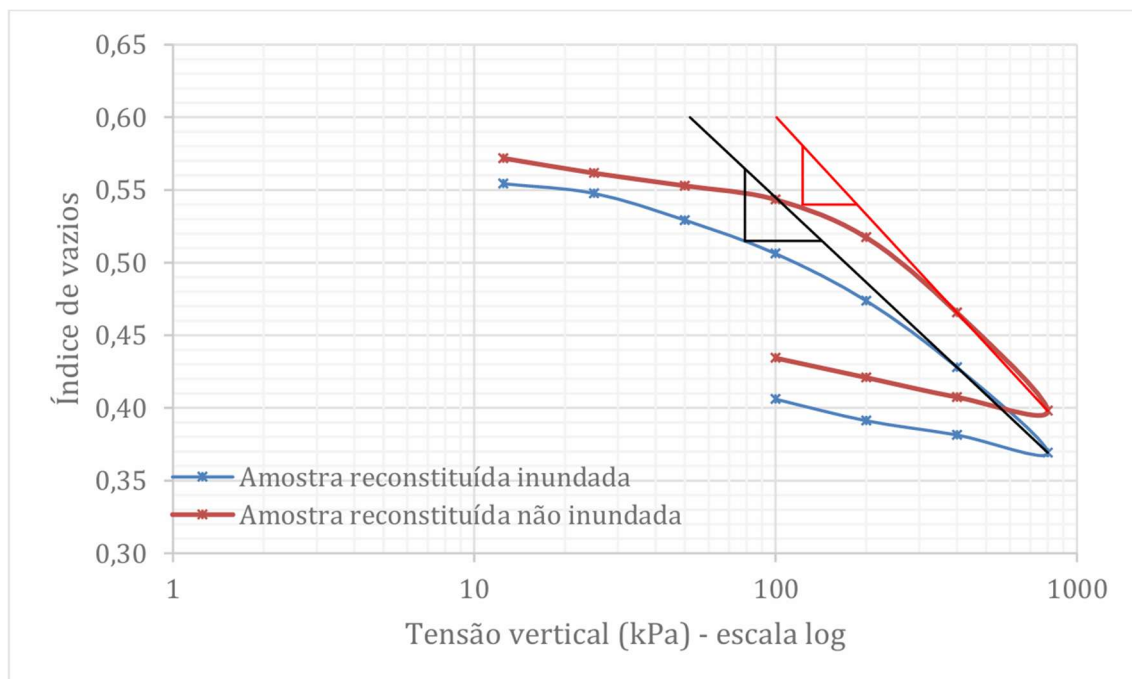
Esse ensaio oferece uma visão única sobre a estrutura do solo. A resistência à tração de um material granular é quase exclusivamente em função das ligações coesivas que unem as partículas. A capacidade do solo residual de gnaiss de resistir a tensões de tração é, portanto, uma medida direta da eficácia dos agentes cimentantes. O ensaio de compressão diametral, ao induzir uma ruptura por tração, isola e quantifica a contribuição dessas ligações, tornando-se uma ferramenta eficaz para avaliar a magnitude da cimentação (SILVA, 2015; ROSA, 2013).

2.2.7 Ensaio de Compressão Confinada

O ensaio de adensamento unidimensional tem como objetivo determinar os parâmetros que governam a magnitude e a taxa de recalque de um solo. O ensaio, prescrito pela ABNT NBR 16853:2020, consiste em aplicar incrementos de carga vertical a uma amostra de solo contida em um anel rígido, medindo-se as deformações verticais ao longo do tempo.

Os principais resultados são plotados na curva edométrica, um gráfico do índice de vazios versus o logaritmo da tensão efetiva vertical. A partir desta curva, determinam-se parâmetros como a tensão de pré-adensamento, o índice de compressão (C_c) e o índice de recompressão (C_r) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020).

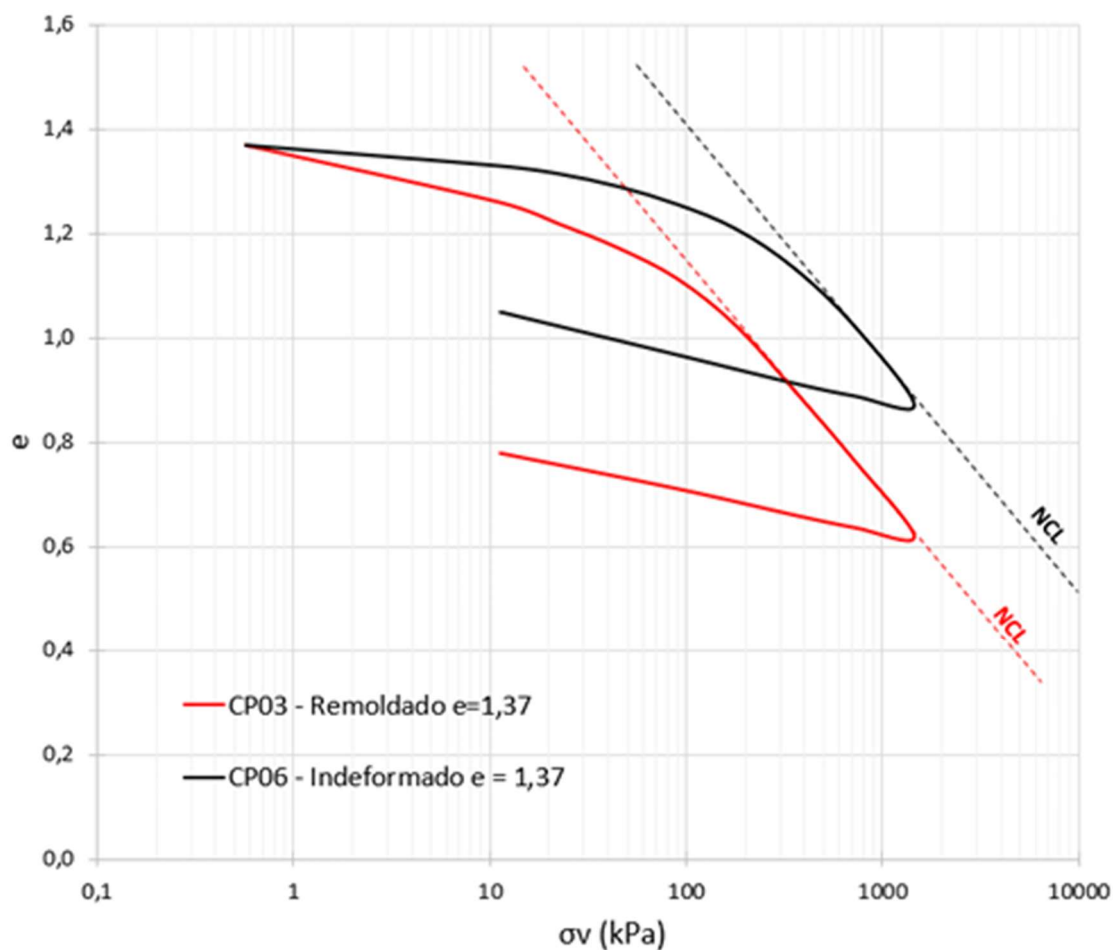
Figura 14 – Curva de compressibilidade



Fonte: Neto (2019).

Em amostras indeformadas o solo possui cimentação natural, na qual são perdidas em amostras remoldadas. Isso acarreta uma maior compressibilidade do solo Silva (2019). Como fica evidenciado na figura abaixo.

Figura 15 – Comparação de curvas de compressibilidade



Fonte: Silva (2019).

Esse ponto de colapso que aparece na curva edométrica em amostras deformadas é interpretado como uma tensão de pré adensamento aparente. Essa tensão, portanto, não é uma medida de uma sobrecarga mecânica passada, mas sim uma medida da resistência das ligações entre as partículas (LEROUEIL E VAUGHAN, 1990).

2.3 Propriedades Geotécnicas de Solos Residuais

Com base em trabalhos realizados no Brasil e, principalmente, na região próxima à cidade de Antônio Carlos, foi construída uma tabela comparativa, da qual foram obtidos os seguintes resultados.

Para a análise granulométrica, os valores de argila variaram de 26% a 53%, de silte de 18% a 42%, e de areia de 27% a 31%, sendo também encontrada uma fração de 2% de pedregulho em um dos trabalhos.

Tabela 1 – Análise granulométrica de solos Residuais.

Parâmetro Geotécnico	Faixa de Valores / Valor Médio	Tipo de Solo Específico/Localidade do Estudo	Fonte (Autor, Ano)
Análise granulométrica			
% Argila	53	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	26	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
% Silte	18	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	43	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
% Areia	27	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	31	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
% Pedregulho	2	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)

Fonte: Autor (2025)

Para a densidade real dos grãos, foram encontrados valores que variam de 2,60 g/cm³ a 2,948 g/cm³.

Tabela 2 – Densidade Real dos grãos de solos Residuais.

Parâmetro Geotécnico	Faixa de Valores / Valor Médio	Localidade do Estudo / Tipo de Solo Específico	Fonte (Autor, Ano)
Densidade Real dos Grãos (g/cm³)	2,66 - 2,73	Solo Residual de Gnaisse, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	2,60 - 2,80	Solos Residuais de Gnaisse, Brasil	Sandroni (1985)
	2,68	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	2,948	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
	2,625	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	2,638	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	2,61	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)

Fonte: Autor (2025)

Os limites de consistência apresentaram um limite de liquidez entre 36% e 92%, limite de plasticidade de 29% a 50%, e um índice de plasticidade de 2,84 a 44,04.

Tabela 3 – Limites de Atterberg de solos Residuais.

Parâmetro Geotécnico	Faixa de Valores / Valor Médio	Tipo de Solo Específico/Localidade do Estudo	Fonte (Autor, Ano)
Limites de Atterberg			
Limite de Liquidez (LL) (%)	39 - 92,05	Solo Residual, Antônio Carlos, SC	Guessser (2016)
	38 - 52	Solo Residual de Gnaisse, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	36	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	56,4	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
	47	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	40	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	52	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
Limite de Plasticidade (LP) (%)	35,55 - 50,03	Solo Residual, Antônio Carlos, SC	Guessser (2016)
	30 - 43	Solo Residual de Gnaisse, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	29	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	37,97	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
	32	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	29	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	38	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
Índice de Plasticidade (IP) (%)	2,84 - 44,04	Solo Residual, Antônio Carlos, SC	Guessser (2016)
	6 - 18	Solo Residual de Gnaisse, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	7	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	18,43	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
	15	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	11	Solo Residual de Gnaisse, Porto Alegre, RS	Bernardes (2003)
	14	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)

Fonte: Autor (2025)

Nos ensaios de compactação, foram encontradas umidades ótimas de 22,5% a 24,45% e pesos específicos secos máximos de 1,545 g/cm³ a 1,594 g/cm³.

Tabela 4 – Ensaios de Compactação em solos Residuais.

Parâmetro Geotécnico	Faixa de Valores / Valor Médio	Tipo de Solo Específico/Localidade do Estudo	Fonte (Autor, Ano)
Ensaio de Compactação			
Umidade Ótima (%)	22,5	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	24,4	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	22,7	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)
Peso Específico Seco Máx.(g/cm³)	1,594	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	1,59	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	1,545	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Possato (2021)

Fonte: Autor (2025)

Em relação aos ensaios de resistência, a compressão simples apresentou valores de 470 kPa a 529 kPa, enquanto a compressão diametral variou de 1,66 kPa a 90 kPa.

Tabela 5 – Ensaios de Compressão Simples e Diâmetral em solos Residuais.

Parâmetro Geotécnico	Faixa de Valores / Valor Médio	Tipo de Solo Específico/Localidade do Estudo	Fonte (Autor, Ano)
Compressão Simples σ_c (kPa)	470	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)
	528,98	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
Compressão Diametral σ_t (kPa)	1,66 - 8,03	Solo Residual de Gnaisse, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	1,87 - 35,85	Solo Residual de Granito, Florianópolis	Boehl (2011)
	31,42	Solo Residual de Gnaisse	Oliveira (2011)
	65,6	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	90	Solo Residual de Granito, Biguaçu, SC	Broering & Silva (2018)

Fonte: Autor (2025)

Para o ensaio de compressão confinada, foram encontrados os seguintes valores: 0,21 a 0,68 para o coeficiente de compressão; 0,02 a 0,16 para o coeficiente de recompressão; e de 130 kPa a 680 kPa para a tensão de pré-adensamento virtual.

Tabela 6 – Ensaio de Compressão Confinada em solos Residuais.

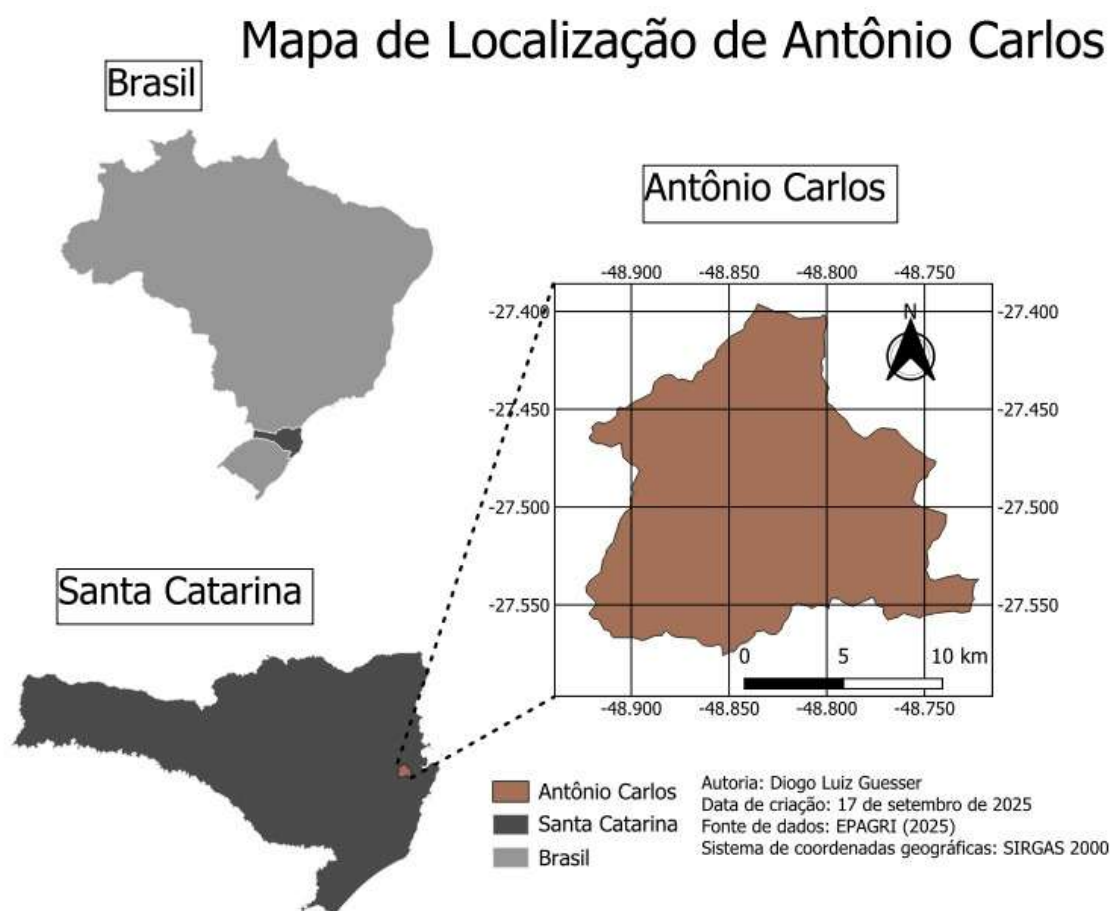
Parâmetro Geotécnico	Faixa de Valores / Valor Médio	Tipo de Solo Específico/Localidade do Estudo	Fonte (Autor, Ano)
Compressibilidade (Compressão Confinada)			
Coeficiente de Compressão (Cc)	0,324 - 0,54 (Inundado); 0,327 - 0,68 (Não Inundado)	Solo Residual de Gnaiss, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	0,32	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	0,39	(Gnaiss) Brasil	Vargas (1951)
	0,3	(Gnaiss migmatito) Brasil	ABEF (1989)
	0,46	(Gnaiss granítico) Brasil	Pinto et al. (1993)
	0,21	(Gnaiss Caxingui) Brasil	Cecilio Jr. (2009)
Coeficiente de Recompressão (Cr)	0,02 - 0,073 (Inundado); 0,037 - 0,16 (Não Inundado)	Solo Residual de Gnaiss, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	0,09	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	0,02	(Gnaiss) Brasil	Vargas (1951)
	0,04	(Gnaiss migmatito) Brasil	ABEF (1989)
	0,03	(Gnaiss granítico) Brasil	Pinto et al. (1993)
	0,06	(Gnaiss Caxingui) Brasil	Cecilio Jr. (2009)
Tensão de Pré-Adensamento Virtual (kPa)	230 - 480 (Inundado e Não Inundado)	Solo Residual de Gnaiss, Santo Amaro da Imperatriz, SC	Silva (2015)
	136	Solo Residual Granito, Biguaçu, SC	Palma et al, (2024)
	130	(Gnaiss) Brasil	Vargas (1951)
	680	(Gnaiss migmatito) Brasil	ABEF (1989)
	218	(Gnaiss granítico) Brasil	Pinto et al. (1993)
	370	(Gnaiss Caxingui) Brasil	Cecilio Jr. (2009)

Fonte: Autor (2025)

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O município de Antônio Carlos está situado na porção leste do estado de Santa Catarina, fazendo parte da região metropolitana da Grande Florianópolis. Com uma área de 234,422 km², localiza-se a aproximadamente 37 km da capital, Florianópolis.

Figura 16 – Localização do município



Fonte: Autor (2025)

Antônio Carlos faz limite territorial com os municípios de Biguaçu, São José, São Pedro de Alcântara, Angelina, Major Gercino e São João Batista (IBGE, 2022).

Segundo o Censo Demográfico de 2022 (IBGE), a população era de 11.224 habitantes, representando um crescimento superior a 50% em relação ao censo anterior (2010), que registrava 7.458 habitantes. A densidade demográfica é de 47,88 hab/km².

