

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

BRUNA BLATTMANN SILVA

COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE SOB COMPRESSÃO
EDOMÉTRICA

Joinville

2019

BRUNA BLATTMANN SILVA

COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE SOB COMPRESSÃO
EDOMÉTRICA

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2019

BRUNA BLATTMANN SILVA

COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE SOB COMPRESSÃO
EDOMÉTRICA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Banca Examinadora:

Dr. Marcelo Heidemann
Orientador/Presidente

Dra. Helena Paula Nierwinski
Membra
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng^a Lucianna Herbst, M.Sc.
Membra

Ao meu pai, minha eterna saudade

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por ter me dado saúde e perseverança para enfrentar todos os desafios que encontrei nesta caminhada.

Sou eternamente grata a minha mãe Tânia e minha irmã Sabrina por todo o apoio e carinho que me deram nos momentos difíceis.

Agradeço ao meu noivo Thiago por estar comigo desde o primeiro dia da faculdade sempre me apoiando e me ajudando nos momentos tempestuosos durante nossa caminhada rumo à engenharia.

Agradeço ao meu orientador Marcelo que sempre com muita paciência e zelo me ensinou a olhar a geotecnia com outros olhos, agradeço também à professora Helena que me ensinou os fundamentos do estudo dos solos.

Agradeço aos meus amigos que tive a oportunidade de conhecer durante a graduação, pela amizade e companheirismo que me ajudaram a enfrentar com mais leveza os desafios acadêmicos.

A todos os professores da UFSC que através de seus ensinamentos deixaram sua marca e agradeço também aos meus familiares que torceram por mim.

RESUMO

Os solos residuais são formados devido à decomposição da rocha, por ação de processos físicos e químicos, e não são transportados, permanecendo em seu local de origem. Os minerais presentes na rocha formam uma microestrutura rígida que influencia no comportamento tensão-deformação do solo residual formado. Quando estes solos são escavados e posteriormente compactados, como em aterros, por exemplo, os mesmos têm sua estrutura comprometida e mesmo sob igual porosidade tem comportamento diverso do solo indeformado. Nesse sentido este trabalho apresenta um estudo acerca dos efeitos da estruturação no comportamento de um solo residual de gnaiss da cidade de Joinville – SC. O estudo limita-se a investigar o comportamento sob compressão confinada. Foram executados ensaios que atingiram tensões verticais efetivas da ordem de 1500 kPa em corpos de prova indeformados obtidos em diferentes orientações, a fim de estudar a presença de anisotropia de rigidez, e corpos de prova remoldados (moldados em teor de umidade abaixo do limite de liquidez, igual à umidade natural) e reconstituído (teor de umidade acima do limite de liquidez, em estado lama) sob diferentes índices de vazios. Para quantificar a ação da estrutura sobre a rigidez do solo foram calculados os parâmetros de deformabilidade típicos de compressão edométrica, como coeficiente de adensamento, coeficientes de compressão, recompressão e descompressão, módulo edométrico e tensão de pré-adensamento “virtual”. Foram encontradas dificuldades para identificação de tensões que indicassem plastificação do material indeformado, apesar de ser possível calcular um valor como esse por meio das metodologias clássicas. Propôs-se o cálculo de recalques utilizando o módulo edométrico comparativamente ao uso da equação de Terzaghi para estimativa de adensamento. Essa proposta se fez interessante para este tipo de material pois o cálculo utilizando a equação que leva em conta o módulo edométrico não utiliza os valores encontrados para a tensão de pré-adensamento virtual do solo. De forma geral estes solos apresentam isotropia de rigidez sob compressão confinada e tensões de pré-adensamento virtual (ou plastificação) não são identificadas com clareza. Os solos apresentam variação crescente do módulo oedométrico (D) com a tensão vertical imposta, sendo esta variação logarítmica para o material indeformado e linear para o solo remoldado. Não é possível, na faixa de tensões estudada, estabelecer uma única linha de compressão normal, mas sim linhas paralelas afastadas entre si em função do índice de vazios inicial.

Palavras-chave: Solo residual de gnaiss. Solos estruturados. Ensaio edométrico. Compressibilidade.

ABSTRACT

The residual soils are formed due to the decomposition of the rock, due to physical and chemical processes, and are not transported, remaining in their place of origin. The minerals present in the rock form a rigid microstructure that influences the stress-deformation behavior of the residual soil formed. When these soils are excavated and later compacted, as in landfills, for example, they have their structure compromised and even under the same porosity they have different behavior of the undisturbed soil. In this sense, this work presents a study about the effects of the structure on the behavior of a gneiss residual soil in Joinville - SC. The study is limited to investigate the behavior under confined edometric compression. Tests were performed that reached effective vertical stresses up to order of 1500 kPa in undisturbed specimens obtained with different orientations, in order to study the presence of anisotropy in terms of stiffness, and remolded specimens (molded at moisture content below the liquidity limit, equal to natural humidity) and reconstituted (moisture content above liquid limit, in mud state) under different void ratios. To quantify the role of the structure on the soil stiffness, the typical deformability parameters of the edometric compression were calculated as the coefficient of consolidation, the coefficient of compression, recompression and decompression, the edometric modulus and the virtual over consolidation stress. Difficulties were found in identifying the yield stresses that indicate plasticization of the undisturbed material, although it is possible to calculate such a value using classical methodologies. It was proposed to calculate the settlements using the edometric modulus compared to the use of Terzaghi equation for consolidation estimation. This proposal was interesting for this type of material because the calculation using the equation that takes into account the edometric module does not use the values found for the virtual over consolidation soil tension. In general, these soils exhibit isotropy in terms of stiffness under confined compression and virtual over consolidation stress (or yield stress) stresses are not clearly identified. The soils present increasing variation of the oedometric modulus (D) with the imposed vertical tension, being this logarithmic variation for the undisturbed material and linear for the remolded soil. It is not possible, in the stress range studied, to establish a single normal compression line, but parallel lines spaced apart as a function of the initial void index.

Keywords: Gneiss residual soil. Structured soils. Edometric test. Compressibility.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Conceito de microestrutura dos solos	17
Figura 2 - Plastificação de solos estruturados	18
Figura 3 - Efeito da cimentação manifestado em ensaios triaxiais.	20
Figura 4 - Formação de solos sedimentares e residuais	23
Figura 5 - Perfil de intemperismo típico de solo residual	24
Figura 6 - Processos e fatores determinantes na estrutura dos solos	27
Figura 7 - Linha de compressão normal para um solo transicional.....	28
Figura 8 - Microestrutura em solo residual jovem de gnaissé.....	29
Figura 9 - Analogia mecânica para o processo de adensamento segundo Terzaghi	30
Figura 10 - Representação esquemática da célula de adensamento	31
Figura 11 – Resultado de um ensaio edométrico	32
Figura 12 - Localização dos índices no gráfico do ensaio edométrico.....	33
Figura 13 - Comparação entre um solo estruturado e desestruturado.....	36
Figura 14 - Curva de compressibilidade em um solo residual de gnaissé	37
Figura 15 - Resultado de ensaios edométricos de um solo indeformado e remoldado	38
Figura 16 - Pontos de cedência de um solo residual jovem.....	39
Figura 17 - Solo residual de gnaissé da região metropolitana de São Paulo.....	39
Figura 18 - Curva índice de vazios x tensão vertical para um solo residual de granito de São José, SC	41
Figura 19 - Compressibilidade de um solo residual de granulito	42
Figura 20 - Compressibilidade de solo residual de granulito e de argila mole	43
Figura 21 - Talude onde a amostra indeformada foi coletada.....	44
Figura 22 - Geologia da cidade de Joinville – SC.....	46
Figura 23 - Detalhes da localização do ponto de estudo com relação à geologia da cidade de Joinville – SC	47
Figura 24 - Fluxograma de atividades	48
Figura 25 - Feições do terreno durante a coleta.....	49
Figura 26 – Material utilizado na preparação da amostra	50
Figura 27 - Orientação esquemática dos corpos de prova CP01 e CP06.....	53
Figura 28 - Corpo de prova indeformado.....	53

Figura 29 - Célula de adensamento contendo o corpo de prova.	55
Figura 30 - Equipamento para ensaio edométrico	56
Figura 31 - Curva granulométrica	58
Figura 32 - Classificação do solo de acordo com a carta de plasticidade de Casagrande	59
Figura 33 – CURVAS Tensão x índice de vazios dos corpos de provas ensaiados .	60
Figura 34 - Resultados normalizados dos ensaio edométricos.....	61
Figura 35 - Linhas de compressão normal para o solo estudado	62
Figura 36 - Verificação da inclinação da NCL (reta virgem)	63
Figura 37 - Resultado ensaio edométrico em escala linear e os pontos de σ'_m calculados pelo método de Casagrande para cada corpo de prova	65
Figura 38 - Variação de C_v para cada corpo de prova	68
Figura 39 - Coeficiente de compressibilidade, a_v	69
Figura 40 – Variação dos módulo edométricos em função da tensão vertical efetiva	70
Figura 41 - Comparação C_c e C_d para os corpos de prova indeformados	73
Figura 42 - Comparação D para os corpos de prova indeformados	73
Figura 43 - Comparação entre resultados obtidos e recalques calculados.....	76
Figura 44 - Sapatas assentes em um solo parte residual, parte compactado.....	77
Figura 45 - Comparação de resultados obtidos pelas diferentes equações.....	80
Figura 46 - Distorção angular e danos associados.....	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Variação típica do índice de vazios <i>in situ</i> para alguns solos residuais brasileiros	22
Tabela 2 - Fatores determinantes para o comportamento de solos residuais e sedimentares	26
Tabela 3 - Índices físicos e parâmetros de deformabilidade obtidos em ensaios de compressão confinada em solos residuais.....	40
Tabela 4 - Composição granulométrica do solo conforme NBR 6502 (ABNT, 1995)	57
Tabela 5 - Tensão de pré-adensamento “virtual”.....	64
Tabela 6 - Coeficientes calculados a partir do ensaio	65
Tabela 7 - $C_v * 10^{-2}$ (cm ² /s) para cada corpo de prova e para cada estágio de tensão efetiva aplicada	67
Tabela 8 - Valores de C_v típicos para alguns solos	69
Tabela 9 - Coeficiente das correlações entre $D \times \sigma'v$	72
Tabela 10 - Coeficientes calculados a partir do ensaio	72
Tabela 11 – Resultados dos cálculos de recalques para as sapatas.....	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM - *American Society for Testing and Materials*
CP - Corpo de prova
CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
LL - Limite de liquidez
LP - Limite de plasticidade
NBR - Norma Brasileira
NCL - Linha de compressão normal/ traduzido de: Normal consolidation line
OCR - Razão de sobre adensamento/*Over Consolidation Ratio*
SC - Santa Catarina
Sr – grau de saturação

LISTA DE SÍMBOLOS

- a_v : coeficiente de compressibilidade
- B : dimensão real da sapata
- B' : dimensão da sapata projetada na profundidade z
- C_r : coeficiente de recompressão
- C_c : coeficiente de compressão
- C_d : coeficiente de descompressão
- C_v : coeficiente de adensamento vertical
- D : módulo de compressão edométrica
- e : índice de vazios
- e_0 : índice de vazios inicial
- ε_v : variação volumétrica específica
- ε : deformação específica
- G : massa específica real dos grãos
- h : altura do corpo de prova
- H_0 : altura inicial do corpo de prova
- h_r : altura reduzida do corpo de prova
- IP: índice de plasticidade
- L : dimensão real da sapata
- L' : dimensão da sapata projetada na profundidade z
- LL: limite de liquidez
- LP: limite de plasticidade
- m_v : coeficiente de variação volumétrica
- S_r : grau de saturação
- t : tensão confinante
- v : volume específico
- z : distância entre a base da sapata e o meio da camada comprimida
- $\Delta\sigma_z$: variação de tensão no meio da camada comprimida
- σ'_m : tensão de pré-adensamento e tensão de pré-adensamento virtual
- σ'_v : tensão vertical efetiva
- σ_i : tensão inicial

σ_f : tensão final

γ_n : peso específico natural

γ_d : peso específico aparente seco

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS.....	15
1.1.1 Objetivo Geral	15
1.1.2 Objetivos Específicos	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1. SOLOS ESTRUTURADOS	16
2.1.1 Solos Cimentados Naturalmente	19
2.1.2 Solos Cimentados Artificialmente	21
2.1.3 Solos Residuais	21
2.2 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS RESIDUAIS.....	25
2.3 COMPRESSÃO CONFINADA.....	29
2.4 RESULTADOS PREGRESSOS	36
3. METODOLOGIA	44
3.1. MATERIAL ESTUDADO	44
3.2. CAMPANHA EXPERIMENTAL	48
3.2.1 Coleta da Amostra	49
3.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO ..	49
3.4 GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO	50
3.5 LIMITES DE ATTERBERG	50
3.6 DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE REAL DOS GRÃOS	51
3.7 COMPRESSÃO EDOMÉTRICA.....	51
3.7.1 Preparação dos Corpos de Prova Indeformados	52
3.7.2. Preparação dos Corpos de Prova Remoldados e Reconstituídos	54
3.7.3. Execução dos Ensaios	55
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	57
4.2 COMPRESSÃO EDOMÉTRICA.....	59
4.3 CÁLCULO DE RECALQUES	74
4.4 EXEMPLO DE OCORRÊNCIA DE RECALQUES EM UMA CONSTRUÇÃO	77
REFERÊNCIAS	84

1 INTRODUÇÃO

Os solos residuais são produtos de intemperismo químico e físico da rocha mãe que se mantiveram no mesmo local de origem e apresentam uma microestrutura rígida que influencia no seu comportamento geotécnico.

A condição climática predominante do Brasil, com elevadas temperaturas e alta pluviosidade em várias regiões do país, é ideal para o desenvolvimento de solos residuais e por isso encontram-se espalhados por boa parte do território nacional. Os perfis de alteração podem atingir espessuras de mais de 100 metros (MACHADO, 2012).

Nos solos residuais a cimentação entre as partículas, presente na maioria destes solos, é uma importante característica que influencia em seu comportamento tensão *versus* deformação, a obtenção dos parâmetros de compressibilidade para o solo residual, não é satisfatoriamente calculado pela metodologia aplicada na mecânica dos solos voltada para materiais sedimentares.

Dificuldades na interpretação de dados experimentais de laboratório que descrevem o efeito da cimentação em relação à rigidez do material, torna-se difícil de prever o comportamento desses tipos de solos (CONSOLI, SCHNAID e MILITITSKY, 1998).

Na cidade de Joinville são comuns ocupações em áreas de encosta, em que edificações são executadas sobre terrenos conformados em áreas que envolvem simultaneamente cortes e aterros. Como reportado em Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) tal situação pode condicionar patologias por que leva a comportamento heterogêneo das fundações.

Nesse sentido, propõe-se neste trabalho o estudo do comportamento geotécnico de um solo residual de gnaiss da cidade de Joinville – SC, quando submetido a carregamentos edométricos.

Ensaio edométrico foram realizados em corpos de prova indeformados, remoldados e reconstituídos em diferentes condições de preparação, a fim de analisar os efeitos da estrutura e da porosidade sobre a compressibilidade e rigidez do mesmo.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Investigar os efeitos da estrutura sobre o comportamento geomecânico de um solo residual de gnaiss submetido a carregamentos edométricos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Obter amostras indeformadas de boa qualidade;
- Realizar ensaios de compressão edométrica em corpos de prova indeformados, deformados e reconstituídos;
- Determinar os parâmetros de compressibilidade sob carregamento edométrico para os diferentes corpos de prova ensaiados;
- Estabelecer relações matemáticas entre tensão vertical efetiva e rigidez para os materiais ensaiados;
- Comparar os resultados obtidos com resultados presentes na bibliografia;
- Comparar a aplicação dos equacionamentos de previsão de recalque para o solo estudado.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo será apresentado o referencial teórico necessário à contextualização deste trabalho. Inicialmente são apresentados alguns conceitos associados à estruturação em solos e descritos alguns solos considerados estruturados. Os solos residuais recebem maior atenção nesse sentido, já que correspondem ao material estudado neste trabalho. Na sequência, são apontadas as características de solos residuais, fazendo um contraponto com solos sedimentares. Enfatiza-se os efeitos do próprio processo de formação na estruturação, apresentando também aspectos do comportamento geotécnico. Por fim, é feita uma breve explicação sobre o ensaio de compressão confinada (ensaio edométrico) e apresentados resultados já publicados sobre o tema.

2.1. SOLOS ESTRUTURADOS

Ao arranjo das partículas que compõem um solo e os poros associados a esse arranjo dá-se o nome de fábrica (*fabric*). A fábrica é fator determinante no comportamento geomecânico dos solos (MITCHELL e SOGA, 2005). De acordo com os autores, dois solos podem apresentar a mesma fábrica, porém diferentes propriedades se as forças entre partículas e grupos de partículas não forem as mesmas.

Segundo Mitchell e Soga (2005) a estabilidade da fábrica é sensível a variações de tensão e mudanças químicas no ambiente. Assim, para se descrever a fábrica e sua estabilidade emprega-se o termo estrutura. Partículas, grupos de partículas e suas associações, juntamente com as forças interparticulares e tensões aplicadas compõe a estrutura de um solo. O termo estrutura, ainda segundo Mitchell e Soga (2005), pode ser usado para explicar as diferenças entre as propriedades de um solo em seu estado natural e o mesmo solo sob mesmo índice de vazios, mas remoldado, ou entre o solo em seu estado natural e após a remoldagem e aplicação do estado de tensões de campo.

Para Wesley (2010), um solo estruturado é aquele em que as partículas estão interligadas entre si formando o esqueleto do solo.

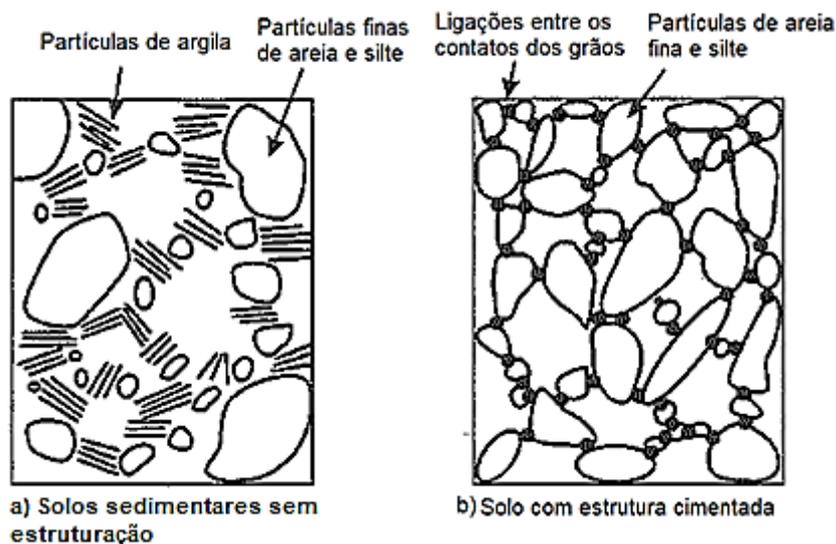
Segundo Leroueil & Vaughan (1990) a estrutura pode ser tão importante na determinação do comportamento de solos para fins geotécnicos quanto o são a porosidade e histórico de tensões.

As estruturas presentes no solo podem ser distinguidas em escala micro, meso, macro e mega, conforme descrito por Leroueil (2001):

- Microestrutura: está relacionada às ligações entre as partículas do solo e suas disposições;
- Mesoestrutura: está relacionada ao tamanho dos corpos de prova das amostras de laboratório, podendo incluir fissuras ou lâminas de diferentes tamanhos de grãos;
- Macroestrutura: está relacionada ao tamanho do terreno e geralmente é caracterizado por juntas e grandes heterogeneidades;
- Megaestrutura: consideradas em grandes problemas de engenharia, incluindo falhas, dobras e outras características geológicas.

De acordo com Wesley (2010) os solos estruturados, com algumas exceções, têm uma microestrutura fortemente ligada. Na Figura 1 é mostrada a representação do arranjo e ligações entre as partículas em um solo argiloso sedimentar não estruturado e um solo estruturado.

Figura 1 - Conceito de microestrutura dos solos

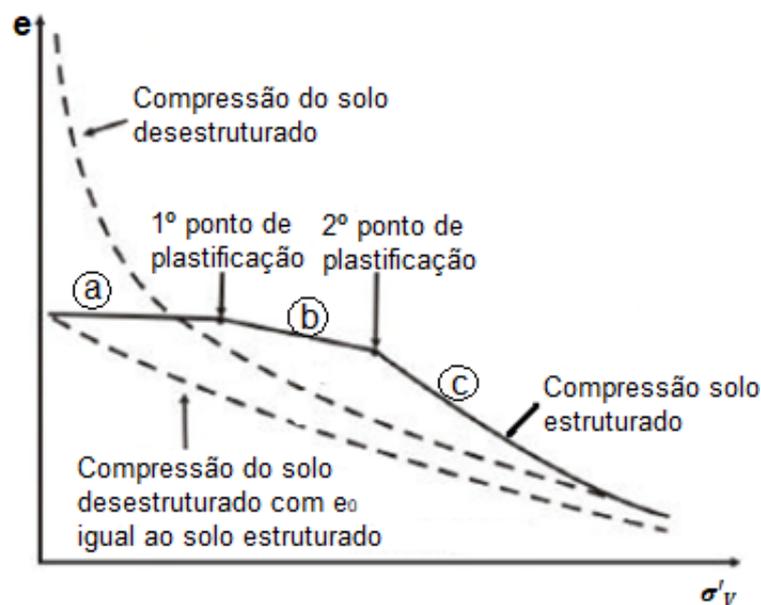


Fonte: adaptado de Wesley (2010).

No item (a) da Figura 1 mostra-se um solo desestruturado em que as partículas se agrupam em forma de planos e entre os seus espaços vazios existem grãos de silte e areia sem a presença de ligações entre os grãos. Solos com este tipo de estrutura são muito sensíveis a carregamentos que possam vir a sofrer. Já em (b) tem-se a representação de um solo estruturado com presença de cimentação.

Vaughan et al. (1988) definiram três estágios de comportamento para solos estruturados naturalmente em carregamentos edométricos, limitados por dois pontos de plastificação (Figura 2). Inicialmente a estrutura do solo não sofre plastificação (quando as ligações interparticulares são rompidas). Contudo, a compressibilidade do solo estruturado é menor do que a do solo desestruturado (estágio a). A resistência do solo permanece constante à medida que a tensão aumenta e então a estrutura começa o estágio de plastificação onde ocorre a diminuição progressiva da rigidez à medida que as ligações são quebradas (estágio b). O carregamento continua até o ponto da segunda plastificação. A partir deste ponto há grandes deformações até a quebra total das ligações (estágio c).

Figura 2 - Plastificação de solos estruturados



Fonte: Adaptado Vaughan et al. (1988).

Embora qualquer solo possa ser estruturado em algum nível (MITCHELL e SOGA, 2005), alguns materiais apresentam estruturas que se manifestam de forma mais clara, ou afetam de forma mais decisiva o comportamento dos mesmos.

Segundo Wesley (2010), devido ao modo de formação dos solos estruturados, o gráfico tensão *versus* índice de vazios, resultante do ensaio edométrico dificulta a obtenção do coeficiente de compressão para o solo, este parâmetro obtido varia muito e a utilização do mesmo para cálculo de projeto pode levar a interpretações erradas quando se trata de solos residuais.

2.1.1 Solos Cimentados Naturalmente

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), os solos cimentados naturalmente surgem pela deposição de soluções entre as partículas, sendo também possível ocorrer em areias, por soldagem dos grãos sob alta pressão devido à profundidade, deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica ou cristalização de minerais durante o intemperismo.

De acordo com Viana da Fonseca (2008), a cimentação e estrutura são importantes componentes da resistência, sendo que, em geral, os solos naturalmente cimentados têm natureza coesivo-friccional. A presença de algumas ligações cimentícias interparticulares, mesmo que fracas, implicam numa maior resistência de pico, traduzindo-se, deste modo, num maior intercepto coesivo e uma notável descontinuidade no comportamento tensão-deformação.

