

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Eduardo Bonow Simões

**ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DE UM ATERRO DE RESÍDUOS
NO MUNÍCIPIO DE CAPELA DE SANTANA/RS**

Porto Alegre
Maio/2019

EDUARDO BONOW SIMÕES

**ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DE UM ATERRO DE RESÍDUOS
NO MUNICÍPIO DE CAPELA DE SANTANA/RS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College, University of London
Orientador

Porto Alegre

Maio/2019

EDUARDO BONOW SIMÕES

**ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DE UM ATERRO DE RESÍDUOS
NO MUNICÍPIO DE CAPELA DE SANTANA/RS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de maio de 2019.

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College, University of London
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS.)
Doutora pela Universidad Politécnic de Catalunya, Espanha

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFMS)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, apelidada carinhosamente de Mãe UFRGS, agradeço pelos quase 10 anos de acolhida, pelo conhecimento e estrutura proporcionada para o meu crescimento acadêmico, profissional e pessoal. Minha profunda gratidão a essa instituição.

Aos meus professores do curso de pós-graduação, especialmente ao meu orientador Luiz Antônio Bressani, pelo incentivo, convívio e tempo dedicado a esta pesquisa. Sou extremamente grato pelos ensinamentos, inclusive os acadêmicos.

Aos professores Washington Nunez e Wai Ying Yuk Gehling pelo convívio, por vezes diário no laboratório. Não poderia deixar de agradecer ao laboratorista Jair Silva pela ajuda e paciência em explicar cada detalhe de todos os experimentos. Certamente, sua orientação e supervisão tornaram o caminho desse mestrado menos tortuoso e mais divertido.

Aos colegas de laboratório, meu muito obrigado pela convivência diária, pelos bolos, por salvarem algum ensaio que foi deixado à deriva em algum momento, pelos almoços e confraternizações.

Aos engenheiros Mário Gilberto Mazzini Pinto e Henrique Puntel pela disponibilidade e interesse em atender nossas demandas, facilitando o trabalho de campo.

Por fim, mas não menos importante, meus agradecimentos a minha família, pelo suporte, pelo carinho, pelo incentivo e por acreditarem no meu potencial. Vocês foram fundamentais para a conquista desse objetivo. À Caroline por sempre estar do meu lado, ou do outro lado do continente, mas sempre apoiando de forma imbatível. Obrigado por sempre acreditar!

“Depois de escalar uma grande montanha se descobre que
existem muitas outras montanhas para escalar.”

Nelson Mandela

RESUMO

SIMÕES, E. B. **Análise da fundação de um aterro de resíduos no município de Capela de Santana/RS**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

Essa pesquisa é um estudo sobre a química, a mineralogia e o comportamento mecânico de um solo residual de arenito, encontrado no município de Capela de Santana, especificamente na área de implantação de um aterro industrial classe II. O estudo também trata da análise de estabilidade desse aterro e as deformações do dique de contenção. Foram realizadas análises de fluorescência e difração de raios-X, ensaios edométricos, ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais CID/CIU, ensaios ring shear e ensaios de permeabilidade. Os resultados identificaram que o solo é estruturado e bastante heterogêneo. Minerais primários como os feldspatos foram completamente intemperizados, e a presença de caulinita e hematita são indicativos da origem da cimentação desse solo. Apesar de estruturado, o grau de cimentação é baixo. Para ensaios de cisalhamento direto acima da tensão vertical de 200 kPa, os efeitos da cimentação da estrutura são reduzidos. Os resultados dos ensaios triaxiais drenados mostraram pico de resistência na fase de cisalhamento só na tensão de consolidação mais baixa (50 kPa). Para tensões superiores a plastificação da estrutura ocorreu durante o carregamento isotrópico. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentaram valores altos de coesão, de até 42,8 kPa, e ângulos de atrito entre 17,1 a 23,3°. O comportamento pós ruptura é predominantemente friccional, de tal forma que a coesão diminui e os ângulos de atrito aumentam até valores de 27°. Com a caracterização geotécnica e o conhecimento da estratigrafia da fundação obtida através de ensaios SPT, foram criados modelos geomecânicos com intuito de avaliar a segurança do aterro, frente às rupturas globais da fundação. Todas as seções analisadas ultrapassaram com folga o valor mínimo de segurança de 1,5, atendendo as recomendações da NBR11682, pois mesmo se tratando de um aterro de resíduos para o qual é exigido um grau de segurança médio, quanto a danos materiais e ambientais, o mesmo será construído próximo de uma área de permanência de pessoas. São esperadas grandes deformações na região do dique de contenção, cujas magnitudes de recalque podem variar de 40 a 70 cm, de maneira não uniforme tanto no sentido transversal, quanto longitudinalmente. Essa ampla faixa de valores é um reflexo da variabilidade dos módulos confinados observados nos ensaios edométricos, que resultaram em valores de 2,5 MPa para níveis de tensões mais baixos, até 9,5 MPa para tensões verticais efetivas da ordem de 800 kPa.

Palavras-chave: solo residual, aterro de resíduos, análise de estabilidade, deformações, resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

SIMÕES, E. B. **Analysis of the foundation of a landfill in Capela de Santana/RS**. 2019. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) - Postgraduate Program in Civil Engineering: Construction and Infrastructure, Engineering School, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

This research is a study on the chemistry, mineralogy and mechanical behavior of a residual sandstone soil, founded in the municipality of Capela de Santana, specifically in the area of implantation of an industrial landfill. This work also deals with the stability and deformation analysis of this landfill. The study included X-ray fluorescence spectroscopy and diffraction analyses, oedometer tests, conventional direct shear tests, CID/CIU triaxial tests, ring shear tests, and finally, permeability tests. The results identified that the soil is structured and very heterogeneous. Primary minerals, such as feldspars, were completely weathered, and the presence of kaolinite and iron hydroxide are indicative of the origin of the cementation of this soil. Although structured, the degree of cementation is low. In conventional direct shear tests using vertical stresses beyond 200 kPa the influence of the structure are reduced. The results of the drained triaxial tests showed the peak point in the stress-strain curves only at the lowest consolidation stress (50kPa). For higher stresses the yielding occurs during isotropic loading. The shear strength parameters showed high cohesion values of up to 40 kPa and friction angles between 17.1 and 23.3 °. The post-rupture behavior is predominantly frictional, so that cohesion decreases and the friction angles increase up to 27°. With the geomechanical characterization and the knowledge of stratigraphy of foundation through Standard Penetration Tests (SPT), geomechanical models were created to evaluate the safety of the landfill, in front of the global ruptures. All sections analyzed satisfied the minimum factor safety value (1,5) taking account the recommendations of NBR 11682, because even if it is a landfill that present an average level of safety, concerning materials and environmental damages, it will be built close to a people staying area. Large deformations are expected in the region of the dike, whose magnitudes may vary from 40 to 70 cm, not uniformly in the transversely and longitudinally ways. This wide range of values is a reflection of the variability of the modules observed in the oedometric tests, 2.5 MPa for lower charges and up to 9.5 MPa for effective vertical stress in the order of 800 kPa.

Keywords: residual soils, landfill. stability analysis, deformation analysis, shear strength

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Alteração de granulometria em solos saprolíticos remoldados	28
Figura 2 – Diferentes estágios da plastificação	30
Figura 3 – Ensaio triaxial drenado em areias com dois pontos de plastificação.....	31
Figura 4 – Ensaio triaxial drenado em areias naturais: (a) fortemente cimentadas, (b) moderadamente cimentadas, (c) fracamente cimentadas.....	32
Figura 5 – Comportamento de areias cimentadas e não cimentadas	32
Figura 6 – Tensão versus deformação de solos residuais de origem vulcanoclástica dos Andes	33
Figura 7 – Curvas típicas de compressão versus índice de vazios para solos estruturados e desestruturados	35
Figura 8 – Município de Capela de Santana/RS	36
Figura 9 – Geologia regional	37
Figura 10 – Geologia local	38
Figura 11 – Material depositado no aterro classe II	41
Figura 12 – Layout do terreno	41
Figura 13 – Geometria da ampliação do aterro	42
Figura 14 – Locação das sondagens e perfis geotécnicos	43
Figura 15 – Dados históricos do nível d’água	45
Figura 16 – Metodologia	46
Figura 17 – Locação das trincheiras	47
Figura 18 – (a) Retirada de bloco indeformado para ensaios triaxiais (b) Retirada de amostra indeformada em anel de cisalhamento direto	48
Figura 19 – (a) Trincheira TR01 de outubro de 2017 (b) Trincheira TR02 de julho de 2018	48
Figura 20 – Estratificação no solo eluvial de arenito	49
Figura 21 – Aglomerados de argila no solo eluvial de arenito	49
Figura 22 – Testemunhos do SPT29	62
Figura 23 – Diagrama SPT e mineralogia da fração fina	65
Figura 24 – Resultados DRX	66
Figura 25 – Carta de plasticidade	70
Figura 26 – Granulometria	71
Figura 27 – Compressibilidade do solo residual de arenito retirado da TR01 (não inundado e inundado)	73
Figura 28 – Compressibilidade do solo residual de arenito retirado da TR02 (não inundado e inundado)	74

Figura 29 – Módulo de compressão edométrico versus tensão efetiva para amostras da TR01	75
Figura 30 – Módulo de compressão edométrico versus tensão efetiva para amostras da TR02	75
Figura 31 – Compressibilidade do solo residual de arenito remoldado e indeformado ...	76
Figura 32 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova indeformados	78
Figura 33 – Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova indeformados	79
Figura 34 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova remoldados	79
Figura 35 – Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova remoldados	80
Figura 36 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento	81
Figura 37 – Ensaio triaxiais CID dos corpos de prova indeformados	83
Figura 38 – Ensaio triaxiais CID dos corpos de prova indeformados e remoldados	85
Figura 39 – Ensaio triaxiais CIU dos corpos de prova indeformados.....	88
Figura 40 – Tensão cisalhante versus deslocamento para ensaios <i>ring shear</i>	89
Figura 41– Perda de material (200 kPa, 250 mm de deformação) e parâmetros de resistência ao cisalhamento	90
Figura 42 – Resultados de condutividade hidráulica	91
Figura 43 – Superfície de ruptura potencial com parâmetros de resistência obtidos no ensaio triaxial (maiores FS)	95
Figura 44 – Superfície de ruptura potencial com parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto TR02 (menores FS)	96
Figura 45 – Recalque estimado no eixo do dique de contenção (SPT20)	98
Figura 46 – Recalque estimado no eixo do dique de contenção (SPT22)	98
Figura 47 – Modelo geomecânico para deformações da fundação do dique	100
Figura 48 – Distribuição dos recalques na área do dique de contenção sul – (a) TR01 $e_0=0,81$; (b) TR01 $e_0=0,6$; (c) TR02 $e_0=0,74$; (d) TR02 $e_0=0,81$	102

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Regiões do aterro	41
Quadro 2 – Programa experimental de laboratório	50
Quadro 3 – Resultados FRX (SPT29)	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limites de Atterberg para solos saprolíticos de Cuba e Panamá	28
Tabela 2 – Peso específico real dos grãos e limites de consistência	70
Tabela 3 – Resultados dos ensaios granulométricos	70
Tabela 4 – Índices físicos das amostras ensaiadas na compressão confinada	72
Tabela 5 – Parâmetros virtuais dos ensaios de compressão confinada	73
Tabela 6 – Índices físicos das amostras indeformadas no cisalhamento direto	77
Tabela 7 – Índices físicos das amostras remoldadas do cisalhamento direto	77
Tabela 8 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto	80
Tabela 9 – Índices físicos dos ensaios triaxiais	82
Tabela 10 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento nos ensaios triaxiais	86
Tabela 11 – Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito na condição indeformada	93
Tabela 12– Parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados nos modelos geomecânico	93
Tabela 13 – Fatores de segurança	94

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA	17
1.1.1 Objetivo geral	17
1.1.2 Objetivos específicos	17
1.2 LIMITAÇÕES	17
1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO.....	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS ARENITOS	19
2.1.1 Mineralogia	19
2.1.2 Classificação	20
2.1.3 Descrição dos principais tipos	21
2.2 INTEMPERISMO	22
2.3 SOLOS ESTRUTURADOS	24
2.3.1 Cimentação	27
2.3.2 Resistência ao cisalhamento de solos residuais	29
2.3.3 Resistência residual ao cisalhamento	33
2.3.4 Compressibilidade	35
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	36
3.1 CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL E LOCAL	36
3.1.1 Formação Botucatu	39
3.1.2 Formação Pirambóia	39
3.1.2 Formação Serra Geral	39
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO	40
3.2.1 Geometria da ampliação do aterro	42
3.2.2 Subsolo	43
4 METODOLOGIA	46
4.1 ATIVIDADES DE CAMPO	46
4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO.....	50
4.2.1 Caracterização química e mineralógica	50
4.2.1.1 Análise de Fluorescência de raios-X (FRX)	50
4.2.1.2 Análise de Difração de raios-X (DRX)	51
4.2.2 Caracterização geotécnica	52

4.2.2.1 Índices físicos	52
4.2.2.2 Granulometria	52
4.2.2.3 Limites de Atterberg	53
4.2.2.4 Ensaio de cisalhamento direto	54
4.2.2.5 Ensaio triaxial (CID)	55
4.2.2.6 Condutividade hidráulica no equipamento triaxial	57
4.2.2.7 Ensaio <i>Ring Shear</i>	58
4.2.2.8 Ensaio edométrico	59
4.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE E DEFORMAÇÕES	59
4.3.1 Análises de estabilidade da fundação do aterro	60
4.3.2 Análises de deformações da fundação do dique	60
5 RESULTADOS E ANÁLISES	62
5.1 RESULTADOS E ANÁLISES DA CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA	62
5.1.1 Fluorescência de raios-X	63
5.1.2 Difração de raios-X	64
5.2 RESULTADOS E ANÁLISES DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	68
5.2.1 Índices físicos, granulometria e limites de consistência	69
5.2.2 Compressibilidade	71
5.2.3 Resistência ao cisalhamento	77
5.2.4 Condutividade hidráulica	90
5.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO	91
5.3.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento	91
5.3.2 Análise do fator de segurança	93
5.4 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES DA FUNDAÇÃO DO DIQUE	96
5.4.1 Magnitude das deformações pelo cálculo analítico	97
5.4.2 Distribuição dos recalques (Seção DD')	99
6 CONCLUSÕES	103
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	104
REFERÊNCIAS	105
ANEXO A – PERFIS GEOTÉCNICOS	111
ANEXO B – SONDAGENS SPT	114

1 INTRODUÇÃO

Os resíduos sólidos urbanos são resultado da atividade doméstica e comercial dos centros urbanos, podendo ser composta de matéria orgânica, papel, papelão, plásticos, vidro, metais e diversos outros materiais. Por outro lado, os resíduos sólidos gerados pela atividade industrial podem conter materiais de maior toxicidade. Conforme a classificação da NBR 10004 esses resíduos podem ser classificados em perigosos (classe I), não inertes (classe II) e inertes (classe III), cuja destinação varia de acordo com as propriedades de cada resíduo. No Brasil grande parte desse material é destinada a aterros industriais que utilizam os princípios de impermeabilização e confinamento para acondicionar esses resíduos.