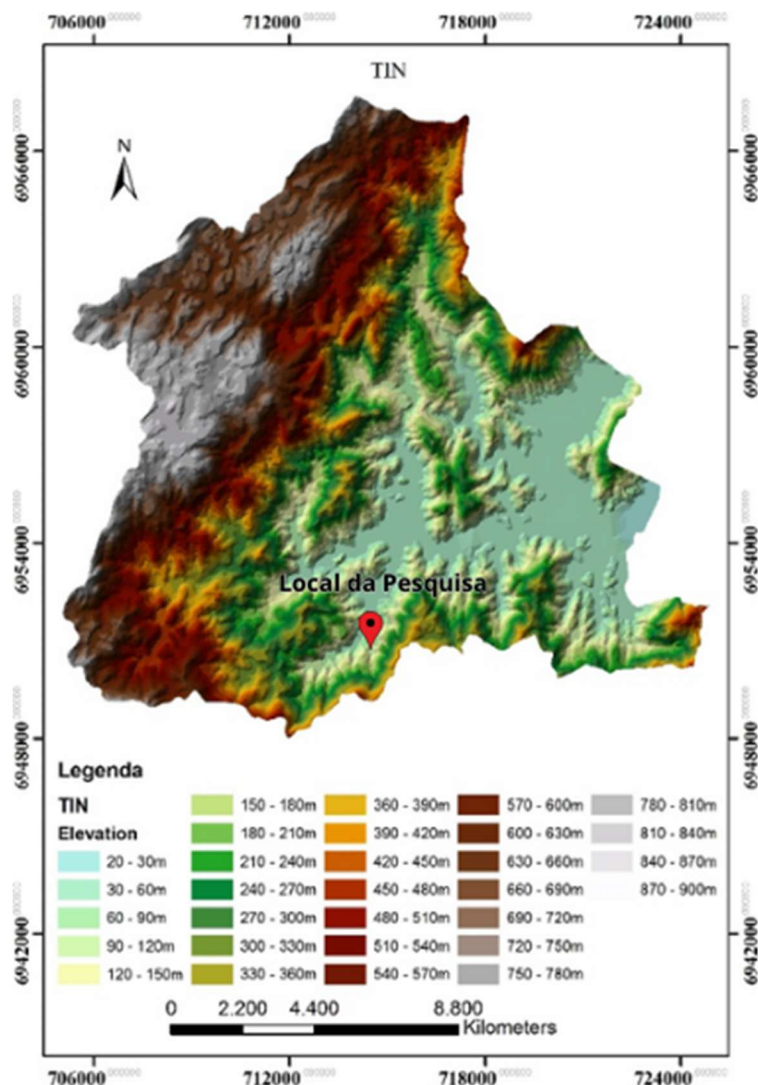
A economia do município é baseada nos setores agropecuário, industrial e de serviços. Destaque para o setor agropecuário que responde por aproximadamente 34% do Produto Interno Bruto (PIB) municipal. Em 2021, o município registrou um PIB per capita de R\$ 91.422,34 (IBGE, 2021).

Segundo a prefeitura de Antônio Carlos, o município também é reconhecido como o maior produtor de hortaliças de Santa Catarina, com produção estimada em 150 mil toneladas/ano, e pelo menos 80% das famílias antoniocarlenses vivem da produção e comercialização dos hortifrutigranjeiros que abastecem a região metropolitana (ANTÔNIO CARLOS, 2025).

3.1 Relevo

O relevo predominante do município é composto por vales que formam as redes de drenagem naturais, intercalados por elevações suaves a moderadas. A altitude média é de aproximadamente 30 metros e chega a 886 metros acima do nível do mar. A porção central do município concentra as áreas mais planas, enquanto as regiões norte e sul apresentam topografia mais acidentada, com forte presença de encostas (GUESSER, 2013).

Figura 17 – Mapa Topográfico do município de Antônio Carlos

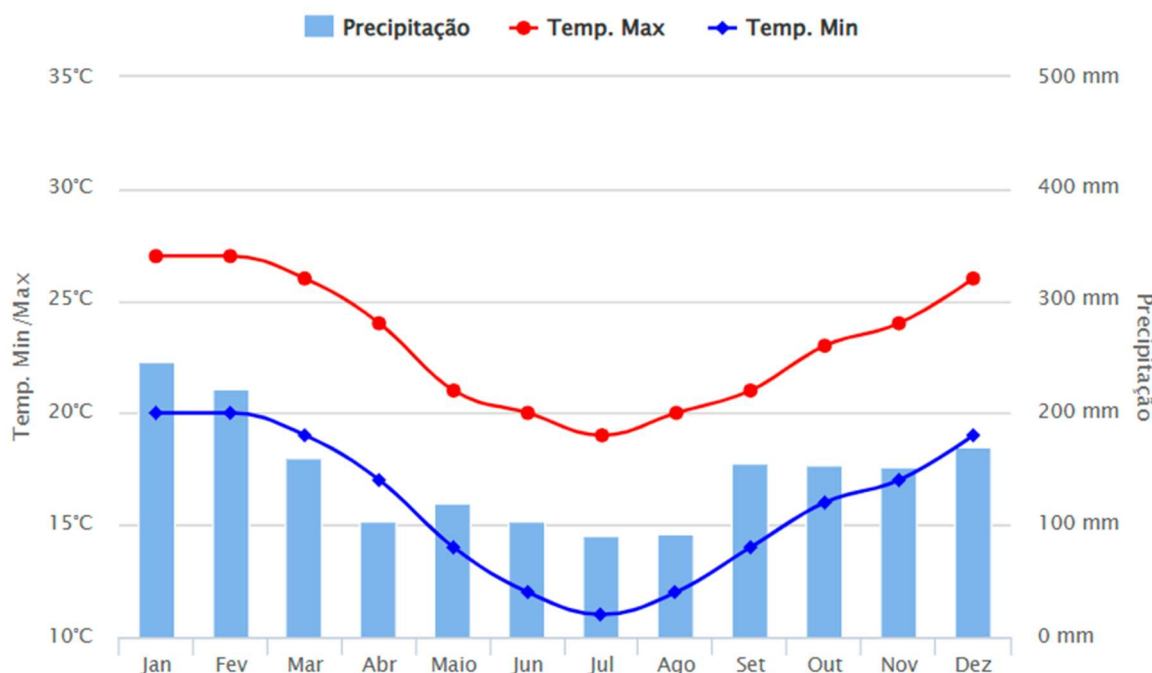


Fonte: Adaptado de Guessser (2013)

3.2 Clima

O clima da região é classificado como temperado úmido, com verões quentes, invernos amenos e chuvas bem distribuídas ao longo do ano. A estação mais chuvosa é o verão, com o mês de janeiro apresentando os maiores índices pluviométricos (CLIMA TEMPO, 2025).

Figura 18 – Climatologia em Antônio Carlos

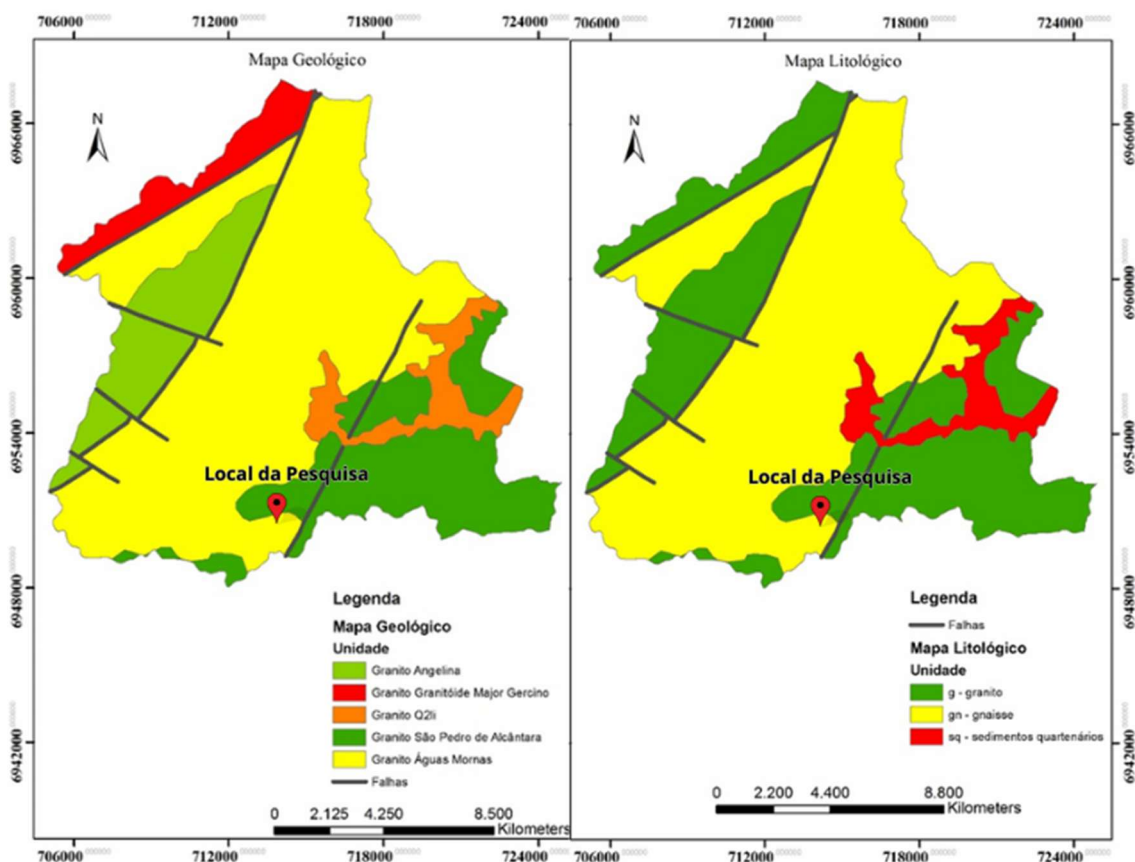


Fonte: Climatempo (2025)

3.3 Geologia e Litologia

A geologia e litologia de Antônio Carlos são compostas por diferentes unidades, com destaque para o Complexo Águas Mornas, do período Arqueano, que constitui a rocha-mãe do solo residual de gnaiss estudado neste trabalho. Conforme descrito por Guesser (2013), o Complexo Águas Mornas é composto principalmente por ortognaisses com ocorrência subordinada de paragnaisses. Os ortognaisses, que são a rocha predominante, possuem cor acinzentada, granulação média a fina e têm como principal característica um bandamento composto pela alternância de níveis ricos em quartzo-feldspato e níveis ricos em biotita. A mineralogia essencial dos ortognaisses inclui K-feldspato, plagioclásio, quartzo, biotita e hornblenda (GUESSER, 2013).

Figura 19 – Mapa Geológico e litológico de Antônio Carlos

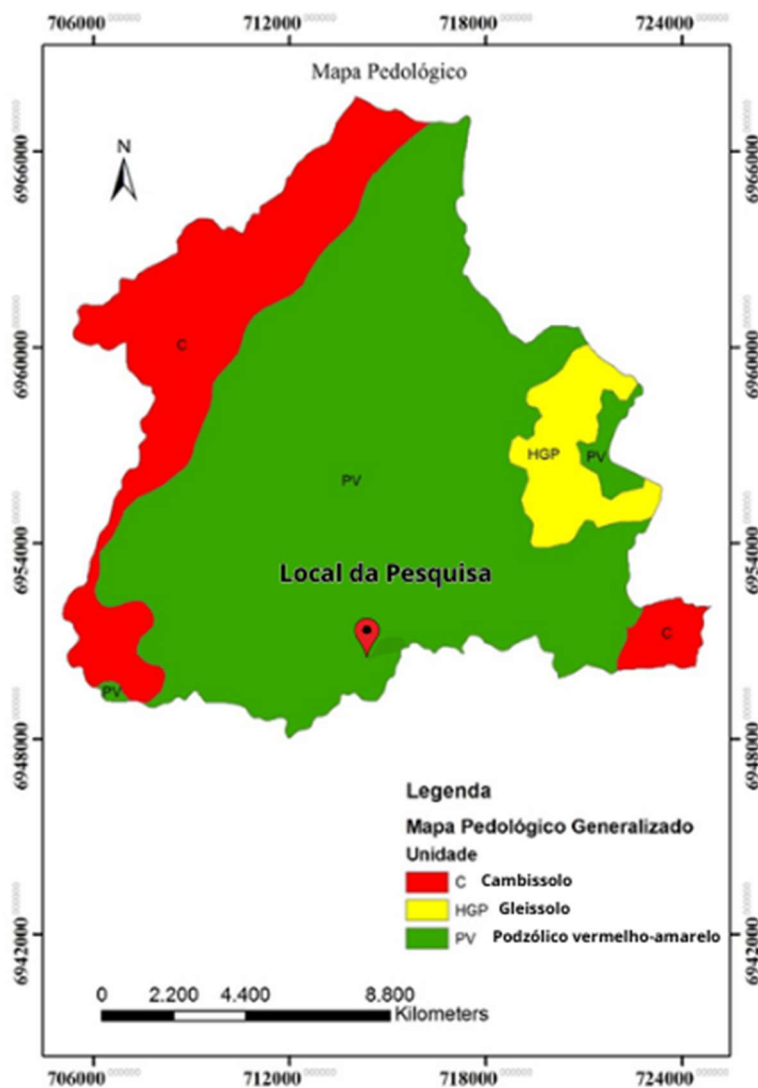


Fonte: Adaptado de Guesser (2013)

3.4 Pedologia

Os solos do município são classificados em três categorias principais: Podzólico Vermelho-Amarelo, Cambissolo e Gleissolo. O solo residual de gnaíse, originado a partir do intemperismo das rochas do Complexo Águas Mornas, é pedologicamente classificado como Podzólico Vermelho-Amarelo. Esses solos ocorrem tipicamente nas encostas e áreas de relevo ondulado a forte ondulado do município (GUESSER 2013).

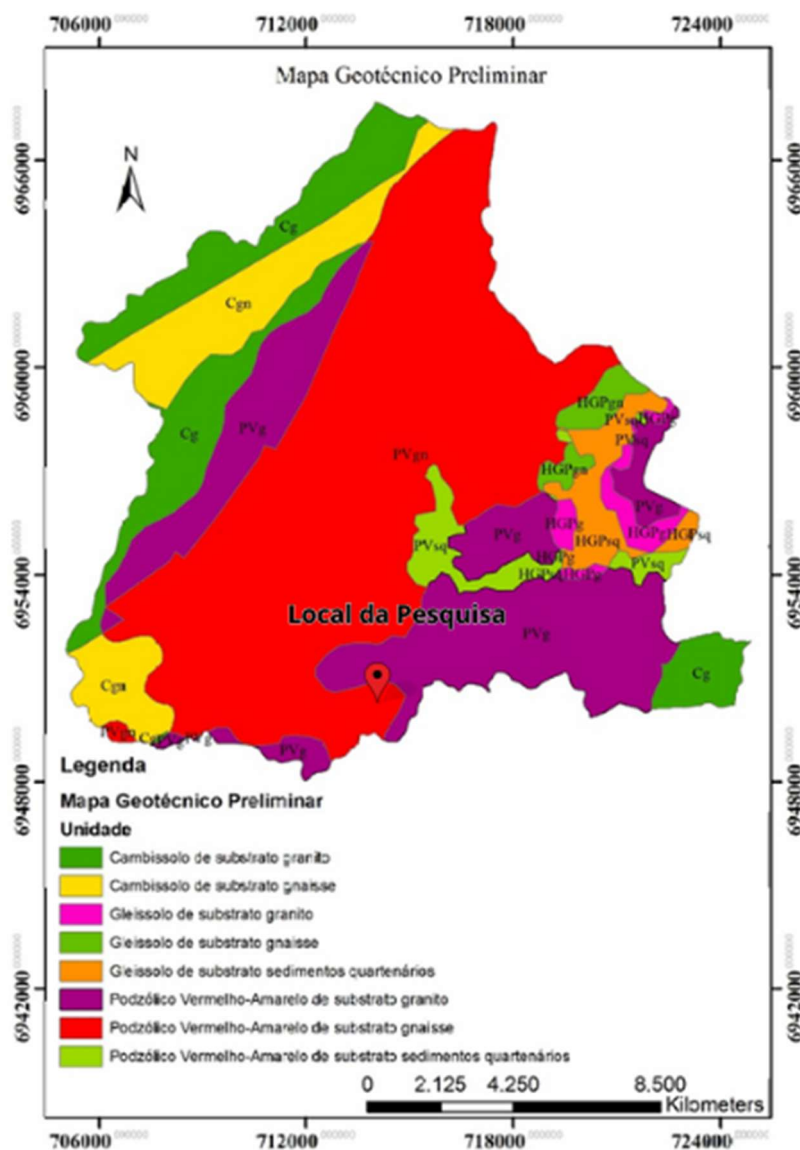
Figura 20 – Mapa Pedológico de Antônio Carlos



Fonte: Adaptado de Guesser (2013)

Com o cruzamento dos mapas mostrados anteriormente, Guesser (2013) apresenta o Mapa Geotécnico Preliminar do município de Antônio Carlos.

Figura 21 – Mapa Geotécnico Preliminar de Antônio Carlos

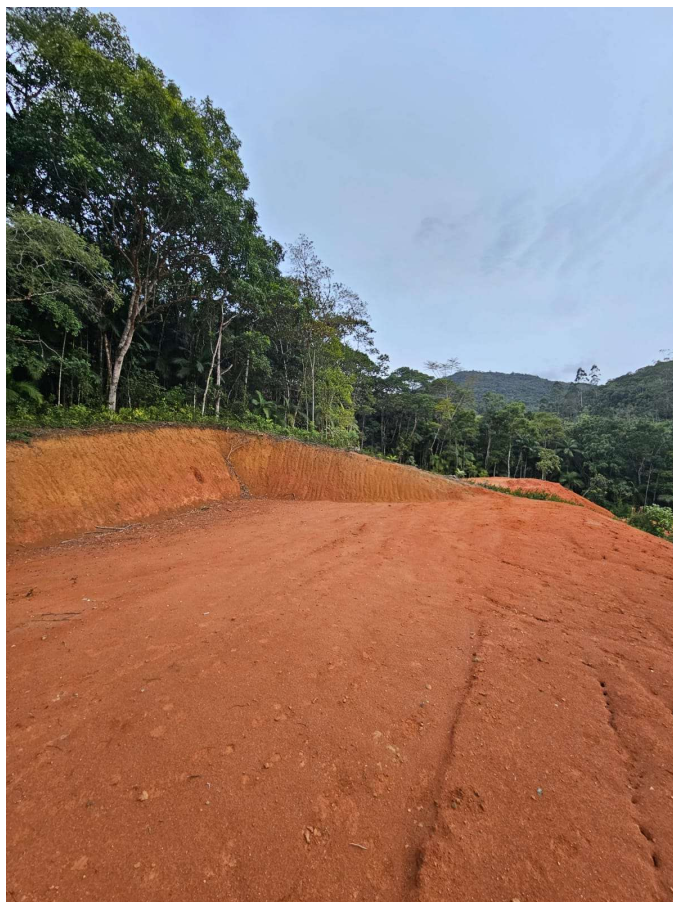


Fonte: Adaptado de Guessser (2013)

3.5 Dados do Talude

O talude escolhido para fazer a coleta da amostra de solo fica localizado no bairro Louro, no município de Antônio Carlos (SC), na Rua João Pedro Koerich, esse local foi escolhido por apresentar solo residual, com pouca ou nenhuma ocorrência de matações. Além disso, conta com autorização do proprietário, possui retaludamento recente e, de acordo com o mapa geotécnico, destaca-se pela importância do tipo de solo, que cobre quase 50% da área do município.

Figura 22 – Talude



Fonte: Autor (2025)

Figura 23 – Coleta do solo



Fonte: Autor (2025)

A partir de imagens de satélite disponíveis no Google Earth, observa-se que o terreno foi utilizado para plantação de árvores de reflorestamento. Entretanto, no ano de 2024, as árvores foram cortadas para a realização de terraplenagem.