O processo de envelhecimento do solo (*aging*) melhora as suas propriedades significativamente, o que pode se tornar um fato interessante para obras de engenharia (SCHMERTMANN,1991). Ainda segundo Schmertmann (1991), o envelhecimento é decorrente de processos mecânicos, resultantes dos movimentos das partículas sob pressão interna em condições drenadas.

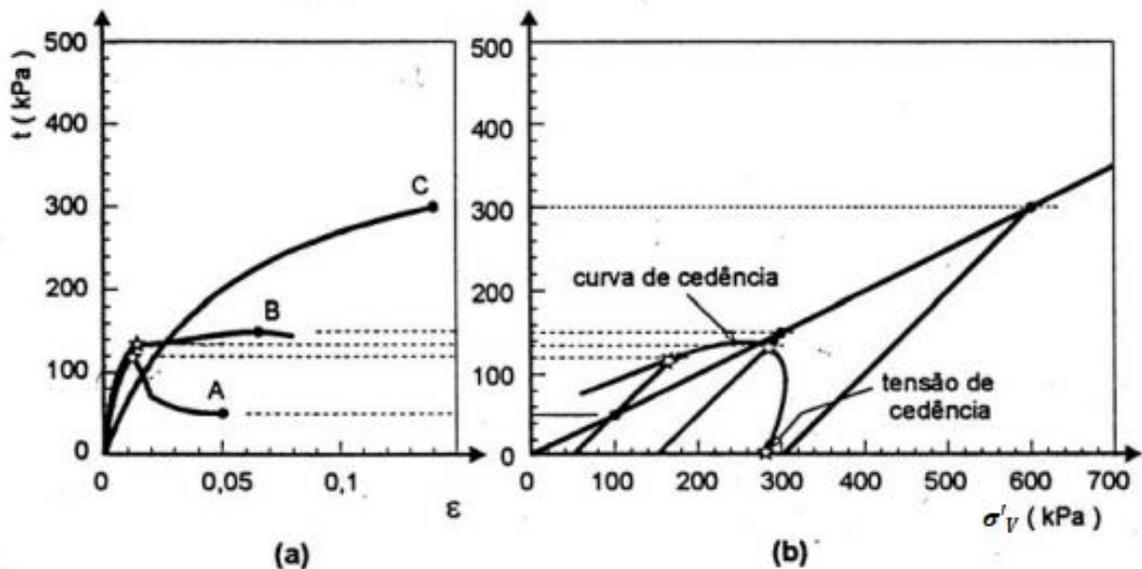
Segundo Pinto (2002), em um carregamento triaxial os efeitos da estrutura são bastante claros e torna-se possível identificar a ocorrência de plastificação do material. De acordo com Reis (2004), três tipos possíveis de comportamento devido à cimentação no solo podem ocorrer, representados pela Figura 3 onde em (a) indica as curvas tensão confinante *versus* deformação específica e em (b) as trajetórias de tensão que definem uma curva de cedência, dentro da qual a cimentação é responsável pelo comportamento e fora da qual a cimentação não atua mais no comportamento do solo e o comportamento se deve então apenas ao atrito entre as partículas.

A) Quando a tensão confinante é mais baixa que a tensão de cedência (tensão onde ocorre redução do índice de vazios devido à quebra das ligações cimentantes que o solo apresenta), a tensão desviadora máxima é atingida com uma pequena deformação (trecho onde ocorre a destruição da cimentação). Após este ponto a tensão desviadora se estabiliza em um nível mais baixo;

B) Se a tensão confinante é mais alta, mas ainda assim é inferior à tensão de cedência, a curva tensão *versus* deformação específica apresenta mudança de comportamento quando a cimentação é destruída, entretanto há uma resistência final com desviadora maior;

C) Sob tensões confinantes acima da tensão de cedência, o solo se comporta de modo próximo a um solo não cimentado, pois o próprio confinamento destruiu a cimentação.

Figura 3 - Efeito da cimentação manifestado em ensaios triaxiais.



Fonte: Adaptado de Pinto (2002). RESOLUÇÃO RUIM

Em carregamentos edométricos não há ruptura do solo por cisalhamento, ainda assim é possível verificar a manifestação da estrutura do solo (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990) como será visto posteriormente neste trabalho.

2.1.2 Solos Cimentados Artificialmente

Solos artificialmente cimentados são o produto do endurecimento resultante da cura de uma mistura de um agente cimentante e o solo. A administração de um agente cimentante e água em proporção estabelecida através de dosagem é executada conforme projeto e normativa descrita na NBR 12254 (ABNT, 2013).

O cimento utilizado no solo serve de ligante, conforme se emprega no concreto. Seu objetivo é criar ligações entre o agregado, resultando num produto com maiores características de durabilidade e resistência mecânica (MARQUES, 2016).

Ainda segundo Marques (2016), a diferença entre solo-cimento e concreto é, basicamente, o tipo de agregado utilizado. Enquanto no concreto as partículas de cimento envolvem o agregado granular (areia e pedra britada), criando uma ligação entre todas as partículas, no solo-cimento as partículas de cimento envolvem os grãos de solo fino, resultando em ligações menos resistentes, comparadas ao concreto.

Solos lateríticos, por sua vez, favorecem a estabilização do solo com cimento e se houver sílica amorfa suficiente respondem ao tratamento com cal (TOWNSEND, 1985).

Sendo assim, o solo também pode ser melhorado com o uso de cal. As melhorias se dão em termos de plasticidade, densidade e durabilidade do solo (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT, 2006).

2.1.3 Solos Residuais

Segundo Vaughan (1985), o desenvolvimento dos conceitos da mecânica dos solos tem sido baseado, quase que exclusivamente, na investigação de depósitos sedimentares, de solos não intemperizados. Segundo o autor, tais conceitos mostram-se inaplicáveis ao comportamento de solos residuais ou enganosos, se aplicados inadvertidamente.

Os processos de formação associados a depósitos sedimentares e residuais tendem a influenciar o comportamento dos mesmos de maneira oposta. Nos solos sedimentares a compressão promovida por camadas subjacentes, associada aos efeitos de *aging* (envelhecimento) tornam o material mais denso e rígido. Nos solos residuais o intemperismo reduz a rocha sólida a pequenos fragmentos e

argilominerais, tornando esses solos menos densos e menos rígidos (VAUGHAN *et al.*, 1988)

Ainda segundo Vaughan *et al.* (1988), as principais características dos solos residuais, devido à sua origem geológica são:

- a) Presença de resistência e rigidez devido à ligação entre as partículas à medida que ocorre a degradação do solo, até atingir o seu estado atual;
- b) Variedade da mineralogia e resistência dos grãos;
- c) Ampla faixa de porosidade.

Este último item elencado por Vaughan *et al.* (1988), foi estudado por Sandroni (1985), o qual cita que a faixa de porosidade para um determinado solo é ampla mesmo sendo originado por uma mesma rocha, o que se deve aos vários graus de intemperismo e enfraquecimento que podem ocorrer. A Tabela 1 mostra a variação dos índices de vazios *in situ* em alguns solos residuais brasileiros.

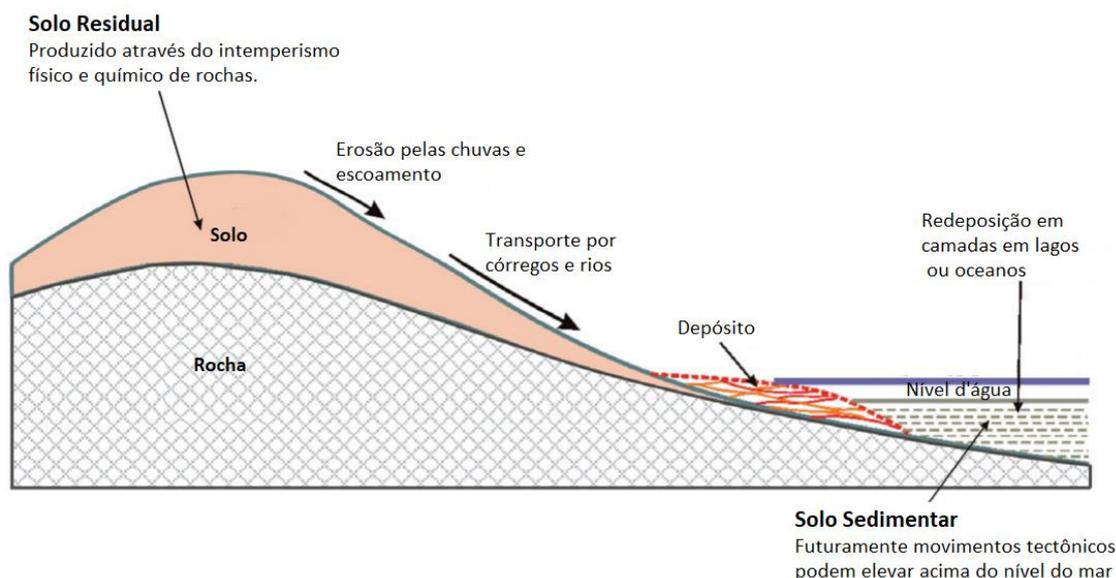
Tabela 1 - Variação típica do índice de vazios *in situ* para alguns solos residuais brasileiros

Rocha Matriz	Densidade real dos Grãos (g/cm ³)	Índice de Vazios
Gnaisse	2,6 - 2,8	0,3 – 1,1
Quartzito	2,65 – 2,75	0,5 – 0,9
Xisto	2,7 – 2,9	0,6 – 1,2
Filito de Ardósia	2,75 – 2,9	0,9 – 1,3
Basalto	2,8 – 3,2	1,2 – 2,1

Fonte: Sandroni (1985).

A Figura 4 exemplifica a formação de solos residuais e sedimentares, estes últimos sempre citados no estudo de solos, pois como mencionado, foi à luz do estudo de solos sedimentares que a mecânica dos solos foi desenvolvida (WESLEY, 1990).

Figura 4 - Formação de solos sedimentares e residuais



Fonte: Adaptado de Wesley (2009).

Segundo Wesley (2010), existem duas grandes diferenças entre solos residuais e solos sedimentares:

1) Os solos sedimentares passam por um processo sistemático de classificação (segregação granulométrica) enquanto ocorre erosão e, o solo é transportado até a sua deposição final. Deste modo, as partículas finas são separadas das partículas grossas e depositadas em locais diferentes. Por este motivo os solos sedimentares tendem a ser razoavelmente homogêneos. Por outro lado, os solos residuais não passam por esse processo de seleção no decorrer da sua formação e consequentemente os solos desta natureza tendem a ser mais heterogêneos;

2) O conceito de histórico de tensões e consolidação normal não tem relevância para solos residuais, e a tensão de pré-adensamento obtida não tem relação com o histórico de tensões e sim com a plastificação do material.

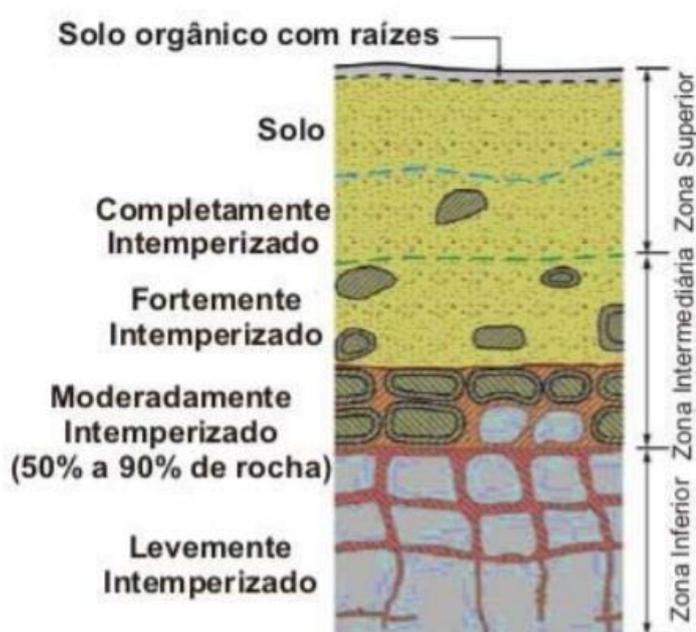
Segundo Sandroni (1991) é possível dividir o perfil do solo residual a partir dos seus diferentes graus de intemperismo. O autor afirma que, de maneira geral, encontram-se em todas as descrições de camadas, os seguintes horizontes:

- Residual maduro – que não apresenta nenhuma estrutura ou característica da rocha mãe;
- Residual Jovem ou Saprólito – as estruturas e outras características da rocha mãe ainda estão presentes no solo;

- Material de Transição – rocha alterada, material que não pode ser considerado nem solo nem rocha.

A Figura 5 traz a representação do perfil do solo residual com a presença dos três estágios encontrados no solo. A zona superior se refere ao solo residual maduro completamente intemperizado, a zona intermediária mostra o solo residual jovem, moderadamente intemperizado, com forte característica da rocha matriz, enquanto que a zona inferior demonstra o material de transição entre a rocha sã e a rocha alterada.

Figura 5 - Perfil de intemperismo típico de solo residual



Fonte: Adaptado de Rahardjo et al. (2004).

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), não existe um limite claro entre solo e a rocha matriz, sendo que entre ambos há uma gradativa e pertinente separação, resultando em duas faixas que podem ser distintas, como solo de alteração de rocha e outra camada acima chamada de rocha alterada ou rocha decomposta.

As rochas alteradas são provenientes da degradação da rocha sã e a sua estrutura original se assemelha à rocha de origem, porém com características anisotrópicas em toda a estrutura, devido a mistura de solo e rocha em seu meio (MARANGON, 2018).

Vaughan et al. (1988) utilizam o termo “estrutura” para indicar uma componente de resistência e rigidez, independente da tensão efetiva e da porosidade do material. Os autores atribuem o comportamento do solo devido às conexões físicas entre as partículas, apontando as principais causas dessas ligações interparticulares:

- Cimentação através da deposição de carbonatos, hidróxidos, matéria orgânica, etc;
- Solução e precipitação de agentes cimentantes, exemplo são os silicatos;
- Desenvolvimento de ligações nos contatos interparticulares, sujeitos à alta pressão;
- Recristalização de minerais durante as alterações químicas;
- Forças de ligações entre partículas presentes em partículas argilosas.

2.2 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS RESIDUAIS

O comportamento de um solo, residual ou sedimentar, pode ser considerado como dependente de dois fatores: em primeiro lugar, a natureza das próprias partículas do solo (tamanho, forma e composição mineralógica); em segundo lugar, o estado das partículas em sua condição não perturbada (WESLEY, 1990).

De acordo com Futai et al. (2004), solos residuais possuem comportamento geralmente anisotrópico. Conforme Leroueil e Vaughan (1990) seu histórico de tensões tem pouca influência em suas propriedades.

Segundo Wesley (1990), no caso de solos sedimentares diversos fatores estão envolvidos na formação da estrutura final, cobrindo o processo de decomposição, histórico de tensões e erosão e processos ocorridos após a deposição, levando a um grau de homogeneidade e previsibilidade que estão ausentes em solos residuais. A segregação granulométrica que ocorre durante o transporte e deposição de solos sedimentares tende a produzir depósitos homogêneos e o histórico de tensões é geralmente um fator dominante.

Para melhor entender as diferenças entre o comportamento de solos residuais e solos sedimentares foi reproduzida a Tabela 2, onde suas características são comparadas.

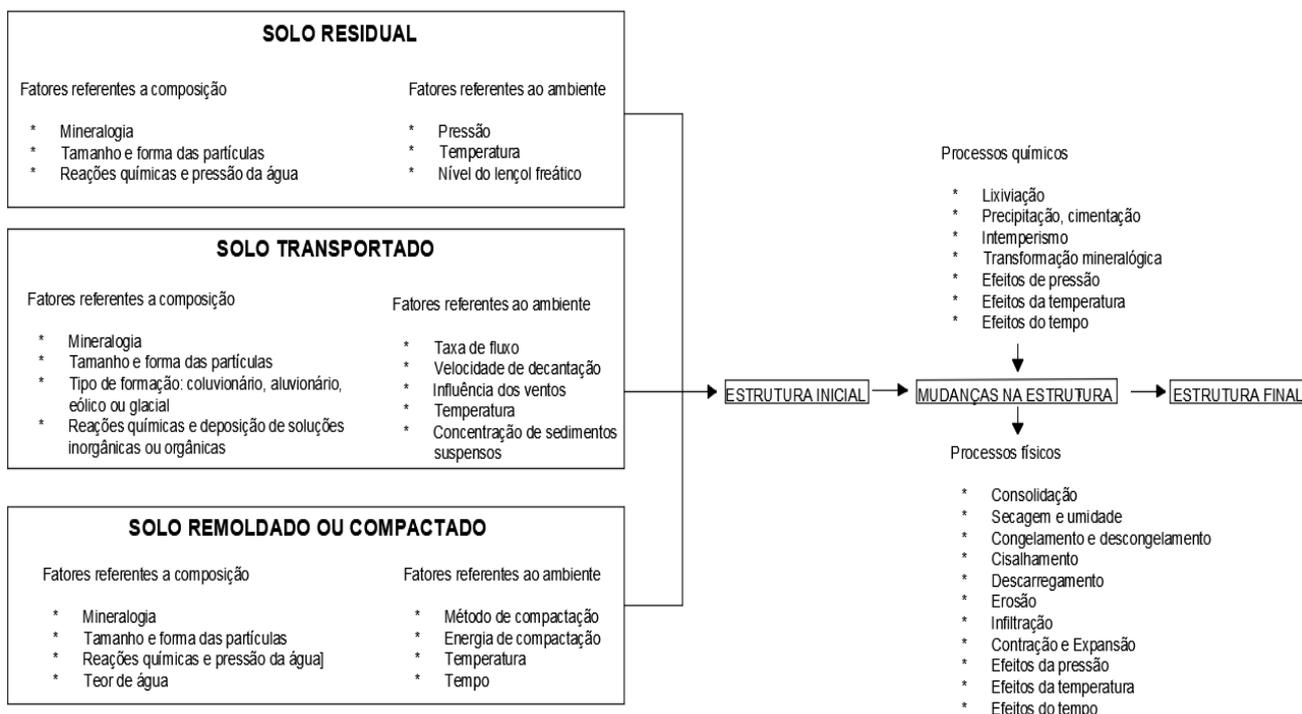
Tabela 2 - Fatores determinantes para o comportamento de solos residuais e sedimentares

Fator	Solos Residuais	Solos Transportados (sedimentares)
Formação	Partículas formadas no local em que se encontram atualmente	Partículas formadas em outro local
Anisotropia	Características herdadas da rocha mãe	Características desenvolvidas pelas próprias condições do material
Histórico de tensões	Não possui muita influência	Muito importante, pois o arranjo inicial pode ser modificado causando um rearranjo das partículas e efeito de sobre adensamento ou pré-adensamento
Resistência das partículas	Variável	Uniforme
Ligações interparticulares	Importante componente de resistência, devido às ligações residuais ou da cimentação causando um intercepto coesivo	Ocorre em depósitos envelhecidos geologicamente, causando um intercepto coesivo
Descontinuidades	Desenvolvem-se a partir de estruturas pré-existentes ou de características estruturais da rocha mãe	Desenvolvem-se devido a ciclos de deposição e de histórico de tensões
Índice de vazios	Depende do estado atingido no processo de alteração	Depende diretamente do histórico de tensões

Fonte: Adaptado de Marques (2001) *apud* Godoi (2014).

A Figura 6 mostra os fatores determinantes no processo de formação dos solos residuais e sedimentares.

Figura 6 - Processos e fatores determinantes na estrutura dos solos



Fonte: Adaptado de Mitchell e Soga (2005)

Os solos residuais, como já mencionado, são formados pela decomposição da rocha mãe, que originam partículas de argila ou grãos de areia e essas variações são resultados de ciclos de molhagem e secagem do material. Uma microestrutura porosa pode ser formada em alguns pontos enquanto que materiais densos se formam em outras regiões (WESLEY, 2010).

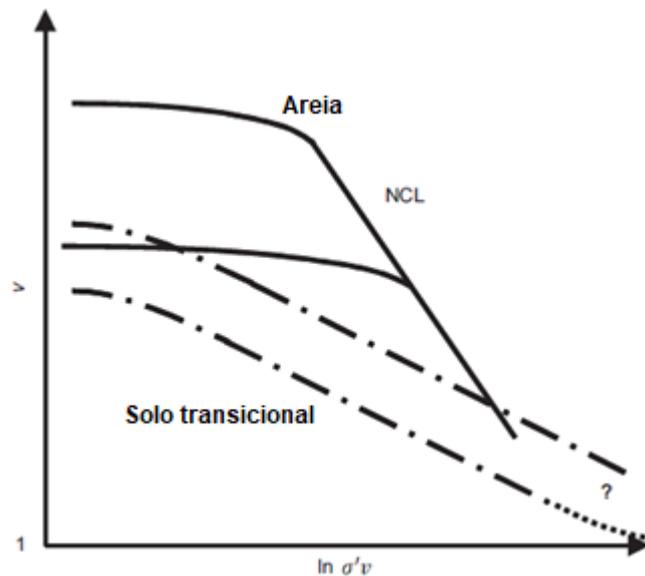
Ainda segundo Wesley (2010), dependendo do tipo de solo residual, a heterogeneidade é comum devido ao intemperismo e lixiviação, juntamente com abundância de óxidos de alumínio e ferro que produzem estruturas variadas com granulometria diversa. Blocos são comuns de serem encontrados em solos residuais, dependendo de seu grau de intemperismo.

Enquanto para solos sedimentares a tensão de pré-adensamento representa a maior tensão vertical já sofrida pelo solo em seu histórico de tensões (VAUGHAN E KWAN, 1984), em solos residuais esta deve ser dita virtual porque está associada às ligações entre as partículas e à cimentação decorrentes dos processos de intemperismo.

Wesley (2010) afirma que para solos residuais não há presença de linha de compressão normal (NCL), linha esta que representa o “estado virgem” do material, indicada pela reta formada no ramo de compressão.

A Figura 7 mostra o comportamento da linha de compressão normal NCL para uma areia e um solo transicional, sendo este último, um solo o qual não apresenta uma única linha de compressão normal que descreva o seu comportamento, assim como alguns solos residuais (NOCILLA, COOP e COLLESELLI, 2004). O gráfico está definido como volume específico (v) *versus* logaritmo neperiano da tensão efetiva ($\sigma'v$).

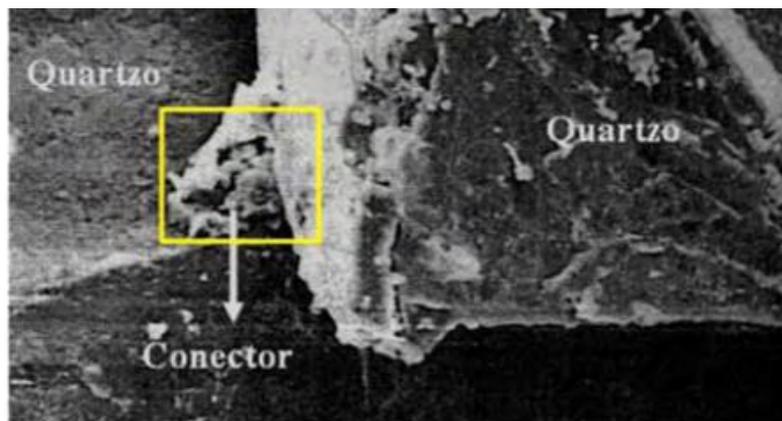
Figura 7 - Linha de compressão normal para um solo transicional



Fonte: adaptado Nocilla, Coop e Colleselli (2004)

Sandroni (1981) mostra as características da microestrutura encontradas em um solo residual jovem de gnaiss. Agentes cimentantes são formados devido à processos de alteração química e físicos. Na Figura 8 apresenta-se um conector de argila ligando dois grãos de quartzo em um solo residual jovem (SANDRONI, 1981).