Importante perceber que a atividade econômica industrial concentra-se em grandes centros urbanos, e, portanto, são localidades que produzem grande quantidade de resíduos e demandam espaços de descarte desse tipo de material. Também, são essas as regiões que carecem de grandes áreas para construção de aterros. Esse cenário de demanda por espaço e baixa oferta de áreas compatíveis para destinação de resíduos gera dois fenômenos: empreendimentos cada vez mais distantes dos centros de produção e aterros localizados em regiões cujas condições geotécnicas são menos favoráveis. Sobre o primeiro aspecto, as consequências das maiores distâncias é a majoração dos custos de transporte e os maiores riscos envolvidos na operação, pois o transporte de resíduos perigosos e tóxicos pelo sistema de transporte rodoviário é de alto risco. Sobre o segundo, caso de estudo dessa pesquisa, solos de fundação menos competentes para o recebimento de carregamentos devido à construção de aterros, exigem análises mais profundas sobre resistência e deformações, além de adaptações construtivas e controles de desempenho da estrutura. Somente dessa forma se garanta a confiabilidade e a segurança do empreendimento, atendendo as premissas de estanqueidade e confinamento de um aterro industrial.

Sob o ponto de vista geotécnico, o Brasil é um país subequatorial de clima subtropical a tropical que é caracterizado na maioria das regiões pelas altas temperaturas e alta disponibilidade de água, fatores chaves que contribuem para o processo intenso de intemperismo em rochas formando os denominados solos residuais.

Grande parte do esforço acadêmico em mecânica dos solos, até o final da década de 80, estava centrado no estudo de solos sedimentares, pois essa matéria foi desenvolvida em regiões como o norte da Europa e América do Norte. Contudo, vários estudos de solos residuais jovens, estruturados naturais e artificiais foram desenvolvidos. Entre as principais características desse tipo de solo está a heterogeneidade estrutural e mineralógica, a alta porosidade e a pouca importância do histórico de tensões. Essas características mudam completamente a forma de entendimento do material, principalmente sobre o ponto de vista geomecânico, conseqüentemente, tornando-se um grande desafio para projetistas que convivem com a prática de engenharia.

Sobre esse viés, essa pesquisa estuda as características geotécnicas e mineralógicas de um solo residual de arenito localizado no município de Capela de Santana, Rio Grande do Sul, que servirá de fundação para a construção de um aterro industrial. Além de uma revisão bibliográfica sobre o assunto, a pesquisa centra suas atividades em dois aspectos: (a) investigação de campo e de laboratório e (b) previsões de estabilidade e deformações do aterro.

Portanto, este trabalho além de seguir o rigor científico presente nos trabalhos acadêmicos, possui sentido prático, visto que a caracterização geotécnica desse solo objetiva definir parâmetros de projeto que serão utilizados na avaliação da segurança da obra, tanto sobre o aspecto de estabilidade, quanto de deformação.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos do trabalho, tanto o geral quanto os específicos, são apresentados nos itens a seguir.

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é caracterizar o comportamento geomecânico do solo residual de arenito de baixa resistência existente na fundação da área de ampliação do aterro industrial de Capela de Santana/RS, relacionando os aspectos químicos e mineralógicos do mesmo visando avaliar a segurança do empreendimento e prever o comportamento da fundação do aterro.

1.1.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) realizar ensaios de laboratório para caracterização física, resistência ao cisalhamento e compressibilidade do solo no estado de campo (amostras indeformadas) e na condição remoldada;
- b) realizar ensaios químicos e mineralógicos, a fim de compreender os efeitos da microestrutura no comportamento geomecânico do solo.
- c) avaliar qualitativamente o intemperismo do perfil do subsolo através das análises químicas e mineralógicas;
- d) avaliar a estabilidade da fundação do aterro;
- e) avaliar as deformações da fundação do dique de contenção a ser construído.

1.2 LIMITAÇÕES

O trabalho limitou-se a coletar amostras indeformadas de uma profundidade não superior a 4,0 m por questões de segurança e custo. Não houve validação das previsões de comportamento com a resposta de campo, visto que o prazo de término dessa pesquisa não coincide com o prazo de execução do empreendimento. Espera-se que resultados da instrumentação de controle sejam publicados em trabalhos futuros.

1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho é estruturado em seis capítulos. O primeiro tem intuito de justificar, contextualizar e estabelecer as diretrizes da pesquisa. O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, na qual é abordada desde a caracterização dos arenitos e seus principais tipos, o processo de intemperismo e a formação de solos residuais, sendo a maior parte centrada no estudo do comportamento de resistência e deformação desse tipo de solo.

O capítulo 3 apresenta a caracterização da área de estudo, o capítulo 4 à metodologia, dividida em atividades de campo e programa experimental de laboratório. O capítulo 5 apresenta os resultados e as discussões acerca dos resultados obtidos, sendo subdividido em três partes: (a) análise química e mineralógica; (b) análises dos ensaios geotécnicos; (c) avaliações de estabilidade e deformação. O capítulo final aborda as conclusões e as recomendações para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta o referencial teórico necessário para os trabalhos. Inicialmente é abordada a caracterização dos arenitos, tratando da composição química, mineralógica e aspectos texturais desse tipo de rocha, abrangendo os conceitos relacionados ao intemperismo e a formação de solos residuais na região de clima tropical. A posteriori é feita a conceituação sobre solos residuais e o seu comportamento geotécnico.

2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS ARENITOS

Os arenitos são rochas sedimentares detríticas (ou clásticas) resultantes da acumulação e posterior diagênese de sedimentos derivados da desagregação e decomposição de rochas na superfície terrestre, e sua composição reflete os processos de intemperismo e geologia da área fonte (OLIVEIRA E BRITO, 1998). Os três principais condicionantes da formação desse tipo de rocha são as características da rocha matriz, a forma de transporte dos sedimentos e o próprio processo de sedimentação (VATAN, 1967).

Segundo Oliveira e Brito (1998) as partes constituintes desse tipo de rocha podem ser separadas em clastos (fragmentos de rochas e grãos minerais), matriz (material de granulometria mais fina localizada entre grãos), e a cimentação através da presença de minerais químicos como calcita, hematita, limonita, entre outros.

2.1.1 Mineralogia

Os arenitos resultam da mistura de grãos minerais e fragmentos líticos provenientes das rochas matrizes. Muitos desses minerais são eliminados ou transformados durante o processo de transporte até a bacia sedimentar, e após deposição sofrem processos diagenéticos (SUGUIO, 2003).

Segundo Pettijohn (1973), os minerais encontrados nesse tipo de rocha podem ser classificados como detríticos e químicos. Entre os detríticos, os mais comuns são os minerais

de sílica, como o quartzo (SiO_2) e todas as variedades de feldspato, sendo mais comumente encontrados os feldspatos potássicos (ortoclássico e microclínio) (KAlSi_3O_8). Argilominerais como a muscovita [$\text{KAl}_2\text{AlSiO}_{10}(\text{OH})_8$], a biotita [$\text{K}(\text{Mg,Fe})_3\text{AlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_2$] e a clorita [$(\text{MgFe})_3(\text{SiAl})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot (\text{MgFe})_3(\text{OH})_6$] também são encontrados. Outros minerais estão fortemente relacionados à cimentação do arenito, como o caso dos carbonatos (calcita e dolomita), sílica autigênica (cimento dos arenitos silificados), sulfatos (gipsita, anidrita e barita) e sulfetos (pirita).

Em geral, a composição mineralógica mais comum nos grãos de arenito é a quartzosa, pelo fato de ser um mineral pouco solúvel, e resistente mecanicamente ao processo de transporte no qual os minerais sofrem desgaste por abrasão. Outros minerais menos resistentes mecânica e quimicamente sofrem grandes alterações. Feldspatos quando intemperizados são transformados em caulinita, ao passo que os piroxênios e anfibólios podem ser completamente dissolvidos e transportados em solução iônica (SUGUIO, 2003).

2.1.2 Classificação

Dentre as propostas de classificação dos arenitos, o primeiro trabalho que se tornou linha básica para demais metodologias de classificação foi a de Krynine (1957) através do diagrama triangular, que considera apenas as frações detríticas, levando em conta as seguintes componentes mineralógicas: quartzo (e sílex), feldspato (e caulinita) e os filossilicatos (mica e clorita). A partir dessa metodologia, muitas outras classificações surgiram em uma tentativa de conciliar melhor a textura da rocha com a mineralogia.

Folk (1974) traz uma abordagem relacionada à maturidade. Segundo o autor, os arenitos possuem uma maturidade química expressa pela razão entre quartzo/feldspato, ou seja, a relação entre um mineral mais estável quimicamente (quartzo) e um mineral menos estável (feldspato), e uma maturidade física ou textural, dado pela seleção granulométrica, forma dos grãos e a quantidade de matriz sílico-argilosa. Ambas as maturidades ocorrem no processo de transporte desses sedimentos, e, portanto, estão diretamente relacionadas.

A classificação de Pettijohn (1973) é mais simples e amplamente difundida, na qual o primeiro critério para classificação são as proporções de quartzo, feldspato e fragmentos

líticos. A porção de matriz argilosa é tomada como um critério secundário, distinguindo-se arenitos limpos (menos de 15% de matriz) de arenitos sujos (mais de 15% de matriz).

Do ponto de vista granulométrico o arcabouço desse tipo de rocha sedimentar é formado predominantemente de partículas de tamanho entre 0,06 e 2 mm¹. Adjetivos como fluvial, marinho e eólico, por exemplo, são adicionados na nomenclatura para fazer referência a sua origem de formação.

2.1.3 Descrição dos principais tipos

Segundo Suguio (1980) existem quatro tipos gerais de arenitos:

- a) Arenitos ortoquartzíticos: são os produtos finais de evolução de sedimentos arenosos, apresentando na fração detríticas mais de 95% de quartzo. Podem ser cimentados por quartzo precipitado em continuidade cristalográfica com os grãos detríticos, ou por calcita. São considerados sedimentos supermaduros pela boa seleção, bom arredondamento e ausência de argilominerais e minerais instáveis. Sua grande maioria é formada por deposições marinhas;
- b) Arenitos arcósiolos: também chamados de arcósios, são majoritariamente formado de quartzo, podendo conter mais de 25% de feldspato em sua composição. Os grãos de feldspato podem variar de extremamente frescos a muito intemperizados (presença de caulinita). Placas de mica (muscovita e biotita) também podem fazer parte dos minerais detríticos. Frequentemente são encontrados em regiões topograficamente altas em condições climáticas adversas (regiões glaciais ou desérticas);
- c) Arenitos líticos: são caracterizados por conter mais de 25% de partículas detríticas de fragmentos de rochas em sua fração areia. Apresentam pouca ou nenhuma matriz. São comuns em sedimentos de todas as idades e são característicos de depósitos aluviais;
- d) Grauvacas: arenitos de coloração cinza, composto de grãos de vários tamanhos. A fração arenosa é rica de quartzo com proporções variadas de feldspato, além de alguma mica detríticas. Possuem abundante matriz argilosa. Também são caracterizadas pela maior abundância de partículas de rocha (folhelho, siltito, ardósia, filito e mica-xisto) que de feldspato. Podem ser de origem marinha e são atribuídas a areias de turbiditos e fácies de flysch e redepósitos de areias.

¹ Intervalo granulométrico pela escala de Wentworth: 2-1mm (areia muito grossa); 1-0,5mm (areia grossa); 0,5-0,25mm (areia média); 0,25-0,125mm (areia fina); 0,125-0,06 (areia muito fina).

Pettijohn (1973) acrescenta a classe dos arenitos híbridos, que não são de formação totalmente piroclástica nem endogenética, formadas na bacia de deposição por precipitação química ou bioquímica, ou até mesmo por ação vulcânica. O exemplo mais comum desse tipo de arenito são os constituídos de uma mistura de quartzo e calcário, além de arenitos fosfáticos e *greensands* (compostos de até mais de 50% de glauconita).