Figura 24 – Comparação do local de estudo em diferentes anos



Fonte: Google Earth (2025)

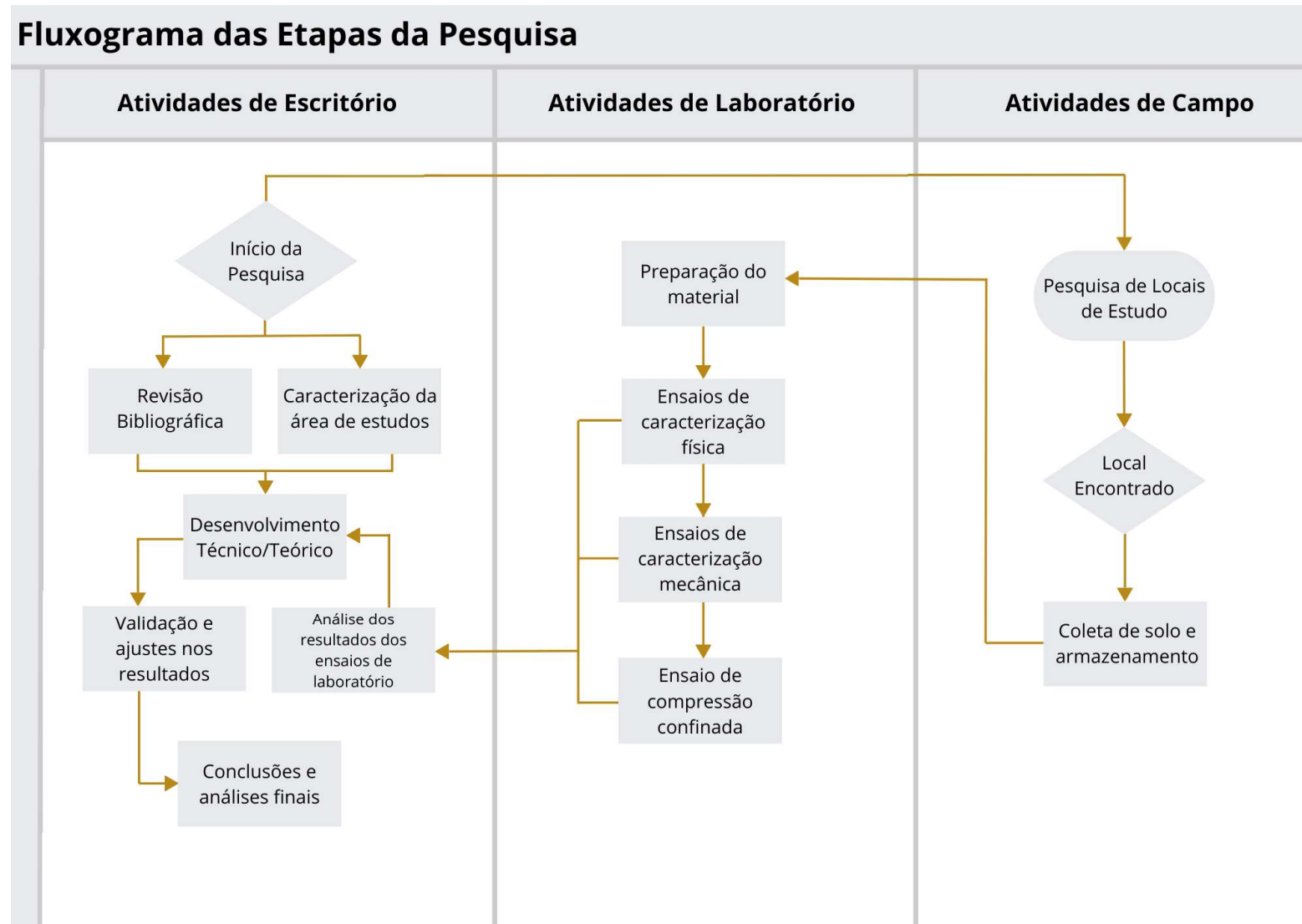
4 Método da pesquisa

Este capítulo descreve os materiais e métodos empregados na pesquisa, detalhando os procedimentos que vão desde a coleta e preparação da amostra de solo residual de gnaïsse, até a execução dos ensaios de laboratório para sua caracterização física e mecânica. Todos os procedimentos foram realizados com base em amostras deformadas e seguiram rigorosamente as prescrições das normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

4.1 Fluxograma

A Figura 25 apresenta o fluxograma com a metodologia e as etapas desenvolvidas nesta pesquisa. O trabalho foi dividido em três frentes principais de atividades: Atividades de Escritório, que englobam desde a revisão bibliográfica inicial até a análise final dos dados e conclusões; Atividades de Campo, focadas na pesquisa e coleta das amostras de solo; e Atividades de Laboratório, onde foram realizados todos os ensaios de caracterização do material. As setas indicam a sequência lógica e a interconexão entre as etapas, demonstrando o caminho percorrido para atingir os objetivos propostos neste TCC.

Figura 25 – Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: Autor (2025)

4.2 Coleta e preparação da amostra

A amostra de solo foi coletada em um corte de talude no município de Antônio Carlos (SC). No ponto de coleta, primeiramente, removeu-se a camada superficial de matéria orgânica para garantir que o material fosse representativo do horizonte de solo de interesse. Em seguida, realizou-se uma escavação para a coleta de aproximadamente 80 kg de solo na sua forma deformada. O material foi acondicionado em caixas plásticas resistentes, devidamente identificadas, para ser transportado ao laboratório de solos do IFSC campus Florianópolis.

No laboratório, a preparação da amostra seguiu as diretrizes da ABNT NBR 6457:2024. O material foi secado ao ar até atingir a umidade higroscópica. Posteriormente, realizou-se o destorroamento manual com o auxílio de um almofariz com mão de gral revestida de borracha, tomando-se o cuidado de não quebrar as partículas individuais do solo. Como o solo em estudo é fino, com todo o material passando na peneira de 4,8 mm, não foi necessária a separação de uma fração grossa. Após o destorroamento, o solo foi completamente homogeneizado e submetido ao processo de quarteamento para obter porções representativas para cada ensaio.

4.3 Análise Granulométrica

A distribuição granulométrica das partículas do solo foi determinada pelo método combinado, conforme a ABNT NBR 7181:2025. Esse método é adequado para solos que contêm tanto frações grossas (areia) quanto finas (silte e argila).

O ensaio iniciou-se pela etapa de sedimentação, na qual o material ficou submerso por um período de 12 horas em solução defloculante (hexametáfosfato de sódio). Após o período de submersão, o conteúdo foi transferido para o copo de dispersão. Após a dispersão, o conteúdo foi transferido para uma proveta e o volume foi completado até a marca de 1.000 cm³.

Iniciando as leituras do ensaio a proveta foi agitada manualmente por aproximadamente 1 minuto, com a abertura vedada manualmente conforme a imagem a seguir. Foram feitas as leituras do densímetro e do termômetro por um período de 24 horas, conforme a norma orienta. Para realizar os cálculos foi feita a calibragem do densímetro.

Figura 26 – Etapa de sedimentação



Fonte: Autor (2025)

Após a etapa de sedimentação, o conteúdo foi vertido sobre a peneira de 0,075 mm. A fração retida na peneira foi seca em estufa e, então, submetida ao peneiramento em uma série de malhas padronizadas.

Figura 27 – Etapas do Peneiramento

Fonte: Autor (2025)

4.4 Densidade real dos grãos

A massa específica dos grãos do solo foi determinada em laboratório seguindo os procedimentos da norma ABNT NBR 17212:2025, utilizando o método do picnômetro com aplicação de vácuo para a remoção do ar. Primeiramente, realizou-se a calibração do picnômetro. A remoção de ar do picnômetro foi realizada com a bomba a vácuo em duas etapas, como descrito pela norma.

Para o ensaio, uma amostra de solo foi colocada em imersão em água destilada por um período mínimo de 12 horas. Após a imersão, o material foi submetido a um processo de dispersão em um agitador mecânico por 15 minutos, para garantir a desagregação de possíveis torrões. Então, todo o conteúdo resultante foi transferido para o picnômetro calibrado com o auxílio de um funil de vidro.

Figura 28 - Etapas do Ensaio de densidade real dos grãos

Fonte: Autor (2025)

O processo de remoção do ar da amostra foi realizado com o uso de bomba de vácuo. Inicialmente, adicionou-se água destilada ao picnômetro até aproximadamente metade do seu volume, aplicando-se um vácuo de, no mínimo, 88 kPa por 15 minutos, com agitação periódica. O procedimento foi repetido após a adição de mais água destilada até um nível próximo ao gargalo do recipiente, garantindo a remoção completa do ar aderido às partículas, e completado com precisão na marca de referência do picnômetro. O conjunto (picnômetro + solo + água) foi pesado e a temperatura foi medida imediatamente após a pesagem.

O resultado foi expresso como a média de no mínimo dois ensaios considerados satisfatórios, ou seja, com resultados que não diferiram entre si em mais que $0,02 \text{ g/cm}^3$.

Figura 29 – Etapas do Ensaio de densidade real dos grãos



Fonte: Autor (2025)

4.5 Limites de Atterberg

Os limites de consistência, também conhecidos como Limites de Atterberg, foram determinados para a fração do solo passante na peneira de 0,42mm.

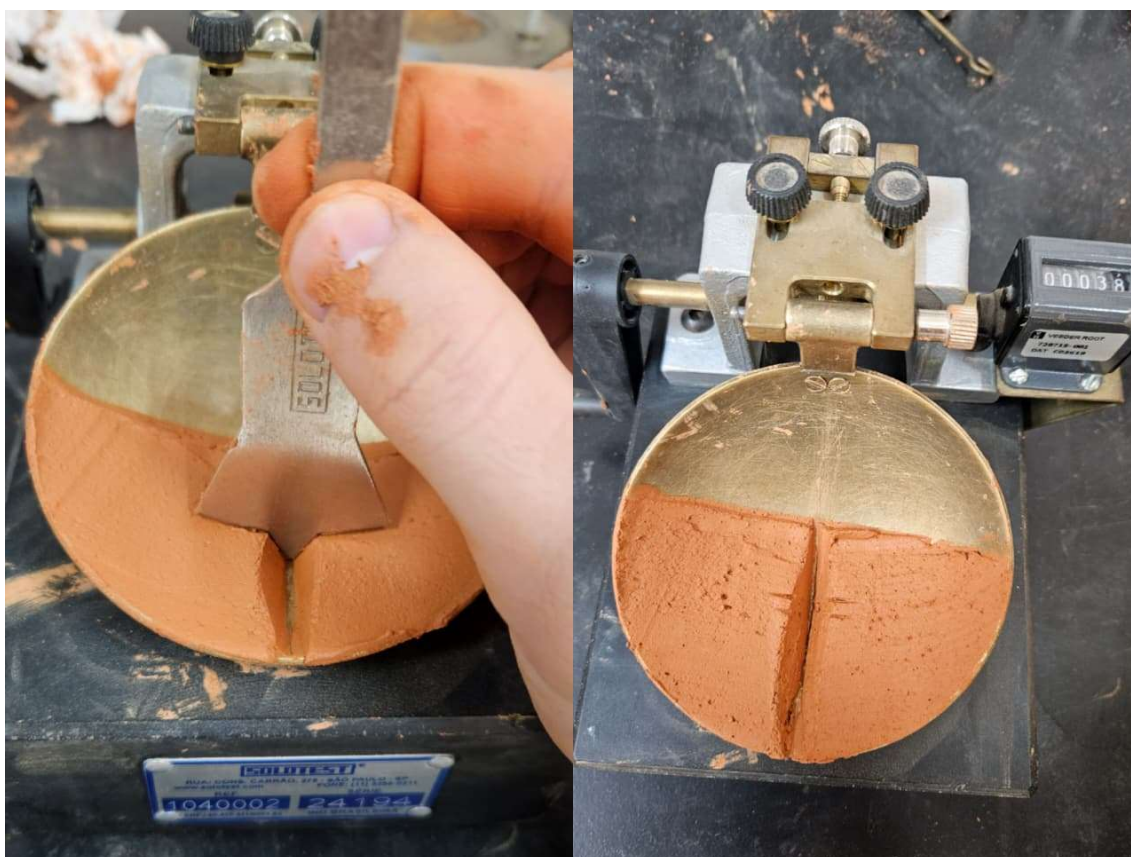
O Limite de Liquidez do solo foi determinado em laboratório seguindo os procedimentos da norma ABNT NBR 6459:2016. À metade do material previamente preparado foi acrescentado água destilada e homogeneizado vigorosamente, com o auxílio de uma espátula, por 30 minutos. Assim, obteve-se uma pasta homogênea com consistência tal que sejam necessários da ordem de 35 golpes para fechar a ranhura.

Parte da pasta foi transferida para a concha, tal que a parte central se encontrasse com espessura na casa dos 10mm. A massa de solo foi dividida em duas partes, passando o cinzel por meio desta, de maneira a abrir uma ranhura em sua parte central. Em seguida a concha foi recolocada no aparelho de Casagrande e a manivela foi girada na razão de dois golpes por segundo até que a ranhura se uniu ao longo de 13mm aproximadamente. Imediatamente

após, uma pequena quantidade, com cerca de 8g, foi coletada para determinação da umidade conforme a ABNT NBR 6457:2024.

O processo foi repetido para outros teores de umidade, para cada novo ponto foi adicionado mais água destilada e homogeneizado por aproximadamente 3 minutos, até que fosse obtido pelo menos 5 pontos e cobrindo um intervalo de 35 a 15 golpes. Com os resultados obtidos, construiu-se um gráfico no qual as ordenadas (em escala logarítmica) sejam os números de golpes e as abscissas (em escala aritmética) sejam os teores de umidade correspondentes e ajustadas a uma reta pelos pontos assim obtidos. O teor de umidade correspondente a 25 golpes é o limite de liquidez do solo.

Figura 30 – Verificação para iniciar a etapa e etapa finalizada



Fonte: Autor (2025)

O Limite de Plasticidade do solo foi determinado em laboratório seguindo os procedimentos da norma ABNT NBR 7180:2016. O solo foi colocado em uma cápsula de porcelana, onde água destilada foi adicionada em

pequenas quantidades. O material foi então homogeneizado do mesmo modo ao limite de liquidez descrito anteriormente.

A partir da pasta, uma pequena porção foi separada para ser rolada com a palma da mão sobre uma placa de vidro, aplicando-se pressão suficiente para formar um cilindro de diâmetro menor. Esse processo foi repetido ajustando-se a umidade da pasta, conforme necessário. Se o cilindro de solo se fragmentasse antes de atingir o diâmetro de 3 mm, o material era retornado à cápsula para adição de água e homogeneização. Inversamente, se o cilindro atingisse 3 mm sem se fragmentar, o material era amassado para reduzir sua umidade antes de uma nova tentativa.

O ponto final do ensaio foi definido quando o cilindro de solo atingia o diâmetro de 3 mm e, ao continuar o processo de rolagem, se fragmentava como na imagem a seguir.

Figura 31 – Ensaio limite de plasticidade



Fonte: Autor (2025)

Nesse momento, os fragmentos foram imediatamente transferidos para um recipiente de massa conhecida para a determinação do seu teor de umidade, conforme a ABNT NBR 6457:2024. O procedimento foi repetido até que se obtivessem no mínimo três valores de umidade considerados satisfatórios, critério esse atendido quando nenhum dos valores diferiu da respectiva média em mais de 5%. O resultado do Limite de Plasticidade foi expresso como a média desses valores, arredondado para o número inteiro mais próximo. O Índice de Plasticidade (IP) foi calculado pela diferença entre o LL e o LP.

4.6 Ensaio de Compactação

A relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca do solo foi determinada pelo ensaio de compactação, seguindo a ABNT NBR 7182:2025. Utilizou-se a energia de compactação normal e intermediária.

Foi preparado 3 kg de material passante na peneira 4,8mm conforme ABNT NBR 6457:2024, para realizar o ensaio no cilindro pequeno com reuso de material. Para iniciar o ensaio, adicionou-se água até que fosse obtido uma umidade em torno de 5% abaixo da umidade ótima presumível. Após a homogeneização, foi realizada a compactação, sendo 3 camadas de 26 golpes utilizando o soquete pequeno para energia normal e 3 camadas de 21 golpes utilizando o soquete grande para energia intermediária.

Em seguida, realizou-se o arrasamento com régua biselada e pesado o conjunto com precisão de 1g. Por subtração do peso do molde, foi obtida a massa úmida do solo compactado. O corpo de prova foi removido com o auxílio de um extrator e no centro do corpo de prova foi retirado 3 amostras para determinação de umidade conforme a ABNT NBR 6457:2024. O restante do corpo de prova foi destorroado de modo que passe integralmente na peneira 4,8mm. Adicionou-se mais água, até que fique com um teor de aproximadamente 2% a mais que o primeiro corpo de prova. O processo se repetiu até a obtenção de pelo menos 5 pontos na curva, sendo 2 no ramo seco 2 no ramo úmido e um próximo à umidade ótima, sendo preferencialmente no ramo seco.

Os resultados foram plotados para obter a curva de compactação, da qual foram extraídas a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima.

Figura 32 – Etapas do ensaio de compactação



Fonte: Autor (2025)

4.7 Ensaio de Compressão Simples

A resistência à compressão simples não confinada foi determinada conforme a ABNT NBR 12770:2022. Como foram utilizadas apenas amostras deformadas, os corpos de prova para esse ensaio foram compactados em laboratório utilizando o cilindro Harvard, foram moldados 2 corpos de prova para cada energia de compactação (normal e intermediária) com as dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Todos os corpos de prova para os ensaios de resistência e compressibilidade foram moldados na umidade ótima.

Para a compactação, as dimensões internas do molde foram medidas com o auxílio de um paquímetro e calculado a quantidade de solo que correspondia a massa específica aparente seca máxima obtidos nos ensaios de compactação. Foi compactado na umidade ótima e em 6 camadas iguais com o auxílio de um tarugo e um soquete.

Figura 33 – Compactação no cilindro Harvard

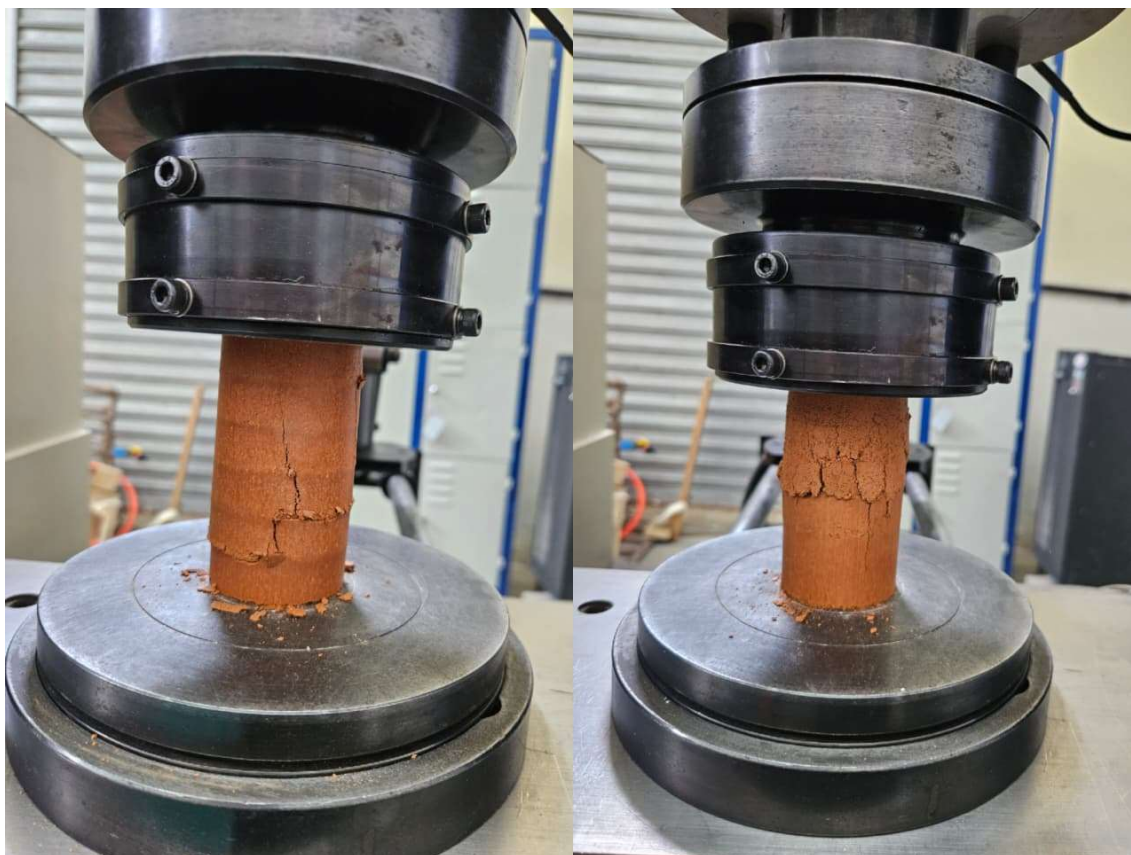


Fonte: Autor (2025)

Em seguida, os corpos de prova foram submetidos a uma carga axial em uma prensa, sem confinamento lateral, a uma taxa de deformação constante até a ruptura.