Figura 8 - Microestrutura em solo residual jovem de gnaiss



Fonte: Adaptado de Sandroni (1981).

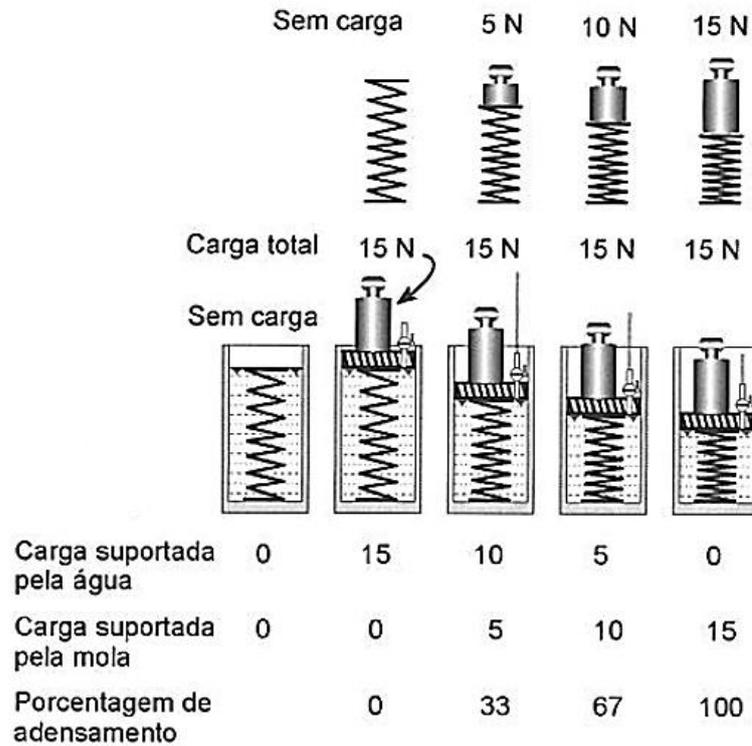
Segundo Leroueil e Vaughan (1990), quando o solo é submetido à compressão, ocorre um acentuado decréscimo do índice de vazios com o carregamento vertical na curva de compressão. Deste modo, o solo pode apresentar uma elevada rigidez inicial, até que o mesmo sofra um dano irreversível à sua estrutura (plastificação), ocasionando a quebra das ligações entre as partículas e um desarranjo nos grãos.

O termo mais recente para tensão de escoamento ou cedência é "*yielding point*", sendo essa a pressão a qual pode-se associar a imposição ao material de um dano contínuo e irreversível (SILVA, 2015).

2.3 COMPRESSÃO CONFINADA

O adensamento no solo é o processo onde ocorrem recalques devido à expulsão da água do interior dos vazios do solo (dissipação de excessos de poropressão). Terzaghi em 1948 estudou este fenômeno e explicou o adensamento utilizando analogia com molas e pistão cheio de água (Figura 9).

Figura 9 - Analogia mecânica para o processo de adensamento segundo Terzaghi



Fonte: Pinto (2015).

A Figura 9 demonstra a analogia da teoria do adensamento de Terzaghi onde, no momento que a carga é aplicada sobre o pistão, a mola (representando o solo) não se deforma, pois, a água recebe este carregamento. Neste instante ainda não ocorreu saída de água, que é menos compressível do que a mola. Num instante qualquer há uma expulsão de água numa quantidade suficiente para provocar deformação na mola. Neste momento a carga está sendo transferida para a mola e para a água. O processo continua até que toda a carga seja suportada pela mola e neste estágio o sistema entra em equilíbrio, cessando a saída de água (PINTO, 2015).

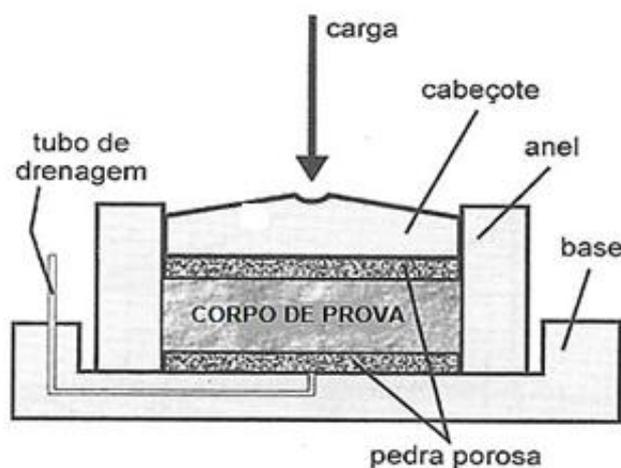
Quando estes ensaios não são executados em solos sedimentares, o termo carregamento sob compressão confinada é mais adequado do que adensamento, uma vez que em areias ou boa parte dos solos residuais a deformação ao longo do tempo é pequena. Os recalques totais ocorrem nos primeiros minutos devido à rápida saída de água por conta da grande porosidade que os solos tropicais e subtropicais apresentam (HIGASHI, 2006).

O ensaio edométrico é realizado a fim de simular o comportamento do solo, quando o mesmo é carregado com novas camadas de solo, depositadas sobre ele

para se construir um aterro, ou simula o carregamento feito no solo por meio de áreas menores, como sapatas (PINTO, 2015). Tipicamente isto é feito em solos suscetíveis a recalque por adensamento, como argilas sedimentares. Mas o ensaio também pode ser usado para se avaliar a deformabilidade de solos em que os recalques não ocorrem por adensamento. Além disso, ensaios sob trajetória de tensão, como as do ensaio edométrico, são empregados para se determinar a superfície de plastificação de solos em geral.

Segundo D2435 (ASTM, 2011), o ensaio de compressão edométrica consiste na compressão do solo contido dentro de uma célula de carga que impede qualquer deformação lateral. As deformações sofridas pelo solo são medidas por um extensômetro à medida que o tempo passa e novas tensões são aplicadas ao corpo de prova. A Figura 10 mostra o esquema da célula de adensamento utilizada para o ensaio.

Figura 10 - Representação esquemática da célula de adensamento



Fonte: Adaptado de Pinto (2015).

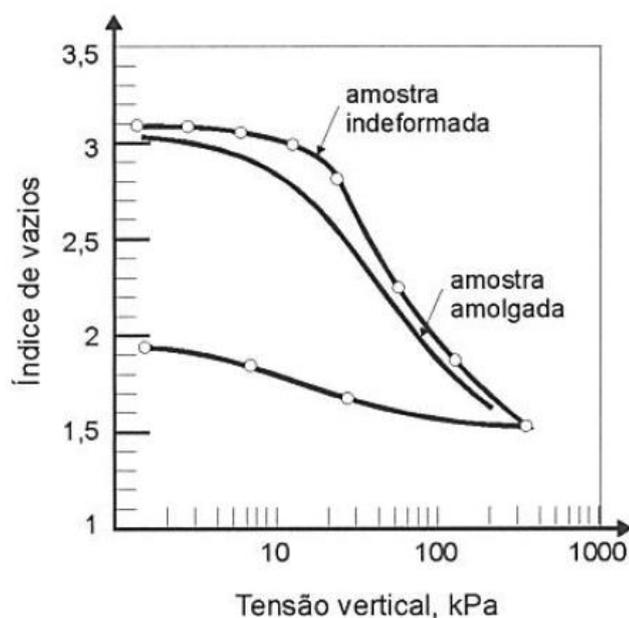
O anel utilizado para acomodar o corpo de prova tem o diâmetro com cerca de três vezes a altura com o objetivo de reduzir o efeito do atrito lateral durante o carregamento. O ensaio é feito em etapas, sendo que, para cada carga aplicada anota-se a deformação ocorrida no corpo de prova por meio de um extensômetro (PINTO, 2015).

O ensaio consiste em aplicar estágios de carregamento de 24 h de duração, realizando as leituras das deformações sofridas pelo corpo de prova em intervalos de

tempos pré-definidos. A cada ciclo o valor da tensão vertical dobra e repete-se o procedimento (PINTO, 2015).

A maneira convencional de apresentar os resultados dos ensaios é a representação da variação do índice de vazios em função da tensão aplicada, como mostra a Figura 11.

Figura 11 – Resultado de um ensaio edométrico



Fonte: Pinto (2015)

O ensaio edométrico permite a obtenção dos parâmetros: tensão de pré-adensamento (σ'_m), coeficiente de recompressão (C_r), coeficiente de compressão (C_c), coeficiente de descompressão (C_d), além do coeficiente de adensamento vertical (C_v). Também é possível obter o coeficiente de variação volumétrica (m_v), coeficiente de compressibilidade (a_v) e por fim, o módulo de compressão edométrica (D). Estimativas de coeficiente de condutividade hidráulica saturado (k_{sat}) também podem ser feitas. A seguir serão descritos os parâmetros que podem ser obtidos pelo ensaio edométrico, bem como as equações que os definem:

- σ'_m – Tensão de pré-adensamento: para os solos residuais deve ser chamada de tensão de pré adensamento “virtual”. A sua determinação não é feita de forma precisa, porém, permite estimar o valor mais provável ou a ordem de grandeza dessa tensão. No Brasil os métodos mais empregados são do professor Casagrande e do engenheiro Pacheco Silva (PINTO,2015);

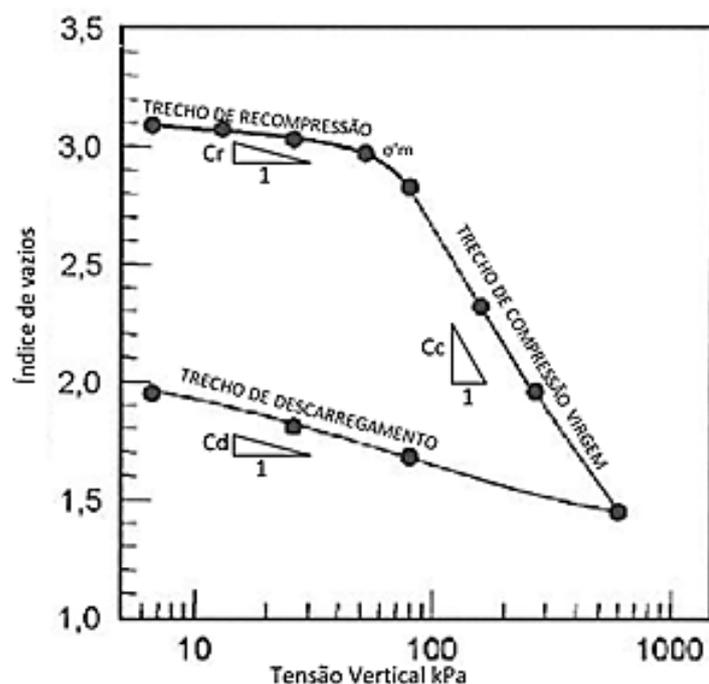
- C_r – coeficiente de recompressão: o valor do coeficiente de recompressão costuma ser da ordem de 10 a 20% do valor de C_c , conforme o tipo de solo (PINTO, 2015).
- C_c - coeficiente de compressão: indica a inclinação da reta virgem;
- C_d - coeficiente de descompressão: índice obtido após retirar gradativamente a tensão aplicada no solo e verificar a sua capacidade de voltar ao estado “original”.

Os coeficientes obtidos pelo ensaio edométrico representam a inclinação da reta para os seus respectivos trechos e sua determinação é feita pela Equação 1.

$$C_r, C_c, C_d = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (1)$$

Onde e_1 e e_2 são índices de vazios com as suas respectivas tensões σ_1 e σ_2 , cada coeficiente é calculado em seu respectivo trecho, a Figura 12 mostra a localização dos índices citados anteriormente em um gráfico resultante do ensaio edométrico.

Figura 12 - Localização dos índices no gráfico do ensaio edométrico



Fonte: Adaptado de Pinto (2015).

Os parâmetros virtuais definidos para solos residuais não têm sua utilização recomendada como parâmetros de projeto ou para alimentar modelos de cálculo, como no caso de argilas sedimentares. Porém, representam um indicativo do comportamento do solo em termos de sua deformabilidade e manifestação da estruturação (HEIDEMANN, 2015).

Alguns outros parâmetros para o solo podem ser definidos através do ensaio edométrico tais como:

- C_v - Coeficiente de adensamento: define a velocidade com que o adensamento ocorre. Há dois processos de cálculo para obter o coeficiente de adensamento o método de Casagrande e o Método de Taylor. Os dois métodos devem resultar em números próximos. Porém, há solos que o resultado não define convenientemente o trecho retilíneo pelo processo de Taylor, enquanto outros com acentuado adensamento secundário tornam difícil a aplicação do método de Casagrande (PINTO, 2015);
- a_v - Coeficiente de compressibilidade: define a inclinação da reta resultante do ensaio edométrico, quando considerada uma variação linear entre os índices de vazios e as tensões efetivas, resultando em um indicador de compressibilidade do solo (PINTO, 2015). Este coeficiente pode ser calculado por meio da Equação 2;

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (2)$$

- m_v - Coeficiente de compressibilidade volumétrica ou coeficiente de variação volumétrica: definido pela variação da deformação volumétrica específica ($\Delta \mathcal{E}_v$) e a variação da tensão vertical efetiva ($\Delta \sigma'_v$) (PINTO, 2015). Este coeficiente pode ser representado pela Equação 3 ou pela Equação 4;

$$m_v = \frac{\Delta e}{\frac{1 + e_0}{\Delta \sigma'_v}} \quad (3)$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} \quad (4)$$

O valor de m_v para um determinado solo não é constante, depende da faixa de valores de tensões na qual é calculado (KNAPPETT; CRAIG, 2016).

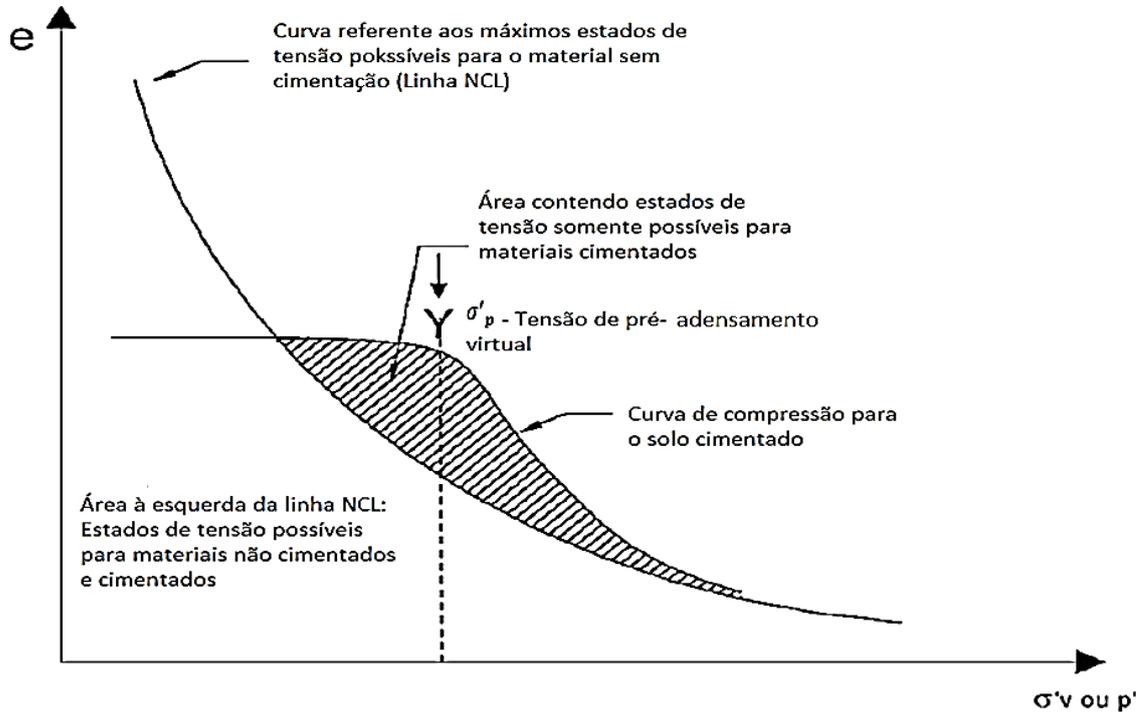
- D – Módulo edométrico: é o inverso do coeficiente de compressibilidade, onde este parâmetro não é uma constante. Este módulo aumenta à medida que o índice de vazios diminui (PINTO, 2015).

Segundo Rosa (2006), o comportamento observado em solos estruturados, quando submetidos à compressão unidimensional é similar ao comportamento de solos pré-adensados.

Leroueil e Vaughan (1990) apresentam esquematicamente um modelo para o comportamento de solos estruturados sob carregamento edométrico (Figura 13). O modelo propõe duas regiões distintas no gráfico de índice de vazios *versus* tensão: a curva referente ao estado possivelmente não cimentado do solo e a curva do solo cimentado. A região entre as duas referidas curvas é o espaço permitido pela estrutura. Um solo com certa cimentação se deforma até o ponto que as suas ligações cimentantes são desfeitas, a partir deste ponto o solo passa a se comportar como um solo não cimentado.

O ponto Y da Figura 13 é o ponto onde ocorre o início da plastificação do solo. A posição deste ponto varia de acordo com a resistência da estrutura intrínseca do solo. Neste ponto se encontra a tensão de pré-adensamento virtual, a qual indica o início da quebra da cimentação dos grãos de forma gradual, à medida que o carregamento é realizado (MACCARINI, 1987). A linha NCL representa a linha de compressão normal que, em solos sedimentares, governa o comportamento tensão-deformação quando o solo atinge uma condição desestruturada.

Figura 13 - Comparação entre um solo estruturado e desestruturado



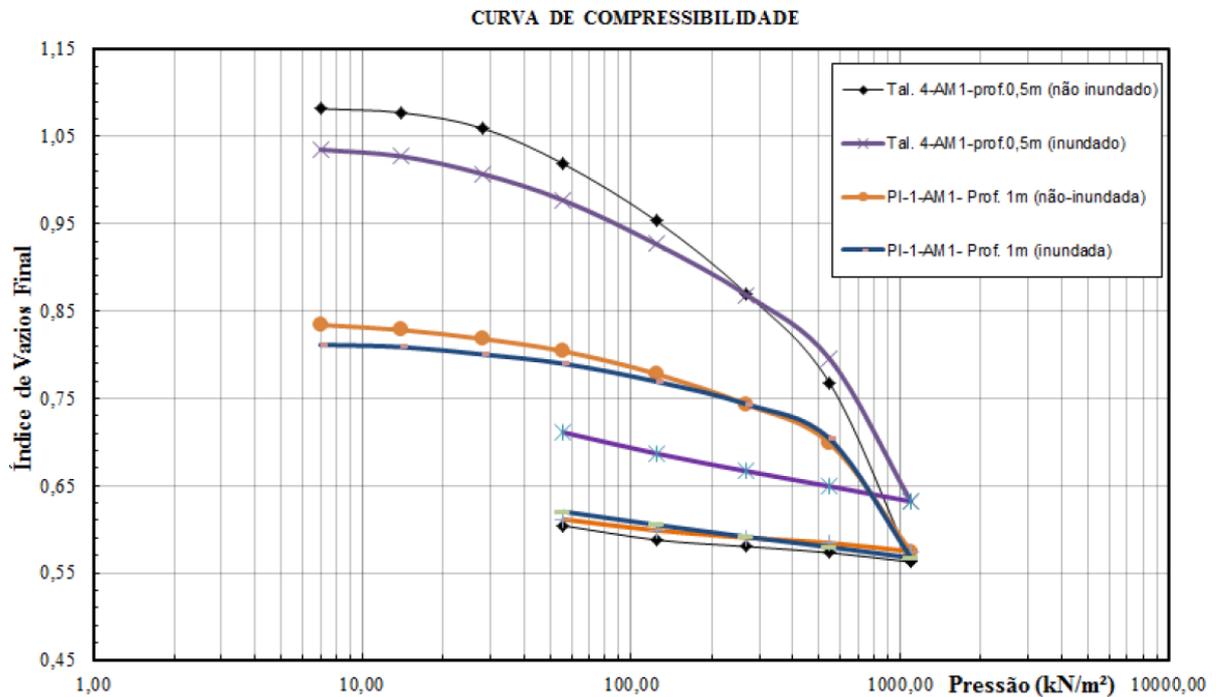
Fonte: Adaptado de Leroueil e Vaughan (1990).

2.4 RESULTADOS PREGRESSOS

Estudos relacionados à análise dos efeitos da estrutura de solos quanto ao seu comportamento sob carregamento edométrico já foram publicados. Estes estudos compreendem solos naturalmente e artificialmente cimentados e solos residuais. Deste modo, alguns resultados já publicados serão apresentados a seguir, a fim de que se possa comparar os resultados obtidos neste trabalho com outros estudos já realizados sobre o tema.

Silva (2015), estudou o comportamento de um solo residual de gnaiss de Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina, em condição inundada e não inundada por meio do ensaio edométrico, cujo resultados estão mostrados na Figura 14.

Figura 14 - Curva de compressibilidade em um solo residual de gnaiss



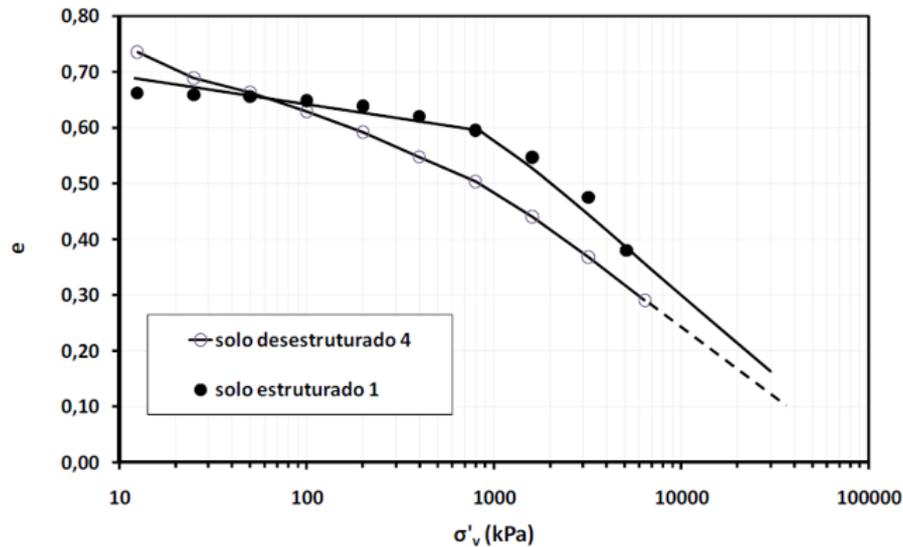
Fonte: SILVA (2015).

A amostra Tal.4-AM1-prof.0,5m inundada apresenta, segundo o autor, uma maior resistência do solo sofrer deformações devido a aplicação de uma força (rigidez) do que a amostra não inundada, com valor de C_r igual a 0,05 na condição inundada e 0,16 na condição não inundada. A tensão de pré-adensamento virtual foi obtida pelo método de Pacheco Silva, sendo que na condição inundada ficou na ordem de 355 kPa e para a não inundada, 340 kPa.

Segundo o autor, a saída de água dos vazios presentes no solo faz com que a cimentação presente no corpo de prova seja mais facilmente quebrada, causando uma maior deformação. O autor, entretanto, não menciona os efeitos da sucção que, em um caso como esse, são sabidamente decisivos.

A Figura 15 apresenta a comparação entre resultados de ensaios edométricos executados por Oliveira (2011), em um solo residual jovem de gnaiss naturalmente cimentado, da cidade do Rio de Janeiro, na condição indeformada e remoldada.