2.2 INTEMPERISMO

Segundo Huat *et al.* (2013) intemperismo de solos e rochas é um conjunto de processos destrutivos de origem física, química e biológica, que por consequência dependem do ambiente na qual a rocha, ou solo se encontram. O intemperismo físico ou mecânico, também é chamado de desintegração, e o intemperismo químico de decomposição.

Segundo Suguio (1980) o intemperismo físico está relacionado aos seguintes fenômenos: alívio de pressão, expansão e contração térmica (ex.: ações de congelamento e degelo), transporte e desgaste, cujas consequências são relacionadas à textura e à forma, como a redução da granulometria e o arredondamento de grãos, por exemplo. Já o intemperismo químico ocorre quando o equilíbrio do conjunto de átomos que constituem os minerais é rompido, ao ponto que reações químicas ocorrem para conduzir o mineral a um arranjo mais estável. Os principais processos químicos relacionados ao intemperismo são: dissolução, hidratação, hidrólise, oxidação, redução e carbonatação. Por fim, o intemperismo biológico pode se desenvolver no sentido de ajudar a atuação dos processos físico e químicos, como a ação de cunhas das raízes de árvores e o desequilíbrio químico gerado por microrganismos vivos.

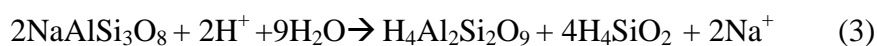
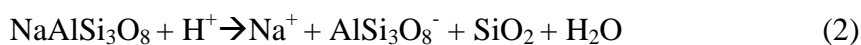
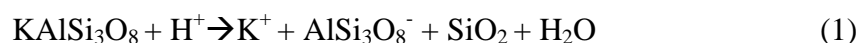
Segundo Irfan (1994) os processos de intemperismo ocorrem em todos os tipos de ambiente, mas, a intensidade e o modo de ocorrência dependem do clima, da topografia, do tipo de material (solo e rocha), do tempo e da presença de água subterrânea, além da atividade biológica. O mesmo autor ressalta que a água pode ser considerada como o principal agente do intemperismo por possibilitar o início das reações, além da temperatura como fator regulador das velocidades de ocorrência. Outros autores, como Fookes *et al.* (1971) e Zhao *et al.* (1994) de forma análoga, atribuem como os principais fatores influenciadores do processo de intemperismo e formação de solos, o clima, a mineralogia da rocha (geologia), a atividade biológica, a topografia e o tempo.

Para Thomas (1994) o fator determinante é o clima, visto que é o primeiro fator que comanda a variação de temperatura, bem como, a disponibilidade de água e ácidos orgânicos derivados da vegetação e do solo. Tomando esse ponto de vista, o mesmo autor afirma que regiões tropicais e subtropicais são favoráveis a esses processos pela alta temperatura e disponibilidade de chuva. Townsend (1985) indica que regiões tropicais e subtropicais são mais favoráveis ao intemperismo, quando comparados a climas temperados e polares, por exemplo.

Tratando especificamente dos arenitos, os mesmos estão submetidos tanto ao intemperismo físico, quanto químico e biológico, contudo, muitos autores atribuem ao intemperismo químico (particularmente, reações de hidrólises) como o principal fator no processo de decomposição desse tipo de rocha (GREGORY, 2000). Sobre o ponto de vista físico (mecânico), a mudança de temperatura e umidade pode gerar fraturamento e desintegração, principalmente em rochas sedimentares pouco cimentadas, caso de muitos arenitos (IRFAN, 1994). A abertura de fissuras, trincas e caminhos de percolação podem contribuir diretamente com a evolução dos processos químicos, e conseqüentemente na alteração da rocha.

Sobre uma perspectiva mineralógica, os arenitos são formados predominantemente por quartzo e feldspato, onde o primeiro é tido como um dos minerais menos solúveis na superfície da terra, por vezes sendo considerado por alguns autores como praticamente imune ao intemperismo químico (WRAY e SAURO, 2017). Já os feldspatos dependendo das condições de umidade, temperatura e drenagem podem sofrer diversas modificações. A caulinita é frequentemente considerada como o produto mais comum da hidrólise de feldspatos e biotita sendo amplamente encontrados em solos de drenagem livre (THOMAS, 1994). O mesmo autor acrescenta que em estágios avançados de intemperismo a caulinita pode se transformada em gibbsita.

A equação 1 e 2 representam os processos de hidrólise do feldspato ortoclásio e plagiocásio (Na), e a equação 3 e 4 representam a transformação dos mesmos em caulinita ($H_4Al_2Si_2O_9$).





Segundo Irfan (1994), um fator que é particularmente importante na formação desses minerais secundários (caulinita e gibbsita) é a remoção de alguns produtos de intemperismo do sistema. No caso das equações 3 e 4 deve haver remoção contínua dos cátions do ambiente, condicionante que pode ser encontrado em solos de boa drenagem. Para Townsend (1985) a topografia e a drenagem são fatores-chaves nesses processos químicos, pois ambos controlam a taxa de escoamento superficial, bem como, a taxa de lixiviação subsuperficial de constituintes solúveis, além da taxa de erosão que leva à exposição de minerais frescos. Portanto, para o autor as condições ideais de ocorrência das reações de hidrólise, antes demonstradas, são terrenos levemente inclinados onde o escoamento superficial não é excessivo, mas a drenagem é desimpedida.

Outro conjunto de reações químicas importantes são a oxidação e redução (reações de redox) responsáveis pela formação de sesquióxidos de Fe e Al (lateritas) formados no processo de intemperismo denominado lateritização (THOMAS, 1994), mas que nessa pesquisa não será abordado.

2.3 SOLOS ESTRUTURADOS

Os modelos clássicos de mecânica dos solos são baseados no conceito de índice de vazios inicial e sua subsequente modificação pelo histórico de tensões (LEROUEIL E VAUGHAN, 1990). Isto se deve ao fato de que a mecânica dos solos cresceu inicialmente no norte da Europa e América do Norte, onde a maioria dos conceitos sobre o comportamento dos solos foi desenvolvido sobre a perspectiva de solos sedimentares, e grande parte baseada em estudos de amostras remoldadas com intuito de investigar a influência do histórico de tensões no comportamento geomecânico, desconsiderando a importância da estrutura como condicionante do comportamento de solos naturais. No entanto, grandes áreas do planeta são cobertas por solos naturais estruturados, e a aplicação desses conceitos desenvolvidos a partir de solos sedimentares remoldados podem não ser relevantes nesse tipo de aplicação (WESLEY, 2009).

Segundo Burland (1990) a estrutura é uma combinação entre dois fatores: a cimentação e a fábrica. A cimentação é usada para se referir à propriedade responsável pela resistência ao

cisalhamento e rigidez, que independem da tensão efetiva e da porosidade do solo (RIGO, 2005), mas também pode ser interpretada como uma interface de contato que liga diversas partículas do solo. Para Mitchell (1993) o conceito de estrutura é baseado na fábrica, na textura e na cimentação, na qual a fábrica é uma denotação do arranjo e distribuição espacial das partículas, e a textura uma denotação de tamanho e forma dos grãos. Fookes (1977) acrescenta os padrões de descontinuidade como outro elemento.

A formação dessa estrutura depende de vários fatores, para Rigo (2005) a origem geológica e os processos de intemperismo ao longo do tempo são aspectos fundamentais. Mitchell (1993) define que a estrutura inicial é determinada por fatores composicionais (mineralogia, tamanho e forma das partículas, química da água dos poros, etc.) e por fatores ambientais (pressão, temperatura, drenagem, taxa de sedimentação, etc.). Após o primeiro arranjo inicial estar consolidado, processos de alteração da estrutura por reações químicas (lixiviação, precipitação/cimentação, intemperismos diversos, etc.) e processos físicos (secagem e hidratação, gelo e degelo, carregamento e descarregamento, etc.) geram a estrutura final do solo. Efeitos da estrutura no comportamento geotécnico, em particular a cimentação, serão tratados nos itens subsequentes.

Outra nomenclatura comumente utilizada para tratar de solos estruturados advindos do intemperismo da rocha mãe, são os denominados solos residuais. Para Leroueil e Vaughan (1990) solo residual é o produto *in situ* do intemperismo sobre a rocha que geralmente diminui a densidade e aumenta a porosidade do solo. Para Fookes (1971) e Wesley (2009), solo residual também é um produto do intemperismo atuante sobre a rocha que se mantém no local em que foi originado. Townsend (1985) especifica que solos residuais são produtos majoritariamente formados pelo intemperismo químico. Mitchell e Soga (2005) salientam que o solo residual pode ter textura bastante similar da rocha de origem, e devido ao processo não uniforme de intemperismo podem ser bastante heterogêneos, de constituição mineralógica e porosidade variada.

No entanto, para diversos autores existe uma grande divergência na literatura sobre a utilização apropriada do termo “solo residual”, assim como, uma confusão no emprego dos termos “solo tropical”, “solo laterítico” e “solo saprolítico”.

Para Nogami e Villibor (1983), os solos saprolíticos são originados pela decomposição e desagregação de uma rocha consolidada, sendo essencial o reconhecimento da macroestrutura

herdada da rocha matriz (ex.: xistosidades e estratificações). Segundo os mesmo autores, se a macroestrutura foi destruída por processos pedológicos, ou, geológicos, o solo não pode ser classificado como saprolítico, apenas como residual. Portanto, solos saprolíticos, são solos residuais cuja macroestrutura da rocha matriz ainda é presente.

Especificamente em regiões de clima tropical, cujo processo de intemperismo são mais intensos devido às altas temperaturas e a alta disponibilidade de água, o perfil de intemperismo é mais acentuado gerando solos residuais de características peculiares, muitas vezes de grandes espessuras. Para estes casos, utiliza-se a denominação “solos residuais tropicais” (FOOKES, 1977). Esse ambiente propício ao intemperismo ocasiona uma rápida degradação dos feldspatos e minerais ferromagnesianos, além da remoção de sílica e bases (Na_2O , K_2O , CaO e MgO), e formação de sesquióxidos de Fe e Al (lateritas). Esse último processo é denominado de lateritização que originou a expressão “solos lateríticos” (GIDIGASU, 1976). Para Nogami e Villibor (1983) esse tipo de solo está presente em regiões de clima tropical bem drenado e é o resultado da atuação de processos pedológicos que são encontrados em camadas mais superficiais que acompanham aproximadamente a superfície do terreno, refletidos em uma coloração amarela e avermelhada, de estrutura homogênea e isotrópica, que não apresentam resquícios da macroestrutura da rocha matriz.

A caracterização de solos residuais é uma matéria relativamente nova, com os primeiros estudos de impacto elaborados no final do século XX, como os trabalhos clássicos de Vaughan et al. (1988) e Leroueil e Vaughan (1990). Para Vaughan et al. (1988) as características principais desse tipo de solo de acordo com sua origem geológica são:

- a) uma componente da resistência e rigidez devido a cimentação que foi sendo desenvolvida progressivamente ao longo do tempo pelo intemperismo químico;
- b) a pequena importância do histórico de tensões no comportamento do material;
- c) a mineralogia variável;
- d) a diferença de resistência dos grãos;
- e) a porosidade variada.

Além disso, os autores citam a presença de estruturas reliquiares herdadas da rocha mãe, e o estado de saturação parcial que pode gerar poropressões negativas (sucção), que por consequência, geram o aumento das tensões efetivas, fato que influi no aumento da resistência

e rigidez do maciço. A sucção segundo Ridley e Burland (1995) é uma tensão proveniente de efeitos capilares e absorção que atuam como um aumento na força de ligação entre as partículas. Feuerharmel (2003) em sua revisão sobre o tema, afirma que a sucção é a soma da parcela devido as forças capilares definidas por Ridley e Burland, denominada de sucção matricial e uma parcela denominada de sucção osmótica devido as diferentes concentrações de sais dissolvidos na fase líquida. Os valores de sucção variam de zero, quando o solo está saturado, ou seja, todos os vazios estão preenchidos pela água, até valores bastante altos. Para valores de saturação acima de 90% o efeito da sucção é desprezível, pois o ar se mostra ocluso na forma de bolhas isoladas e a água encontra-se na forma contínua, não possibilitando a ocorrência de sucção. Para situações contrárias (saturação abaixo de 80%) é o ar que está presente na forma de condutos contínuos, enquanto a água se concentra principalmente ao redor dos contatos entre grãos, de tal forma que o efeito da sucção não pode ser ignorada na avaliação da resistência ao cisalhamento do solo.