A partir do gráfico Tensão x Deformação, foi possível determinar o módulo de elasticidade inicial do solo. O procedimento consistiu em traçar uma reta tangente à porção inicial das curvas experimentais, que corresponde ao regime de comportamento predominantemente elástico do material.

Figura 34 – Ensaio de compressão simples



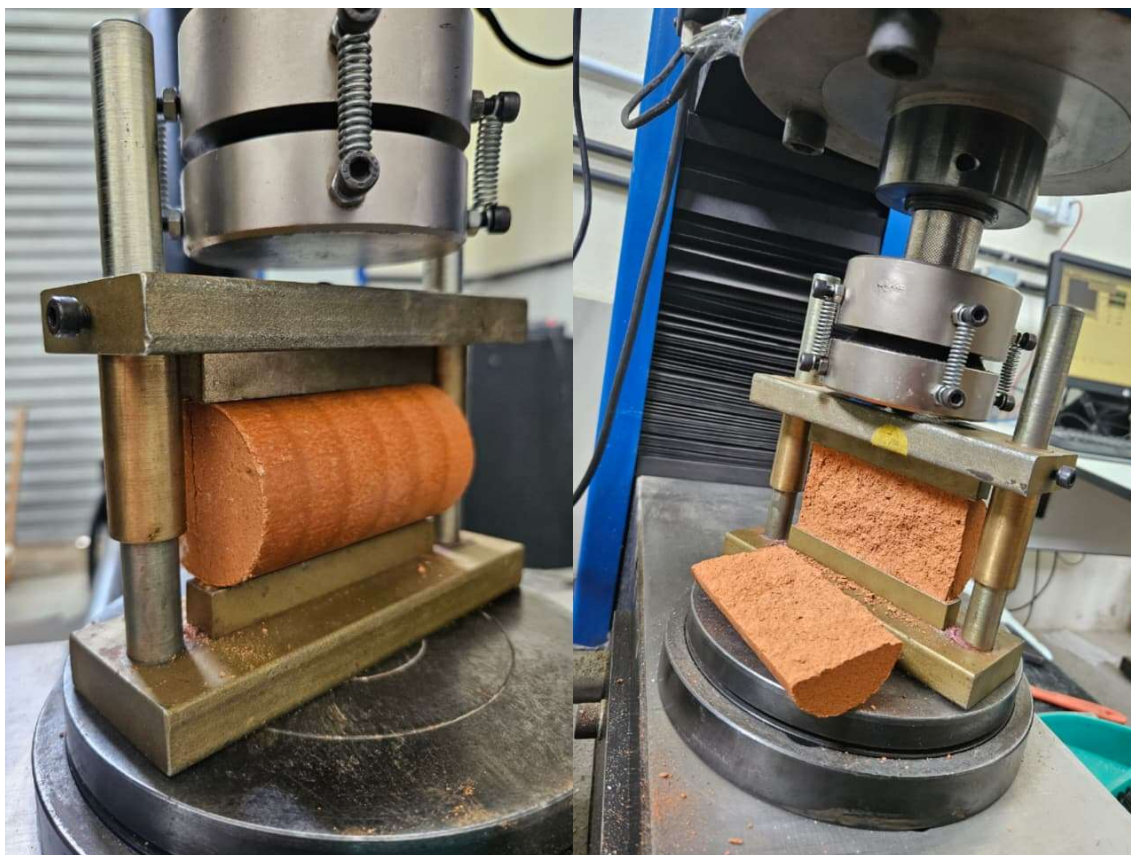
Fonte: Autor (2025)

4.8 Ensaio de Compressão Diametral

Para estimar a resistência à tração do solo, foi realizado o ensaio de compressão diametral. O procedimento foi adaptado da norma ABNT NBR 7222:2011, que é originalmente para concreto e argamassa.

O ensaio consiste na aplicação de uma carga compressiva ao longo do diâmetro de um corpo de prova cilíndrico, que foi previamente moldado por compactação nas mesmas condições dos ensaios de compressão simples. Esse carregamento induziu tensões de tração em um plano perpendicular à aplicação da carga, levando à ruptura do corpo de prova.

Figura 35 – Ensaio de compressão diametral



Fonte: Autor (2025)

O resultado desse ensaio é a resistência à tração indireta, que é calculada pela seguinte fórmula.

$$f_{ct,sp} = \frac{(2F)}{\pi d \ell}$$

Onde

$f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral, expressa com três algarismos significativos, em megapascals (MPa);

F é a força máxima obtida no ensaio, expresso em newtons (N);

d é o diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros (mm);

ℓ é o comprimento do corpo de prova, expresso em milímetros (mm).

4.9 Ensaio de Compressão Confinada

As características de compressibilidade do solo foram avaliadas por meio do ensaio de adensamento unidimensional, seguindo a ABNT NBR 16853:2020. Esse ensaio foi realizado em amostras moldadas no cilindro grande de proctor, as dimensões do anel de compressão confinada são de 20 mm de altura e 80 cm² de área. Para retirada da amostra de ensaio foi realizada a cravação do anel conforme as imagens a seguir.

Figura 36 – Cravação do anel de compressão confinada



Fonte: Autor (2025)

Em seguida foi realizado o arrasamento das faces superior e inferior do anel, sua massa foi medida e foi coletado amostras para determinação do teor de umidade e assim determinado a massa específica seca da amostra.

Figura 37 – Corpo de prova para ensaio de compressão confinada



Fonte: Autor (2025)

Para iniciar o ensaio o conjunto de compressão foi montado conforme a seguinte sequência: base rígida, pedra porosa inferior, papel-filtro, corpo de prova contido no anel, papel-filtro e pedra porosa superior. Iniciou-se então a fase de carregamento, composta por sete estágios sequenciais começando com 10 kPa. A partir daí, a pressão foi progressivamente aumentada, dobrando a cada estágio e passando por 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, até atingir a carga máxima de 640 kPa. Em cada um dos sete estágios, a carga foi mantida por um período mínimo de 24 horas.

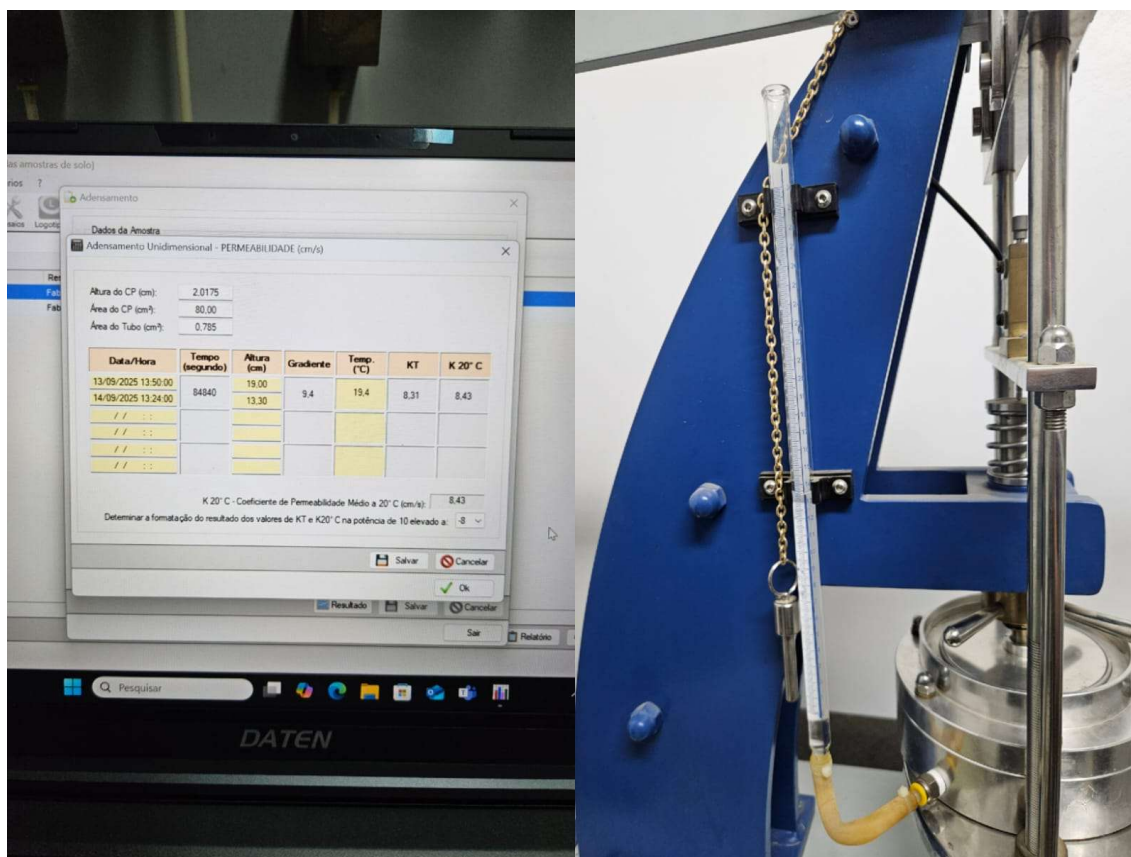
Figura 38 - Equipamento do ensaio de compressão confinada



Fonte: Autor (2025)

Nas amostras inundadas, foi realizada a inundação no primeiro estágio de carregamento com 10 kPa e medido sua expansão por um período de 4 dias até sua estabilização. Em seguida foi iniciado os estágios de carregamento, conforme descrito anteriormente. Nessas amostras também foi medida a permeabilidade em diferentes estágios de carregamento com o auxílio do equipamento de compressão confinada.

Figura 39 – Ensaio de permeabilidade



Fonte: Autor (2025)

Concluído o estágio de carregamento máximo, iniciou-se a fase de descarregamento em três estágios. A pressão foi reduzida de 640 kPa para 320 kPa, depois para 160 kPa, por fim, para 80 kPa.

Para construção das curvas de compressibilidade, foram calculados os índices de vazios referentes ao final de cada carregamento. Para obter o índice de vazios inicial, foi utilizada a seguinte equação:

$$e_0 = \frac{\rho_s}{\rho_{d(i)}} - 1$$

onde

e_0 é o índice de vazios inicial;

ρ_s é a massa específica dos grãos, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3).

$\rho_{a(i)}$ é a massa específica aparente seca inicial, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3).

Para obter o índice de vazios ao final de cada carregamento, foi calculada a altura dos sólidos do corpo de prova pela seguinte equação que consta na NBR 16853:2020:

$$H_s = \frac{H_i}{1+e_0}$$

onde

H_s é a altura dos sólidos, expressa em centímetros (cm);

H_i é a altura inicial do corpo de prova, expressa em centímetros (cm);

e_0 é o índice de vazios inicial.

Por fim, o índice de vazios final de cada carregamento é dado pela equação:

$$e = \frac{H}{H_s} - 1$$

onde

e é o índice de vazios ao final do estágio de pressão;

H é a altura do corpo de prova ao final do estágio;

H_s é a altura dos sólidos, expressa em centímetros (cm).

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios de laboratório realizados para a caracterização física e mecânica do solo residual de gnaiss coletado no município de Antônio Carlos (SC). Cada seção detalha os dados obtidos, interpreta-os e os discute criticamente em comparação com a literatura técnica e os valores de referência para solos da região, conforme compilado no Capítulo 2.

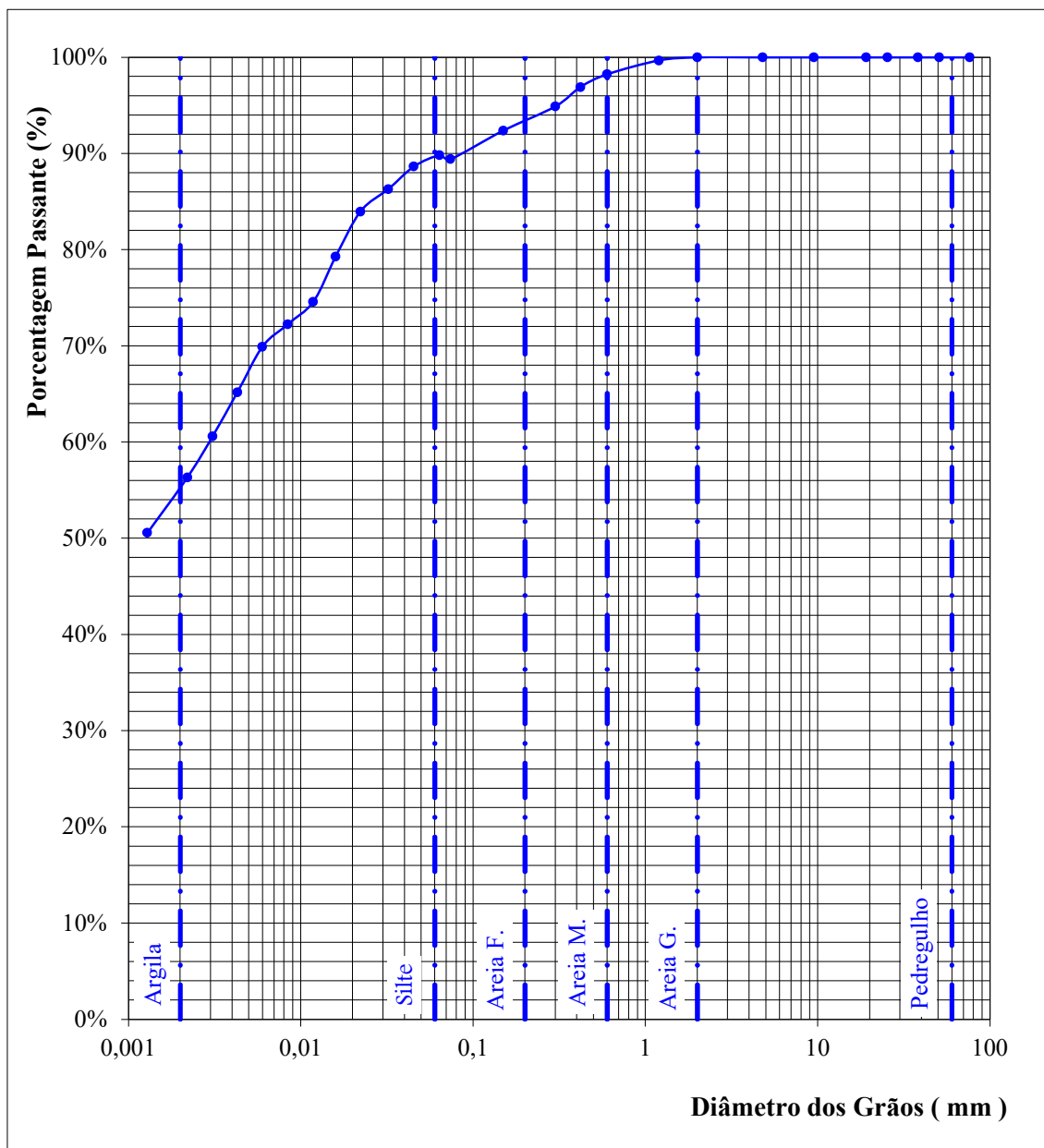
5.1 Ensaio de Caracterização Física

Os Ensaio de Caracterização Física são fundamentais para a obtenção dos índices que governam o comportamento do solo. A correta determinação da distribuição granulométrica, da densidade das partículas sólidas e dos limites de consistência permite não apenas a classificação do material, mas também a previsão de seu comportamento mecânico.

5.1.1 Análise Granulométrica

A Análise Granulométrica combinada, por peneiramento e sedimentação, foi realizada para determinar a distribuição do tamanho das partículas do solo. Os dados brutos do ensaio foram utilizados para gerar a curva de distribuição granulométrica apresentada na Figura 40.

Figura 40- Curva de distribuição granulométrica



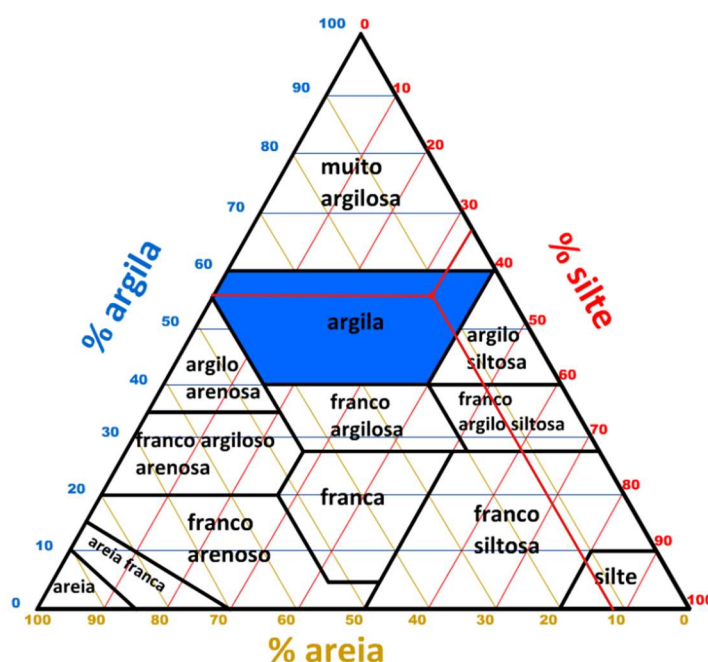
Fonte: Autor (2025)

A partir da análise da curva e dos dados de ensaio, obteve-se a seguinte distribuição de partículas:

- Percentagem de Argila (< 0,002 mm): 56,3%
- Percentagem de Silte (0,002 mm a 0,075 mm): 33,1%
- Percentagem de Areia (> 0,075 mm): 10,6%

A análise revela um solo de granulometria predominantemente fina, com 89,4% do material passando pela peneira de 0,075 mm (malha nº 200). Essa composição é dominada pelas frações silte e argila, que juntas constituem a quase totalidade da massa do solo. A fração arenosa é minoritária e não há presença de pedregulhos. Pelo triângulo textural figura 41, o solo foi classificado como uma argila.