Figura 15 - Resultado de ensaios edométricos de um solo indeformado e remoldado



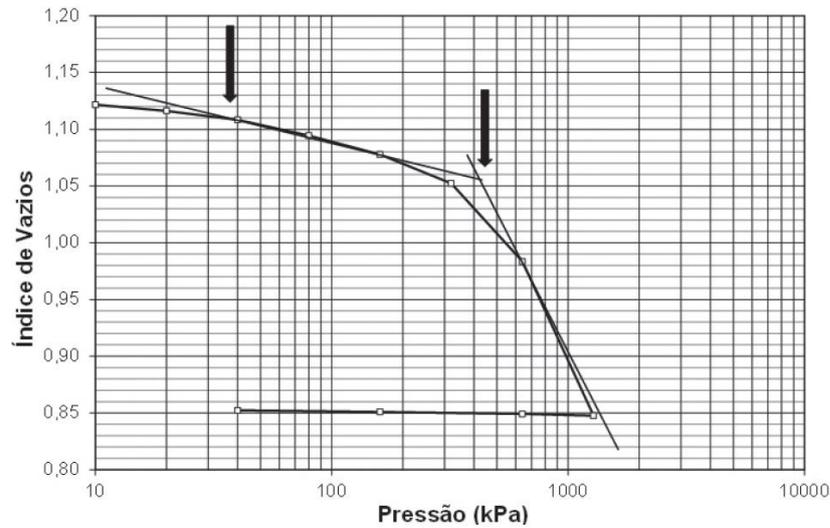
Fonte: Oliveira (2011).

É possível verificar na Figura 15, assim como na pesquisa de Leroueil e Vaughan (1990), a influência da cimentação das partículas de solo, proporcionando maior rigidez ao mesmo.

A curva de índice de vazios inicial *versus* logaritmo da tensão efetiva é composta basicamente por dois trechos de distintas tendências de deformação do material. Ao passar do primeiro para o segundo trecho, o solo perde rigidez sofrendo cedência, que por sua vez, indica a quebra da estrutura cimentada do material (BOSZCZOWSKI e LIGOCKI, 2013).

Na Figura 16 é apresentado o resultado de um ensaio edométrico executado por Boszczowski e Ligocki (2013) em um solo residual jovem de gnaiss da cidade de Curitiba, com identificação dos pontos onde se iniciam patamares lineares. Os pontos indicados com setas caracterizam as tensões de cedência do material, as quais localizam-se em 70 e 800 kPa.

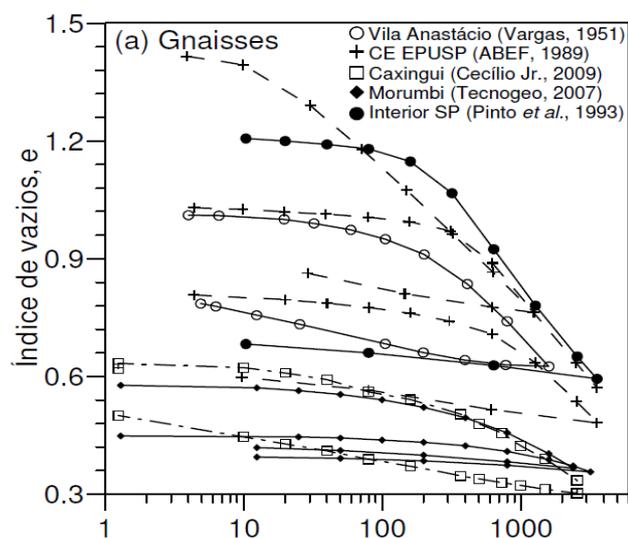
Figura 16 - Pontos de cedência de um solo residual jovem



Fonte: Boszczowski e Ligocki (2013).

Algumas curvas de compressão edométrica, típicas de solos residuais de gnaiss da Região Metropolitana de São Paulo são apresentadas na Figura 17. Futai, Cecílio Junior e Abramento (2019) compilaram os resultados de ensaios edométrico em corpos de prova indeformados e remoldados, os quais são mostrados na Figura 17. Os valores médios dos parâmetros de compressibilidades encontrados para solo residual de gnaiss de acordo com a base de dados dos referidos autores, foram C_c igual a 0,29 e σ'_v igual a 630 kPa.

Figura 17 - Solo residual de gnaiss da região metropolitana de São Paulo



Fonte: Futai, Cecílio Junior e Abramento (2019)

A Tabela 3 mostra resultados obtidos por outros autores em relação ao índice de vazios inicial, tensão de pré-adensamento virtual, C_r e C_c para vários tipos de solos residuais.

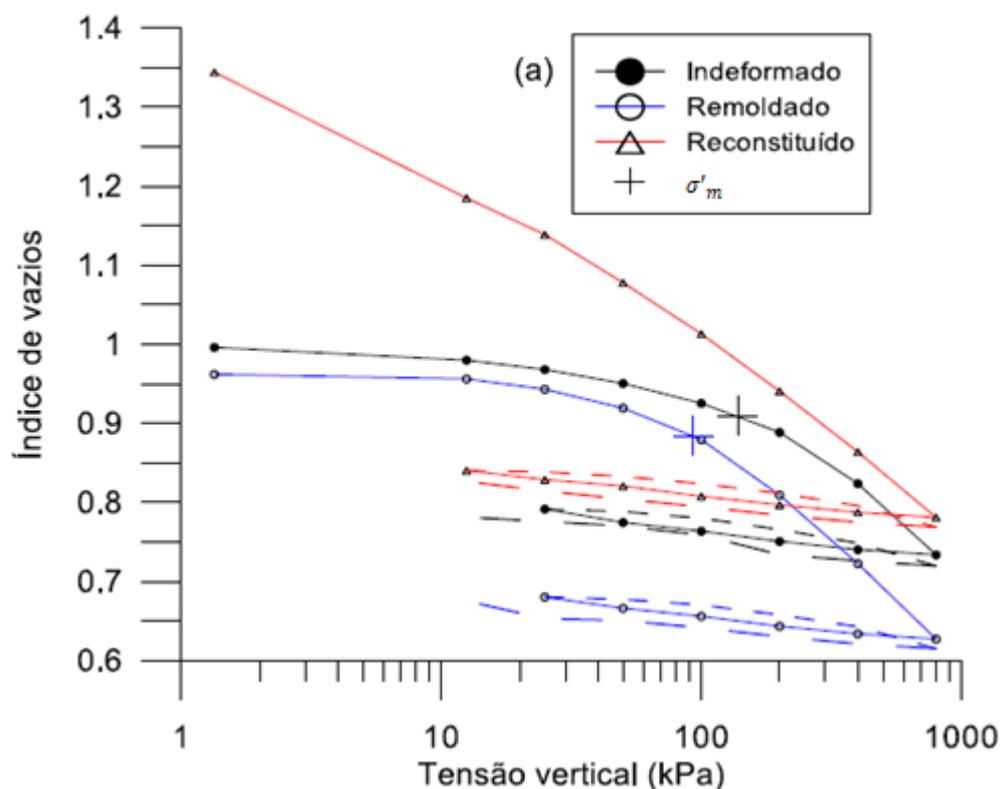
Tabela 3 - Índices físicos e parâmetros de deformabilidade obtidos em ensaios de compressão confinada em solos residuais.

Autor	Tipo de Solo Residual	e_0	σ'_{vm}	C_c	C_r
Pinto <i>et al.</i> (2003)	Gnaise granítico – Interior do estado de SP	1,05	218	0,46	0,03
Cecílio Jr. M. (2009)	Gnaise Caxingui – Cidade São Paulo	0,60	370	0,21	0,06
Silva (2015)	Gnaise – Santo Amaro da Imperatriz, SC	0,85-1,13	230-480	0,32-0,54	0,05-0,07

Fonte: Autora (2019).

Heidemann (2015) estudou um solo residual de granito de São José – SC. O intemperismo da rocha granítica deu origem a um perfil de alteração com espessura bastante variável. O autor investigou corpos de prova em diferentes condições de integridade da estrutura sendo eles: indeformado, remoldado e reconstituído (estado lama). As curvas índice de vazios *versus* tensão vertical são apresentadas na Figura 18.

Figura 18 - Curva índice de vazios x tensão vertical para um solo residual de granito de São José, SC



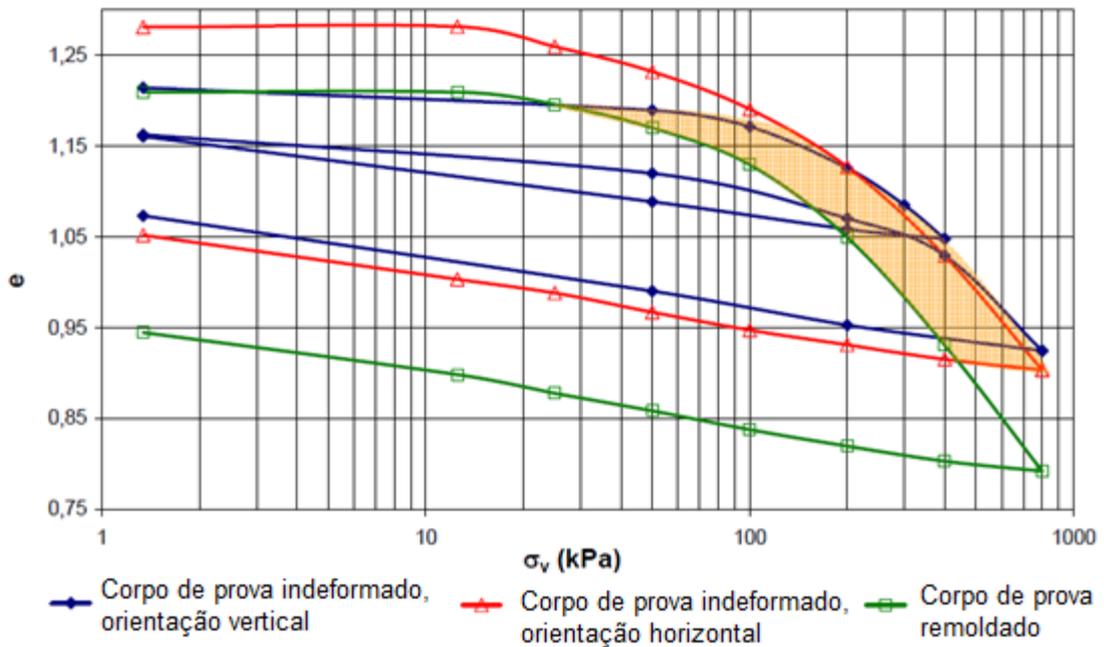
Fonte: Heidemann (2015).

Segundo Heidemann (2015), o corpo de prova reconstituído apresenta uma significativa redução de índice de vazios. A existência de estrutura presente no solo evidencia-se pelo afastamento, no trecho de compressão, entre as curvas obtidas pelos corpos de provas indeformado e remoldado.

O autor comenta que os métodos de Casagrande ou Pacheco Silva, para obtenção da tensão de pré-adensamento não se mostram confiáveis para a determinação de uma possível tensão de plastificação para este solo residual.

Heidemann (2011) estudou um solo residual de granulito de um talude em Gaspar – SC. O solo é siltoso com porções de argila, composto principalmente por caulinita. Neste trabalho, ensaios edométricos foram realizados em corpos de prova extraídos vertical e horizontalmente do terreno, bem como em um corpo de prova remoldado. Os resultados estão indicados na Figura 19 com curva índice de vazios *versus* tensão vertical e a Figura 20 com curva normalizada no eixo vertical, que corresponde aos índices de vazios *versus* tensão vertical.

Figura 19 - Compressibilidade de um solo residual de granulito

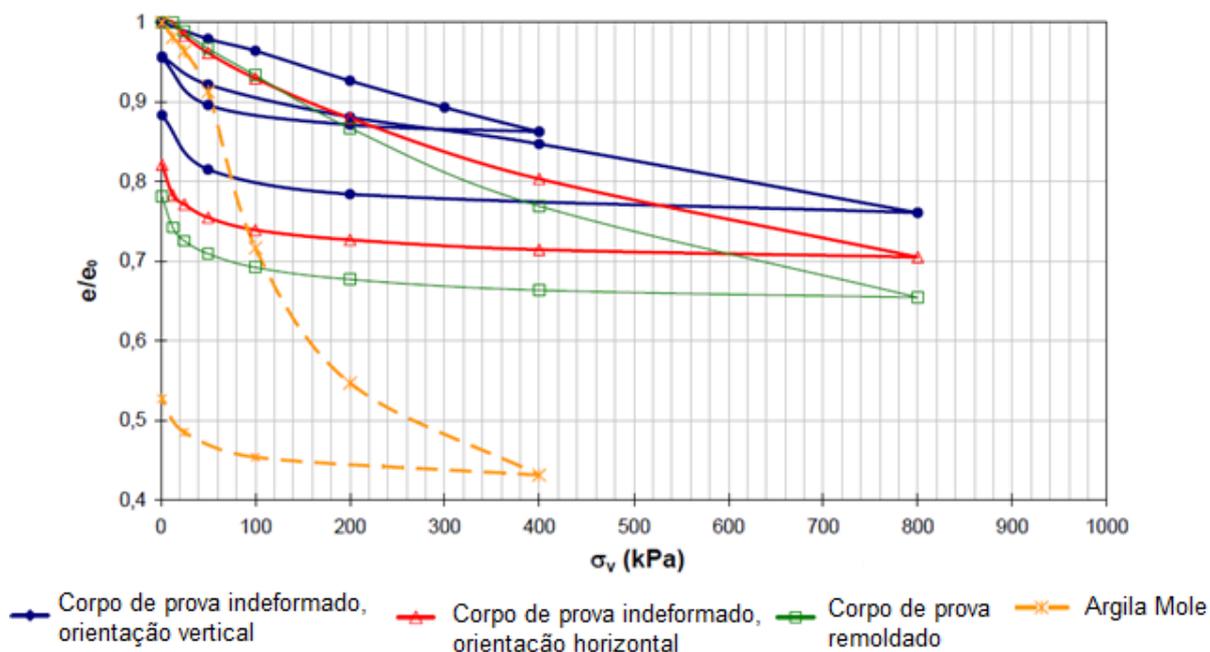


Fonte: Adaptado de Heidemann (2011)

Segundo Heidemann (2011), analisando a Figura 19 observa-se a natureza estruturada do material, evidenciada pela diferença apresentada entre as curvas obtidas para corpos de prova indeformados e remoldados. Percebe-se ainda que as curvas do solo remoldado e dos solos indeformados não convergem (nesse nível de tensão) para uma única linha de compressão normal.

O solo remoldado apresentou deformação superior ao solo indeformado, mostrando valores de C_c cerca de 15 % maiores que este último, mesmo partindo de um índice de vazios semelhantes (HEIDEMANN, 2011).

Figura 20 - Compressibilidade de solo residual de granulito e de argila mole



Fonte: Adaptado de Heidemann (2011).

O que se observa na Figura 20 é que para gráficos com escala linear no eixo horizontal, a identificação da tensão de pré-adensamento é evidente quando a mesma existe. Para a argila mole mostrada como exemplo, há uma clara mudança de comportamento no solo argiloso quando as tensões são superiores a 40 kPa, indicando que a tensão de pré adensamento foi superada.

Porém para o solo residual o mesmo não acontece, uma vez que a rigidez do solo aumenta na medida que os índices de vazios diminuem, fato este reportado anteriormente por Sandroni (1981), Leroueil e Vaughan (1990) e Wesley (2010).

3. METODOLOGIA

3.1. MATERIAL ESTUDADO

Para realização deste estudo, foi escolhida uma região da cidade com presença de solo residual de gnaiss. A amostra de solo foi obtida em um talude localizado na rua Wastraud Püschell, bairro Jardim Sofia na cidade de Joinville, Santa Catarina. A Figura 21 mostra o talude onde a amostra indeformada foi coletada.

Figura 21 - Talude onde a amostra indeformada foi coletada



Fonte: Autora (2018).

Segundo Gonçalves (1993) a geologia da cidade de Joinville é composta por uma predominância de gnaiss granulítico tendo ocorrências de gnaiss, quartzito, formação ferrífera, rocha meta-ultramáfica, anfibolito e localmente diabásio, além de sedimentos recentes do quaternário.

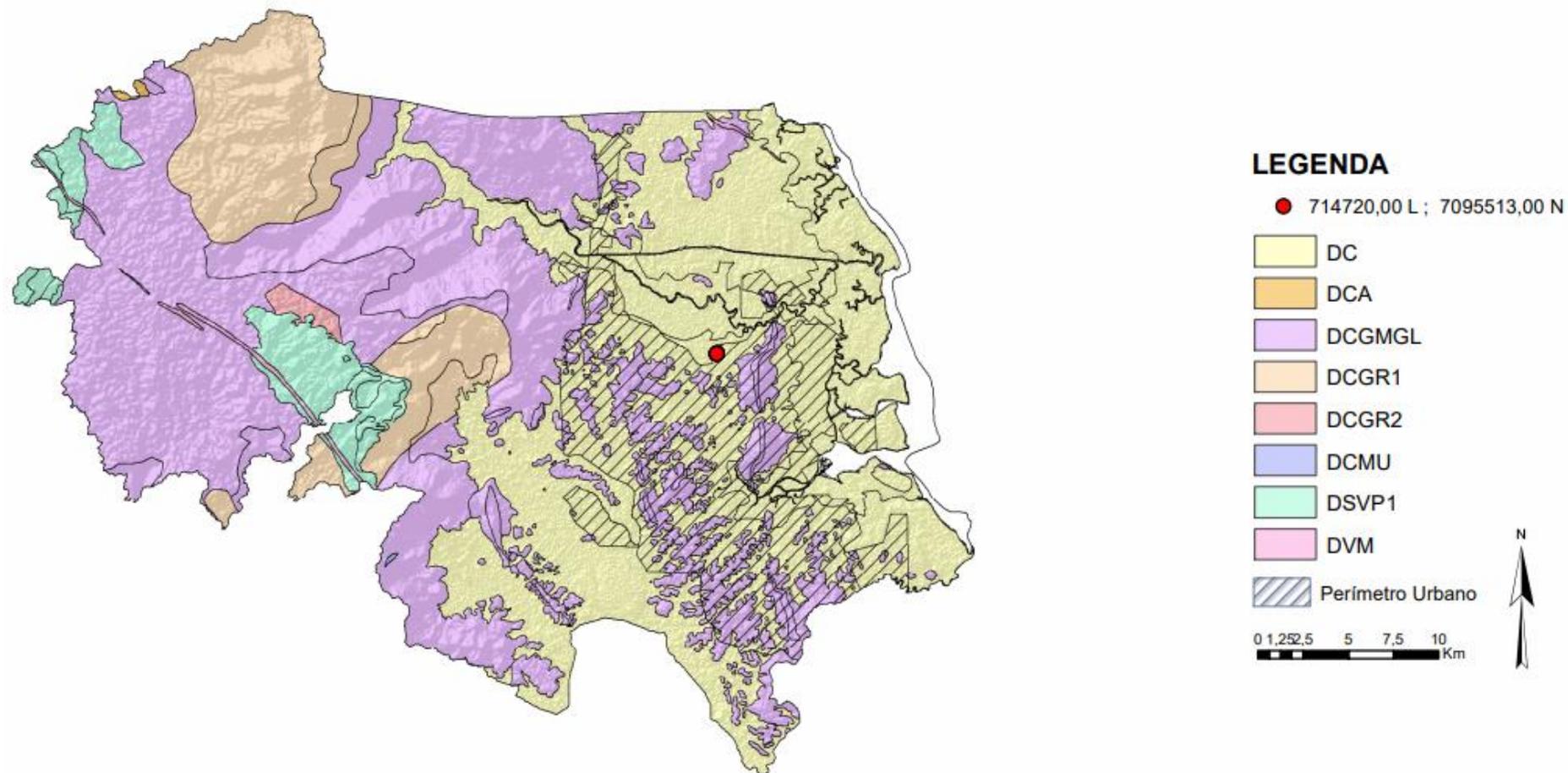
O Complexo Granulítico de Santa Catarina (HARTMANN *et al.*, 1979), corresponde ao Domínio da Microplaca Luis Alves (BASEI *et al.*, 1992). É um terreno de alto grau metamórfico, composto por ortognaisses intermediários a félsicos, com rochas básicas-ultrabásicas subsidiárias e metassedimentares em pequena quantidade (BASEI *et al.*, 1998).

Do ponto de vista mineralógico, os solos residuais de gnaiss apresentam quartzo, feldspato e mica, compondo a fração grossa do solo. Estes minerais têm origem nos minerais primários da rocha mãe que permaneceram parcialmente no solo. A fração fina dos solos residuais de gnaiss, originada da decomposição dos minerais primários, é composta essencialmente por caulinita (MACHADO, 2012).

A Figura 22 mostra o arcabouço geológico da cidade de Joinville (base cartográfica de Geodiversidade Estadual do CPRM, em coordenadas UTM, no datum *Sirgas* 2000). É possível verificar a ocorrência de planícies sedimentares e de áreas com presença de migmatitos, gnaiss e granulitos. O detalhe mostrado na Figura 23 identifica que a amostra coletada foi obtida em uma área de ocorrência de rochas do tipo gnaiss.

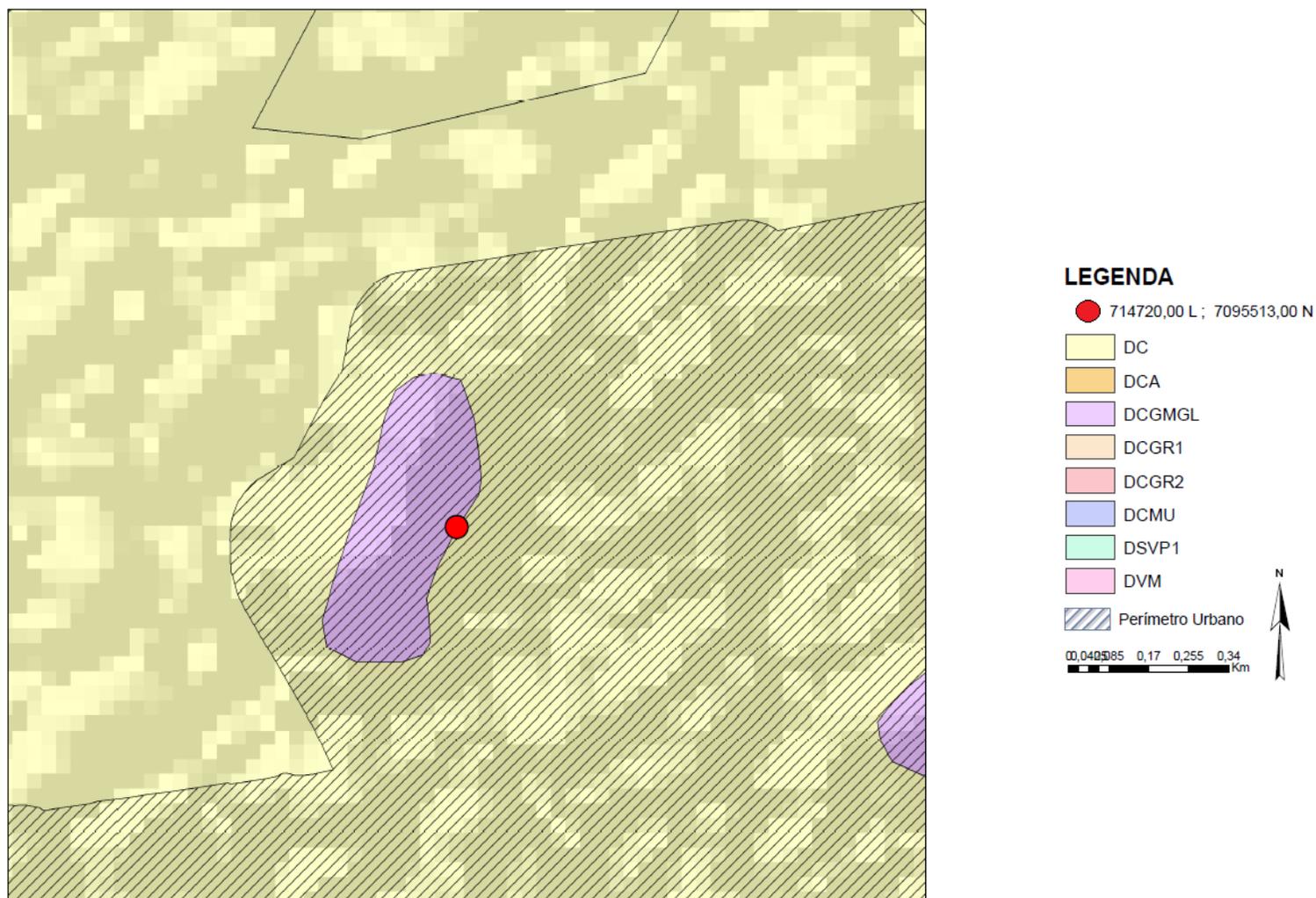
A legenda presente no mapa corresponde aos seguintes tipos de formações geológicas: DC e DCA são planícies sedimentares cenozóicas inconsolidadas formadas em meio aquoso; DCGMGL - migmatitos/gnaisses/granulitos; DCGR1, DCGR2 – granitóides; DCMU - corpos máficos e ultramáficos; DSVP1 - Sequências Vulcano-sedimentares e DVM - Vulcanismo fissural mesozoico e o ponto em vermelho indica o local da coleta da amostra.