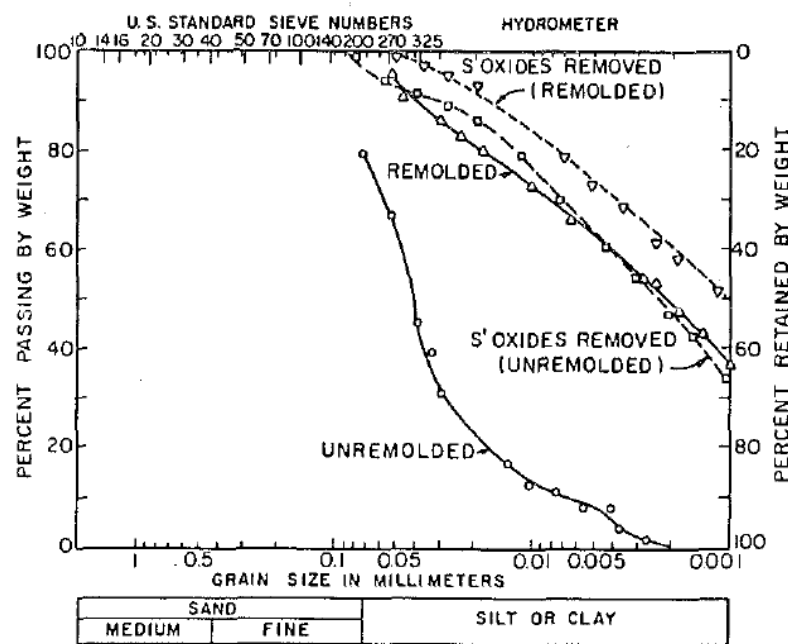
2.3.1 Cimentação

Para Mitchell e Sitar (1982) em solos residuais é comum haver a cimentação de partículas em “*clusters*” (aglomerados) por sesquióxidos, ou, pela presença de alguns minerais no estado hidratado. Para os autores a cimentação é responsável pelas principais características geotécnicas desse tipo de solo: alto índice de vazios (baixas densidades), alta resistência e alta permeabilidade. Segundo Mitchell e Soga (2005) a cimentação pode surgir por diversas causas, sendo as principais: a precipitação de algum material entre partículas (carbonatos, hidróxidos, matéria orgânica, entre outros), a soldagem a frio entre contatos de partículas submetidas à alta pressão, e a recristalização de minerais durante o intemperismo a partir da mudança química da solução aquosa. Interessante lembrar que a cimentação era somente considerada como uma característica encontrada em rochas, contudo é atualmente reconhecida como uma característica presente em muitos materiais naturais chamados de solos.

Portanto, considerando que a cimentação de partículas é representada por “*clusters*”, ou pela presença de minerais hidratados, qualquer ensaio de caracterização dos índices físicos que quebre a estrutura do solo, seja por remodelamento, ou secagem, gera ambiguidade nos resultados (BURTON, 1998). Townsend (1985) analisando diversos solos lateríticos (Cuba,

Panamá, Quênia) observou que o efeito de remodelagem nesse tipo de solo, aumenta a quantidade de finos devido à quebra da estrutura dos aglomerados em partes menores, conforme resultados apresentados na figura 1. O mesmo autor apresenta os efeitos da quebra da estrutura nos limites de consistência (tabela 1). Blight (1977) e Burton (1998) complementam, indicando que os limites também são modificados de acordo com o tempo de manipulação das amostras, de forma mais notável no limite de liquidez.

Figura 1 – Alteração de granulometria em solos saprolíticos remoldados



Fonte: Townsend, 1985

Tabela 1 – Limites de Atterberg para solos saprolíticos de Cuba e Panamá

Tipo de solo/Origem	LL (natural)	LL (manipulado)	LP (natural)	LP (manipulado)
Solo laterítico/ Cuba	46	53	15	22
Solo laterítico/ Panamá	60	70	21	30

Fonte: modificado de Townsend, 1985.

Contudo, existe na literatura uma divergência com relação à importância da origem e do tipo de cimentação. Segundo Collins e Sitar (2009) o comportamento da maioria dos solos cimentados parece ser bastante semelhante, independentemente do agente cimentante. Fato contrário aos estudos realizados por Martins et al. (2005) que compararam dois solos residuais

de arenito de mesma formação (formação Botucatu), cuja diferença de comportamento foi atribuído aos diferentes cimentos.

Além disso, diversos estudos identificaram diferenças significativas entre o comportamento de solos fracamente estruturados e o comportamento de solos fortemente estruturados. Acerca dessa variação, muitos trabalhos foram e ainda são desenvolvidos utilizando solos cimentados artificialmente, principalmente pela dificuldade de amostragem de solos fracamente estruturados. À exemplos de forma cronológica: Clought et al. (1981), Maccarini (1987), Coop e Atkinson (1993), entre outros. Apesar do enfoque deste trabalho estar relacionado a solos granulares cimentados naturais, o uso dos resultados dos ensaios de solos artificialmente cimentados é utilizado para melhor explicar as características geomecânicas desse tipo de material. Importante ressaltar que o comportamento de solos estruturados é estudado através da comparação das propriedades do solo no estado natural (estruturado) com as propriedades do mesmo solo reconstituído e desestruturado (RIGO, 2005).

2.3.2 Resistência ao cisalhamento de solos residuais

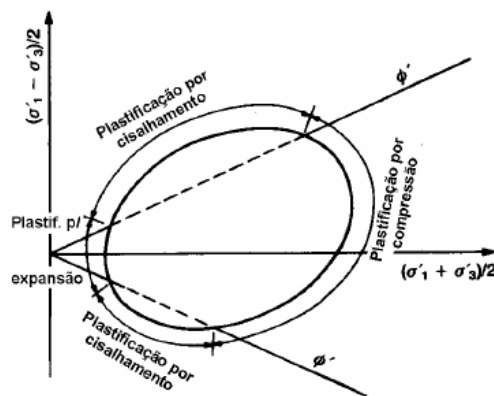
Como descrito anteriormente, o comportamento mecânico de solos residuais está diretamente relacionada à sua estrutura (cimentação, fábrica e textura), sendo a primeira delas considerada de maior importância por alguns autores. A cimentação aumenta a rigidez, a resistência e a fragilidade do material, ao ponto que quando sua estrutura é quebrada há uma alteração no comportamento, denominado de plastificação, ou “*yielding*”.

Ao se analisar as curvas tensão-deformação é possível perceber mudanças abruptas de comportamento (resistência e rigidez) que estão relacionadas com a mudança da estrutura do solo. Esses pontos de mudança irreversível da estrutura são chamados de “*yields*” que é traduzido pelos autores brasileiros como plastificação, ou “ponto de cedência” conforme descreve Ferreira (1998).

Leroueil e Vaughan (1990) avaliam o “*yielding*” do material em três fases: (i) plastificação na compressão, quando ocorre abaixo da envoltória de resistência de pico ao cisalhamento. Observado quando o solo é consolidado isotropicamente em níveis de tensão efetivas maiores que a resistência do material; (ii) plastificação no cisalhamento, quando ocorre em níveis de

tensões cisalhantes superior à envoltória de resistência. Em geral é caracterizado por um pico de resistência a pequenas deformações que coincide com o ponto de plastificação da estrutura; (iii) plastificação na expansão, quando ocorre em um estado de tensões abaixo da envoltória de resistência de pico, mas para grandes deformações acumuladas. A figura 2 apresenta o diagrama dos três estágios.

Figura 2 – Diferentes estágios da plastificação



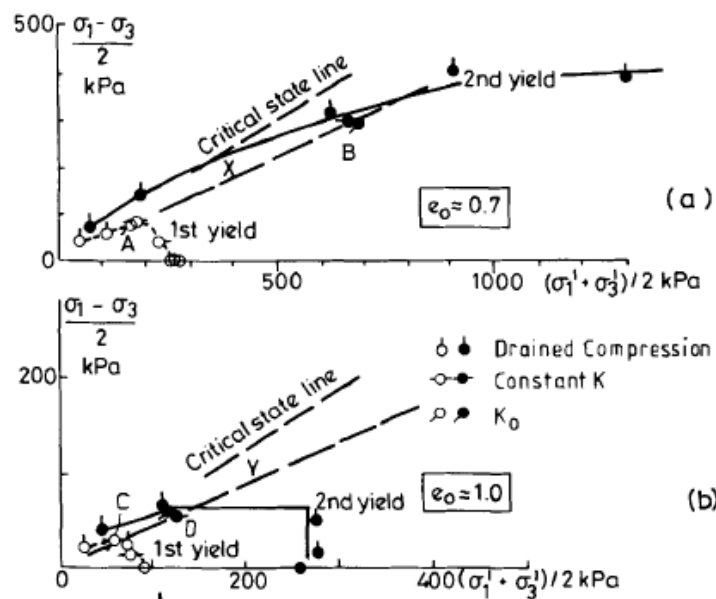
Fonte: Rigo (2005), baseado em Leroueil e Vaughan (1990).

A plastificação nas fases de compressão e expansão é dada de forma progressiva à medida que o nível de tensões no solo se altera. Diferente do comportamento de plastificação por cisalhamento, pois ao cisalhar o corpo de prova há grande probabilidade de formação de discontinuidades, cuja resistência irá diminuir com o aumento das deformações, no mesmo instante que o restante da estrutura do solo não sofre a plastificação (RIGO, 2005). Sobre a interferência do nível de cimentação com a ocorrência da plastificação, Schnaid et al. (2001) em uma série de ensaios triaxiais em amostras cimentadas artificialmente concluem que a combinação de uma estrutura fortemente ligada (alto grau de cimentação) com tensões confinantes baixas, não implica na plastificação durante o estágio de compressão isotrópica do corpo de prova, sendo a condição contrária também verdadeira.

Vaughan et al. (1988) ao compararem os resultados de um solo granular artificialmente cimentado com outro sem cimentação, perceberam dois estágios de plastificação. Segundo os autores, o carregamento até o primeiro *yield* é suportado pelo cimento entre os contatos, e essa primeira mudança de comportamento é o início da falha da estrutura. Já o segundo *yield* não coincide com a completa destruição da estrutura, mas ocorre a grandes níveis de deformação,

principalmente quando o índice de vazios inicial é grande. A figura 3 apresenta o resultado dos ensaios, onde o primeiro ponto pode ser notado por uma pequena mudança na rigidez e deformação, podendo não ser observado se o ensaio não for muito preciso. Bressani (1990), Cucovillo e Coop (1999) abordam a necessidade de técnicas especiais para identificação do ponto de plastificação, da variação da rigidez e dos módulos de deformabilidade a pequenas deformações.

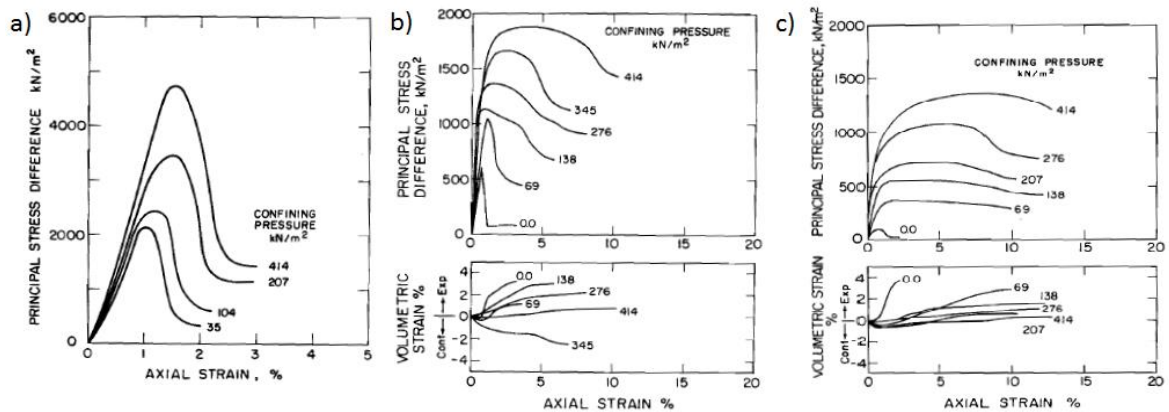
Figura 3 – Ensaio triaxial drenado em areias com dois pontos de plastificação



Fonte: Vaughan et al. (1988)

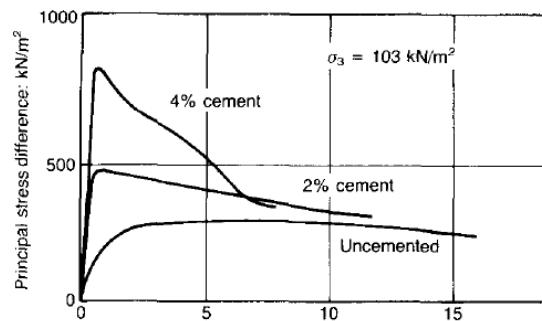
Clough et al. (1981) em ensaios triaxiais drenados, avaliam que o comportamento de solos arenosos cimentados naturalmente e artificialmente são semelhantes, contudo, o nível de cimentação difere o comportamento. Quanto maior o grau de cimentação, maior a resistência de pico e a rigidez. Para solos fortemente cimentados o comportamento frágil é notado em todos os níveis de confinamento, contudo, para amostras medianamente e fracamente cimentadas, o comportamento frágil é mais evidente em tensões de confinamento menores. Além disso, quanto maior o grau de cimentação, mais facilmente é notado o ponto de plastificação da estrutura (coincidentemente com o pico). Os resultados da pesquisa são apresentados nas figuras 4 e 5.

Figura 4 – Ensaio triaxial drenado em areias naturais (a) fortemente cimentadas, (b) moderadamente cimentadas, (c) fracamente cimentadas.