Figura 41 – Triângulo textural



Fonte: Adaptado de Quoos (2025).

Devido à natureza predominantemente fina do solo, o cálculo dos coeficientes de uniformidade e de curvatura para a totalidade da amostra não é aplicável para fins de classificação granulométrica. A classificação geotécnica do material será, portanto, governada por seus índices de plasticidade, conforme o sistema rodoviário (AASHTO) e o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), que será detalhado na seção 5.1.3.

A composição granulométrica encontrada para o solo desta pesquisa difere da faixa de valores reportada na Tabela 1 para solos residuais de localidades próximas, como Biguaçu. Estudos como os de Palma et al. (2024) e Possato (2021) indicaram teores de areia entre 27% e 31% e frações de finos mais equilibradas. A elevada concentração de finos (quase 90%) sugere um

estágio de intemperismo consideravelmente mais avançado, resultado da intensa decomposição experimentada pela rocha-mãe (gnaisse), formando assim as partículas de silte e argila.

5.1.2 Densidade real dos grãos

O ensaio para determinação da densidade real dos grãos, ou massa específica dos sólidos, foi realizado em duplicata, conforme os dados da Tabela a seguir, obtendo-se um valor médio de 2,712 g/cm³.

Tabela 7 – Ensaio de Densidade real dos grãos (γ_s)

Amostra	1	2
Peso do Picnômetro vazio (g)	121,36	121,36
Peso do solo seco (g)	54,32	55,15
Peso do Picnômetro com água (g)	611,05	611,05
Peso do Picnômetro mais água mais solo (g)	645,38	645,92
Temperatura (°c)	23,5	23,5
Coeficiente de correção devido a temperatura	0,9975	0,9975
Massa Específica dos grãos corrigida (g/cm ³)	2,711	2,713
Massa específica dos grãos (g/cm³)	2,712	

Fonte: Autor (2025)

Este valor está em plena conformidade com a faixa de 2,60 a 2,80 g/cm³ citada por Sandroni (1985) como típica para solos residuais de gnaisse no Brasil e se enquadra na faixa geral (2,60 a 2,95 g/cm³) compilada na Tabela 1 para solos da região. O valor de 2,712 g/cm³ é ligeiramente superior ao do quartzo puro (aproximadamente 2,65 g/cm³), o que é esperado, visto que o gnaisse é uma rocha metamórfica composta também por feldspatos e micas, minerais com densidades variáveis.

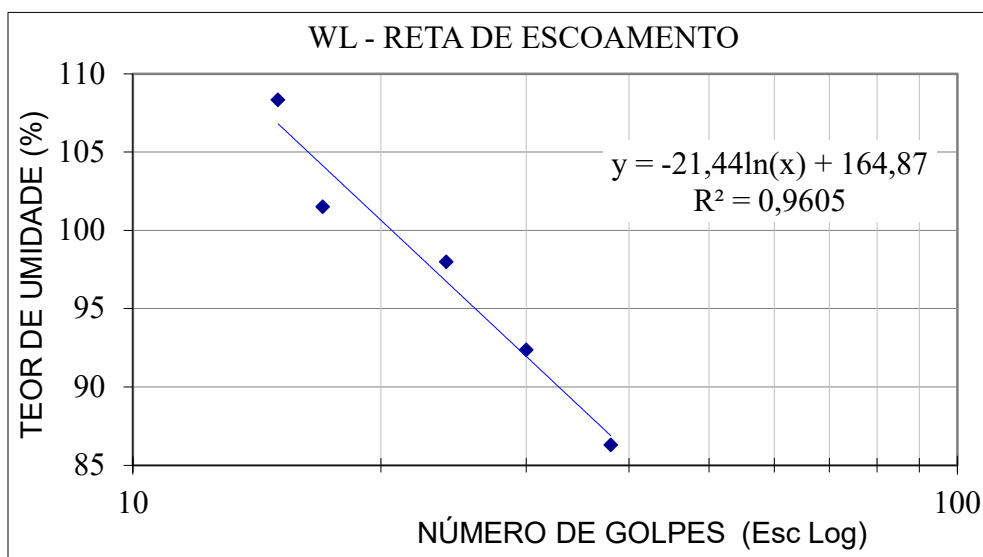
5.1.3 Limites de Atterberg

Os ensaios para determinação dos limites de consistência, resultaram nos seguintes valores:

- **Limite de Liquidez (LL): 96%**

- **Limite de Plasticidade (LP): 57%**
- **Índice de Plasticidade (IP = LL - LP): 39%**

Figura 42 - Gráfico do Limite de Liquidez



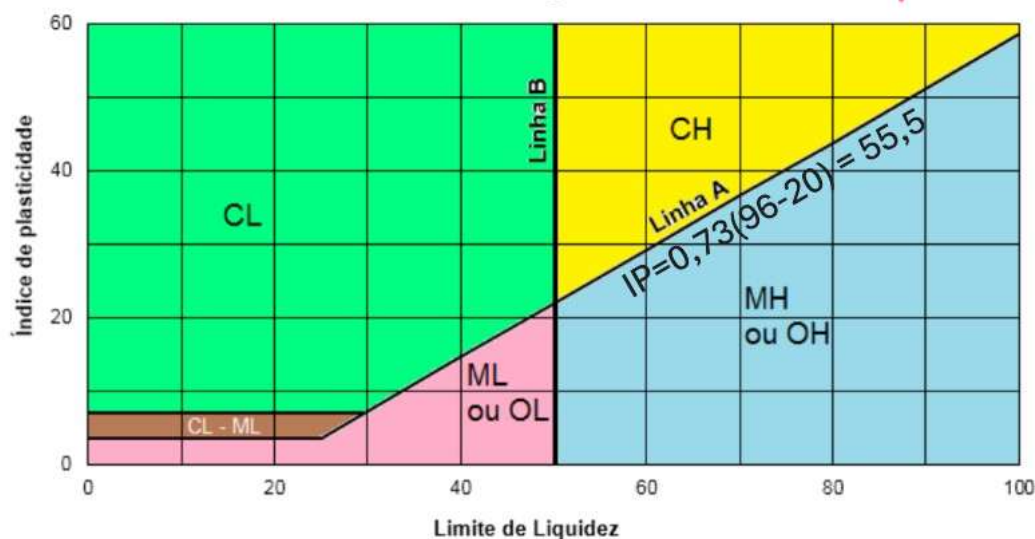
Fonte: Autor (2025)

Neste caso, deparamo-nos com um solo de alta plasticidade, cujo comportamento será, sem dúvida, complexo e fortemente influenciado pela água. Essa elevada plasticidade, no entanto, é coerente com a composição granulométrica identificada, que possui 89,4% de finos.

A classificação do solo pelo sistema rodoviário (AASHTO) trata-se de um solo argiloso, pertencente ao grupo A-7-5 e tem o índice de grupo de 20. O símbolo por essa classificação é "A-7-5 (20)".

Para a classificação segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), os valores de LL e IP são plotados na Carta de Plasticidade de Casagrande. A "Linha A" nessa carta, que separa as argilas (C) dos siltes (M), é definida pela equação $IP=0,73(LL-20)$. Para um LL de 96%, o IP da Linha A seria de 55,5%. Como o Índice de Plasticidade do solo em estudo (39%) se situa abaixo da Linha A, e seu Limite de Liquidez é superior a 50%, o solo é classificado como um Silte de Alta Compressibilidade (MH).

Figura 43 – Carta de Plasticidade de Casagrande



Fonte: Adaptado de Marinho (2020)

A classificação como silte (MH) em vez de argila (CH) pode ser pela aplicação da Carta de Casagrande em solos tropicais. O autor do livro “Mecânica dos Solos Experimental”, traz que:

Existe um consenso de que o sistema unificado de classificação dos solos não se aplica aos solos tropicais porque seus argilominerais não seriam estáveis, como ocorreria em clima temperado, e, portanto, nem a granulometria, nem a plasticidade poderiam ser determinadas sem ambiguidade. (Massad, 2016, p.125).

O mesmo autor também escreve sobre a classificação dos solos ser uma “pseudoquestão” onde cita palavras de Casagrande o autor do clássico ensaio de Limite de Liquidez, “O iniciante deve ser avisado para não tentar ler relações empíricas definitivas demais de tal gráfico (gráfico de plasticidade)” (Massad 2016 apud Casagrande, 1939, p.57). Casagrande no mesmo texto enfatiza a necessidade de identificação tátil visual dos solos por meio de inspeção. Portanto deve se ter cautela ao classificar o solo desta pesquisa como Silte de Alta Compressibilidade (MH).

Os resultados dos Limites de Atterberg obtidos neste trabalho apontam índices acima do comum para solos residuais de gnaiss. Entretanto, tais resultados estão de acordo com dados de pesquisa realizada no município. O solo estudado apresentou um Limite de Liquidez (LL) de 96%, valor que se alinha aos extremos de plasticidade identificados por Guesser (2016). Ao

comparar estes dados com as amostras de maior teor de argila daquela pesquisa, observa-se um padrão característico: todos os solos com fração argila superior a 50% foram classificados pelo Sistema Unificado (SUCS) como Siltes de Alta Compressibilidade (MH). Embora o LL deste estudo supere ligeiramente o valor máximo registrado por Guessser (2016) de 92,05%, a similaridade na classificação e nos índices de consistência confirma a tendência dos solos finos locais em apresentar alta capacidade de retenção de água e elevada plasticidade. Nota-se ainda que a densidade real dos grãos (2,712 g/cm³) mostrou-se levemente superior aos pontos comparados, indicando possíveis variações locais na rocha matriz de gnaiss.

5.1.4 Resultados da caracterização física

O resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização física de um solo residual de gnaiss de Antônio Carlos/SC, estão consolidados na tabela a seguir:

Tabela 8 - Resumo dos Resultados de Caracterização Física.

Parâmetro	Valor Obtido
Análise Granulométrica	
Argila (< 0,002 mm) %	56,3
Silte (0,002 - 0,075 mm) %	33,1
Areia (> 0,075 mm) %	10,6
Pedregulho %	0
Densidade Real dos Grãos (g/cm³)	2,712
Limites de Atterberg	
Limite de Liquidez (%)	96
Limite de Plasticidade (%)	57
Índice de Plasticidade (%)	39

Fonte: Autor (2025)

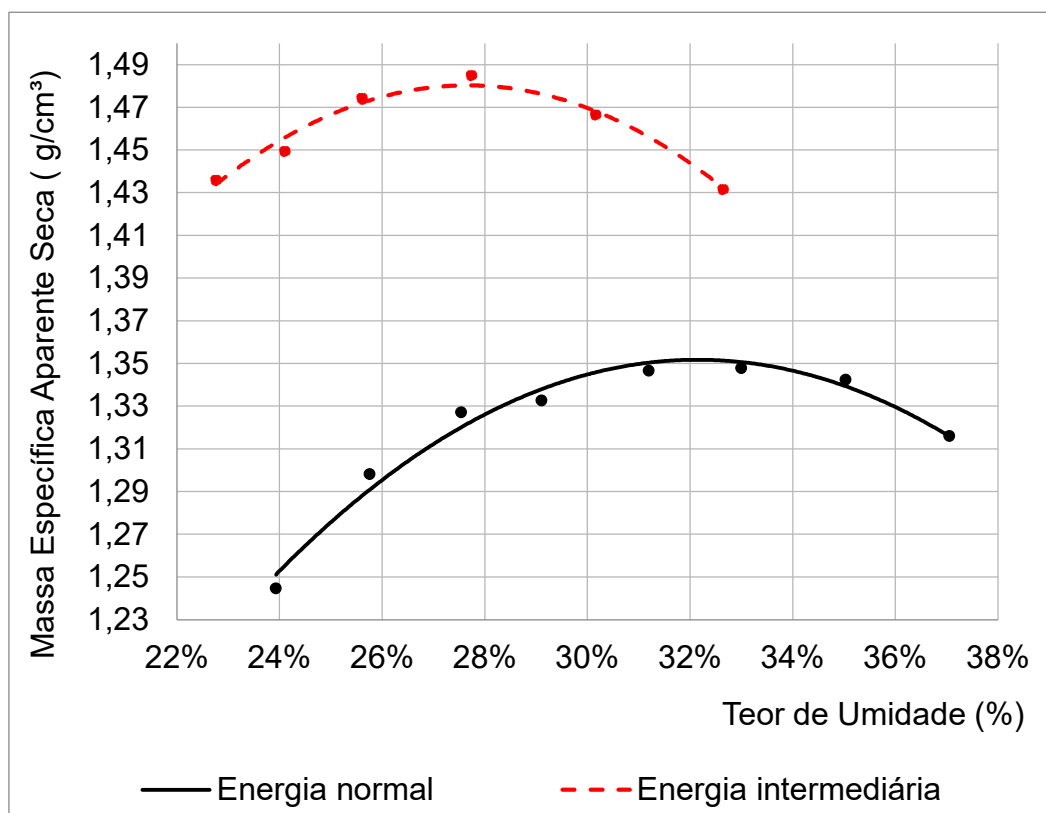
5.2 Ensaio de caracterização mecânica

Os ensaios de caracterização mecânica avaliam a resposta do solo à aplicação de tensões, fornecendo parâmetros de resistência e deformabilidade essenciais para o projeto geotécnico. Nesta seção, inicialmente são apresentados os resultados das curvas de compactação obtidas sob aplicação das energias normal e intermediária. Após determinação da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima das respectivas curvas de compactação foram moldados corpos de prova para condução dos ensaios de compressão simples e diametral. Devido as dimensões normativas exigidas para os corpos de prova as amostras dos ensaios de compressão simples e diametral foram remoldadas no cilindro Harvard.

5.2.1 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi realizado para determinar a relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca do solo. Conforme especificado na metodologia, foram empregadas duas energias de compactação distintas: Normal e Intermediária. Os dados obtidos no ensaio foram utilizados para gerar as curvas de compactação apresentadas na figura a seguir:

Figura 44 - Curvas de compactação



Fonte: Autor (2025)

A partir da análise das curvas, foram determinados os parâmetros ótimos de compactação para cada energia, os quais estão resumidos na Tabela a seguir:

Tabela 9 – Resumo dos parâmetros de compactação.

Parâmetro	Energia Normal	Energia Intermediária
Umidade Ótima (%)	32,1	27,7
Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	1,35	1,48

Fonte: Autor (2025)

Os resultados demonstram a influência direta da energia de compactação sobre os parâmetros do solo, conforme esperado e descrito por Crispim (2007). Ao aplicar uma energia maior (Intermediária), obteve-se um aumento na massa específica aparente seca máxima de 1,35 para 1,48 g/cm³.

E uma correspondente redução na umidade ótima de 32,1% para 27,7%. Isso ocorre porque a maior energia é mais eficiente em expulsar o ar dos vazios do solo, permitindo um arranjo mais denso das partículas com uma menor quantidade de água atuando como lubrificante.

Na literatura é comum encontrar que solos argilosos tenham uma massa específica aparente seca mais baixa e uma umidade ótima mais alta que solos de maior granulometria. Em pesquisas como de Almeida (2017), o solo denominado de Campus Glória (argiloso), obteve como resultado nas curvas de compactação uma umidade ótima de 30,2% para energia normal e 26,7% para energia intermediária. A massa específica aparente seca máxima obtida foi de 1,402 g/cm³ e 1,471 g/cm³ para energia normal e intermediária respectivamente, apresentando semelhança aos resultados obtidos nesta pesquisa.

Pesquisas como a de Possato (2021), em solo silte argiloso a massa específica aparente seca máxima obtida foi de 1,545 g/cm³, esta diferença é uma consequência direta das características físicas do solo, discutidas na seção anterior. A elevada porcentagem de finos (89,4%) e a altíssima plasticidade (LL = 96%) implicam que as partículas do solo possuem uma área superficial específica muito grande. Isso exige uma maior quantidade de água para lubrificar as partículas e permitir seu rearranjo durante a compactação, o que resulta em uma umidade ótima elevada. Simultaneamente, a natureza das partículas finas e as forças de repulsão eletroquímica impedem um empacotamento denso, levando a uma massa específica aparente seca máxima mais baixa. A forma das curvas de compactação, relativamente achatadas, é também característica de solos finos e plásticos.

5.2.2 Ensaio de compressão simples

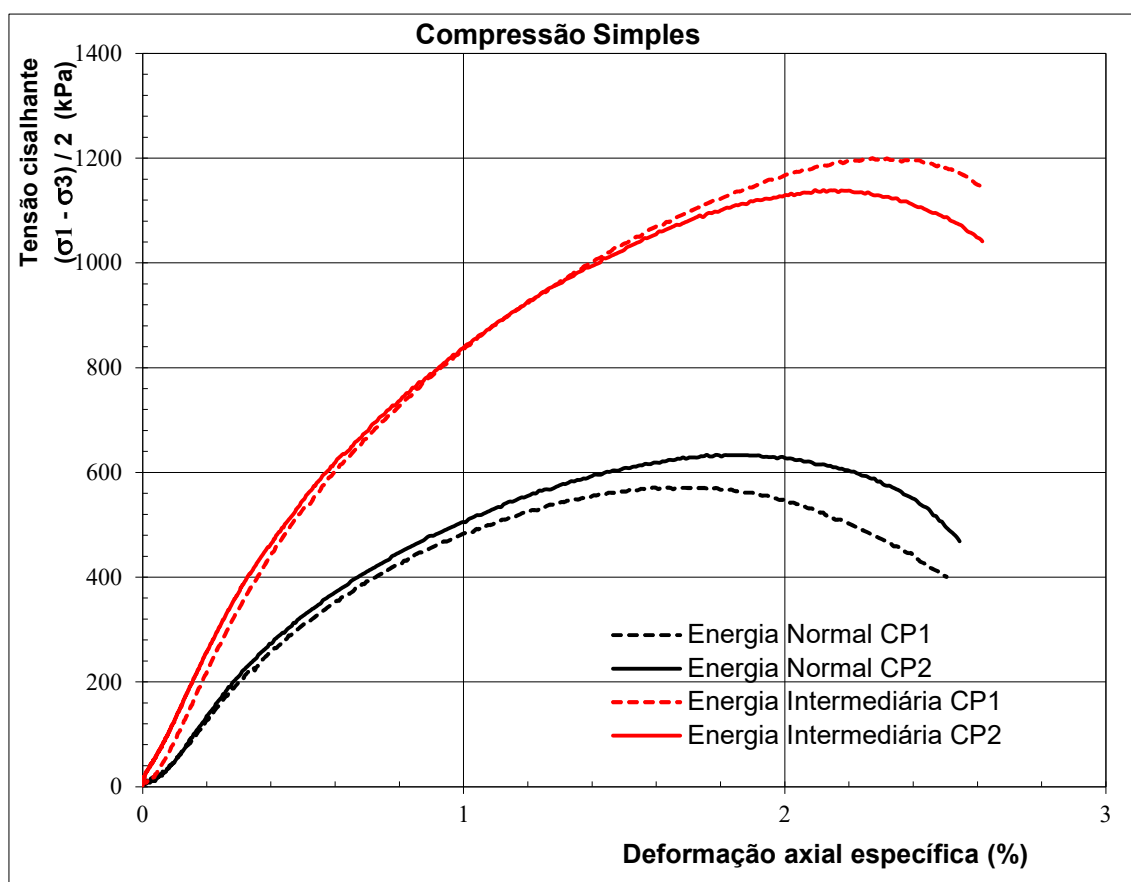
A Figura 45 apresenta as curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios de compressão simples. Foram moldados dois corpos de prova para cada energia. Os resultados médios para a energia normal foi de 602,5 kPa e para a e energia Intermediária igual a 1169,8 kPa. Fica claro as consequências do incremento da energia de compactação sobre a resistência do material. A

energia intermediária resultou num valor de resistência a compressão de praticamente o dobro das obtidas nas amostras compactadas na energia normal.