Figura 22 - Geologia da cidade de Joinville – SC



Fonte: Adaptado de CPRM (2010)

Figura 23 - Detalhes da localização do ponto de estudo com relação à geologia da cidade de Joinville – SC

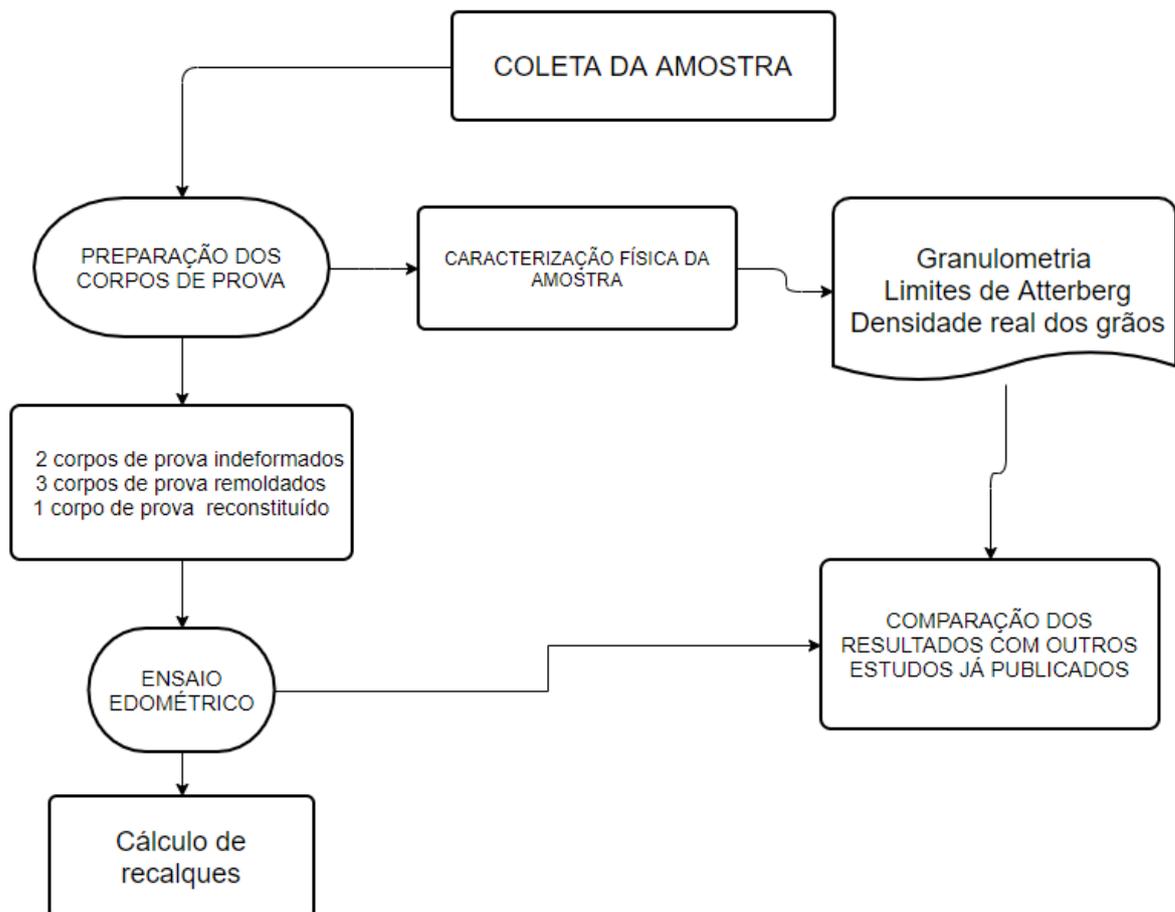


Fonte: Adaptado de CPRM (2010).

3.2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

As etapas que compõem a campanha laboratorial deste estudo para caracterização do solo e ensaio de compressibilidade estão descritas na Figura 24.

Figura 24 - Fluxograma de atividades



Fonte: Autora (2018).

Para caracterização física da amostra de solo coletada foram realizados ensaios de peneiramento com sedimentação, determinação dos limites de Atterberg, densidade real dos grãos e posteriormente os ensaios edométricos. Todas as análises foram realizadas no laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC Joinville.

3.2.1 Coleta da Amostra

A coleta foi realizada a partir de um bloco indeformado com dimensões 20 x 20 cm, seguindo a norma NBR 9604 (ABNT, 2016). A amostra foi envolvida em plástico filme para manter a umidade natural do solo, acomodada em uma caixa de isopor e transportada ao laboratório.

Amostras deformadas também foram obtidas do mesmo local após coletado o bloco indeformado, e colocada em um saco plástico hermeticamente fechado. A Figura 25 mostra as feições do terreno no momento da coleta.

Figura 25 - Feições do terreno durante a coleta



Fonte: Autora (2018).

3.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para a preparação da amostra para ensaios de caracterização do solo, foi seguida a norma NBR 6457 (ABNT, 2016), referente à preparação de amostras para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. O solo foi seco até atingir a umidade higroscópica. Após este processo, com o auxílio de um almofariz (Figura 26), o solo foi destorroado (com cuidado para não quebrar pequenos grumos) e homogeneizado. Depois que o solo passou pelo destorroamento o mesmo foi peneirado na peneira de abertura 76 mm.

Figura 26 – Material utilizado na preparação da amostra



Fonte: Autora (2018).

3.4 GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO

Análise granulométrica é a determinação do tamanho das partículas presentes no solo, expressa através da porcentagem do peso seco total de solo. Em geral este método tem como primeira etapa o ensaio de peneiramento, para partículas com diâmetros maiores que 0,075 mm, seguido de sedimentação, para partículas com diâmetros menores que 0,075 mm (DAS, 2011).

Para este ensaio foi seguida a norma NBR 7181 (ABNT, 2018) em amostras preparadas de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 2016).

A quantidade de solo úmido separada para a sedimentação foi de 70,08 g, seguido de adição de defloculante. Foi deixado o solo imerso por 24 h antes do início do ensaio e o procedimento foi realizado conforme a norma supracitada.

3.5 LIMITES DE ATTERBERG

Esses limites permitem avaliar a plasticidade do solo. Esta propriedade para solos argilosos ou siltsos consiste na maior ou menor capacidade de serem moldados sem variação volumétrica, sob certa condição de umidade. Pode-se, por

meio de ensaios, estabelecer o limite de liquidez e plasticidade do material (DNIT, 2006).

Ainda segundo DNIT (2006), quando a umidade do solo é excessiva e o mesmo se apresenta entre o limite plástico e um fluido denso, se mede o limite de liquidez. Por outro lado, quando o solo começa a secar e endurece ficando em um estado semi-sólido, mede-se o limite de plasticidade. A diferença numérica entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) fornece o índice de plasticidade (IP).

Estes ensaios seguiram a normas NBR 6459 (ABNT, 2017) para o ensaio de limite de liquidez e, NBR 7180 (ABNT, 2016) para o ensaio de limite de plasticidade.

Para determinação dos limites de Atterberg foi tomada uma fração de solo preparada de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 2016) e passante na peneira de 0,42 mm.

3.6 DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

A densidade real dos grãos (G) é a relação entre o peso específico das partículas sólidas, e o peso específico do mesmo volume de água pura à 20°C.

Para determinação desta propriedade do solo foi seguida a norma NBR 6458 (ABNT, 2017). Foi tomado cerca de 100 g de solo passante na peneira 4.8 mm que, posteriormente, foi submerso em água destilada durante 12 h. Posteriormente, a amostra foi dispersa durante 15 minutos. O conteúdo foi despejado em um balão volumétrico de 1000 cm³, aplicou-se vácuo durante cerca de 30 minutos, agitando a amostra em intervalos regulares, enquanto a mesma era aquecida à 100 °C.

As leituras da temperatura e peso do balão foram realizadas em intervalos, até o momento em que a solução de água mais solo atingisse 10 °C.

3.7 COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

Nestes ensaios foram seguidas as recomendações constantes na norma ASTM 2435 (2011). Como já foi mencionado, estes ensaios visam determinar as propriedades de compressibilidade sob carregamento edométrico de um solo. O solo é mantido confinado lateralmente e é carregado axialmente em uma condição que se inicia de forma não drenada e encerra-se em condição drenada. O ensaio relaciona a

magnitude das deformações às cargas aplicadas e à velocidade necessária para que ocorram.

O corpo de prova tem a forma de um disco de solo, mantido no interior de um anel de metal que fica entre duas pedras porosas. A pedra porosa superior pode se mover no interior do anel, com uma pequena folga e, a pedra porosa, que fica embaixo do corpo de prova, é fixa. Todo o aparato fica dentro de uma célula de carga aberta e com água. A água, portanto, tem livre acesso aos poros do corpo de prova. A parte interna do anel deve ser lisa e polida a fim de minimizar o atrito lateral. As deformações axiais impostas pelo carregamento são lidas por um extensômetro (KNAPPETT e CRAIG, 2016).

Segundo Das (2011), a pressão inicial (tensão total) dependerá do tipo de solo. Após definir qual é a tensão de partida mais adequada, as mesmas são aplicadas de forma crescente. A carga $n+1$ é sempre o dobro da carga n .

Normalmente, cada etapa de carregamento tem 24 h de duração. As leituras são feitas em intervalos convenientes dentro dessas 24 h (DAS, 2011).

No final do período de incremento de carga, a pressão excedente da água nos poros se dissipa completamente, restando apenas no solo a influência da tensão total, que se iguala à tensão efetiva do solo (KNAPPETT; CRAIG, 2016).

Segundo ASTM 2435 (2011), os resultados são apresentados em um gráfico que mostra o índice de vazios no final de cada etapa de incremento, em relação à tensão efetiva vertical correspondente. Os resultados podem ser colocados em escala natural ou logarítmica, embora a última seja mais adequada, por consequência da redução da mudança de volume em um determinado incremento, quando a tensão total aplicada aumenta.

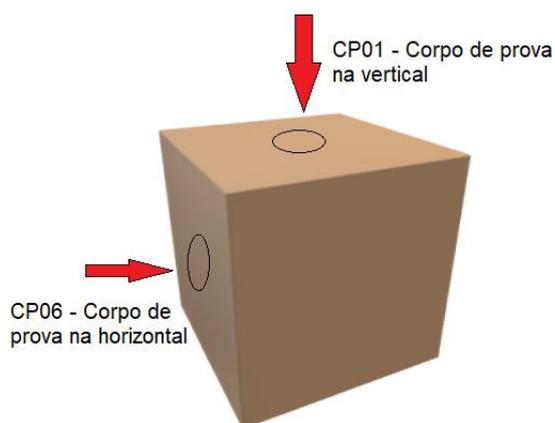
3.7.1 Preparação dos Corpos de Prova Indeformados

Segundo NBR 6502 (ABNT, 1995), amostra indeformada é uma porção de solo obtida de modo a preservar as características que se verificam *in situ*. Os corpos de prova indeformados permitem analisar a presença de anisotropia do material e o seu comportamento natural no campo.

Foram ensaiados dois corpos de provas indeformados, da amostra indeformada foram moldados o corpo de prova CP01, extraído de forma a estar orientado de forma paralela à superfície do terreno, e o CP06, extraído de forma

ortogonal ao CP01. A Figura 27 indica esquematicamente a orientação dos corpos de prova CP01 e CP06.

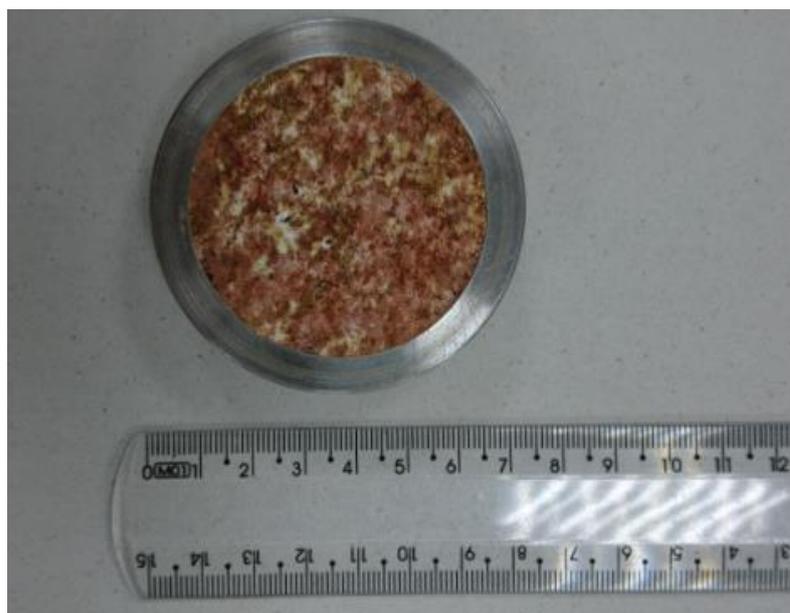
Figura 27 - Orientação esquemática dos corpos de prova CP01 e CP06



Fonte: Autora (2019).

Para a moldagem utilizou-se o próprio anel do ensaio de compressão edométrica aplicando leves esforços verticais, e retirando as arestas até que toda a porção de solo preenchesse o anel. Na Figura 28 mostra-se o CP01 antes do início do ensaio.

Figura 28 - Corpo de prova indeformado



Fonte: Autora (2019).

3.7.2. Preparação dos Corpos de Prova Remoldados e Reconstituídos

Os corpos de provas remoldados visam detectar e avaliar a presença de estruturação e qual a sua influência no comportamento do solo ao se comparar os resultados obtidos dos mesmos, com o comportamento do solo indeformado. Os ensaios na condição remoldada foram realizados após o ensaio do primeiro corpo de prova indeformado.

Os corpos de prova remoldados foram preparados por compactação estática do solo, foi utilizado um soquete para homogeneizar a superfície final do corpo de prova, e o solo utilizado para este ensaio é oriundo da amostra deformada. Os corpos de prova eram moldados de forma que apresentassem índices de vazios, teor de umidade e densidade similares aos corpos de prova indeformados.

Para a moldagem dos corpos de prova foi utilizado o próprio anel do ensaio de compressão e um soquete para comprimir de forma monotônica o solo necessário para preencher o anel, deixando regular a superfície final do corpo de prova. A seguir é apresentado a característica de cada corpo de prova remoldado:

- CP03: Corpo de prova remoldado no mesmo índice de vazios do CP06 para observar a influência da perturbação da amostra mesmo moldada com o índice de vazios natural do solo.
- CP04: Corpo de prova remoldado com índice de vazios inicial de 1,5
- CP05: Corpo de prova remoldado com índice de vazios inicial de 1,75

O corpo de prova reconstituído CP02, foi preparado sob a forma de lama (teor de umidade superior ao LL), saturado e com índice de vazios superior ao natural. Para a preparação do corpo de prova adicionou-se água a uma quantidade que levasse a umidade do solo a um valor maior do que o limite de liquidez calculado. Posteriormente, misturou-se intensamente a água e o solo até que os grumos formados pelo material fossem desfeitos e o estado lama fosse atingido

O ensaio reconstituído teve como objetivo avaliar a posição da linha de compressão normal em uma condição em que a intensa degradação dos grumos fosse promovida.

3.7.3. Execução dos Ensaios

Após moldar o corpo de prova, o equipamento foi ajustado para dar início ao ensaio. A Figura 29 mostra a montagem do corpo de prova na célula de carga do equipamento.

Figura 29 - Célula de adensamento contendo o corpo de prova.



Fonte: Autora (2019).

Com o equipamento montado de forma adequada, iniciou-se o ensaio fazendo, para cada estágio de carga, leituras depois de decorridos 7,5 s; 15 s; 30 s; 1 min; 2 min; 4 min; 8 min; 15 min; 30 min; 1h; 2 h; 4 h; 8 h e 24 h.

Foram executados carregamentos de 250 g, 500 g, 1 kg, 2 kg, 4 kg, 8 kg, 16 kg, 32 kg para cada ciclo, os quais correspondem respectivamente a 11,22 kPa, 22,44 kPa, 44,88 kPa, 89,76 kPa, 179,52 kPa, 359,04 kPa, 718,09 kPa e 1436,18 kPa. Depois de fazer os carregamentos a cada 24 h foi realizado um descarregamento em quatro etapas para analisar a capacidade do solo de voltar a sua condição inicial.

Em todos os ensaios, cada ciclo de leituras era realizado para um período de 24 h. A Figura 30 mostra o equipamento utilizado para o ensaio no laboratório da UFSC Joinville.

Figura 30 - Equipamento para ensaio edométrico



Fonte: Autora (2019).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta sessão serão mostrados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório bem como as considerações com relação aos mesmos. Sempre que possível os resultados foram comparados com valores já publicados.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

De acordo com a análise tátil visual do solo estudado, a cor é vermelha com porções brancas com textura sedosa. Mesmo úmido o solo não mostra plasticidade elevada (não é moldável), o que indica se tratar de um silte. Quando o solo se apresenta na forma de torrões o mesmo se desfaz ao ser pressionado não sendo identificada a presença de matéria orgânica.

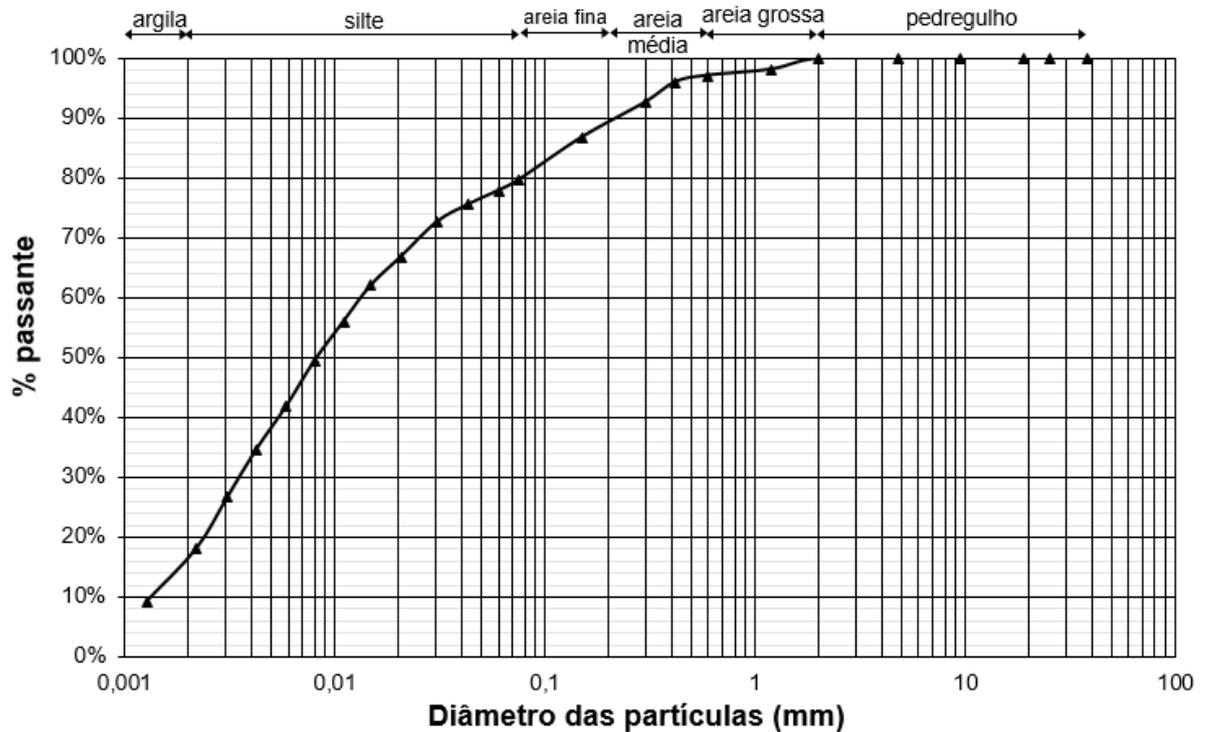
O teor de umidade natural do solo no momento da coleta era de 18,06%. A partir da curva granulométrica do material (Figura 31) é possível definir que o mesmo é predominantemente composto por silte. A porcentagem de cada fração granulométrica do solo estudado de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995) se apresenta descrita na Tabela 4.

Tabela 4 - Composição granulométrica do solo conforme NBR 6502 (ABNT, 1995)

Areia Grossa	2,88%
Areia Média	4,53%
Areia Fina	14,67%
Silte	59,84%
Argila	18,08%

Fonte: Autora (2019).

Figura 31 - Curva granulométrica

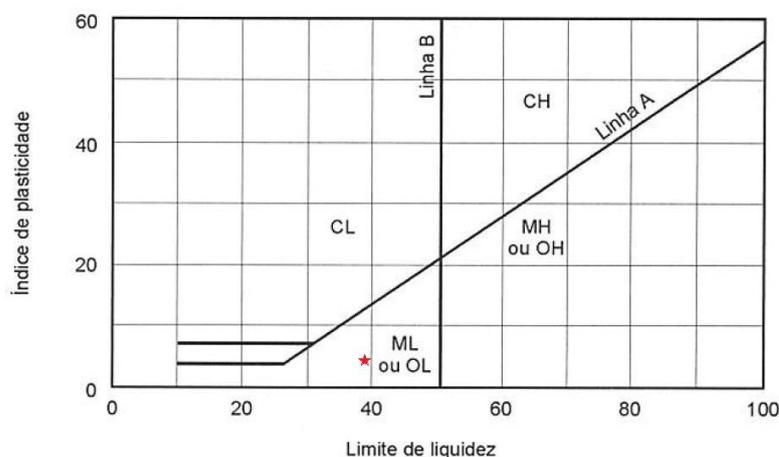


Fonte: Autora (2019).

O limite de plasticidade para o solo é 32,5% de umidade e o limite de liquidez é de 39% de umidade, com índice de plasticidade igual a 6,5%. Resultando em um solo com baixa plasticidade, característica esta predominante em solos siltosos.

A Figura 32 mostra a classificação do solo de acordo com a carta de plasticidade de Casagrande, em função do LL e IP, esta classificação é usualmente utilizada para solos sedimentares, sendo útil para classificação de solos finos. Por se tratar de um solo siltoso a classificação de plasticidade de Casagrande se fez interessante.

Figura 32 - Classificação do solo de acordo com a carta de plasticidade de Casagrande



★ SOLO EM ESTUDO: LL=39%; LP= 32,5%, IP=6,5%

Fonte: Adaptado de Pinto (2015).