Fonte: Clough et al. (1981)

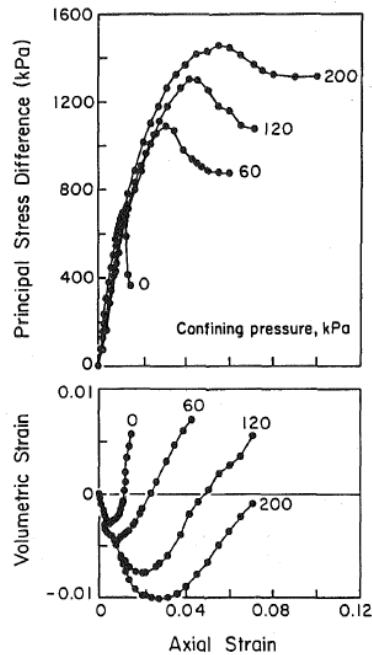
Figura 5 – Comportamento de areias cimentadas e não cimentadas



Fonte: Clough et al. (1981)

Os comportamentos descritos anteriormente são replicados em diversos outros estudos. A figura 6 apresenta os resultados de ensaios triaxiais drenados em um solo naturalmente cimentado de origem vulcanoclástica na região dos Andes presentes no Equador e Colômbia (O'ROUKE E CRESPO, 1988). Pela análise dos autores, todos os ensaios nas diversas tensões de confinamento apresentaram fratura frágil com pronunciada queda de tensão após atingir a tensão de pico, contudo, tornam-se mais dúcteis à medida que as tensões de confinamento aumentam. Airey (1993) obteve resultados semelhantes do ponto de vista de fragilidade em solos naturalmente cimentados da Austrália e Ásia.

Figura 6 – Tensão versus deformação de solos residuais de origem vulcanoclástica dos Andes



Fonte: O'ROURKE E CRESPO, 1988

Contudo, Cucovillo e Coop (1997) ampliam a discussão, afirmando que a resistência ao cisalhamento não é comandado somente pela cimentação, mas também por outros componentes da estrutura como o tamanho e formato dos grãos (fábrica e textura), principalmente após o primeiro estágio de plastificação. Segundo os autores, em solos cuja predominância da estrutura é a ligação de contato (cimentação), os valores de resistência ao cisalhamento decrescem à medida que essas ligações vão sendo rompidos, mesmo se a tensão efetiva e a densidade da amostra aumentam. Para solos cujo intertravamento entre partículas é alto, mesmo após ruptura do cimento a resistência ao cisalhamento permanece alta.

2.3.3 Resistência residual ao cisalhamento

A resistência residual ao cisalhamento é aquela que ocorre em alguns solos a grandes deformações, particularmente para solos argilosos, caracterizada como uma resistência mobilizada muito reduzida, estável, que ocorre após a queda pós-pico. Conforme Skempton (1985), para que a resistência residual seja mobilizada é necessário deslocamentos da ordem de 0,1 a 0,5m no ensaio ring shear na maioria dos solos.

Bishop et al. (1971) em um extenso trabalho concluíram que a resistência residual (Φ_r') é relacionável com a tensão efetiva normal atuante na amostra, mas que há completa independência com a preparação, com o histórico de tensões, ou, com a condição inicial do solo. Os autores afirmam também que para solos residuais sedimentares a resistência residual é bem relacionada com o teor de argila. Para teores superiores a 40%, a orientação dessas partículas ao longo do plano de ruptura faz com que os ângulos de atrito interno residual decaia e, portanto, a resistência ao cisalhamento residual atinja valores bastante reduzidos. Esse fenômeno de alinhamento das partículas é denominado por Lupini et al. (1981) como “*comportamento de cisalhamento deslizante*”. Para solos de frações mais grosseiras, com teor de argila inferior a 15%, a resistência a grandes deformações é dada pela interação entre os contatos das partículas, não havendo a formação de um alinhamento, sendo os valores de resistência superiores aos anteriormente descritos. Lupini et al. (1981) definem esse comportamento ao cisalhamento como “turbulento”. Para teores intermediários de argila os mesmos autores definem como “comportamento transitório de cisalhamento”.

Outra relação comumente encontrada na literatura é a resistência residual com os índices de consistência do solo. Hawkins e Prirett (1985) relacionaram a resistência a grandes deformações com o índice de plasticidade, e, Stark e Eid (1994) com o limite de liquidez. Para Boyce (1985) a maioria dos solos sedimentares de regiões temperadas segue a condição de que quanto maior for o índice de plasticidade, menor é a resistência residual associada, e para solos de baixa plasticidade, o comportamento dos contatos é que define a resistência a grandes deformações. Contudo, correlações com os índices de consistência são de uso limitado para a predição desse tipo de resistência ao cisalhamento (LUPINI et al., 1981), especialmente tratando-se de solos residuais.

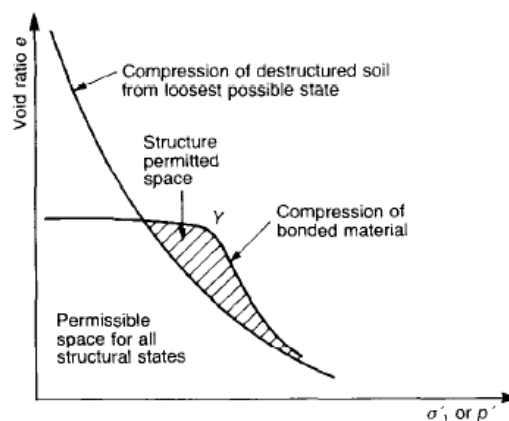
Rigo et al. (2011) em uma avaliação de solos tropicais sul americanos encontraram relações distintas dessas abordadas por Boyce, pois a resistência a grandes deformações depende não somente da tensão normal efetiva e do teor de argila (índice de plasticidade), mas do tamanho e distribuição granulométrica das partículas, da mineralogia, dos processos de intemperismo, da condição da rocha mãe, e dos processos pedogenéticos sofridos pelo solo. Entre os materiais estudados, chama a atenção um solo saprolítico micáceo de grãos grosseiros que apresentou baixa resistência residual, mesmo com baixo índice de plasticidade. Esse fenômeno deve-se ao alinhamento e moagem das partículas de mica.

2.3.4 Compressibilidade

Em ensaios edométricos utilizados para observar o comportamento do solo à compressão isotrópica e unidimensional, sem deformações laterais, observa-se que a curva de compressão normal de solos desestruturados segue um mesmo comportamento desde o início (a partir do maior índice de vazios possível). Tipicamente para solos sedimentares, quando o índice de vazios é plotado versus o logaritmo da tensão efetiva, observa-se que corpos de prova à diferentes índices de vazios convergem para um mesmo segmento de reta (Linha de Compressão Normal – NCL) que rege o comportamento da estrutura. Entretanto, no solo estruturado existe uma mudança de comportamento, sendo tipicamente mais rijo até o ponto de plastificação da estrutura. Além disso, percebe-se que o solo consegue suportar níveis de tensões superiores para o mesmo índice de vazios, o que significa que solos estruturados podem apresentar índices de vazios maiores que solos sem estrutura. Essas conclusões são demonstradas na figura 7 do estudo de Leroueil e Vaughan (1990), que representam curvas típicas desse ensaio, relacionando a tensão vertical efetiva com o índice de vazios.

Maccarini (1987) ressalta que ensaios edométricos oferecem um resultado bastante pobre com relação a definição do ponto de plastificação, mas que são úteis para definir a diferença de comportamento entre solos com estrutura, natural ou artificial, e solos desestruturados. Vaughan (1985) acrescenta que gráficos plotados na escala logarítmica da tensão efetiva, forçam a aparição do ponto yield que não necessariamente é verdadeiro.

Figura 7 – Curvas típicas compressão versus índice de vazios para solos estruturados e desestruturados.



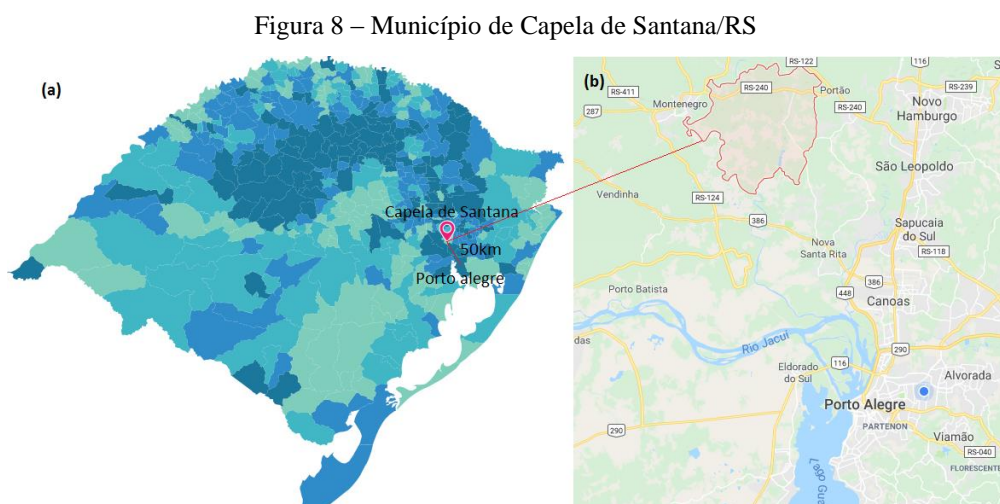
Fonte: Leroueil e Vaughan (1990).

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo tem como objetivo apresentar a área de estudo da presente pesquisa. Serão tratadas as características do município de Capela de Santana, onde está localizado o aterro industrial de resíduos (classe I e II), a geologia local, a geometria e as condições do subsolo (estratigrafia e nível d'água) onde está localizada a zona de ampliação do aterro industrial, objeto específico desse trabalho.

3.1 CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL E LOCAL

Capela de Santana é um município localizado no Vale do Caí, estado do Rio Grande do Sul, limítrofe aos municípios de Nova Santa Rita, Portão, Montenegro, Pareci Novo e São Sebastião do Caí, e aproximadamente a 50 km de Porto Alegre (figura 8), com extensão territorial próxima de 183 km². O município apresenta um clima quente e temperado com pluviosidade significativa ao longo do ano, com temperatura média de 19,4 °C e média pluviométrica anual de 1437 mm.



Fonte: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2018.

Segundo os limites entre as províncias geológicas que constituem o estado do Rio Grande do Sul, no município de Capela de Santana ocorrem os domínios da Província Costeira e da

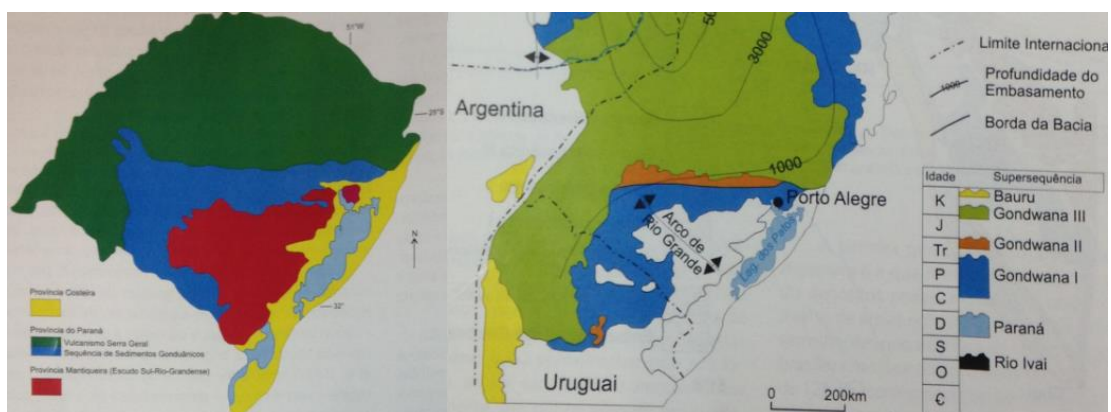
Província do Paraná (figura 9). A província costeira é representada por depósitos continentais de encosta e leques aluviais constituídos de arenitos arcoseanos, arenitos conglomeráticos, imaturos, areias e argilas, depósitos de lagunas, barreiras marinhas, depósitos lacustres e paludiais, depósitos fluvio-lacustres e eólicos, e depósitos aluvionares atuais (idade terciária e quaternária) (TERRAGUA, 2018).

A Bacia do Paraná possui aproximadamente $1,7 \times 10^6$ km² ocupando parte dos territórios do Brasil, Argentina, Uruguai e Paraguai. Seu registro sedimentar vulcânico tem espessura cumulativa de aproximadamente 7.500 m, com início da deposição no Ordoviciano e término no Cretáceo, perfazendo um intervalo de 385 milhões de anos (COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS, 2010). Segundo o relatório de geodiversidade do RS promovido pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2010, p.26):

Essa bacia recobre grande parte do embasamento continental gerado a partir do Paleoproterozoico e conviveu com o desenvolvimento de cinturões colisionais ativos a ela adjacentes, ao longo dos quais, durante todo o Fanerozoico, tem tido lugar uma relação de convergência entre o Gondwana e a litosfera oceânica Panthalassa. A geodinâmica dessa borda ativa do Gondwana influenciou na história evolutiva paleozoico-mesozoica da bacia, confrontada às grandes orogêneses acontecidas na borda continental, revelou clara relação entre ciclos de criação de espaço deposicional na área intracratônica e os episódios orogênicos [...]. Com esse enfoque do controle tectônico da sedimentação [se organizou] os ciclos de preenchimento da bacia em supersequências, denominado: Rio Ivaí, Paraná, Gondwana I, Gondwana II e Gondwana III.

As supersequências presentes no Estado do Rio Grande do Sul são Gondwana I, Gondwana II e Gondwana III, conforme apresentado na figura 9.