Comparando, com valores de capacidade de carga da NBR 6122:2022, as amostras na energia normal indicam argilas com consistência muito rija e na energia intermediária são classificados como argilas duras. Isso representa um incremento de 94,2% na resistência a compressão do solo. Esse ganho expressivo pode ser atribuído à redução do índice de vazios e ao maior intertravamento das partículas promovido pela maior energia de compactação, gerando uma estrutura mais densa e coesa.

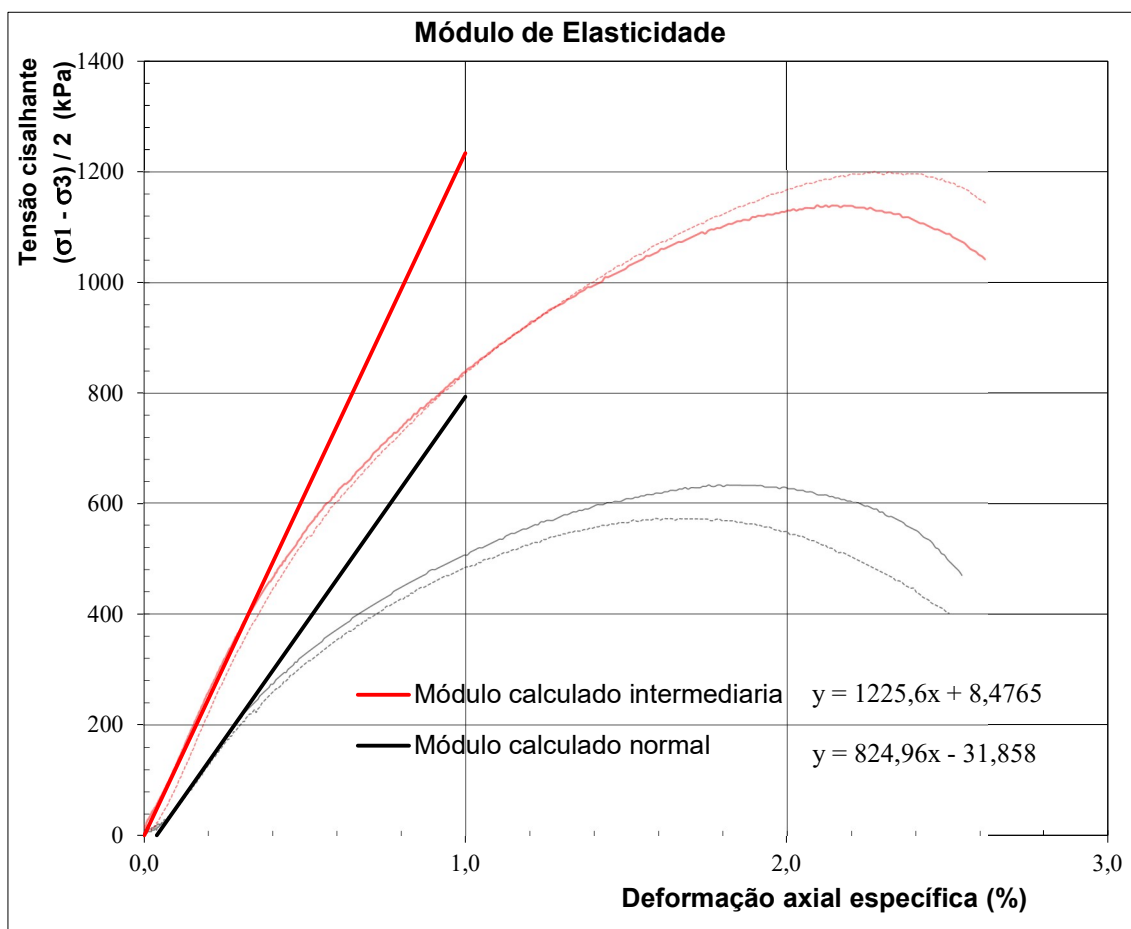
A análise visual das curvas revela uma diferença no comportamento do solo em função da energia de compactação empregada. Para ambas energias empregadas nota-se que a resistência de pico foi atingida com uma deformação axial por volta de 2%. Na energia normal, a deformação axial obtida na ruptura foi em torno de 1,7% e, na energia intermediária por volta de 2,2%.

Figura 45 – Curvas tensão deformação do ensaio de compressão simples



Fonte: Autor (2025)

Figura 46 – Rigidez



Fonte: Autor (2025)

No que diz respeito a deformabilidade do material, com as curvas tensão x deformação é possível estimar o módulo tangente à curva, também chamado de Módulo de Deformabilidade ou Young (E). O módulo E é obtido da relação $\sigma \times \epsilon$ no trecho linear das curvas tensão x deformação. Assim, para a energia normal ($E = 198,3 \div 0,00279$) o valor estimado de E foi de 71 MPa classificando o solo como uma argila de consistência dura. Já na energia intermediária ($E = 399,2 \div 0,00197$) foi obtido um valor de 123 MPa, compatível com argilas muito rijas.

Assim, na avaliação da rigidez do material fica comprovado que as amostras compactadas na energia intermediária são mais rígidas do que as amostras na energia normal. Ou seja, para o mesmo nível de tensão, acontece deformações maiores no solo compactados na energia normal. Conclui-se que

a densificação das partículas com a compactação acarreta em menores deformações.

Tabela 10 – Comparação de resultados de compressão simples energia normal

Tipo de solo	Resistência a compressão simples (kPa)	Fonte
Solo Residual de Granito	470	Broering & Silva (2018)
Solo Residual de Granito	528,98	Palma et al, (2024)
Esta pesquisa	602,5	Autor (2025)

Fonte: Autor (2025)

5.2.3 Ensaio de compressão diametral

Nos ensaios de compressão diametral também ocorreram ganhos de resistência com o aumento da energia de compactação, embora em proporções diferentes. A resistência à tração média obtida na energia normal foi de 167,2 kPa e na energia Intermediária igual 267,9 kPa.

Ao analisar a relação entre a resistência à tração (R_t) e a resistência à compressão simples (R_c), obtiveram um valor de 28% na energia normal e 23% na energia intermediária. Corroborando com outras pesquisas (Broering & Silva, 2018), a resistência à tração de um solo residual argiloso compactado é cerca de 25% da resistência a compressão. Assim, nessa pesquisa pode-se obter as seguintes equações:

- Energia Normal: $R_t = 0,28R_c$
- Energia Intermediária: $R_t = 0,23R_c$

Os resultados indicam que a resistência à tração deste solo representa entre 23% e 28% da sua resistência à compressão. Observa-se uma ligeira redução nessa relação com o aumento da energia de compactação. O incremento de resistência à tração foi de 60,2%. Embora seja um aumento

considerável, nota-se que o benefício da compactação foi percentualmente maior para a resistência à compressão (94%) do que para a tração (60%).

Tabela 11 - Comparação de resultados de compressão diametral energia normal

Tipo de solo	Resistência a compressão diametral (kPa)	Fonte
Solo Residual de Granito	90	Broering & Silva (2018)
Solo Residual de Granito	65,6	Palma et al, (2024)
Esta pesquisa	167,2	Autor (2025)

Fonte: Autor (2025)

5.3 Ensaios de compressão confinada

Este capítulo apresenta os resultados obtidos nos ensaios de compressão confinada, bem como a análise da influência da energia de compactação (normal e intermediária) e da condição de submersão em água (não inundado e inundado). A proposta de conduzir ensaios em diferentes condições de saturação têm como objetivo avaliar os efeitos da inundação sob a compressibilidade do solo compactado. Adicionalmente, serão apresentados os resultados do ensaio de permeabilidade variável conduzidos nas amostras inundadas e a respectiva relação com níveis de carregamento e índices de vazios.

5.3.1 Ensaio com energia normal (não inundado)

Após moldagem do corpo de prova extraído do cilindro proctor compactado na energia normal a amostra foi colocada na célula de adensamento do equipamento e submetida as tensões 10kPa, 20kPa, 40kPa, 80kPa, 160kPa, 320kPa e 640kPa. As pressões foram dobradas a cada 24 horas, sendo a deformação vertical monitorada por meio de instrumentação eletrônica. A partir

dos dados de variação do índice de vazios e respectivo nível de pressão aplicada foi possível obter a curva de compressibilidade do material.

Utilizando os dados obtidos neste ensaio, a curva de compressibilidade foi calculada utilizando as fórmulas apresentadas no item 4.9. Um exemplo de cálculo será demonstrado a seguir:

Para o índice de vazios inicial:

$$e_0 = \frac{2,712}{1,418} - 1$$

$$e_0 = 0,913$$

Para a altura de sólidos:

$$H_s = \frac{2}{1+0,913}$$

$$H_s = 1,045$$

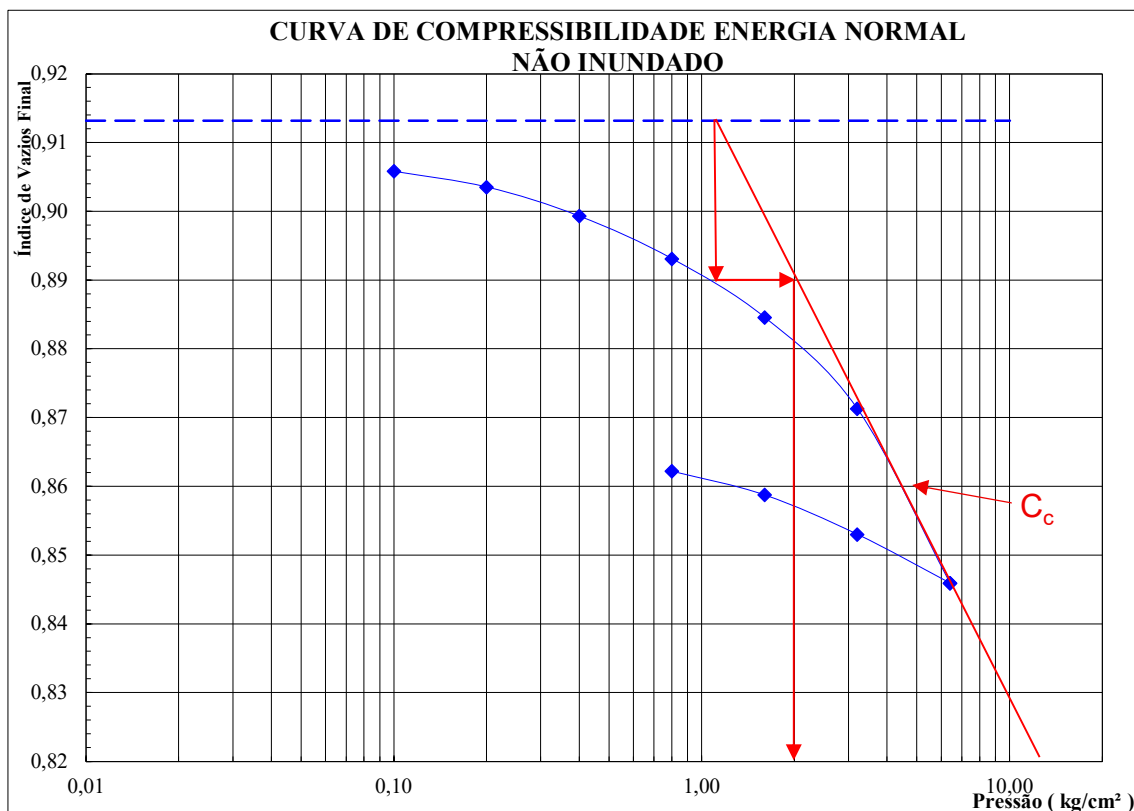
O índice de vazios final do primeiro carregamento:

$$e = \frac{1,9923}{1,045} - 1$$

$$e = 0,906$$

Do mesmo análoga, o software calculou os demais índices de vazios final de cada nível de carregamento aplicado. A curva de compressibilidade, que relaciona o índice de vazios com o logaritmo da tensão vertical efetiva, é apresentada a seguir:

Figura 47 - Curva de compressibilidade energia normal, em condição não inundada.



Fonte: Autor (2025)

Procurando extrair mais dados sobre a deformabilidade de um solo residual argiloso de gnaiss procedeu-se a determinação dos índices de compressibilidade. Para obter o índice de compressão (C_c) foi calculada a inclinação da reta virgem (reta após a tensão de pré-adensamento aparente), através da seguinte equação:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1}$$

Onde

C_c é o índice de compressão;

e_1, e_2 é o índice de vazios correspondente a dois pontos quaisquer do trecho virgem;

σ_1, σ_2 é a pressão associada ao índice de vazios e_1, e_2 .

Coletando os dados do gráfico anterior obtém-se:

$$C_c = \frac{0,864 - 0,846}{\log 6,4 - \log 4} \quad C_c = 0,088$$

O Índice de Recompressão (C_r) é a inclinação do gráfico antes da tensão de pré-adensamento aparente. Como não houve uma relação linear, é recomendado traçar uma linha de tendência para calcular a inclinação com mais precisão. Para os cálculos, utilizou-se a função de inclinação da planilha Excel, que retorna a inclinação da reta de regressão linear para os pontos de dados determinados. Para determinação da tensão de pré-adensamento aparente, utilizou-se o processo gráfico proposto por Pacheco Silva. Dessa maneira, a interpretação da curva de compressibilidade de um solo argiloso compactado na energia normal, sem inundação, obteve-se os seguintes parâmetros de compressibilidade:

- **Índice de Vazios Inicial (e_0):** 0,913
- **Índice de Vazios final (e_f):** 0,846
- **Tensão de Pré-Adensamento aparente (σ'_p):** 2,00 kgf/cm²
- **Índice de Compressão (C_c):** 0,088
- **Índice de Recompressão (C_r):** 0,018
- **Índice de Descarregamento (C_d):** 0,018

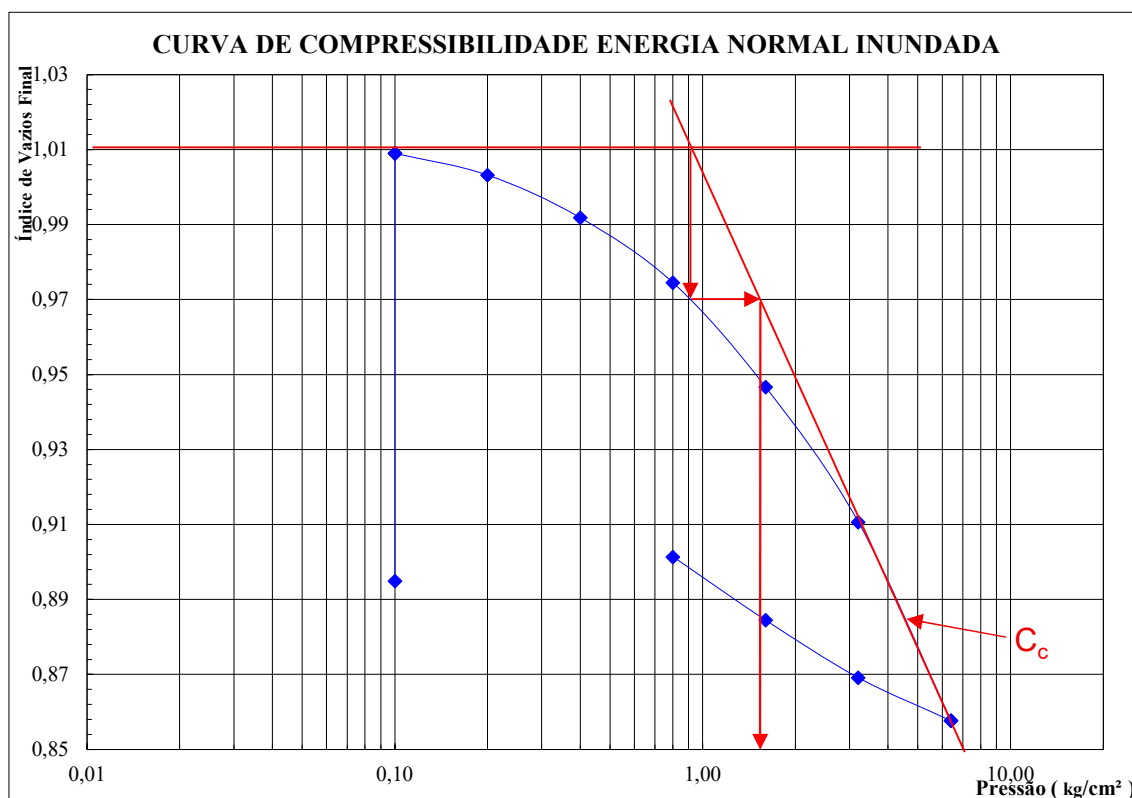
A interpretação da tensão de pré-adensamento de 2,00 kgf/cm² requer uma consideração cuidadosa da natureza da amostra. Por se tratar de um solo amolgado e compactado em laboratório, esse valor não representa um histórico de tensões geológicas passadas. Em vez disso, ele reflete um "pré-adensamento aparente", induzido pelo próprio processo de compactação. Conforme discutido por Leroueil e Vaughan, (1990), solos com estrutura, seja ela natural ou remoldada, exibem uma rigidez inicial elevada até que a tensão aplicada exceda a resistência das ligações entre partículas, momento em que a estrutura cede e a compressibilidade aumenta. O ponto de inflexão na curva de compressibilidade, interpretado como (σ'_p), corresponde a essa tensão de cedência da estrutura compactada.

O índice de compressão (C_c) de 0,088, que representa a inclinação do trecho virgem da curva, indica uma compressibilidade considerada baixa para um solo fino. Esse valor é de fundamental importância, pois servirá como parâmetro de comparação direta para quantificar os efeitos da inundação na deformabilidade do solo analisado. O índice de recompressão (C_r) de 0,018, significativamente menor que o C_c , é característico do comportamento do solo durante os ciclos de carregamento abaixo da tensão de pré-adensamento, conforme descrito por Caputo (1988).

5.3.2 Ensaio com energia normal (inundado)

A inundação do corpo de prova foi feita com um carregamento inicial de 0,1 kgf/cm², e mantido durante o período necessário para estabilização da expansão. Com a inundação do corpo de prova verificou-se imediatamente o início da expansão da amostra, que mesmo sob tensão, contínuo expandido por até 96 horas. Os demais estágios de carregamento só foram aplicados após a expansão ter estabilizado. Essa análise adicional permitiu ampliar os conhecimentos sobre a expansibilidade do solo analisado nessa pesquisa. Assim, no trecho inicial da curva de compressibilidade (tensão de 0,1 kgf/cm²) a linha vertical representa a variação do índice de vazios devido aos efeitos da inundação. A expansibilidade está relacionada a interações dos argilominerais presentes nesse solo e a água.

Figura 48 - Curva de compressibilidade energia normal, em condição inundada.