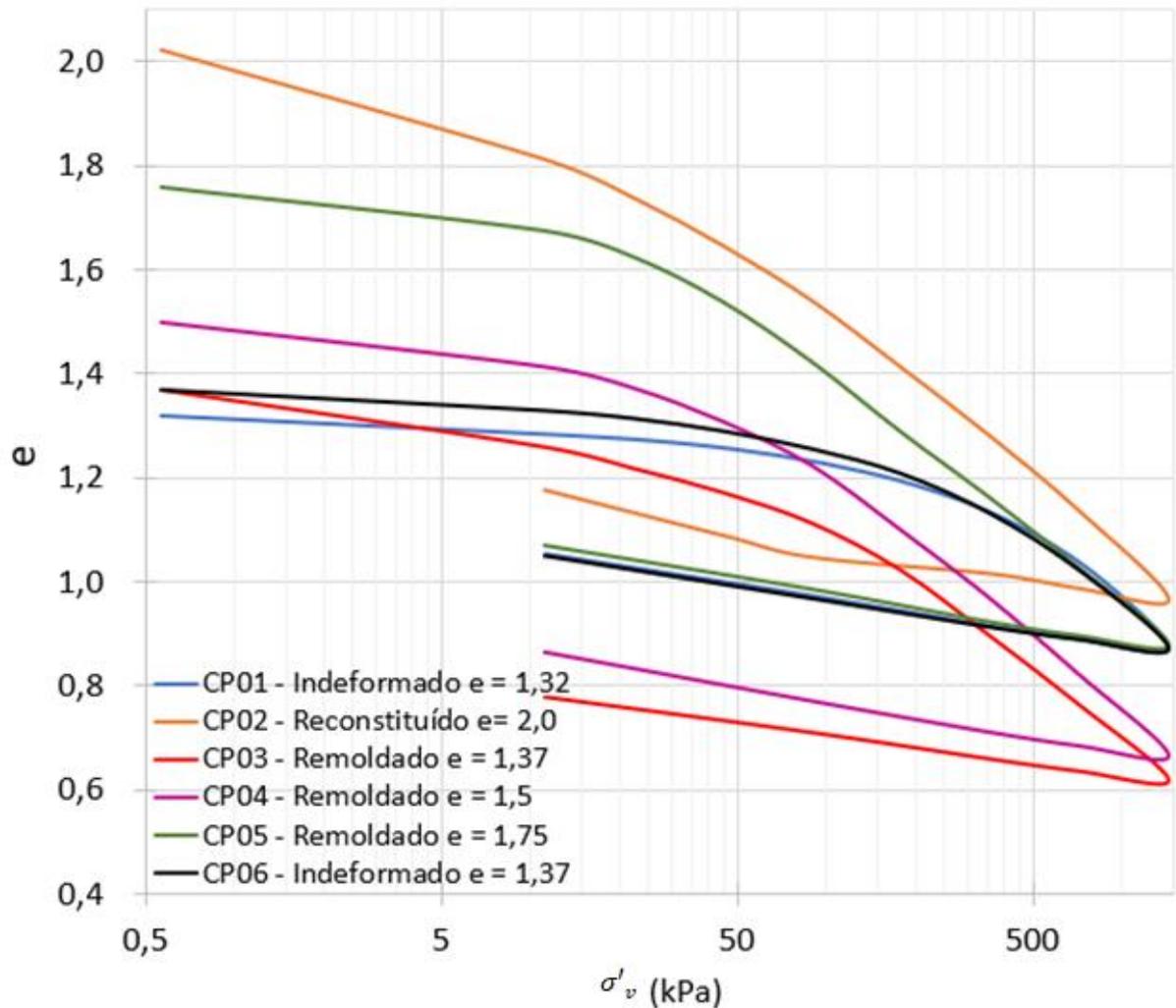
Observando, portanto, a locação do ponto para o solo estudado, pode-se concluir que se trata de um solo siltoso com baixa compressibilidade (ML) e não um solo (OL) pois não foi encontrada matéria orgânica na amostra indeformada. De acordo com Fernandez (2016) *apud* Lambe e Whitman (1979), a tendência de comportamento do solo ML é ser semipermeável a impermeável quando compactado, possuir resistência razoável e compressibilidade média quando compactado e saturado, e quando usado como material de construção, a trabalhabilidade é razoável.

A densidade real dos grãos do solo em estudo foi determinada pelo ensaio já descrito anteriormente, sendo seu resultado igual a 2,760 g/cm³. O grau de saturação (Sr) para o solo indeformado é de 59,77%, peso específico natural (γ_n) igual a 14,8 kN/m³ e peso específico dos sólidos (γ_d) igual a 11,42 kN/m³.

4.2 COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

Os corpos de prova CP01 e CP06 correspondem ao material indeformado, o CP02 foi moldado na condição reconstituída (quando a umidade do corpo de prova está além da umidade do limite de liquidez, encontra-se no estado lama) e os demais corpos de provas foram remoldados com diferentes índices de vazios iniciais. A Figura 33 mostra o resultado de todos os ensaios edométricos executados neste trabalho, sendo que no eixo horizontal utiliza-se escala logarítmica.

Figura 33 – Curvas tensão efetiva x índice de vazios dos corpos de provas ensaiados

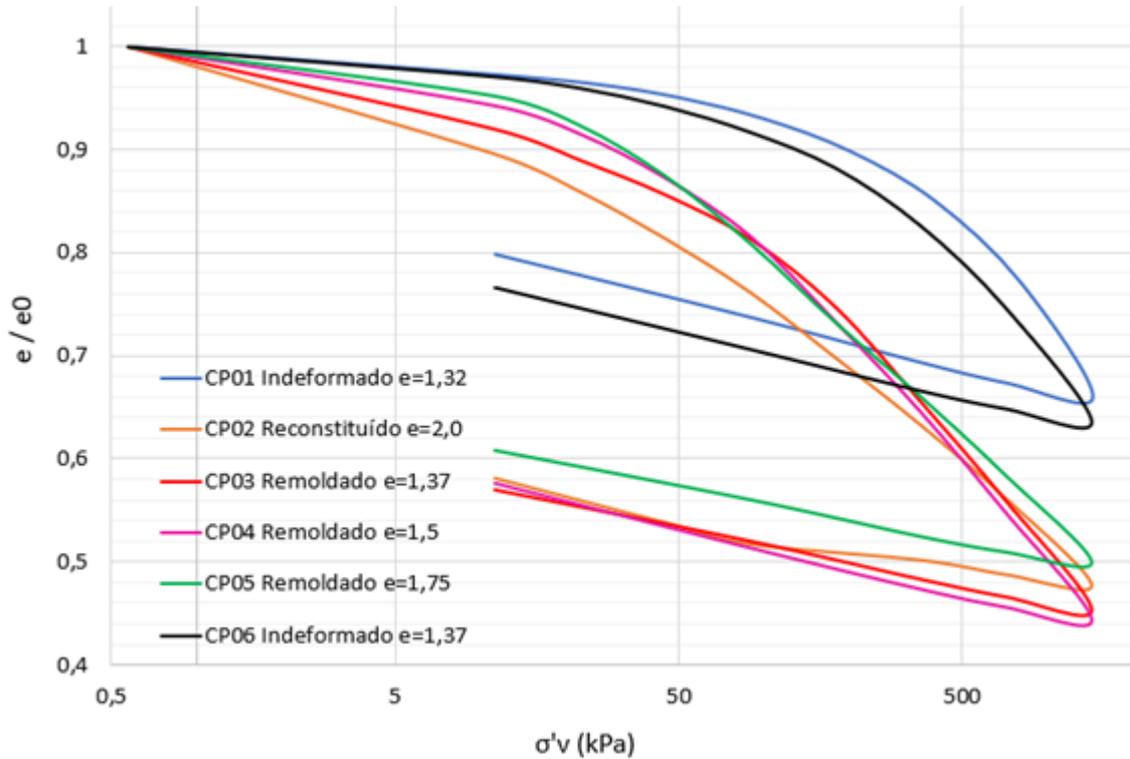


Fonte: Autora (2019).

Foi possível verificar na Figura 33 a diferença do comportamento dos corpos de prova de acordo com a condição que o mesmo foi ensaiado. Os corpos de prova CP01 e CP06, moldados na condição indeformada, apresentaram menor deformação.

Para avaliar os efeitos da porosidade inicial sobre os resultados obtidos, as curvas de adensamento foram normalizadas em termos de índice de vazios inicial. Estes resultados são mostrados na Figura 34.

Figura 34 - Resultados normalizados dos ensaio edométricos

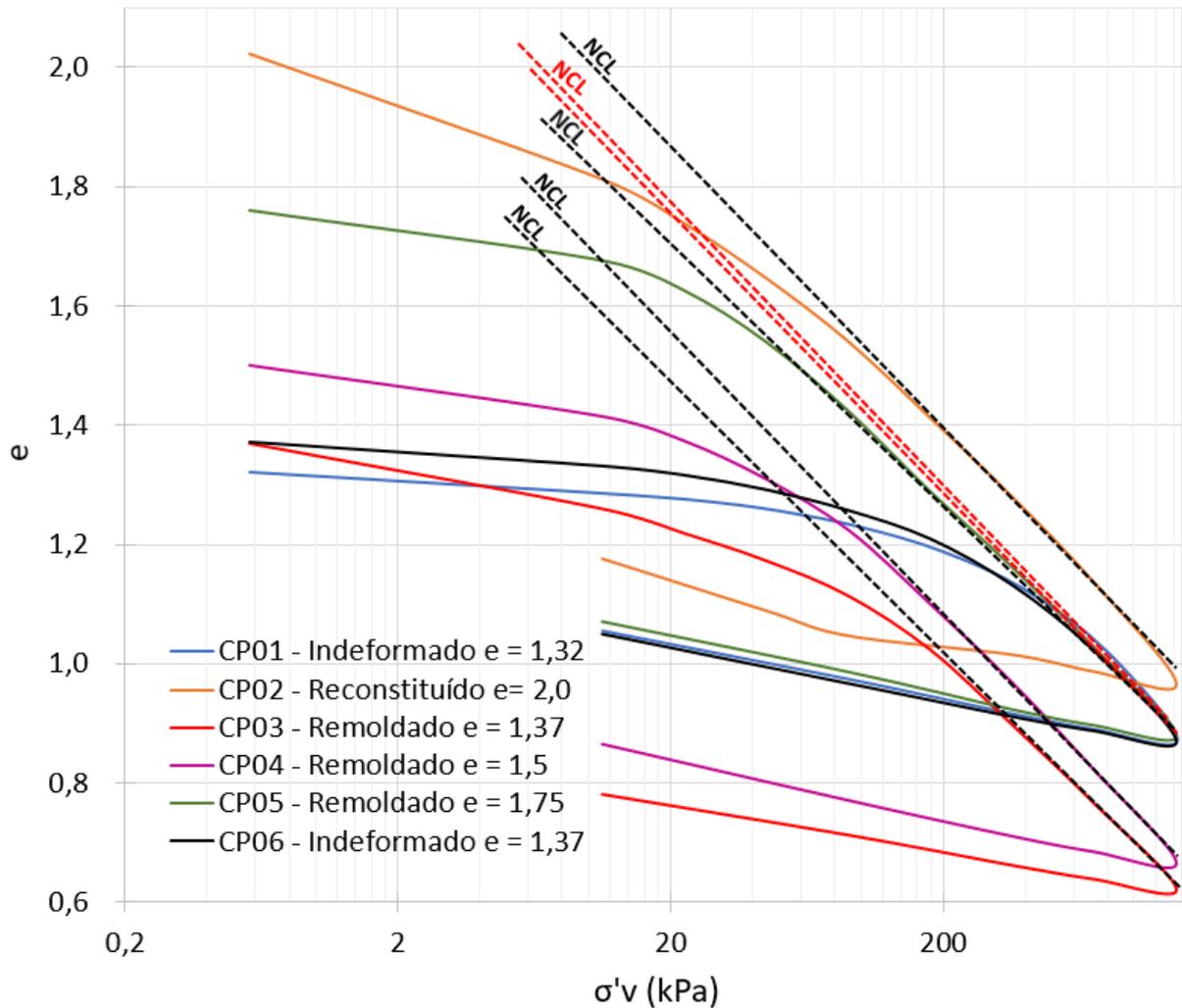


Fonte: Autora (2019).

A existência de estruturação natural fica evidente dado o afastamento das curvas obtidas em corpos de prova indeformados e remoldados, da mesma forma que fora reportado por Sandroni (1981), Viana da Fonseca (2008) e Wesley (2010) em trabalhos progressos.

Mesmo quando o solo é submetido à tensão efetiva de 1439,18 kN, as curvas não convergem para uma única linha de compressão normal (NCL) ao menos na faixa de tensões efetivas estudada (Figura 35). Ao tentar traçar uma NCL para os resultados obtidos, percebe-se que elas são mais ou menos paralelas E, portanto, não irão convergir, e a distância entre as NCL está relacionada ao índice de vazios inicial.

Figura 35 - Linhas de compressão normal para o solo estudado



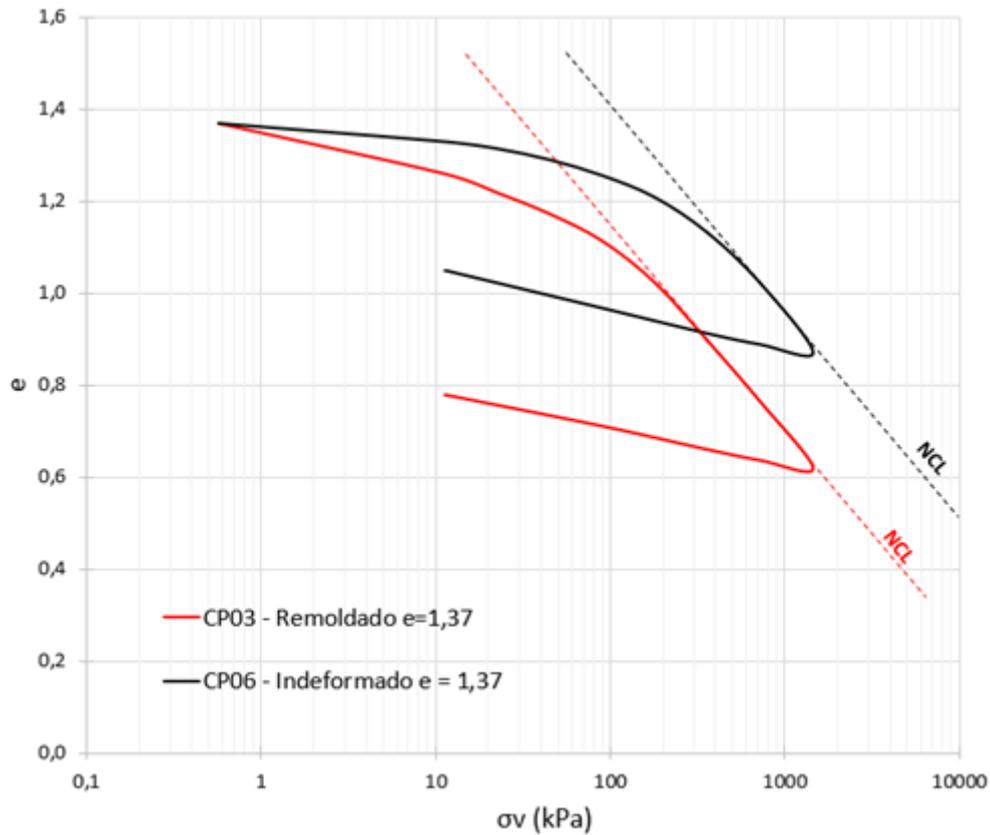
Fonte: Autora (2019).

Embora pareça que existe uma NCL que descreva o comportamento para os corpos de prova indeformados, na verdade isto não acontece. Fato este que pode ser verificado mais adiante na Figura 36.

A não existência de NCL que descreva o comportamento dos solos é um resultado típico de solos transicionais, exemplo solos residuais, como já reportado previamente por Nocilla, Coop e Colleselli (2004) e Ferreira e Bica (2006).

Para tornar mais clara a diferença de comportamento apresentado pelo material indeformado e remoldado, a Figura 36 mostra os resultados de dois dos corpos de prova, um indeformado e um remoldado, com o mesmo índice de vazios inicial (e_0).

Figura 36 - Verificação da inclinação da NCL (reta virgem)



Fonte: Autora (2019).

Analisando a Figura 36 não são observadas diferenças significativas de inclinação das retas (NCL) deste solo que indique que o comportamento do solo estudado convergiria em algum momento.

Fica evidente a influência da estruturação sobre o comportamento do solo indeformado, como reportado por Leroueil e Vaughan (1990). Segundo esses autores, a cimentação natural das partículas do solo permite que o mesmo suporte estados de tensão além dos observados em amostras submetidas à compressão em condição desestruturada (remoldada). Esse tipo de resultado também ratifica o que fora reportado por Mitchell e Soga (2005), que solos de, aparentemente, mesma fábrica não tem comportamento geotécnico similar e a estrutura tem papel muito relevante.

A partir das curvas mostradas na Figura 31 foram determinadas possíveis tensões de pré-adensamento “virtual” pelos métodos de Pacheco Silva e de Casagrande. Os resultados obtidos estão descritos na Tabela 5.

Tabela 5 - Tensão de pré-adensamento “virtual”.

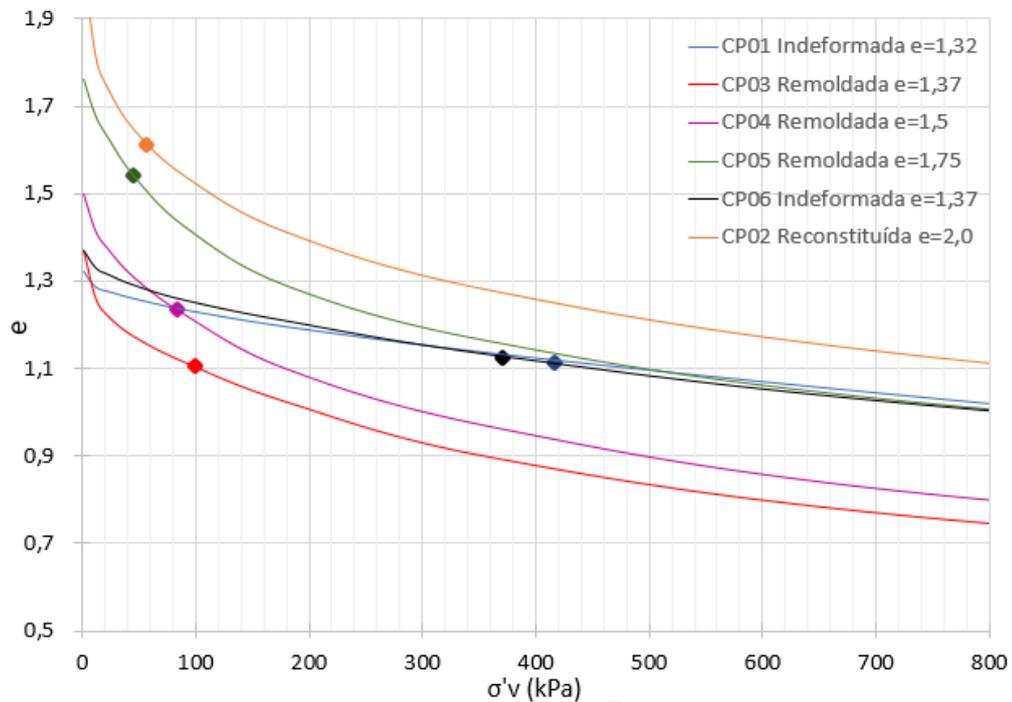
	Método Casagrande (kPa)	Método Pacheco Silva (kPa)
CP01	416	457
CP02	57	43
CP03	99	73
CP04	84	63
CP05	45	43
CP06	370	422

Fonte: Autora (2019).

Contudo, a obtenção de valores de tensão de pré-adensamento para solos residuais não tem sentido físico. Ainda que se possa buscar uma tensão de plastificação da estrutura, os métodos usualmente empregados em solos sedimentares conduzem a falsas tensões de plastificação. Os gráficos gerados pelos ensaios não mostram a determinação de uma única reta virgem (reta de compressão) clara como acontece em solos argilosos, por exemplo.

Elaborando um gráfico de tensão *versus* índice de vazios em escala linear e plotando os valores obtidos pelo método de Casagrande (Figura 37), não foi possível observar uma mudança de comportamento significativa onde estão indicadas as tensões de pré-adensamento (marcadas como pontos sobre as curvas). Tais resultados evidenciam a não existência de uma tensão de pré-adensamento virtual para o solo residual em questão, pois a mesma não indica qualquer tendência de alteração no comportamento do gráfico índice de vazios *versus* tensão.

Figura 37 - Resultado ensaio edométrico em escala linear e os pontos de σ'_m calculados pelo método de Casagrande para cada corpo de prova



Fonte: Autora (2019).

É pouco razoável determinar coeficientes C_r e C_c , uma vez que não há uma clara tensão de pré-adensamento a distinguir os domínios de cada um deles. No entanto, como prática de obtenção dos referidos valores para ensaio edométrico, os coeficientes foram calculados.

A maior dificuldade é determinar o início do ramo da compressão, uma vez que as tensões de pré-adensamento são ditas “virtuais” e não há uma clara mudança na curva índice de vazios *versus* tensão. Os resultados obtidos podem ser observados na Tabela 6.

Tabela 6 - Coeficientes calculados a partir do ensaio

Amostra	e_0	C_r	C_c	C_d
CP01 Indeformado	1,32	0,095	0,449	0,097
CP02 Reconstituído	2,00	0,158	0,412	0,167
CP03 Remoldado	1,37	0,091	0,467	0,094
CP04 Remoldado	1,50	0,088	0,464	0,029
CP05 Remoldado	1,76	0,056	0,471	0,110
CP06 Indeformado	1,37	0,033	0,514	0,116

Fonte: Autora (2019).

O maior valor de C_r foi obtido para CP02 Reconstituído, devido ao grande índice de vazios. Neste ensaio, a estrutura sofreu grandes deformações desde as primeiras tensões aplicadas. O coeficiente C_c variou de acordo com o tipo de moldagem do corpo de prova, embora não se possa observar grandes variações.

Contudo, o coeficiente que sofreu menor variação independente do processo de moldagem foi o C_d , indicando que após a cimentação natural do solo ser quebrada, a microestrutura do solo se comporta de forma semelhante no processo de descompressão.

Os parâmetros obtidos para o solo estudado se assemelham a valores obtidos em estudos anteriores, porém há uma variação devido às condições de índices de vazios ao qual o solo foi ensaiado e à condição de moldagem do corpo de prova.

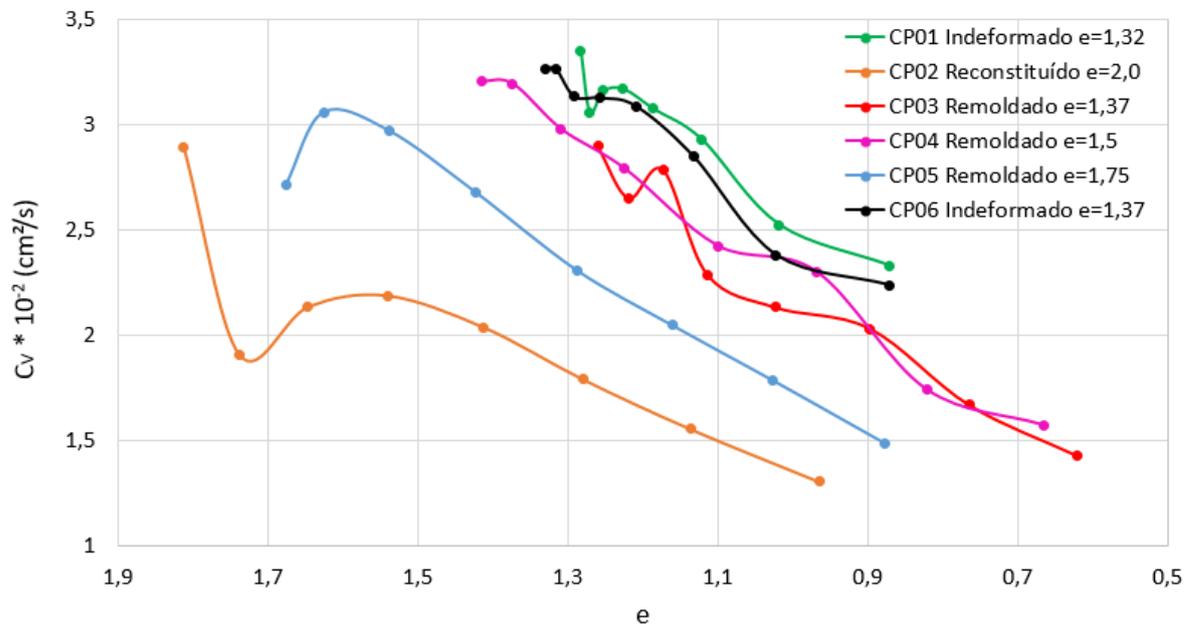
Vale ressaltar a influência da cimentação natural entre os grãos do solo, comparando CP06 (Indeformado) e CP03 (Remoldado), ambos com os mesmos índices de vazios inicial. Os coeficientes obtidos são distintos entre si, pois no caso remoldado a estrutura natural foi perturbada e a destruição da estrutura reflete-se em maiores valores de índice de compressão para o corpo de prova indeformado

Para o solo em estudo a determinação do coeficiente de adensamento (C_v) pelo método de Casagrande não se mostrou eficiente, sendo necessário o uso do método de Taylor, que neste caso representa o trecho inicial dos resultados aproximadamente como uma reta. Segundo Wesley (2010), a utilização do método de Taylor para o cálculo do coeficiente de adensamento para solos residuais se faz mais adequada. Os resultados de todos os C_v encontrados para os seis corpos de prova ensaiados estão representados na Tabela 7 e mostrados de forma gráfica na Figura 38.