Figura 9 – Geologia regional

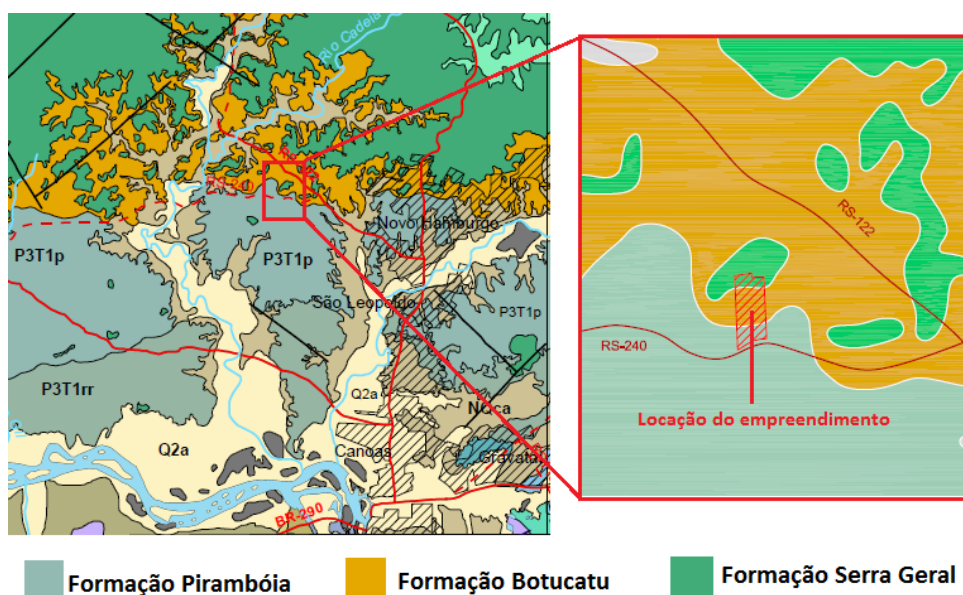


Fonte: COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS, 2010.

Segundo o Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil (COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS, 2007) a fase de máxima continentalização dessas supersequências é marcada pelo desenvolvimento de um extenso campo de dunas eólicas sobre corpos lacustres da Formação Rio do Rastro. Especificamente no Rio Grande do Sul, esse pacote eólico tem sido referido como Formação Rosário do Sul, Formação Pirambóia e a parte inferior da Formação Sanga do Cabral. Formações do período Triássico como Santa Maria 1 e 2 e Caturrita afloraram na Depressão Central do Rio Grande do Sul e são exclusivas dessa região. O período cretáceo foi marcado pelo fim de um ciclo tectônico com a fragmentação do Gondwana e abertura do Atlântico Sul, onde derrames cobriram de um modo geral, campos de dunas eólicas ainda ativas. O registro desse evento são os arenitos eólicos da Formação Botucatu e os derrames da Formação Serra Geral.

Sobre o contexto geológico local, o município Capela de Santana se localiza em uma região entre o domínio Bacia do Paraná (Formações do Rio do Rastro, Pirambóia, Botucatu e Serra Geral) e o Domínio de planície costeira e aluviões (depósitos aluviais de barreira holocênica e depósitos colúvio-aluviais), contudo, na porção norte do município, onde se encontra o empreendimento, o domínio de predominância é a Bacia do Paraná com as formações Pirambóia, Botucatu e Serra Geral, conforme figura 10 modificada a partir do mapa geológico do Rio Grande do Sul em escala de resolução 1:750.000.

Figura 10 – Geologia local



Fonte: modificado de COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS, 2017.

3.1.1 Formação Botucatu

A Formação Botucatu é datada do período Juro-Cretáceo (mais especificamente entre o período Jurássico Superior e Cretáceo Inferior, 100-160x10⁶ anos) classificada assim pela interação com outras formações (Guará e Serra Geral). É interpretada como depósitos de dunas eólicas, sendo o sentido dos paleoventos consistente para nordeste, cujas características principais são arenitos de composição fina a média, quartzosos, de coloração rosa, podendo apresentar espessuras de cerca de 80 m e frequentemente endurecidos (COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS, 2007). Segundo Martins et al. (2005) os arenitos da formação Botucatu são encontrados não só abaixo dos fluxos basálticos (Formação Serra Geral), mas também entre fluxos. Os mesmo autores afirmam que intensos processos erosivos na fronteira desses fluxos expuseram o arenito Botucatu ao longo de uma estreita faixa leste-oeste de terra localizada a cerca de 30 km ao norte de Porto Alegre. Estudos sobre a morfologia e origem dessa formação são bem descritos por Scherer (2000).

3.1.2 Formação Pirambóia

Os arenitos Pirambóia podem ser considerados como uma fácies fluvial da formação Botucatu, cujas características são arenitos esbranquiçados, amarelados e avermelhados, médios a muito finos, silte-argilosos de grãos polidos, subangulares e subarredondados com seixos de argila (BRASIL, 1984). Para Petri e Fúlfaro (1983) os grãos são mal selecionados com ocorrência de finas intercalações de argilitos e siltitos. Aparecem localmente de forma conglomerada com seixos de argila, ou com seixos angulares de sílex. Segundo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2007) essa formação é datada do período Triássico inferior (245-251x10⁶ anos), e com presença muito restrita no estado do Rio Grande do Sul.

3.1.3 Formação Serra Geral

A formação Serra Geral é a mais recente das três formações, datada do período Jurássico-Cretáceo (100-200 x10⁶ anos), descrita como um perfil clássico de uma corrida de derrames basálticos, atingindo espessuras totais de até 1.500m (Presidente Epitácio, SP), mas também de perfis delgados, inferior a 50m, caso do estado do Rio Grande do Sul (BRASIL, 1984).

Estudo mais recentes através de datações radiométricas (método U/Pb) chegaram na idade máxima de 137,3(+/-1,8) Ma.

Dentre as fácies dessa Formação, a encontrada próximo da região estudada é o Fácies Gramado. Segundo Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2007), essa unidade geológica ocorre de forma descontínua, provavelmente pelo adelgaçamento das camadas até sua desapareição em algumas áreas, no entanto, a extensa cobertura de solo e dos depósitos gravitacionais holocênicos na encosta da Serra Geral, torna difícil de avaliar se a camada é descontínua, ou se a mesma apresenta localmente espessuras muito reduzidas. Em afloramentos, estas rochas apresentam coloração cinza escuro, frequentemente alteradas, chegando a uma coloração marrom-avermelhada sendo comuns zonas vesiculares. O mesmo texto afirma que diques de arenito também são feições comuns na região.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO

O aterro é operado pela empresa Ecototal Sistema de Gestão Ltda. localizado na rodovia RS-240 (Rodovia Maurício Cardoso), nº 921, bairro Garcez, município Capela de Santana. A operação iniciou em 2010, com o projeto de duas células para aterros de resíduos sólidos. Uma destinada ao depósito de material classe tipo I, que conforme glossário da Fundação Estadual de Proteção Ambiental (2018) “*são materiais classificados como perigosos podendo representar riscos à saúde e ao meio ambiente em função de suas características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade e patogenicidade*”. E outro para o classe II que são aqueles resíduos sólidos que não se enquadram na classificação anterior, podendo ser inertes, ou, não inertes com propriedades de combustibilidade, biodegradabilidade e solubilidade em água, conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR N.º 10004. O peso específico do material depositado após compactação é de aproximadamente 1,0 tf/m³. A figura 11 apresenta o aspecto do resíduo depositado.

Figura 11 – Material depositado no aterro classe II.



Fonte: imagens do autor.

Atualmente, o empreendimento é composto por três setores (área 1, 2 e 3, da figura 12) sendo que uma grande área ao sul das células existentes (área 7), está sendo licenciada, a fim de aumentar a capacidade do aterro de resíduo classe II, cujo solo de fundação é objeto de estudo dessa pesquisa. A figura 12 e o quadro 1 apresentam o layout do empreendimento.

Figura 12 – Layout do aterro



Fonte: modificado de TERRAGUA, 2018.

Quadro 1 – Regiões do aterro

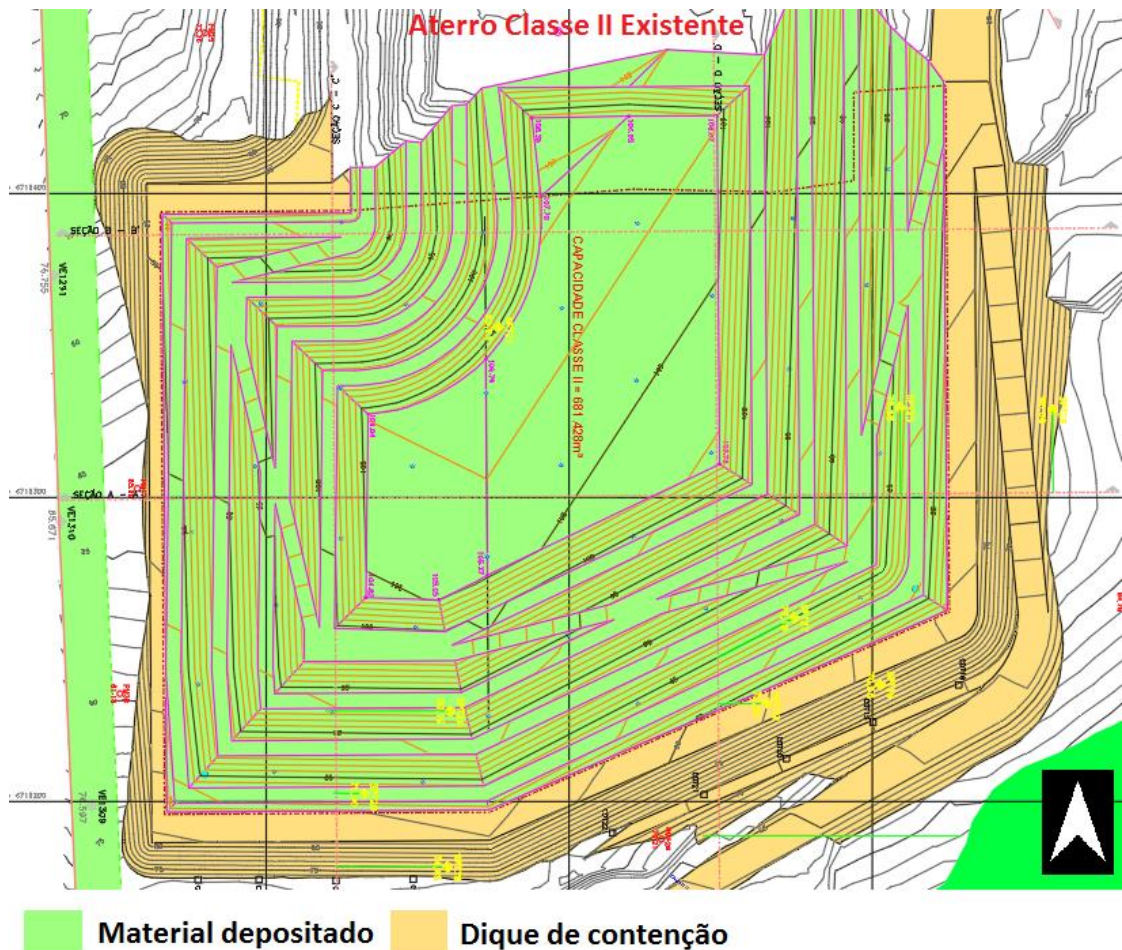
Posição	Descrição
1	Aterro para resíduos Classe II
2	1º Ampliação do terreno classe II
3	Aterro para resíduos Classe I
4	Sede administrativa
5	Balança
6	Acesso à RS240
7	Zona de ampliação do aterro classe II (Objeto de estudo)

Fonte: elaborado pelo autor

3.2.1 Geometria da ampliação do aterro

A região de ampliação possui área de aproximadamente 46.500 m². A altura máxima estimada da pilha é de 25 m na porção central do aterro, totalizando um volume de aproximadamente 681 mil m³. A área de depósito é limitada por diques de contenção ao sul, leste e oeste, sendo ao norte limitado pelo próprio aterro classe II existente. A cota base do aterro na seção central é de 82,5m, decaindo até a cota mínima de 76,15 m na região próxima do dique sul. Cabe ressaltar, que a geometria apresentada na figura 13 já é o resultado de diversas alterações geométricas devido a restrições do solo de fundação, cuja caracterização geomecânica, química e mineralógica é objeto dessa pesquisa.