Fonte: Autor (2025)

De maneira análoga, a partir da curva de compressibilidade, foram obtidos os valores abaixo:

- **Índice de Vazios Inicial (e_0):** 0,895
- **Índice de Vazios após expansão:** 1,009
- **Índice de Vazios final (e_f):** 0,858
- **Tensão de Pré-Adensamento aparente (σ'_p):** 1,40 kgf/cm²
- **Índice de Compressão (C_c):** 0,176
- **Índice de Recompressão (C_r):** 0,040
- **Índice de Descarregamento (C_d):** 0,049

Como dito anteriormente, a inundação permitiu avaliar os efeitos da água sobre a expansibilidade do solo. No primeiro estágio de carregamento, sob uma tensão vertical de 10kPa (0,1 kgf/cm²), o corpo de prova, ao ser inundado, apresentou uma expansão vertical de 6,02%. Esse fenômeno é evidenciado na

curva pela elevação do índice de vazios de um valor inicial de 0,895 para 1,009 após a inundação.

Esse comportamento caracteriza o solo como expansivo. A expansão é um fenômeno impulsionado pela interação físico-química entre a água e a matriz de finos do solo. A inundação anula a sucção matricial e permite que as forças de repulsão eletroquímica entre as duplas camadas difusas das partículas de argila se manifestem, causando o afastamento entre elas e a hidratação dos minerais, o que resulta em um aumento macroscópico de volume (CHEN, 2012).

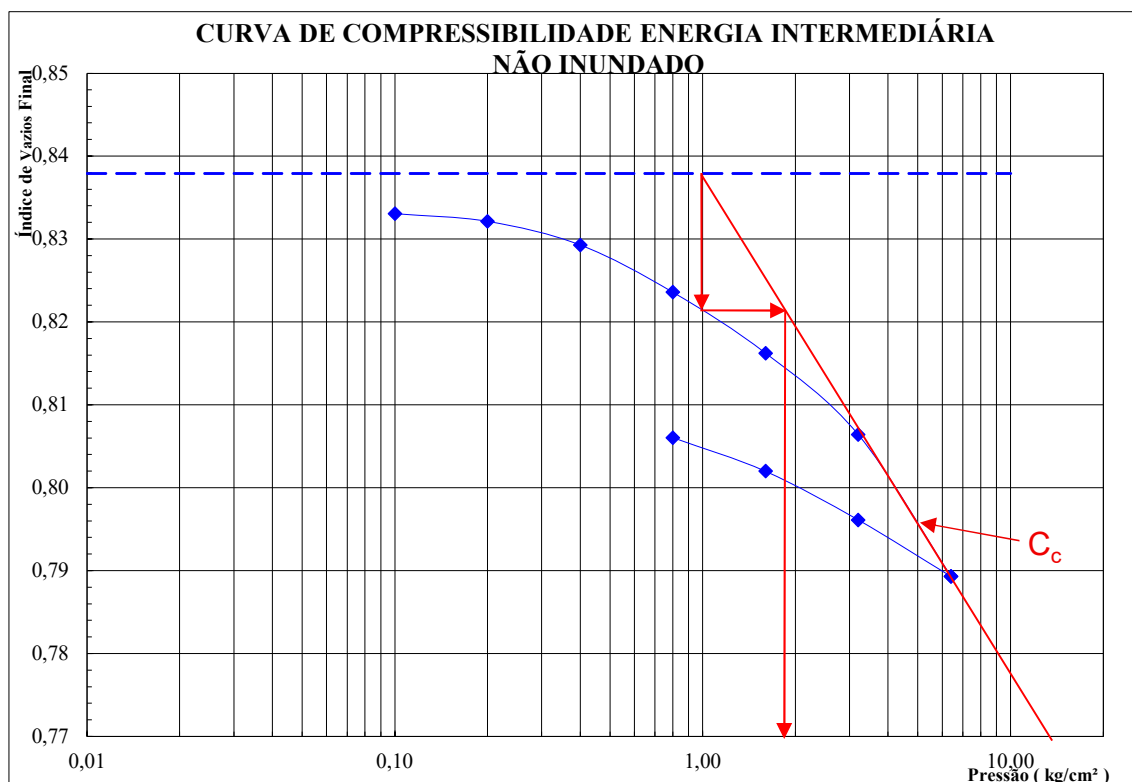
Além da expansão, a inundação provocou uma degradação da rigidez do solo. A tensão de pré-adensamento aparente sofreu uma redução de 30%, caindo de 2,00 kgf/cm² (condição não inundada) para 1,40 kgf/cm². Ainda mais expressivo foi o aumento de 100% no índice de compressão (C_c), que passou de 0,088 para 0,176. Esses resultados demonstram que a água interferiu na estrutura do solo, plastificando-o, tornando-o significativamente mais compressível. A água, ao preencher os vazios, enfraqueceu as ligações entre as partículas, diminuindo a capacidade do solo de resistir à deformação.

5.3.3 Ensaio com energia intermediária (não inundado)

O objetivo deste ensaio foi quantificar os efeitos do incremento de energia de compactação sobre as propriedades de compressibilidade do solo, mantendo-o na condição não inundada. A comparação com a curva de compressibilidade obtida no ensaio de energia normal permitiu avaliar a eficácia do aumento de energia produzindo uma estrutura de partículas mais densa e rígida.

A curva de compressibilidade para o corpo de prova compactado com energia intermediária não inundado foi obtida conforme apresentado anteriormente. O resultado é apresentado a seguir.

Figura 49 - Curva de compressibilidade energia intermediária, em condição não inundada.



Fonte: Autor (2025)

A partir dessa curva, foram determinados os seguintes parâmetros:

- **Índice de Vazios Inicial (e₀): 0,833**
- **Índice de Vazios final (e_f): 0,789**
- **Tensão de Pré-Adensamento aparente (σ'p): 1,90 kgf/cm²**
- **Índice de Compressão (C_c): 0,061**
- **Índice de Recompressão (C_r): 0,014**
- **Índice de Descarregamento (C_d): 0,019**

A comparação com os resultados do ensaio de energia normal (onde e₀ = 0,906 e C_c = 0,088) revela a melhoria das propriedades geotécnicas com o aumento da energia de compactação. O corpo de prova teve um menor índice de vazios inicial, e a consequência direta foi um aumento na rigidez, refletido em uma redução de 27% no índice de compressão. Esse resultado é consistente com a teoria da compactação, que postula que uma maior energia aplicada ao

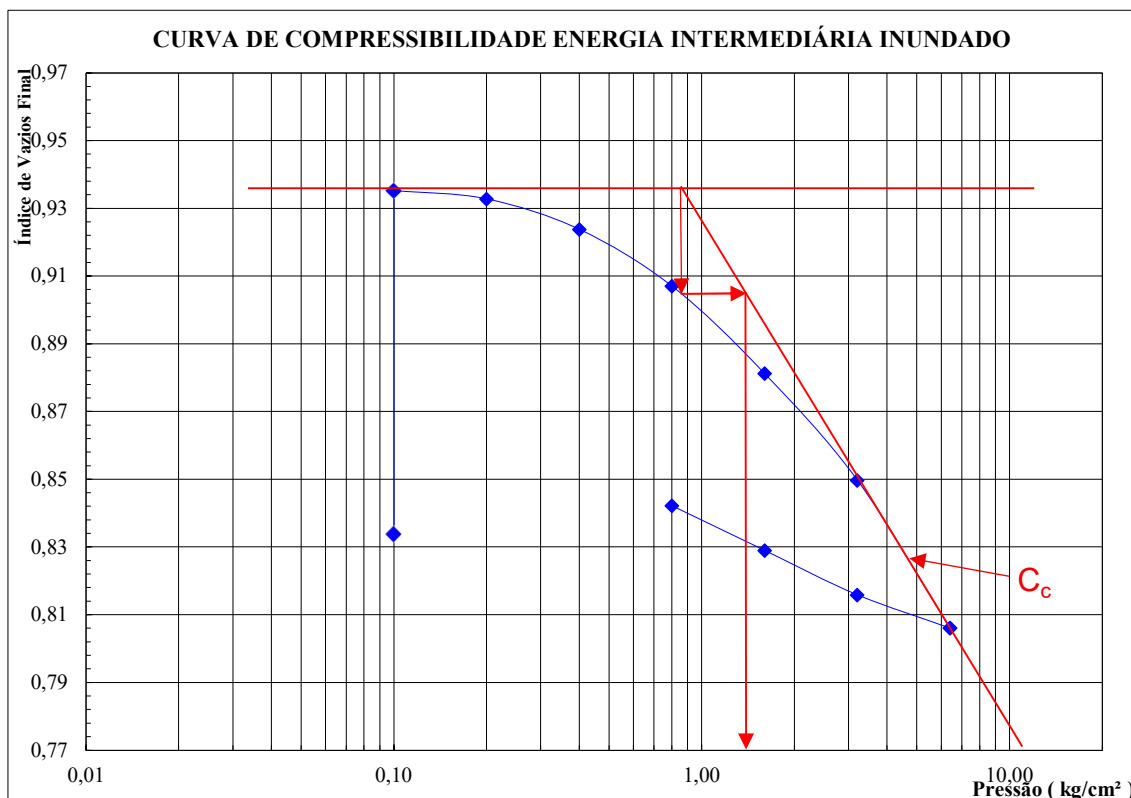
solo promove um arranjo mais denso das partículas, reduzindo o volume de vazios e aumentando os contatos intergranulares, o que resulta em um material mais resistente à compressão (DNIT, 2006).

A tensão de pré-adensamento aparente obtida na energia intermediária igual a 1,90 kgf/cm², foi ligeiramente inferior à obtida com a energia Normal (2,00 kgf/cm²). Sendo a tensão de pré-adensamento aparente uma fronteira entre pequenas e grandes deformações, conclui-se que o solo desta pesquisa tem um valor máximo desta tensão de cedência, ou seja, independente, do nível de energia de compactação aplicada, após atingir esse valor de 2,00 kgf/cm² as deformações excessivas serão inevitáveis.

5.3.4 Ensaio com energia intermediária (inundado)

Nesta etapa, de maneira análoga a interpretação feita anteriormente, busca-se avaliar se o índice de vazios inicial tem influência na expansibilidade do material. A curva de compressibilidade para esta condição de inundação é apresentada a seguir:

Figura 50 - Curva de compressibilidade energia intermediária, em condição inundada.



Fonte: Autor (2025)

os parâmetros de compressibilidade determinados foram:

- **Índice de Vazios Inicial (e₀):** 0,834
- **Índice de Vazios após expansão:** 0,935
- **Índice de Vazios final (e_f):** 0,806
- **Tensão de Pré-Adensamento aparente (σ'p):** 1,35 kgf/cm²
- **Índice de Compressão (C_c):** 0,145
- **Índice de Recompressão (C_r):** 0,031
- **Índice de Descarregamento (C_d):** 0,040

De forma análoga ao ensaio com energia Normal, o corpo de prova inundado sob a tensão de 0,1 kgf/cm² exibiu um comportamento expansivo, registrando uma expansão vertical de 5,54%. Embora ainda muito expressiva, essa expansão foi menor do que a observada no ensaio com energia Normal (6,02%). Essa diferença, ainda que modesta, sugere que a estrutura inicial mais

densa imposta pela maior energia de compactação ofereceu uma restrição física ligeiramente maior ao inchamento das partículas. Conclui-se que o aumento da energia de compactação diminuiu, mas não elimina o comportamento expansivo do solo.

A inundação, novamente, causou uma variação nas propriedades mecânicas de compressibilidade. A tensão de pré-adensamento aparente (σ'_p) do solo inundado sofreu uma queda de 29% em relação à amostra não inundada (de 1,90 para 1,35 kgf/cm²). Ressaltando, que a inundação diminuiu a rigidez do material compactado. Os efeitos da inundação sobre a compressibilidade foram ainda mais pronunciados, com o índice de compressão (C_c) aumentando em 138% (de 0,061 para 0,145).

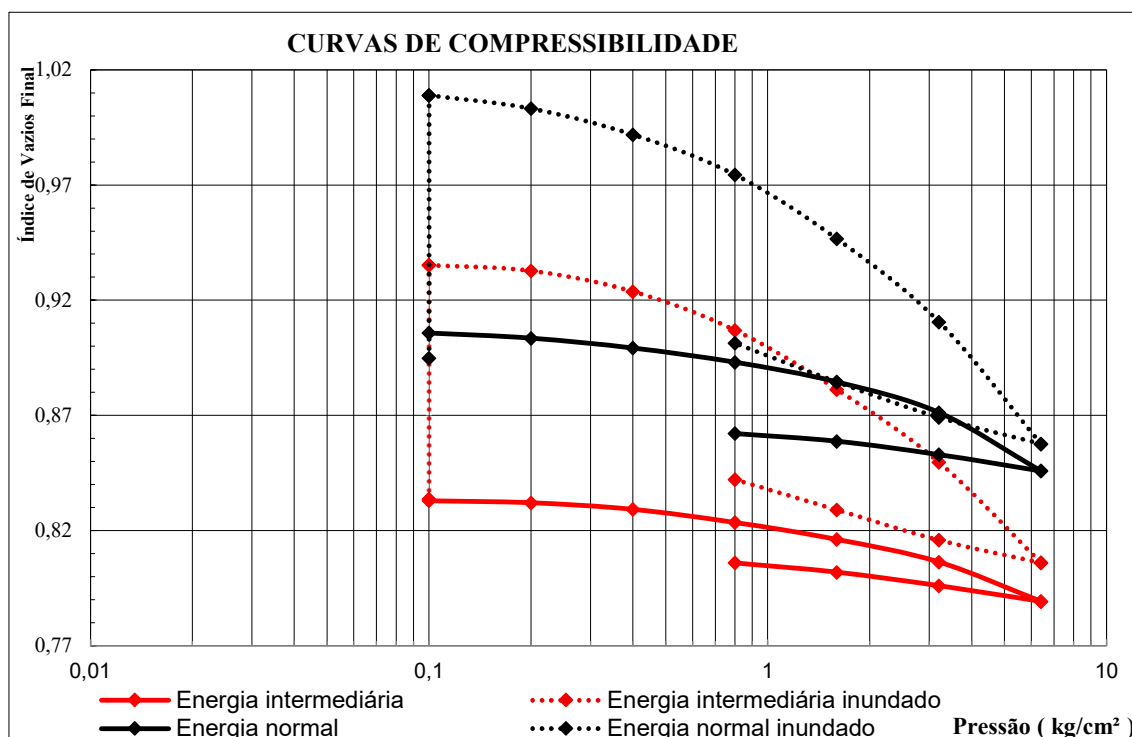
Buscando fornecer uma visão integrada da deformabilidade do solo. A Tabela 12 consolida os principais parâmetros de compressibilidade obtidos, e na Figura 51 são plotadas as quatro curvas de compressibilidade obtidas nas diferentes energias e condições de inundação.

Tabela 12 – Propriedades de compressibilidade de solos residuais de gnaiss compactados.

Energia de Compactação	Condição	e_0	e_f	σ'_p (kgf/cm ²)	C_c	C_r	Expansão (%)
Normal	Não Inundado	0,913	0,846	2,00	0,088	0,018	N/A
Normal	Inundado	0,895	0,858	1,40	0,176	0,040	6,02
Intermediária	Não Inundado	0,833	0,789	1,90	0,061	0,014	N/A
Intermediária	Inundado	0,834	0,806	1,35	0,145	0,031	5,54

Fonte: Autor (2025)

Figura 51 – Curvas de compressibilidade de solos residuais de gnaiss compactados.



Fonte: Autor (2025)

Interpretando as curvas de compressibilidade de solos residuais de gnaiss compactados é possível extrair informações interessantes. Nota-se que as curvas de compressibilidade nas diferentes energias e, sem inundação, apresentam um formato mais fechado, mais abatido, com menor variação dos índices de vazios. O formato das curvas na energia normal e intermediárias ficou muito similar, contudo, fica claro que as deformações foram menores quando houve aumento da energia de compactação, resultado de uma estrutura mais rígida e de uma menor variação do índice de vazios.

Ao confrontar as curvas de compressibilidade na condição inundada percebe-se um formato de curva mais abalada, circular e aberta, ou seja, influenciada diretamente pela presença de água nos vazios. A inundação das amostras resulta na ocupação dos vazios com água. Com a aplicação das cargas sucessivas ocorre a dissipação do excesso de poro pressão gerada, devido a característica argilosa do solo e do índice de vazios inicial nota-se uma compressão mais suave do corpo de prova decorrente da lenta saída de água dos vazios do solo. Fica evidente que o formato da curva de compressibilidade

mais aberta indica uma maior variação do índice de vazios, ou seja, maior deformabilidade em condições inundadas.

No que se refere a expansão, como já discutido, o material tem forte potencial expansivo, provavelmente decorrentes de argilominerais existentes. Solos residuais argilosos similares costumam ter a presença de minerais das famílias da *illitas*. Pesquisas em solos residuais de gnaiss indicam a presença de esmectitas. Para dirimir sobre isso seriam necessários ensaios de microscopia eletrônica ou difração de raios x.

Para concluir, importante observar que independente da condição inundada ou não inundada, os valores de índice de vazios finais nas curvas de compressibilidade, para respectiva energia, foram muito próximos. Esse aspecto denota da confiabilidade dos ensaios conduzidos. Entende-se que a pequena variação dos índices de vazios finais seja resultado da presença de água nos vazios que acaba por absorver parte da pressão de carregamento aplicada.

A análise consolidada evidencia que a inundação é o fator dominante que governa o comportamento do solo, sendo seu elevado potencial expansivo o principal fator de risco geotécnico. Além da expansão, a inundação causou degradação da estrutura mecânica do solo, quantificada pela redução da tensão de pré-adensamento (σ'_p) e pelo aumento do índice de compressão (C_c).

É normal que a amostra compactada com menor energia (Normal) apresente uma expansão ligeiramente maior (6,02% vs. 5,54%). Essa estrutura menos densa possui um maior potencial de rearranjo e absorção de água, resultando em maior expansão. Em contrapartida, uma energia de compactação maior induz uma estrutura mais densa e orientada, que são inerentemente mais estáveis e possui menos espaço para expandir (LAMBE, 1958; MITCHELL E SOGA, 2005).

A proximidade dos valores de compressibilidade na condição saturada, mesmo com energias de compactação diferentes, também é um comportamento esperado. A inundação atua como um "equalizador", eliminando o rearranjo denso das partículas, que é um dos principais fatores de rigidez em

solos não saturados. Uma vez que a estrutura é alterada pela água e o solo está inundado, o comportamento passa a ser governado primariamente pelas propriedades intrínsecas das partículas e pelo princípio das tensões efetivas, tornando as diferenças iniciais de energia de compactação menos influentes (ALONSO et al., 1990).