Tabela 7 - $C_v \cdot 10^{-2}$ (cm²/s) para cada corpo de prova e para cada estágio de tensão efetiva aplicada

σ'_v (kPa)	CP01		CP02		CP03		CP04		CP05		CP06	
	Δe	C_v										
11,22	1,28	3,35	1,81	2,89	1,26	2,89	1,42	3,21	1,68	2,71	1,33	3,26
22,44	1,27	3,06	1,74	1,91	1,22	2,65	1,37	3,19	1,63	3,06	1,32	3,26
44,88	1,25	3,16	1,65	2,14	1,17	2,79	1,31	2,99	1,54	2,97	1,29	3,13
89,76	1,23	3,17	1,54	2,19	1,11	2,28	1,22	2,79	1,42	2,68	1,26	3,13
179,52	1,19	3,08	1,41	2,04	1,02	2,13	1,10	2,42	1,29	2,31	1,21	3,09
359,04	1,12	2,93	1,28	1,79	0,89	2,03	0,97	2,30	1,16	2,05	1,13	2,83
718,09	1,02	2,53	1,14	1,55	0,77	1,67	0,82	1,74	1,03	1,78	1,02	2,38
1436,17	0,87	2,33	0,97	1,31	0,62	1,43	0,67	1,57	0,88	1,49	0,87	2,24

Fonte: Autora (2019).

Figura 38 - Variação de C_v para cada corpo de prova

Fonte: Autora (2019).

Os valores obtidos para o coeficiente de adensamento C_v , são todos na ordem de 10^{-2} cm²/s. Trata-se de valores altos se considerada a textura do solo. Neste caso, tais valores podem ser explicados devido à porosidade do solo, como reportado para materiais similares, por Sandroni (1985) e Vaughan et al. (1988). À medida que tensões maiores são aplicadas e o índice de vazios diminui devido à quebra das ligações cimentantes, o coeficiente de adensamento diminui.

Um solo argiloso mole sedimentar, por exemplo, com aproximadamente 60% argila e 40% silte, possui C_v entre 2 a $40 \cdot 10^{-4}$ cm²/s, um coeficiente de adensamento 100 vezes menor (PÓVOA, 2016).

Wesley (2010) apresenta a Tabela 8 com alguns valores típicos de C_v . Os valores diminuem à medida que o nível de tensão aumenta e os maiores valores têm maior probabilidade de serem aplicados ao solo em seu estado natural.

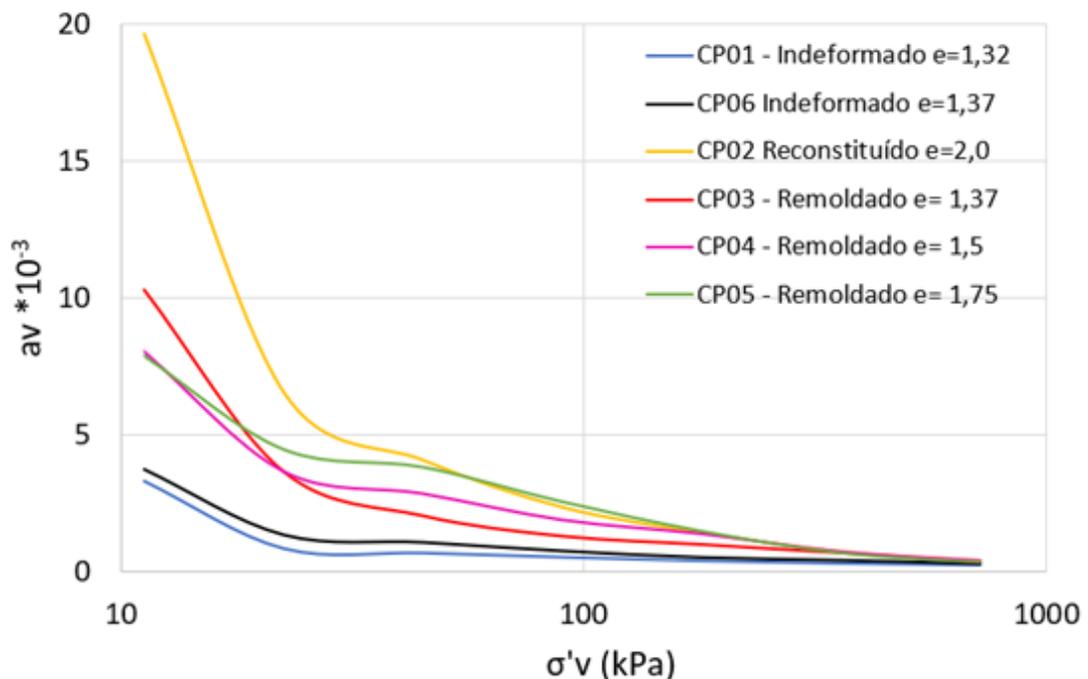
Tabela 8 - Valores de C_v típicos para alguns solos

Tipo de Solo	Coefficiente de Consolidação (cm ² /s)
Siltos e argilas da Nova Zelândia	$1,2 * 10^{-3} \rightarrow 1,2$
Argila vermelha da Indonésia	$8,4 * 10^{-3} \rightarrow 8,4 * 10^{-2}$
Solo de cinza de vulcão	$1,2 * 10^{-3} \rightarrow 24$

Fonte: Adaptado de Wesley (2010)

Assim como C_r , C_c não se mostra interessante para modelar o comportamento desse solo em termos de deformabilidade. O coeficiente de adensamento C_v também não é muito interessante, pois este coeficiente está intimamente ligado ao fenômeno de adensamento.

O coeficiente de compressibilidade (a_v), o qual compreende a variação linear entre os índices de vazios e as tensões efetivas, foi calculado para cada um dos corpos de provas e suas variações estão mostradas na Figura 39.

Figura 39 - Coeficiente de compressibilidade, a_v .

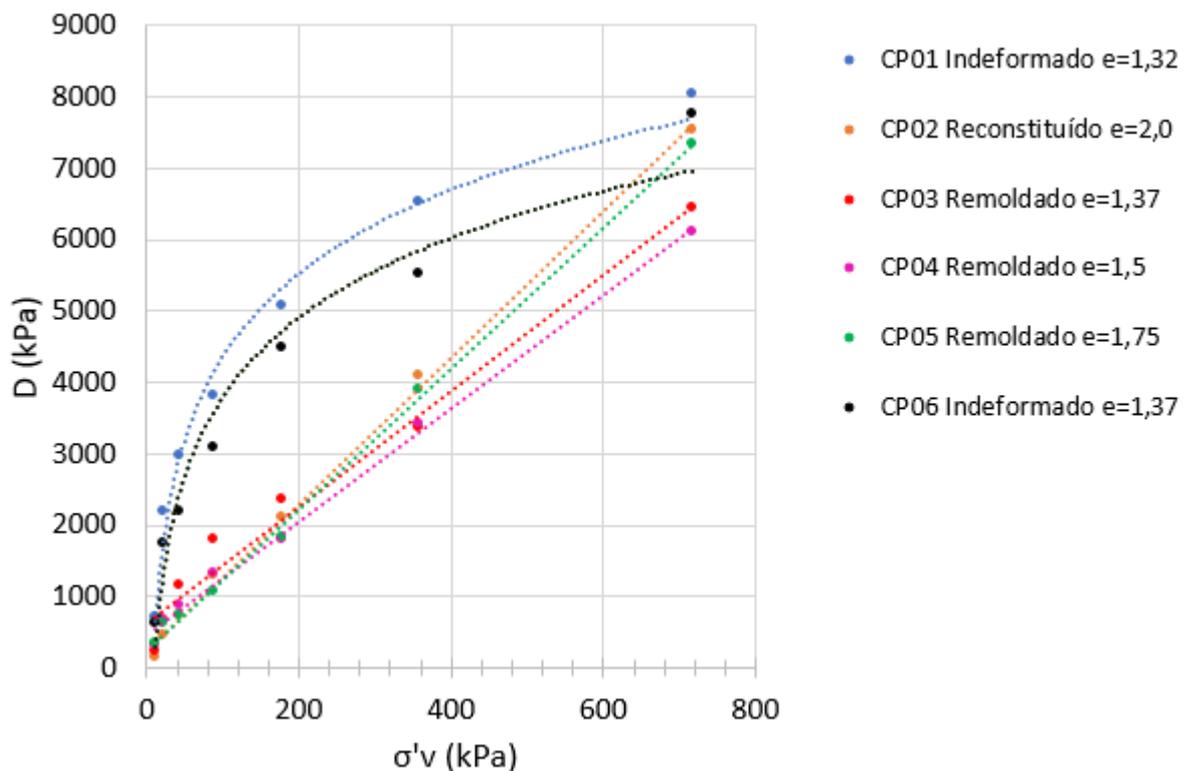
Fonte: Autora (2019).

Como é possível observar, o coeficiente de compressibilidade diminui à medida que as tensões efetivas aumentam. O coeficiente de compressibilidade a_v

pode ser calculado para cada incremento de carga, enquanto é comum que se calcule valores de C_r e C_c para intervalos de tensão maiores, usualmente valores únicos para os trechos de recompressão e compressão virgem.

Por fim, o módulo edométrico (D) é calculado para cada incremento de carga (valores secantes) e o mesmo corresponde ao inverso do coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v), aumentando à medida que o índice de vazios diminui, a Figura 40 mostra a relação do módulo edométrico e a tensão efetiva aplicada no solo.

Figura 40 – Variação dos módulo edométricos em função da tensão vertical efetiva



Fonte: Autora (2019).

Conforme Heidemann (2015), a variação de módulos edométricos pode ser utilizada como indicativo de plastificação da estrutura, quando mudanças bruscas nas tendências de crescimento se manifestam.

Analisando os valores de módulo edométrico calculados, pode-se constatar que os corpos de prova indeformados têm comportamento diferente dos corpos de prova remoldados/reconstituído. Há ganho de rigidez à medida que maiores tensões

são aplicadas em todos os corpos de prova. Este fato fica mais evidente para os corpos de prova remoldados e reconstituído.

A Figura 40 mostra que a rigidez do solo varia com a tensão porque na medida em que a cimentação do solo é quebrada e o solo começa a ter os poros fechados, o mesmo se torna mais rígido, até um ponto que as ligações são completamente quebradas.

Os valores obtidos de tensão de pré-adensamento virtual pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva (Tabela 5) não coincidem com qualquer alteração clara na tendência de variação do módulo edométrico, apenas observa-se que o módulo edométrico aumenta à medida que maiores tensões são aplicadas no solo.

Como é possível verificar na Figura 40, o comportamento dos corpos de prova indeformados CP01 e CP06 diferem significativamente dos demais. Por este motivo, a linha de tendência que mais se adapta a condição de comportamento dos corpos de prova indeformados é a equação logarítmica, enquanto para os demais corpos de prova a equação linear os representa melhor.

A Equação genérica 5 representa a linha de tendência logarítmica para os corpos de prova indeformados enquanto a Equação 6 representa a linha de tendência linear para os demais corpos de prova.

$$D(kPa) = a * \ln(\sigma'v) - b \quad (5)$$

$$D(kPa) = a * (\sigma'v) + b \quad (6)$$

A Tabela 9 mostra os coeficientes da equação obtida pela linha de tendência bem como o R² que as representa.

Tabela 9 - Coeficiente das correlações entre $D \times \sigma'_v$

	Condição	Linha de Tendência	R ²	A	b (kPa)
CP01	Indeformado	Logarítmica	0,98	1686,9	3404,7
CP06	Indeformado	Logarítmica	0,96	1606,3	3596
CP02	Reconstituído	Linear	0,99	10,29	246,04
CP03	Remoldado	Linear	0,98	8,14	628,68
CP04	Remoldado	Linear	0,99	7,95	454,72
CP05	Remoldado	Linear	0,99	9,88	250,40

Fonte: Autora (2019).

Os solos residuais são citados como solos heterogêneos devido ao seu modo de formação, porém o corpo de prova é considerado homogêneo para fins de análise. A existência ou não de anisotropia no corpo de prova pode ser verificada analisando os coeficientes de adensamento obtidos na Tabela 10.

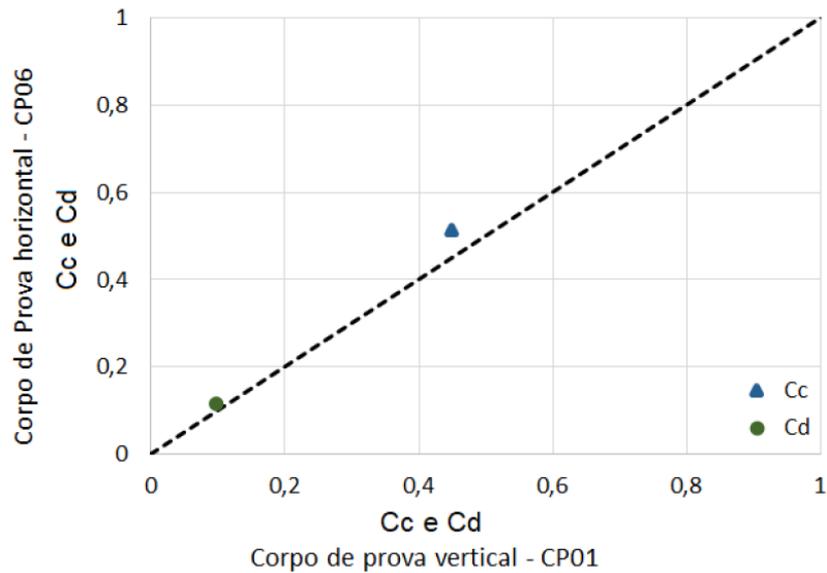
Tabela 10 - Coeficientes calculados a partir do ensaio

Corpo de prova	e_0	C_c	C_d
CP01 Indeformado	1,32	0,449	0,097
CP06 Indeformado	1,37	0,514	0,116

Fonte: Autora (2019).

Os corpos de prova indeformados devem se comportar de maneira muito parecida visto que os mesmos representam o estado do solo natural. Analisando a Figura 41 percebe-se que os valores obtidos para C_c e C_d diferem entre si muito pouco, não sendo possível confirmar existência de anisotropia.

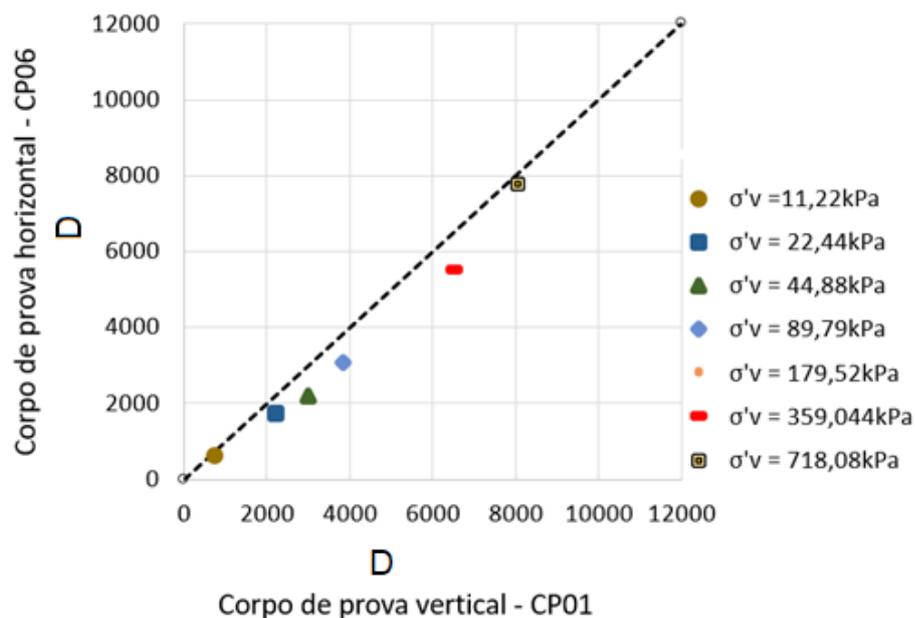
Figura 41 - Comparação C_c e C_d para os corpos de prova indeformados



Fonte: Autora (2019).

Analisando também a Figura 42, percebe-se que os valores do módulo edométrico não possuem variação representativa entre os corpos de prova indeformados, não sendo possível confirmar existência de anisotropia para este solo estudado.

Figura 42 - Comparação D para os corpos de prova indeformados



Fonte: Autora (2019).

4.3 CÁLCULO DE RECALQUES

Toda fundação sofre deslocamentos verticais (recalques), horizontais ou rotacionais conforme a solicitação a que está submetida. Isto pode acarretar danos à estrutura, desde um defeito estético até a ruína da edificação.

Após obter todos os parâmetros de deformabilidade, o cálculo dos recalques (ρ) para o solo em estudo pode ser determinado. Nesta sessão será feita uma comparação com valores de recalques calculados pelo método tradicional utilizando C_r e C_c e os recalques utilizando o módulo edométrico D . Por fim, os resultados calculados e os resultados obtidos pelo ensaio edométrico serão comparados.

Para poder exemplificar a influência da rigidez dos grãos, os corpos de prova utilizados para cálculo de recalque serão o CP03 remoldado e o CP06 indeformado, ambos com índices de vazios inicial igual a 1,37, e adicionalmente o CP02 reconstituído com índice de vazios inicial igual a 2.

Para os cálculos será seguida a seguinte metodologia:

- a) Recalques utilizando C_r e C_c

$$\rho = \frac{C_r}{1 + e_o} * H_0 * \log\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_i}\right) + \frac{C_c}{1 + e_o} * H_0 * \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma'_m}\right) \quad (7)$$

- b) Recalques utilizando os parâmetros a_v , m_v e D

Segundo Pinto (2015), as equações para cálculo de recalques também podem ser representadas por:

$$\rho = \Delta\sigma * a_v * \frac{H_0}{(1 + e_o)} \quad (8)$$

$$\rho = \Delta\sigma * m_v * H_0 \quad (9)$$

$$\rho = \frac{\Delta\sigma}{D} * H_0 \quad (10)$$

Onde:

ρ : recalque calculado
 $\Delta\sigma$: variação da tensão aplicada
 a_v : coeficiente de compressibilidade
 H_0 : altura inicial do corpo de prova
 e_0 : índice de vazios inicial
 m_v : coeficiente de variação volumétrica
 D : módulo edométrico

Neste trabalho, será utilizada a Equação 10 para os cálculos, pois como pode-se perceber, esses parâmetros derivam um do outro e os resultados para recalques serão os mesmos. Como as equações do módulo edométrico foram obtidas na sessão anterior, a utilização do módulo D se faz mais conveniente, pois como já verificado, a tensão de pré-adensamento pode acarretar incertezas, levando esta informação duvidosa também para o cálculo de recalques. Por outro lado, o módulo edométrico é calculado para cada incremento de tensão efetiva, ou seja, tornando-se um valor mais adequado para ser utilizado.

c) Comparar com o resultado real obtido através do ensaio

Observando o gráfico índices de vazios *versus* tensão vertical (Figura 31) se obtêm o recalque real ocorrido no corpo de prova. A partir da variação do índice de vazios é possível calcular o recalque, utilizando a Equação 11.

$$e = \frac{h}{hr} - 1 \quad (11)$$

Sendo que:

e : índice de vazios do corpo de prova

h : altura do corpo de prova

hr : altura reduzida do corpo de prova (Equação 12)

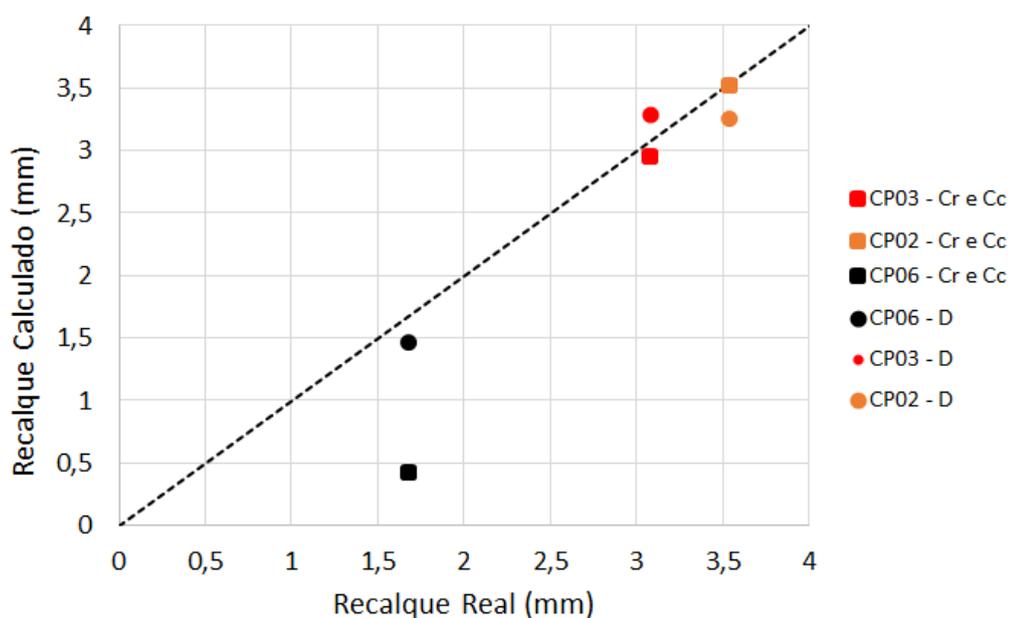
A altura reduzida do corpo de prova (hr) é a altura que seria ocupada pelos sólidos sem haver existência de vazios no solo (PINTO, 2015). Sua formulação está descrita na Equação 12.

$$hr = \frac{h}{(1 + e)} \quad (12)$$

Para os cálculos de recalques ocorridos nos corpos de prova, será considerada uma variação de tensão de 11,22 kPa até 359,044 kPa, sendo essas, tensões aplicadas ao corpo de prova ao realizar o ensaio edométrico. Para o cálculo do módulo edométrico (D) será utilizado o $D_{médio}$ referente a tensão média entre 11,22 kPa e 359,044 kPa resultando em uma tensão média de 185,13 kPa.

A altura do corpo de prova inicial é igual a 2,01 cm. A Figura 43 mostra os resultados obtidos por meio de cálculo e o valor real do recalque medido pela execução do ensaio edométrico.

Figura 43 - Comparação entre resultados obtidos e recalques calculados



Fonte: Autora (2019).