Figura 13 – Geometria da ampliação do aterro



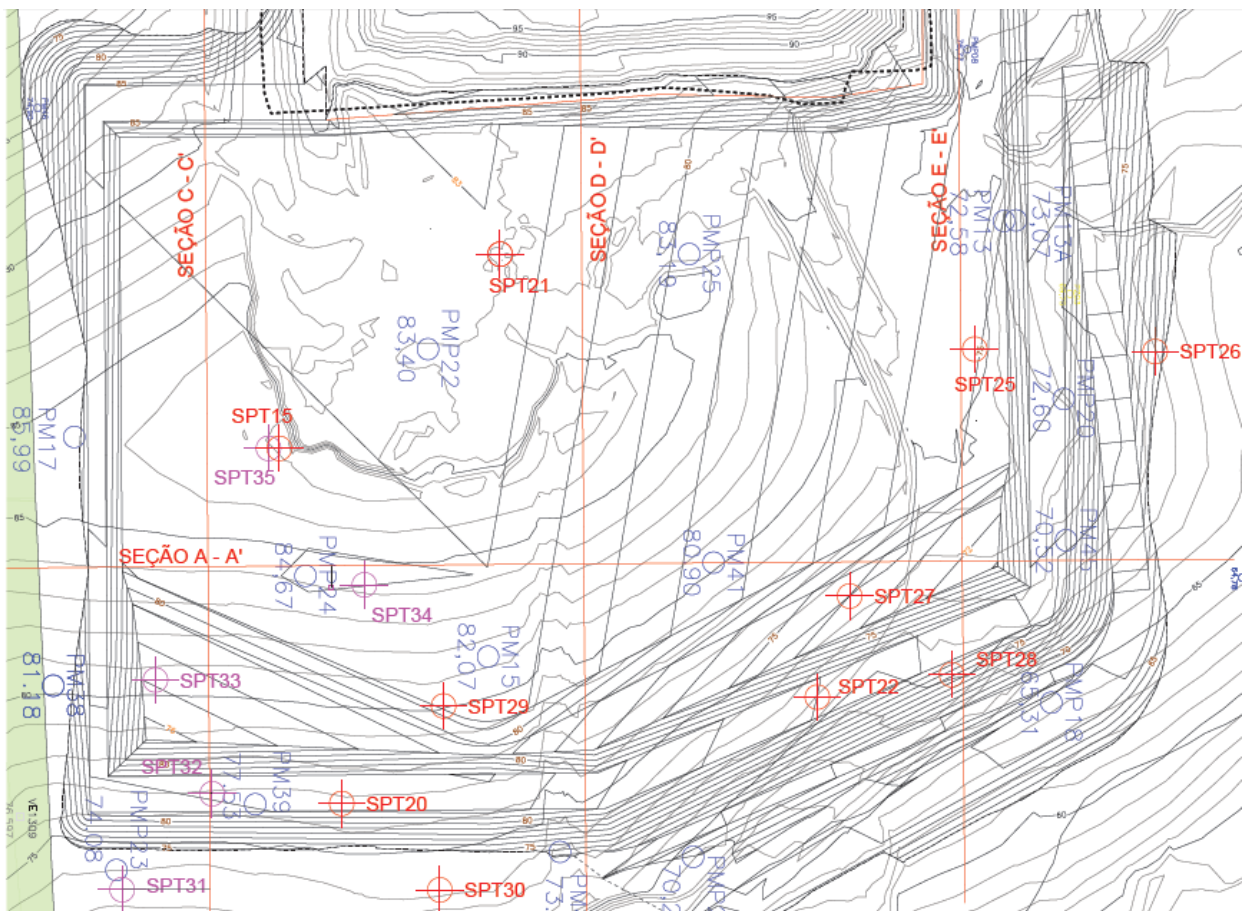
Fonte: modificado de Vector, 2018

3.2.2 Subsolo

O reconhecimento do subsolo da região de ampliação foi realizado através de diversas campanhas de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*). Os ensaios de campo mostraram inicialmente uma camada de argila com areia média de cor marrom avermelhada com N_{spt} de 2 a 5 golpes, tipicamente, seguido de uma camada pouco resistente, denominada de solo residual de arenito ($N_{spt} < 6$), cuja espessura é crescente à medida que se afasta da porção norte do aterro (sentido Norte-Sul).

A partir da investigação de campo foram definidas diversas seções de análise para criação dos perfis estratigráficos do terreno, facilitando assim, a identificação e a abrangência desta camada de solo residual de arenito de baixa resistência. A planta de locação das sondagens é apresentada na figura 14.

Figura 14 – Locação das sondagens e perfis geotécnicos



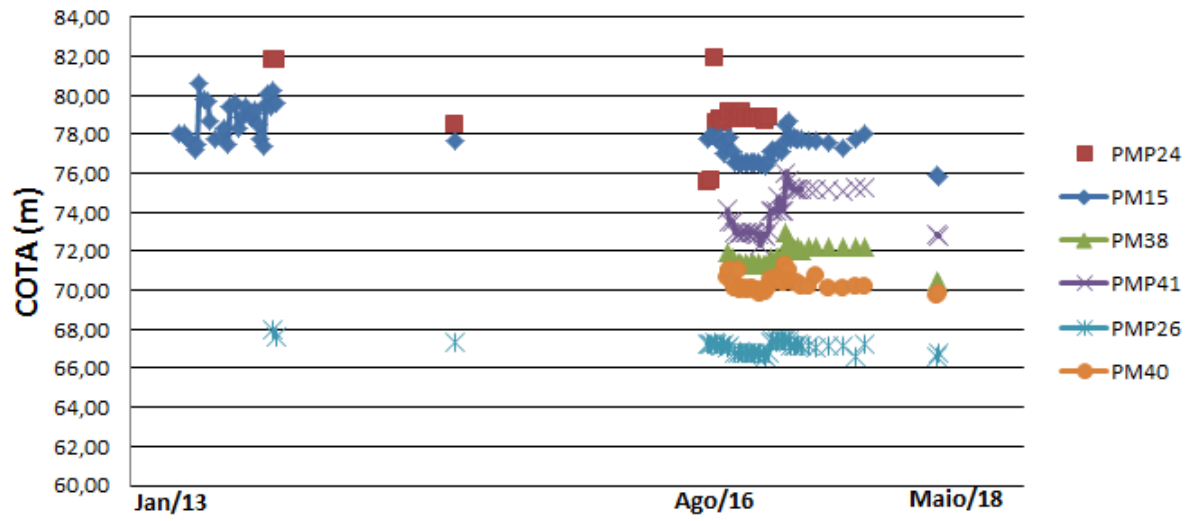
Fonte: elaborado pelo autor

Através dos perfis estratigráficos (anexo A) foi possível observar os seguintes pontos:

- a) acima da camada denominada *solo residual de arenito* há uma camada de argila arenosa de baixa resistência ($N_{spt}=2-5$);
- b) em praticamente toda porção sul da região de ampliação (ao sul de uma linha virtual que passa pelo furo SPT29) há presença de uma camada do solo residual de arenito de baixa resistência ($N_{spt}<6$). Essa camada apresenta maiores espessuras na seção central, onde a topografia é mais crítica, devido ao desnível próximo do dique, além da maior altura da pilha. Essas indicações podem ser observadas na seção DD'. Camadas de até 15m desse material podem ser encontradas;
- c) as seções verticais indicam que a camada de baixa resistência, aumenta de espessura no sentido norte-sul do terreno, apresentando certa regularidade nas seções leste-oeste. A partir da seção AA' não é percebido a camada de solo residual de arenito de $N_{spt}<6$. Majoritariamente essa camada encontra-se abaixo do nível d'água;
- d) a transição para camadas mais resistentes ($N_{spt}=10; 15; 20; 30$), ou, arenito menos alterado tende a ser gradual, mas ainda sim, apresentando em diversas regiões, perfis espessos de solo com resistência entre 8 e 10 golpes.
- e) na porção sudoeste próximo dos furos (SPT31, 32, 33) é encontrada uma camada de silte argiloso entre a transição da camada superficial de argila arenosa e o solo residual de arenito. A resistência a penetração dessa camada apresentou maior variação.
- f) o nível d'água observado nas sondagens apresentaram cotas inferiores àquelas observadas na série histórica do monitoramento dos poços (figura 15). Além disso, observa-se que majoritariamente a camada de solo residual de arenito encontra-se abaixo do nível d'água.

Importante salientar que o perfil de subsolo dessa região da ampliação difere das primeiras células (regiões 1, 2 e 3), onde o subsolo apresenta índice de golpes superior a 40 (em média) em profundidades bem mais rasas. Outro aspecto importante é o monitoramento do nível d'água. O empreendimento conta com uma extensa rede de monitoramento de águas subterrâneas formado por diversos medidores de nível d'água que foram instalados em diferentes períodos, alguns na fase de elaboração do EIA/RIMA em 2009, e outros mais recentemente. A figura 15 apresenta os dados históricos de alguns dos poços localizados na região de ampliação. Ressalta-se a baixa variação no nível d'água.

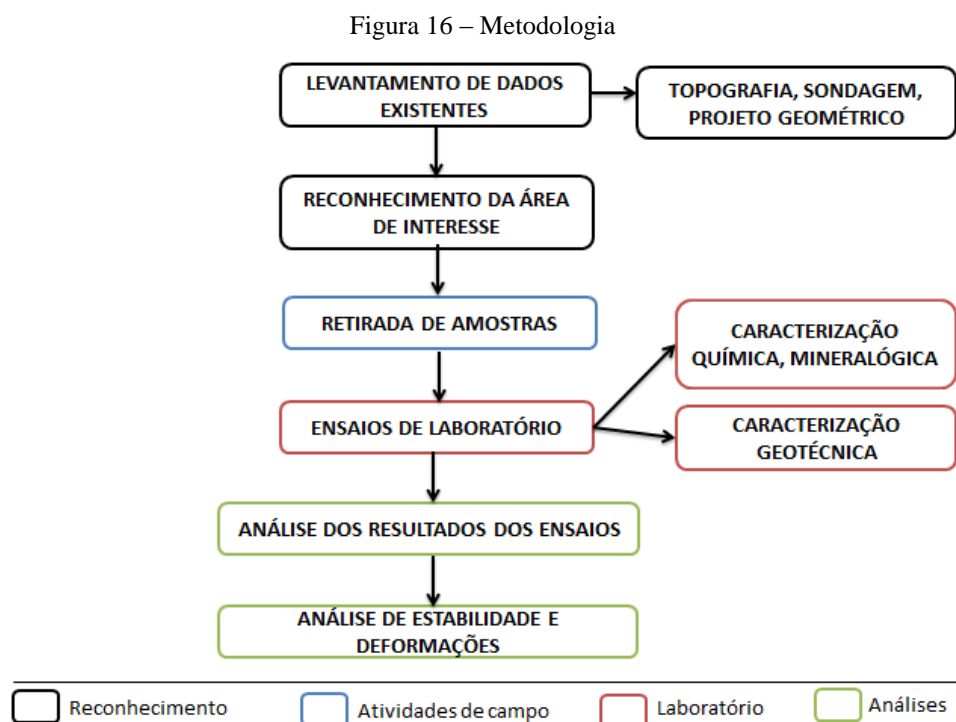
Figura 15 – Dados históricos do nível d'água



Fonte: cedido por Ecototal.

4. METODOLOGIA

Nesse capítulo são descritos os procedimentos adotados para o desenvolvimento da presente pesquisa, que são separadas em quatro fases. A primeira aborda o reconhecimento do problema, através do levantamento de dados pré-existentes da área de estudo, o que foi apresentado no capítulo anterior. As demais são compostas pelas atividades de campo, o programa experimental de laboratório e as análises de estabilidade e deformação. Todas apresentadas nesse capítulo e nos itens subsequentes. A figura 16 apresenta a arquitetura da metodologia proposta.



Fonte: elaborado pelo autor.

4.1 ATIVIDADES DE CAMPO

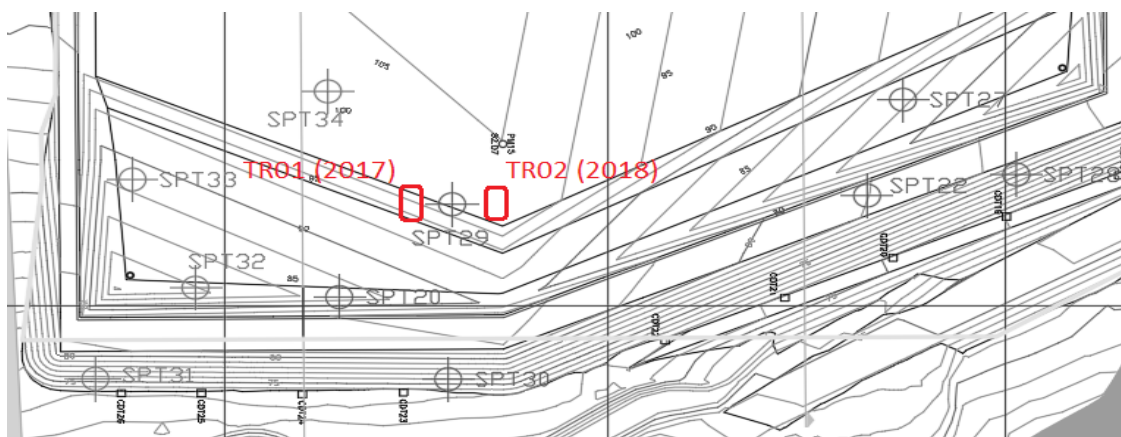
As atividades de campo aqui descritas são aquelas que tiveram a participação direta do autor. Os projetos geométricos de terraplenagem, pilha, setorização dos resíduos, impermeabilização, topografia e sondagens foram realizados por empresas especializadas,

sendo utilizados como fonte de dados na identificação da área de maior interesse a ser estudada. As principais atividades de campo foram a retirada de amostras e inspeção visual por abertura de trincheiras.

A retirada de amostras deformadas e indeformadas ocorreram em dois momentos. Primeiro, em outubro de 2017, onde foram retiradas amostras indeformadas para ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada, além de amostras deformadas para caracterização física (granulometria, limites de Atterberg e índices físicos). As amostras dessa trincheira serão denominadas de TR01 (figura 17). Em Julho de 2018 foi escavada uma segunda trincheira para nova campanha de investigação, incluindo também a retirada de blocos indeformados para ensaios triaxiais. As amostras dessa trincheira serão denominadas de TR02 (figura 17). O número de amostras utilizadas por cada tipo de ensaio é apresentado na descrição do programa experimental de laboratório (item 4.2).

A figura 18 mostra a retirada de amostras indeformadas. Ambas as trincheiras foram escavadas com aproximadamente 4,0m de profundidade (figuras 19(a) e 19(b)) com auxílio de uma escavadeira hidráulica. As amostras foram retiradas entre profundidades de 3,20 e 3,60 m. A distância entre os dois locais de escavação é de aproximadamente 30 m, com o furo de sondagem SPT29 (anexo B) localizado entre as trincheiras, conforme figura 17.