Tabela 13 – Comparação de resultados de compressibilidade

Origem do solo	Granulometria	Condição	C _c	C _r	σ_p' (Kgf/cm ²)	Fonte
Gnaisse	Siltoso	não inundado	0,464-0,471	0,056-0,091	0,43 - 0,73	Silva (2019)
Gnaisse	Areia silto-argilosa	inundado	0,2	0,06	1,416	Neto (2019)
Gnaisse	Areia silto-argilosa	não inundado	0,18	0,03	1,862	Neto (2019)
Granito	Argiloso	não inundado	0,32	0,09	1,36	Palma et al, (2024)
Esta pesquisa (2025)		não inundado	0,061-0,088	0,014-0,018	1,90 - 2,00	Autor (2025)
		inundado	0,145-0,176	0,031-0,040	1,35 - 1,40	Autor (2025)

Fonte: Autor (2025)

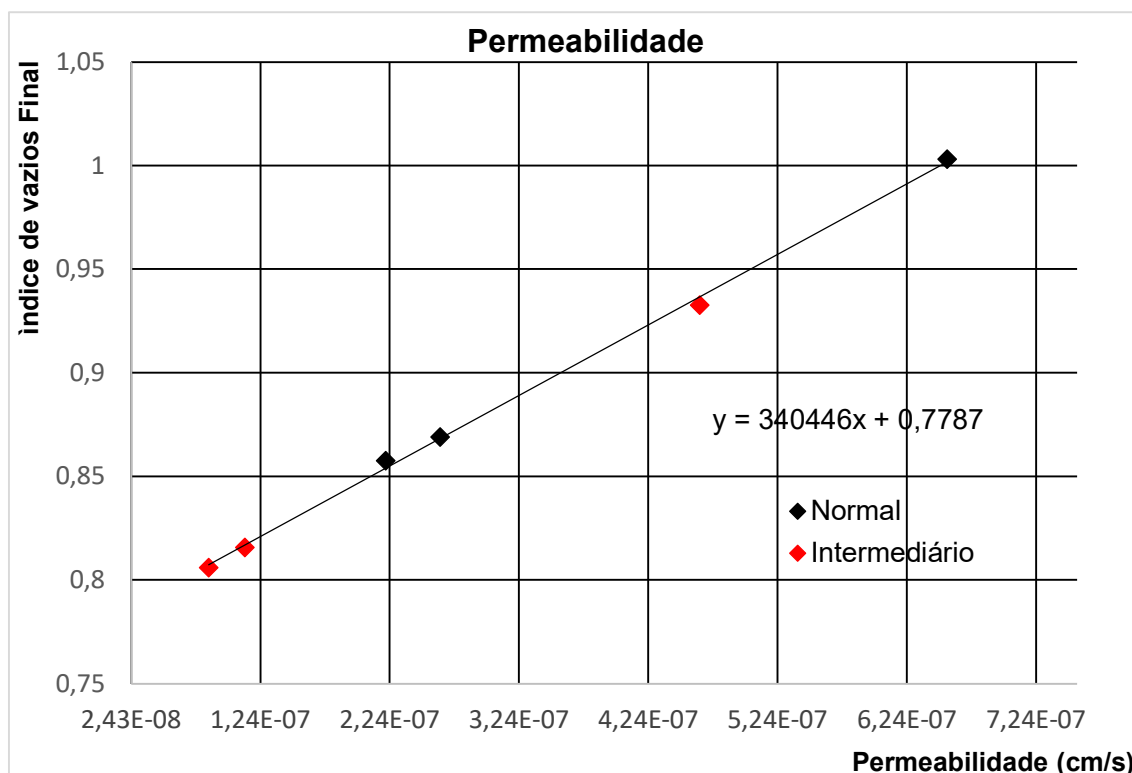
Ao comparar os parâmetros de compressibilidade obtidos nesta pesquisa com a literatura consultada, observa-se que os valores do índice de compressão (C_c) e de recompressão (C_r) apresentaram-se, de modo geral, inferiores aos intervalos relatados para solos de gnaisse. Isso sugere que o solo ensaiado possui uma estrutura menos deformável. Em relação à tensão de pré-adensamento, os resultados (1,35 a 2,00 kgf/cm²) inserem-se satisfatoriamente na faixa de variação da bibliografia, aproximando-se notavelmente dos valores obtidos por Neto (2019).

5.3.5 Relação permeabilidade e índice de vazios

A análise da permeabilidade é essencial para compreender a condutividade hidráulica do solo compactado e como ela varia com o seu índice de vazios. O coeficiente de permeabilidade (k) governa a velocidade com que a água pode percolar através do maciço de solo.

Os coeficientes de permeabilidade (k), obtidos sob as pressões de 0,2 kg/cm², 3,2 kg/cm² e 6,4 kg/cm², foram correlacionados com os seus respectivos índices de vazios (e). A Figura a seguir ilustra graficamente a variação da permeabilidade em função do índice de vazios realizados nos dois ensaios inundados.

Figura 52 - Relação entre o índice de vazios (e) e o coeficiente de permeabilidade (k).



Fonte: Autor (2025)

Nas amostras compactadas na energia normal, onde o índice de vazios apresentou valores mais elevados (cerca de 1,003 para a pressão de 0,2 kg/cm²), o coeficiente de permeabilidade foi de $6,56 \times 10^{-7}$. Em comparação, nas amostras mais compactas submetidas à energia intermediária, a permeabilidade foi menor $4,64 \times 10^{-7}$ para a mesma pressão), comportamento justificado pela diminuição do índice de vazios para 0,933. Essa redução na porosidade restringe os canais de percolação, dificultando a passagem do fluido.

A análise do gráfico revela uma relação que, para a faixa de valores obtida, pode ser aproximada por uma função linear, conforme indicado pela linha de tendência ajustada aos pontos experimentais. Os valores de k obtidos situam-

se na faixa de $6,56 \times 10^{-7}$ a $8,43 \times 10^{-8}$ cm/s. Os valores são compatíveis com outros resultados de argilas compactadas.

No entanto, a tendência linear observada no presente estudo é uma consequência direta da faixa estreita de variação dos índices de vazios nos ensaios realizados. Dentro de um intervalo de dados limitado, um pequeno segmento de uma curva pode ser representado com precisão por uma aproximação linear. Portanto, a reta obtida é uma representação válida e local do comportamento do solo sob as condições de percolação aplicadas, mas não deve ser extrapolada para uma faixa mais ampla de índices de vazios, onde o comportamento não-linear provavelmente se tornaria evidente.

A magnitude dos coeficientes de permeabilidade é extremamente baixa, o que permite classificar o solo compactado como um material praticamente impermeável para a maioria das aplicações de Engenharia Civil. Essa baixa permeabilidade é uma consequência direta e esperada da composição granulométrica do solo, que possui 89,4% de partículas finas. Em solos finos compactados, os poros individuais são extremamente pequenos e tortuosos, impondo uma elevada resistência ao fluxo de água.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da condução dos ensaios laboratoriais propostos foi possível retratar os principais parâmetros geotécnicos de um solo argiloso residual de gnaiss do município de Antônio Carlos/SC. A granulometria é predominantemente fina, com 89,4% de material passante na peneira de 0,075mm, indicando um avançado estágio de intemperismo da rocha-mãe gnáissica. Os índices de consistência, revelaram alta plasticidade (LL = 96%, LP = 57% e IP = 39%). A densidade real dos grãos, de $2,712 \text{ g/cm}^3$, mostrou-se consistente com a mineralogia esperada para este tipo de solo residual. Pela classificação de solos TRB foi apontado como A-7-5. Dessa forma, os resultados obtidos a partir da caracterização física corroboraram com pesquisas similares em solo residual.

Com os ensaios de compactação realizados nas energias normal e intermediária foi possível obter os índices de densidade máxima e o teor de

umidade ideal para o solo residual de gnaiss. As massas específicas aparentes secas máximas obtidas foram de $1,35 \text{ g/cm}^3$ (Energia Normal) e $1,48 \text{ g/cm}^3$ (Energia Intermediária). Esses valores são inferiores aos reportados na literatura para solos residuais da região. De forma correspondente, as umidades ótimas de 32,1% (Normal) e 27,7% (Intermediária) mostraram-se superiores. Isso pode ser explicado pelo grande teor de argila que provoca redução nos valores de massa específica e decorrente da alta superfície específica um aumento da umidade ótima. De maneira geral, as curvas de compactação demonstram um formato achatado típico de solos argilosos. Enquanto, com aumento da energia de compactação houve redução da umidade ótima e aumento da massa específica aparente máxima

Após moldagem dos corpos de prova em cilindro Harvard foram conduzidos os ensaios de compressão simples e diametral. A resistência dos corpos de prova moldados na energia intermediária (1169,8 kPa) foram praticamente o dobro daquelas obtidas nas amostras moldadas na energia normal (602,5 kPa). De acordo com a consistência as argilas compactadas são, respectivamente, classificadas como muito rija e dura. Interpretando as curvas de tensão x deformação percebe-se que para ambas energias empregadas nota-se que a resistência de pico foi atingida com uma deformação axial por volta de 2%. No ensaio de compressão diametral ocorreu um aumento de 60% na resistência a tração do solo na energia intermediária (267,9 kPa) em relação a energia normal (167,2 kPa). Os resultados indicam que a resistência à tração deste solo representa entre 23% e 28% da sua resistência à compressão, confirmando valores similares de outras pesquisas na região. A partir da curva tensão x deformação o valor estimado de módulo de deformabilidade (E) das amostras na energia normal foi de 71MPa, classificando o solo como uma argila de consistência dura. Já na energia intermediária foi obtido um valor de 123 MPa, compatível com argilas muito rijas.

Os ensaios de compressão confinada foram centrais para a consecução dos objetivos. A partir da análise das amostras inundadas foi possível analisar a expansão do material. O material demonstrou-se um potencial expansivo médio, ao ser inundado sob baixa tensão ($0,1 \text{ kgf/cm}^2$), os

corpos de prova apresentaram expansão vertical de 6,02% (Energia Normal) e 5,54% (Energia Intermediária). A partir da análise dos índices de compressibilidade e tensão de pré-adensamento aparente é possível compreender melhor os mecanismos de deformabilidade deste solo residual compactado. Nas amostras não inundadas, as tensões de pré-adensamento aparente são praticamente as mesmas, independentes do nível da energia de compactação empregado. Quando ocorre a inundação, ocorre queda equivalente deste parâmetro para ambas energias. No caso dos índices de vazios e dos parâmetros de compressibilidade, nas amostras na energia normal esses indicadores têm valor superior daquelas na energia intermediária, reflexo do estado de densificação aplicado. Contudo, com a inundação, os parâmetros de compressibilidade aumentaram consideravelmente. Os ensaios de permeabilidade indicaram valores na faixa de $6,56 \times 10^{-7}$ a $8,43 \times 10^{-8}$ cm/s valores típicos para argilas compactadas, além disso, confirmou que o solo com menor índice de vazios apresentou a menor permeabilidade.

Na comparação das curvas de compressibilidade, nota-se que as curvas nas diferentes energias e, sem inundação, apresentam um formato mais fechado, mais abatido, com menor variação dos índices de vazios. Ao confrontar as curvas de compressibilidade na condição inundada percebe-se um formato de curva mais abaloada, circular e aberta, ou seja, influenciada diretamente pela presença de água nos vazios. A inundação das amostras resulta na ocupação dos vazios com água. Com a aplicação das cargas sucessivas ocorre a dissipação do excesso de poro pressão gerada, devido a característica argilosa do solo e do índice de vazios inicial nota-se uma compressão mais suave do corpo de prova decorrente da lenta saída de água dos vazios do solo. Fica evidente que o formato da curva de compressibilidade mais aberta indica uma maior variação do índice de vazios, ou seja, maior deformabilidade em condições inundadas. Importante observar que independente da condição inundada ou não inundada, os valores de índice de vazios finais nas curvas de compressibilidade, para respectiva energia, foram muito próximos. Esse aspecto denota da confiabilidade dos ensaios conduzidos. Entende-se que a pequena variação dos índices de vazios finais seja resultado da presença de água nos vazios que acaba por absorver parte da pressão de carregamento aplicada.

Este trabalho cumpriu seus objetivos, fornecendo parâmetros geotécnicos inéditos para um solo de Antônio Carlos, cujo comportamento se demonstrou de elevada complexidade, devido seu potencial expansivo. Como contribuição institucional, a pesquisa inaugurou a linha de pesquisa em compressibilidade no laboratório de geotecnia do IFSC - Câmpus Florianópolis, com o uso pioneiro do novo equipamento de compressão confinada.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Com base nas conclusões e limitações identificadas, recomenda-se para a continuidade da pesquisa:

- (i) A coleta de amostras indeformadas (em bloco) do local para a realização de ensaios de compressibilidade e resistência, permitindo uma comparação direta entre o comportamento do solo natural (estruturado) e o do solo compactado (amolgado);
- (ii) A realização de estudos mineralógicos (ex: Difração de Raios-X) para identificar os argilominerais específicos responsáveis pela alta plasticidade (LL=96%) e elevada expansividade;
- (iii) O desenvolvimento de pesquisas sobre técnicas de estabilização (ex: adição de cal, cimento ou outros ligantes) visando mitigar o comportamento expansivo e melhorar as propriedades deste solo para seu uso seguro em aterros, subleitos de pavimentos ou outras obras geotécnicas.

REFERÊNCIAS

- ANTÔNIO CARLOS/SC. **PREFEITURA MUNICIPAL DE ANTÔNIO CARLOS**. . Dados Gerais. Disponível em: <https://antoniocarlos.sc.gov.br/pagina-6625/>. Acesso em: 16 jun. 2025.
- ALMEIDA, Felipe Maraschine de. Energias para compactação de solos destinados a estruturas de pavimentos asfálticos. 2017.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FUNDAÇÕES E SERVIÇOS GEOTÉCNICOS (ABEF). **Research on Foundation Engineering**. Publicado por ocasião do XII ICSMFE, p. 9-45, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770:2022** - Solo - Determinação da resistência à compressão não confinada de solos coesivos. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853:2020** - Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 17212:2025** - Solo - Determinação da massa específica dos sólidos da fração passante na peneira com abertura de 2,0 mm. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:2016** - Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:2016** - Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:2025** - Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:2025** - Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222:2011** - Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895:2016** - Solo — Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR). Rio de Janeiro, 2016.
- BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNARDES, José Antônio. **Investigação Sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Gnaise**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BOEHL, Pedro Eugênio Gomes. **Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da Grande Florianópolis**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

BROERING, Wellington Borba; SILVA, Patricia Odozynski da. **Caracterização geotécnica e dimensionamento de pavimentos semirrígidos em solos residuais de Biguaçu/SC**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CARDOSO JÚNIOR, Carlos Rezende. **Estudo do comportamento de um solo residual de gnaise não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-27072007-154444/>. Acesso em: 21 abr. 2025.

CECÍLIO JR., M. O. **Estudo do Comportamento de um Túnel em Solo Residual de Gnaise por Meio de Ensaios Triaxiais com Controle de Trajetórias de Tensões**. 2009. 204 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

CLIMA TEMPO. **Climatologia em Antônio Carlos, BR**. Disponível em: <https://www.climatempo.com.br/climatologia/4550/antoniocarlos-sc>. Acesso em: 16 jun. 2025.

CHEN, Fu Hua. **Fundações em solos expansivos**. Elsevier, 2012.

CRISPIM, Flavio Alessandro. **Soil compaction: influence of compaction methods and compaction parameters in soils structure**. 2007. 98 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia; Saneamento ambiental) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 2006.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR. M. O.; ABRAMENTO, M. Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana

de São Paulo. *In*: NEGRO, A. et al. (Eds.). **Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba**. São Paulo: D'Livros, 2012.

FREDLUND, Delwyn G.; RAHARDJO, Harianto. An overview of unsaturated soil behaviour. **Geotechnical special publication**, p. 1-1, 1993.

GOBBI, F.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. **Interpretação do Comportamento a Compressão do Solo Residual do Gnaise Porto Alegre pela Teoria do Estado Crítico**. *Geotecnica*, Lisboa, n. 110, p. 45-63, 2007.

GOBBI, Felipe. **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaise da cidade de Porto Alegre, RS**. 2005. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GODOI, C. S. **Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaise: Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

GUESSER, Luiz Henrique. **Elaboração do mapa geotécnico preliminar e mapa de áreas suscetíveis a movimentos de massa do município de Antônio Carlos-SC**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

GUESSER, Luiz Henrique. **Mapeamento geotécnico da área urbana do município de Antônio Carlos (SC) aplicado ao planejamento do uso e ocupação dos solos**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

KORMANN, Aleixo das Neves. **Interpretação de provas de carga em estacas com o uso de um modelo geomecânico não linear**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, v. 84, n. SM2, p. 1-34, 1958.
LEPSCH, Igo F. **Formação e conservação dos solos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p., il. ISBN 9788579750083.

LAMBE, T. W. Structure of compacted clay. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 125, n. 1, p. 682-706, 1960.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.** *Geotechnique*, London, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LTEC. **Ensaio de Compactação de Solos (ABNT NBR 7182).** 2025. Disponível em: <https://ltec.eng.br/ensaio-de-compactacao-de-solos-abnt-nbr-7182/>. Acesso em: 20 mai. 2025.

MARINHO, Filipe. 19 maio 2020. **Guia da Engenharia.** Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/classificacao-solos/>. Acesso em: 24 nov. 2025.

MASSAD, Façal. **Mecânica dos solos experimentais** . Oficina de Textos, 2016.

MENDES, Rodolfo Moreda. **Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP).** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

Mitchell, J.K. e Soga, K., Inglês, Livro, Reino Unido, (3ª ed.), Chichester, Fundamentos do comportamento do solo, (xiii + 577 pp.), John Wiley & Sons Ltd, Fundamentos do comportamento do solo, (2005)

NETO, Domingos José de Paula et al. Influência da estrutura no comportamento hidromecânico de um solo tropical residual de gnaiss do complexo Belo Horizonte. 2019.

OLIVEIRA, Cláudio P. de. **Comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado.** 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

OLIVEIRA, Cláudio P. de. **Comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado.** 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

PALMA, João Victor Machado da *et al.* Alterações provocadas pela adição de cal e fibra PET num solo argiloso quanto à: resistência à compressão, tração e compressibilidade. **XX I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Balneário Camboriú/Sc. 2024.

PINTO, C. S.; GOBARA, W.; PERES, J. E. E. P.; NADER, J. J. Propriedades dos solos residuais. *In: Solos do Interior de São Paulo*. São Paulo: ABMS, 1993. p. 95-142.

POSSATO, Ana Paula Luz. **Dimensionamento de contenção do tipo gabião em região de solo residual na cidade de Biguaçu/SC.** 2021. Trabalho de

Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, 2021.

POZZEBON, I. Z. **Estudo de caso: aplicação de resíduo de construção e demolição (RCD) como reforço do subleito de um pavimento no município de Santa Maria – RS**. 2017. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

QUOOS, João Henrique. **Textura do Solo**. Florianópolis: Instituto Federal de Santa Catarina, [s.d.]. Disponível em: https://docente.ifsc.edu.br/joao.quoos/textura_solo/textura.html. Acesso em: 22 nov. 2025.

ROSA, Guilherme Toso. **Estudo de Caso da Estabilidade de Taludes na BR-470/RS com Tratamento em Coluna de Brita Encamisada com Geotêxtil**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

SILVA, Bruna Blattmann. **Comportamento de um solo residual de gnaiss sob compressão edométrica**. 2019. 88 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2019.

SILVA, F. K. da. **Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss por meio de ensaios de campo e laboratório – Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SILVA, Vicente Rocha. **Análise sócio-ambiental da Bacia do Rio Biguaçu-SC: subsídios ao planejamento e ordenamento territorial**. 2007. Tese (Doutorado em Geografia Física) – Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

SOUZA, Rafael de. **Análise Numérica da Interação Solo-Estrutura em Radiers para Edificações de Múltiplos Pavimentos**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

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

VARGAS, M. **Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil**. In: Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 259-68. 1953.