Analisando a Figura 41 pode-se constatar que há uma maior diferença entre os valores calculados de recalque para o corpo de prova indeformado (CP06). O solo na condição indeformada (CP06) se deforma muito menos que os demais. Isto deve-se primeiramente ao fato de ter-se empregado uma variação de tensões em níveis inferiores ao da tensão de pré-adensamento virtual calculada. Assim o modelo tradicional utilizou-se do coeficiente C_r para a estimativa dos recalques. Desta forma, o cálculo utilizando o módulo edométrico encontrado para o solo se faz mais coerente.

Por outro lado, nos corpos de prova CP03 e CP02 a variação entre os valores calculados e reais se aproxima e nestas condições, a cimentação natural do solo é danificada para o caso do CP03 e destruída para CP02. Deste modo, o solo se

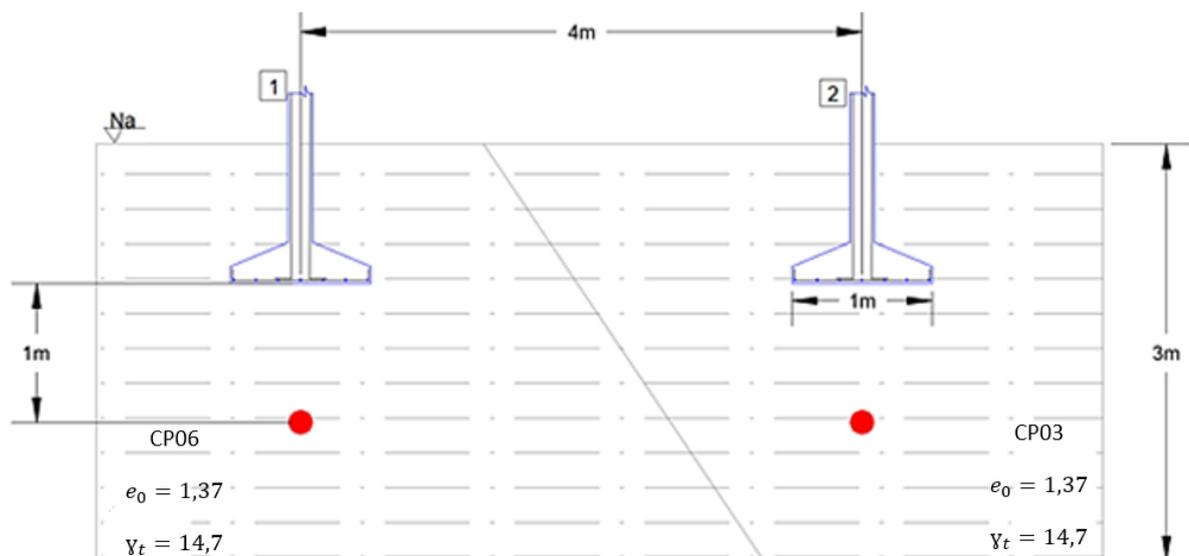
comporta de forma similar a um solo argiloso normalmente adensado, visto que os coeficientes angulares C_r e C_c podem ser calculados de forma mais precisa.

O cálculo de recalques utilizando o módulo edométrico desconsidera essa incerteza do gráfico na escala logarítmica do ensaio de compressão edométrica. A cada incremento de carga o módulo D pode ser calculado e a linha de tendência que mais se assemelha ao seu comportamento pode ser determinada com uma aproximação mais realista.

4.4 EXEMPLO DE OCORRÊNCIA DE RECALQUES EM UMA CONSTRUÇÃO

Considera-se aqui a construção de duas sapatas sobre um terreno, uma em corte e a outra em aterro, para simular uma condição de terreno que possui um talude e precisa ser conformado, a Figura 44 representa a referida situação. Percebe-se que neste modelo cada sapata está apoiada em uma condição de solo distinta. A sapata 1 está apoiada em um solo residual indeformado, enquanto a sapata 2 está apoiada sobre um aterro do mesmo solo, porém em condição compactada com o mesmo índice de vazios natural deste solo.

Figura 44 - Sapatas assentes em um solo parte residual, parte compactado



Legenda:

● Meio da camada comprimida

Fonte: Autora (2019).

A cota de assentamento das sapatas é de 1 m abaixo da superfície do terreno e o ponto vermelho indica o centro da camada comprimida para a qual será calculado o recalque. Considerando que o carregamento dos pilares foi de 359,04 kPa, as dimensões das sapatas são de 1x1 m e que o solo se encontra em uma condição saturada.

Para o cálculo da tensão inicial segue a Equação 13, sendo que:

$$\sigma_i = (\gamma_t - \gamma_w) * ha \quad (13)$$

σ_i : tensão vertical inicial (kPa)

γ_t : peso específico do solo estudado (kN/m³)

ha = altura de assentamento da sapata (cm)

γ_w : peso específico da água (kN/m³)

Neste caso, o cálculo da tensão inicial é igual a: $\sigma_i = 9,40 \text{ kPa}$

A tensão final é a soma da tensão inicial mais uma variação de tensão dada pela equação 14.

$$\Delta\sigma_z = \frac{B * L}{B' * L'} * \sigma_0 \quad (14)$$

Onde:

$\Delta\sigma_z$: variação de tensão no meio da camada comprimida

$B = L$: dimensões reais da sapata, que neste caso são iguais e valem 1m (dimensões da sapata)

$B' = L'$: dimensões majoradas da sapata, neste caso também são iguais, estes coeficientes são obtidos pela Equação 15

$$B' = L' = 1,2 * z + B \quad (15)$$

z : é a distância entre a base da sapata e o meio da camada comprimida (ponto vermelho)

σ_0 : tensão aplicada pela fundação na base da sapata, para este exemplo $\sigma_0 = 359,04 \text{ kPa}$

Portanto, a tensão final é igual a: $\sigma_f = 83,67$ kPa

As duas equações de recalques pela teoria do adensamento serão utilizadas novamente para este cálculo, onde a Equação 7 representa a formulação utilizando os coeficientes de recompressão e compressão, enquanto a Equação 10 também calcula recalques, porém leva em consideração o módulo edométrico do material.

$$\rho = \frac{C_r}{1 + e_o} * H_0 * \log\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma_i}\right) + \frac{C_c}{1 + e_o} * H_0 * \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma'_m}\right) \quad (7\text{bis})$$

$$\rho = \frac{\Delta\sigma}{D} * H_0 \quad (10\text{bis})$$

A variação da tensão é definida como $\Delta\sigma = \sigma_f - \sigma_i$

Para os cálculos referentes à Sapata 1, os dados obtidos pelo ensaio CP06 devem ser considerados, ou seja, correspondem ao solo em condição indeformada. Os valores obtidos para a Sapata 2 são representativos para o solo remoldado, com mesma densidade do solo indeformado, sendo os parâmetros de deformabilidade utilizados aqueles obtidos dos ensaios no CP03.

A Tabela 11 mostra o compilado dos recalques calculados para esta situação hipotética.

Tabela 11 – Resultados dos cálculos de recalques para as sapatas

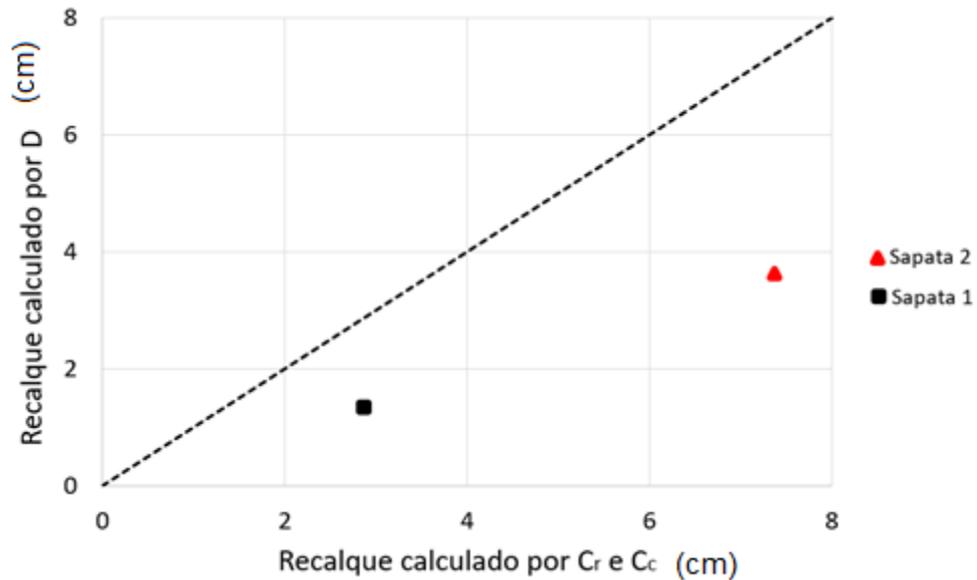
	Recalque (Equação 7)	Recalque (Equação 10)
Sapata 1	1,32cm	2,88cm
Sapata 2	3,63cm	7,37cm
Recalque diferencial	2,31cm	4,49cm
Distorção angular	1/173 ~ 1/200	1/90 ~ 1/100

Fonte: Autora (2019).

Ao analisar os resultados constata-se uma diferença entre os valores calculados pelas diferentes equações em relação a cada sapata. Para a Sapata 1 observa-se uma diferença de valores de 1,57 cm entre os valores encontrados pela Equação 7 e 10, enquanto para a Sapata 2 esta diferença foi de 3,91 cm para os

valores de recalques calculados pelas Equações 7 e 10. A Figura 45 mostra a divergência dos resultados obtidos anteriormente.

Figura 45 - Comparação de resultados obtidos pelas diferentes equações

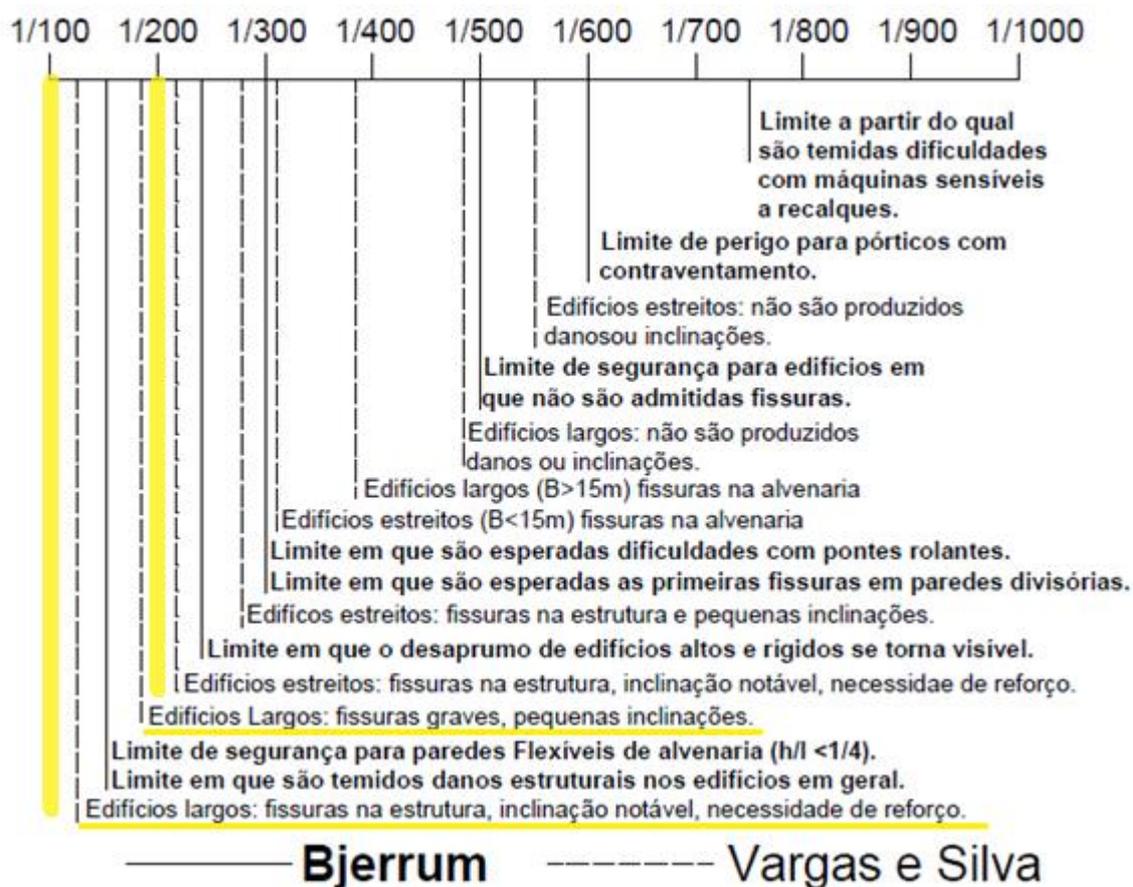


Fonte: Autora (2019)

No caso estudado, se apenas os resultados obtidos pela Equação 7 fossem levados em consideração ocorreriam recalques no solo maiores na prática, podendo levar a danos na estrutura da edificação.

Observando-se a Tabela 11, verifica-se também a obtenção da distorção angular ocorrida entre as duas sapatas analisadas. A Figura 46 mostra os danos associados com suas respectivas distorções angulares.

Figura 46 - Distorção angular e danos associados



Fonte: Adaptado de Heidemann (2019).

De acordo com a distorção angular obtida pela Equação 7 (Tabela 11) foi possível verificar na Figura 44 (destacado em amarelo) que, para edifícios largos, podem ocorrer fissuras graves e pequenas inclinações.

Já pela distorção angular obtida pela Equação 10 (Tabela 11) verificou-se na Figura 46 (destacada em amarelo) que para edifícios largos ocorrem fissuras na estrutura, inclinações notáveis e necessita de reforço.

5. CONCLUSÕES

O estudo da mecânica dos solos, em sua maioria, leva em consideração solos sedimentares, em especial as argilas, devido aos grandes problemas de recalques que este tipo de solo sofre ao receber cargas. Contudo, como foi possível verificar no mapa geológico de Joinville, grande parte da cidade se encontra sobre solos residuais e planícies sedimentares, deste modo, o estudo neste tipo de material é interessante para os projetos de engenharia tendo em vista o padrão de ocupação destas áreas na cidade.

A análise foi feita através de seis corpos de provas na condição indeformada, remoldada e reconstituída, a fim de compreender a condição do solo *in situ* e as mudanças de seu comportamento quando a sua estrutura é perturbada.

Com a caracterização da amostra verificou-se que o solo residual em questão se trata de um solo siltoso com baixa plasticidade. Por meio de ensaios edométricos, pode-se observar a influência da estrutura natural do solo, evidente nos corpos de prova indeformados, e a sua perda à medida que os corpos de prova foram remoldados.

Os corpos de provas indeformados apresentaram menores deformações devido ao grau de estruturação presente no solo, enquanto os corpos de prova remoldados e reconstituídos se deformaram consideravelmente.

Calculou-se a tensão de pré-adensamento virtual do solo para cada corpo de prova, utilizando o método de Taylor. Porém não se observou mudança significativa no comportamento tensão *versus* ÍNDICE DE VAZIOS quando as referidas tensões foram atingidas, não podendo, assim, determinar a tensão sob a qual ocorre plastificação da estrutura do solo.

A dificuldade de analisar os resultados do ensaio edométrico por meio dos métodos clássicos da mecânica dos solos foi verificada quando as curvas geradas não apresentaram reta de recompressão e compressão bem definida como ocorre em solos argilosos.

Os recalques calculados pelas duas metodologias geraram valores distintos entre si, sendo que para solos residuais o cálculo pelo módulo edométrico se mostrou mais conservador, pois os recalques são maiores.

O exemplo calculado mostrou que embora o solo estruturado forneça uma rigidez inicial, os recalques gerados pela construção de sapatas com bases em solos em condições distintas foram significativos e poderiam levar a patologias na edificação.

As limitações observadas para este estudo foram as dimensões do bloco indeformado coletado é pequena se considerado o talude com um todo. Não foram realizados ensaios de expansibilidade nem analisados os efeitos da sucção sobre o comportamento do solo.

Porém, os resultados obtidos pelas análises podem ser adicionados aos parâmetros de solo residual já publicados e assim ajudar em estudos e projetos futuros. Com isto em mente, propõe-se para trabalhos futuros:

- Verificar por meio de ensaios edométricos o comportamento do solo em corpos de prova compactados;
- Realizar provas de carga sobre placas em solos residuais indeformados e em aterros;
- Avaliar existência de anisotropia em uma amostra com dimensões maiores do que 20x20 cm;
- Associar a deformabilidade com a resistência ao cisalhamento para verificar o comportamento quanto à estabilidade de taludes e estruturas de contenção;
- Mapear problemas de recalques na cidade e associar aos dados de compressibilidade e retroanálise de recalques;
- Associar os resultados obtidos com estudos que levam em consideração a sucção.

REFERÊNCIAS

- American Society for Testing and Materials. **ASTM D2435: Standard test methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Lloading**. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12254: Solo Cimento – Execução de base de solo-cimento - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e Solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2016.
- BASEI, M. A. S.; MACREATH, L.; SIGA Jr. O., **The Santa Catarina granulite Complex of southern Brazil: a review**. Gondwana Research, v.1, n.3/4, p.383-391, 1998.
- BASEI, M. A. S.; SIGA Jr., O.; MACHIAVELLI, A.; MANCINI, F. Evolução tectônica dos terrenos entre os Cinturões Ribeira Geologia e Recursos Minerais da Folha Joinville 101 e Dom Feliciano (PR-SC). **Revista Brasileira de Geociências**, v.22, n.2, p.216-221, 1992.
- BOSZCZOWSKI, R. B.; LIGOCKI, L. P. **Caracterização geotécnica dos solos residuais de Curitiba e RMC**. Curitiba: Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba, 2013.

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

CONSOLI, Nilo C; SCHNAID, Fernando; MILITITSKY, Jarbas. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**. set. 1998.

COZZOLINO, V.M.N; NOGAMI, J.S. **Classificação geotécnica MCT para solos tropicais**. Solos e Rochas, n. 16, v.2. p. 77 – 91, 1993.

CPRM, Serviço Geológico do Brasil -. **Mapa Geodiversidade do Estado de Santa Catarina**. 2010. Disponível em: <<http://rigeo.cprm.gov.br/jspui/handle/doc/14712>>. Acesso em: 8 set. 2019.

DAS, B.M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **IPR 719: Manual de pavimentação**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária, p. 278, 2006.

FERREIRA, P M V; BICA, A V D. Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behaviour. **Geotechnique**, Rio Grande do Sul, v. 7, n. 56, p.445-454, maio 2006.

FERNANDEZ, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos: Conceitos e princípios fundamentais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Yield, strength, and critical state behavior of a tropical saturated soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 11, p. 1169-1179, nov. 2004.

FUTAI, M M; CECÍLIO JUNIOR, M O; ABRAMENTO, M. **Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo**. Disponível em: <https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/191659/mod_resource/content/0/Cap7_ResistenciaDeformabilidadeSolosResiduais-Livro%20solos%20da%20regi%C3%A3o%20Metropolitana%20de%20S%C3%A3o%20Paulo.pdf>. Acesso em: 7 set. 2019.

GODOI, Cesar Schmidt. **Caracterização geomecânica de um solo residual de Gnaisse - Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2014. 212 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

GONÇALVES, Mônica Lopes. **Geologia para planejamento de uso e ocupação territorial do município de Joinville**. 1993. 75 f. Tese (Doutorado) - Curso de Recursos Minerais e Geologia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HARTMANN, L. A.; SILVA, L. C.; ORLANDI F^o, V. **O Complexo Granulítico de Santa Catarina: descrição e implicações genéticas**. Acta Geológica Leopoldensia, São Leopoldo, v.6, p.93-112, 1979.

HEIDEMANN, Marcelo. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar - SC**. 2011. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2011.

HEIDEMANN, Marcelo. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José - SC: intemperismo e comportamento geotécnico**. 2015. 299 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

HEIDEMANN, M. **Notas e aula da disciplina de fundações – Introdução ao projeto de fundações**, UFSC, Joinville, 2019.

HIGASHI, Rafael Augusto dos Reis. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

KNAPPETT, J; CRAIG, R F. **Craig mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: Ltc, 2016.

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

LEROUEIL, S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. **Geotechnique**, v. 3, n. 51, p. 197-243, maio. 2001.

MACCARINI, Marciano. **Laboratory studies og a weakly bonded artificial soil**. 1987. 334 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Imperial College Of Science And Technology, Londres, 1987.

MACHADO, Daniel Lopes. **Comportamento geomecânico de estruturas reliquias de um solo residual de gnaiss da Ahe Simplício**. 2012. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MACHADO, Daniel Lopes. **COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ESTRUTURAS RELIQUIARES DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE DA AHE SIMPLÍCIO**. 2012. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MARANGON, M. **Geotecnia do subsolo**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2018. 19 p. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF02-Geotecnia-do-Subsolo-2017.pdf>>. Acesso em: 05 set. 2018.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento.** 2016. 379 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2016.

MARTINS, Flavia Burmeister. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados.** 1994. 147 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 256 p.

MITCHELL, James K; SOGA, Kenichi. **Fundamentals of soil behavior.** New Jersey: Copyright, 2005.

NOCILLA, COOP, M R e COLLESELLI, F. The mechanics of an italian silt: an example of transitional behaviour. **Geotechnique**, v. 4, n. 56, p.261-271, nov. 2004.

OLIVEIRA, Ciro Portela de. **Comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado.** 2011. 139 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

PINTO, C.S.; GOBARA, W.; PERES, J.E.E.P e NADER, J.J. Propriedades dos solos residuais. In: Solos do Interior de São Paulo. São Paulo: ABMS, pp.95-142. São Paulo, 2003.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

PÓVOA, Luisa Muylaert de Menezes. **Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ.** 2016. 156 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Norte Fluminense, Campos do Goytacazes, 2016.

RAHARDJO, H. et al. Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. **Engineering Geology**, Singapore, v. 73, n. 1, p.157-169, jan. 2004.

REIS, Rodrigo Martins. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss.** 2004. 222 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

ROSA, F. D. **Comportamento mecânico de um solo cimentado curado sob tensão em ensaios triaxiais.** 2006. 104 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

SANDRONI, S.S., “Solos Residuais Gnaissicos Pesquisas Realizadas na PUCRJ”, In: **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais**: v. 2, pp. 7 – 29, Rio de Janeiro, 1981.

SANDRONI, S.S., “Stress Relief Effects in Gneissic Saprolitic Soils”, In: **Conf. Geomechanisc in Tropical Soils**: v. 3, Brasilia, 1985.

SANDRONI, S.S., “Young Metamorphic Residual Soil - Especial Report”, In: **IX PCSMFE**: v. 1, pp. 1771-1788, Vina del Mar, 1991.

SCHMERTMANN, J. H. The mechanical aging of soils. **Copyright Asce**, Gainesville, p.000-1111, set. 1991.

SILVA, Fábio Krueger da. **CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE SOLO RESIDUAL DE GNAISSE POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO - SANTO AMARO DA IMPERATRIZ, SANTA CATARINA**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

TOWNSEND, F. C. Geotechnical characteristics of residual soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 1, p. 77-94, jan. 1985.

VAUGHAN, P.R. & KWAN, C.W. Weathering, structure and in situ stress in residual soils *Géotechnique* 34(1): 43-59. 1984.

VAUGHAN, P. R. Mechanical and hydraulic properties of in residual soils, General report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, p. 231 – 263, 1985.

VAUGHAN et al., “Characterising the Mechanical Properties of in-situ Residual Soils”, In: **2ª. International Conference on geomechanics in Tropical**: p. 20 - 37, Singapore, 1988.

VIANA da FONSECA. **Caracterização de solos residuais em projecto geotécnico assistido por ensaios**. Portugal: Universidade do Porto, 2008.

WESLEY, L. D. Influence of structure and composition on residual soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n. 4, p. 589-603, abr. 1990.

WESLEY, Laurie. Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. **Obras y Projectos**, Auckland, v. 6, n. 6, p.5-10, nov. 2009.

WESLEY, Laurence D. **Geotechnical engineering in residual soils**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2010.