Figura 17 – Locação das trincheiras



Fonte: elaborado pelo autor

Figura 18 – (a) Retirada de bloco indeformado para ensaios triaxiais; (b) Retirada de amostra indeformada em anel de cisalhamento direto.



Fonte: do autor

Figura 19 – (a) Trincheira TR01 de outubro de 2017; (b) Trincheira TR02 de julho de 2018



Fonte: do autor

O solo retirado apresenta coloração rosada tendendo ao marrom avermelhado à medida que fica exposto ao tempo. Percebe-se muito raramente algumas estruturas herdadas da rocha mãe, como a estratificação cruzada (de aproximadamente 1cm de espessura) destacada na figura 20. Nessa faixa de escavação é comumente encontrado pequenos aglomerados de argila cinza escura de aspecto orgânico, conforme registro da figura 21. Portanto, pela quase

inexistência de feições herdadas da rocha mãe, não é possível identificar o solo como saprolítico, mas apenas como derivado de arenito.

Figura 20 – Estratificação no solo eluvial de arenito



Fonte: do autor

Figura 21 – Aglomerados de argila no solo eluvial de arenito



Fonte: do autor

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO

O programa experimental é baseado em dois grupos de ensaios: caracterização química e mineralógica e caracterização geotécnica. Os ensaios de cada grupo e o número de amostras ensaiadas são apresentados no quadro 2.

Quadro 2 – Programa experimental de laboratório

Tipos de ensaios	Nº de amostras TR01	Nº de amostras TR02	Nº de amostras do testemunho SPT29
1- Caracterização química e mineralógica			
Análise de Fluorescência de raios X	-	1	3
Análise de difração de raios X	-	1	3
2- Caracterização geotécnica			
Peso específico real dos grãos	1	1	-
Granulometria	1	2	-
Limites de Atterberg	1	1	-
Cisalhamento direto	4	16	-
Triaxial (CID)	-	8	-
Triaxial (CIU)	-	5	-
Edométrico	2	4	-
Ring Shear	-	6	-

Fonte: elaborado pelo autor.

4.2.1 Caracterização química e mineralógica

A caracterização química e mineralógica tem o objetivo de caracterizar o nível de intemperismo e a formação microestrutural do solo, afim de que esses dados possam colaborar na interpretação dos ensaios geotécnicos. Os ensaios realizados foram a fluorescência de raios X e a difração de raios X.

4.2.1.1 Análise de fluorescência de raios-X (FRX)

A espectrometria de fluorescência de raios-X permite identificar e quantificar os elementos químicos presentes em uma amostra. Nesse ensaio uma fonte de radiação de elevada energia (radiação gama ou radiação X) provoca a excitação dos átomos da substância, ou seja, os átomos irradiados absorvem energia promovendo elétrons a níveis mais energéticos. Após a

radiação, o átomo que se encontra em estado excitado tende naturalmente a buscar o equilíbrio liberando energia em forma de fótons de raios-X, que é reconhecida como a fluorescência. Essa radiação emitida pelo elemento químico apresenta comprimento de onda específico que permite descobrir a composição química de cada elemento presente na amostra.

Conforme Heidemann (2015) esse tipo de técnica é comum na identificação e determinação de elementos maiores, menores e traços que compõem solos e rochas, cuja composição química permite quantificar o grau de intemperismo de solos residuais a partir da comparação entre a composição química da rocha e a do solo. Neste trabalho, não será possível ter o comparativo da rocha sã, visto que a mesma encontra-se nas porções mais rasas à 8 m de profundidade. Contudo, através do testemunho do SPT 29, será realizada uma análise qualitativa da composição química e da mobilidade dos elementos ao longo do perfil.

As análises de fluorescência de raios X apresentadas neste trabalho foram realizadas pelo Laboratório de Espectrometria de Fluorescência do Instituto de Geociências da UFRGS. A preparação consistiu no destorroamento e peneiramento em malhas de abertura de 0,074 mm (#200). Após procedimento, o solo foi fundido com borato de sódio, ou tetraborato de lítio sobre uma base de vidro.

4.2.1.2 Análise de difração de raios X (DRX)

A técnica de difração de raios X em solos é realizada para identificar a mineralogia da fração fina. Conforme descrito por Rigo (2005), o método baseia-se na Lei de Bragg que relaciona um número inteiro de comprimento de onda do raio incidente sobre a superfície do mineral com seu ângulo de difração e a distância entre os planos atômicos (planos basais). Cada mineral apresenta um tipo de espaçamento basal, de tal forma que ângulo da radiação difratada pelo material indica a composição mineralógica da amostra. Nessa pesquisa, a utilização desse procedimento tem o intuito de identificar os minerais presentes na fração argilo-siltosa, bem como melhor compreender os processos de intemperismo ao longo do perfil desse solo residual de arenito.

Três amostras do solo residual de arenito em profundidades distintas, obtidas do testemunho de sondagem (SPT-29), além do próprio material recolhido na trincheira foram enviados para análise no Laboratório de Difração de Raios X do Instituto de Geociências da UFRGS .

As amostras enviadas foram secas a temperatura ambiente para evitar a perda de água da estrutura dos argilominerais, e também passadas na peneira 0,074 (#200) até se obter 50g de cada camada. Foram ensaiadas amostras em pó, na condição natural e glicolada. As duas primeiras para identificação dos argilominerais e a glicolada para verificar a existência de argilominerais expansivos. As análises por difração de raios X foram executadas através do difratômetro Siemens Bruker AXS, modelo D5000 de radiação tipo $K\alpha$ com análise do software DIFFRACPLUS.

4.2.2 Caracterização geotécnica

A caracterização geotécnica consiste na caracterização física através de ensaios de granulometria, peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e demais índices físicos, além da caracterização da resistência ao cisalhamento através de ensaios de cisalhamento direto, triaxiais consolidados drenados (CID) e não drenados (CIU), e *ring shear*. Por fim, através de análises de ensaios edométricos (compressão confinada) será caracterizada a compressibilidade do solo. Todos os ensaios citados foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS pelo autor.

4.2.2.1 Índices físicos

Os índices físicos foram determinados a partir do conhecimento do peso e volume das amostras, do teor de umidade e do peso específico real dos grãos. O teor de umidade natural foi realizado por secagem em estufa com temperaturas e períodos de secagem conforme recomendações da norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6457/1986. O peso específico real das partículas foi determinado conforme ABNT NBR 6508/1984 e norma citada anteriormente.

4.2.2.2 Granulometria

A distribuição granulométrica das partículas é dado básico para a classificação e reconhecimento preliminar do comportamento do solo. Nessa pesquisa o ensaio foi realizado, conforme indicações da norma ABNT NBR 7181/1984. As partículas maiores (diâmetro

superior a 0,075 mm) foram analisadas por peneiramento, enquanto as de diâmetro inferior por sedimentação.

Contudo, algumas observações devem ser revistas com relação a esse ensaio. A acurácia das curvas de distribuição granulométrica para solos mais finos é mais questionável quando comparado a solos mais grosseiros, pois os tratamentos químicos e mecânicos no processo de separação dos grãos altera o tamanho efetivo das partículas, ao ponto que a granulometria obtida em laboratório é distinta daquela do estado natural (LAMBE E WHITMAN, 1979). Isto é mais evidente em solos cimentados, cujas partículas apresentam-se em forma de “*clusters*”, conforme já descrito por Burton (1982).

No mesmo sentido, Heidemann (2015) afirma que solos residuais podem apresentar uma estrutura agregada resultante da união de partículas finas em formas de grumos, de tal forma que o ensaio de granulometria por sedimentação com uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) pode gerar resultados que não representam a condição de campo. Em sua tese o autor realizou ensaios com e sem defloculante para preservar possíveis agrupamentos de partículas. Nesse trabalho será adotada a mesma abordagem, mesmo que o uso de defloculante seja previsto em norma. Portanto, o ensaio foi realizado de duas formas: na primeira com defloculante e lavagem na peneira de 0,075 mm (#200) com manuseio do solo pelo operador para soltar as partículas agregadas a grãos maiores, e no segundo, sem defloculante com lavagem, mas sem o manuseio do solo pelo operador.

4.2.2.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg, ou limites de consistência são outra ferramenta de classificação dos solos que constituem um indicativo da plasticidade da fração fina dos solos. Segundo Lambe e Whitman (1979) o índice de plasticidade (IP), indica a magnitude da faixa do teor de água sobre o qual o solo permanece plástico (deformações sem ocorrência de fissura, ou, variação volumétrica) e o limite de liquidez (LL) que indica o limite de um solo remoldado atingir o estado líquido. Esses índices são parte essencial na classificação de solos a partir do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Nesta pesquisa os limites foram determinados conforme procedimentos descritos nas normas ABNT NBR 6459/1984, ABNT NBR 7180/1984 e ABNT 6457/1986.

4.2.2.4 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto permite determinar a resistência ao cisalhamento na condição drenada de um solo de forma rápida, simples e pouco custosa. A amostra de solo, deformada ou indeformada é colocada dentro de uma caixa bipartida com o seguinte arranjo: placa de fundo, pedra porosa, garra metálica, solo, garra metálica, pedra porosa, placa de fechamento. Então, a mesma é colocada sob uma carga normal pré-determinada (nos ensaios adotados nessa pesquisa: 50, 100, 200 e 400 kPa) e inundado, de tal forma que o corpo de prova adense durante um período não inferior à 12 horas. Após estabilização das deformações, o solo que está dentro do compartimento foi submetido a uma força cisalhante com velocidade constante (0,00096m/s), suficientemente baixa para garantir a dissipação de eventual excesso de poro-pressão. Durante todo o ensaio são medidos os deslocamentos verticais, horizontais e a força cisalhante, de tal forma que um conjunto de ensaios a diferentes tensões verticais defina a envoltória de ruptura, e, portanto, os parâmetros de resistência.

Head (1982) faz uma profunda análise sobre os ensaios de cisalhamento (*Shearbox Test, Ring Shear e Vane Test*) e denomina o ensaio de cisalhamento direto como “ensaio do ângulo de atrito” devido ao seu princípio de funcionamento. O autor lista várias limitações com relação ao uso desse tipo de ensaio, entre elas:

- a) a amostra é rompida em um plano pré-determinado;
- b) a distribuição da tensão não é uniforme;
- c) a medida que aumentam as deformações durante o ensaio, ocorre a rotação da direção das tensões principais;
- d) não há controle da drenagem, nem aferição da poro-pressão;
- e) as deformações são limitadas e dependem do tipo de equipamento.

Contudo, pela simplicidade, rapidez e facilidade na repetibilidade dos ensaios, o uso desta técnica é bastante atrativa. Nessa pesquisa foram ensaiados oito corpos de prova indeformados, e doze corpos de prova remoldadas com diferentes índices de vazios iniciais.

O equipamento utilizado nos ensaios consiste em uma prensa de cisalhamento direto convencional de deformação controlada, fabricada pela empresa Wykeham Farrance Int.. Os

deslocamentos são medidos através de transdutores² e a força de cisalhamento medida através de uma célula de carga³. O software para aquisição de dados é o HP-VEE da empresa Hewlett Packard.

4.2.2.5 Ensaio triaxial (CID)

Este ensaio consiste no carregamento vertical de um corpo de prova cilíndrico colocado dentro de uma câmara de pressão. O fluido dentro dessa câmara é submetido à pressão, que por consequência é transferida ao corpo de prova. Essa carga é denominada de tensão confinante. Após o carregamento isotrópico, cargas axiais são aplicadas na amostra através de um pistão. Esse acréscimo de carga vertical é denominado de tensão desvio. A câmara de pressão possui pequenos tubos de drenagem que permitem o fluxo de água tanto para fora quanto para dentro do corpo de prova, o que possibilita a execução de ensaios drenados e não drenados, além da garantia de total saturação do corpo de prova por meio da aplicação de contrapressão.

A variação na forma de aplicação das cargas e do controle da poro-pressão no ensaio, permite que a trajetória de tensões seja controlada. Essas alternativas de execução caracterizam várias situações típicas de ensaios que são replicadas em estudos de diversos solos, sendo os mais comuns: ensaio consolidado isotropicamente drenado (*Consolidated Drained - CD*⁴); ensaio consolidado isotropicamente não drenado (*Consolidated Undrained - CU*); ensaio não consolidado e não drenado (*Unconsolidated Undrained - UU*). Diversos textos abordam as especificidades de cada tipo de ensaio, entre eles Lambe (1951), Lambe e Whitman (1979) e Head (1982)⁵,

Nesta pesquisa os ensaios realizados serão tipicamente CD, no qual o solo é consolidado por carregamento isotrópico, sendo depois aplicadas tensões desvios, mantendo as drenagens abertas durante todo ensaio, de tal forma que a variação do volume do corpo de prova seja igual à variação do volume de água que entra ou sai do corpo de prova. A operação de cada fase é descrita a seguir:

² Transdutor Gefran ,modelo PY2F10S;

³ Célula de carga Katros, modelo MM200 com capacidade nominal de 200 kgf.

⁴ A sigla CD e CU também são encontrados na bibliografia como ensaios CID e CIU. O “I” da sigla refere-se ao modo de consolidação do corpo de prova por meio de aplicação de carga isotrópica.

⁵ Volume 3.

- a) Saturação por percolação: nessa fase aplica-se uma tensão confinante de 25 kPa para que a água passe pelo corpo de prova, retirando o ar existente na amostra, afim de garantir total inundação do corpo de prova.
- b) Saturação por contrapressão: essa fase visa eliminar o ar difuso remanescente da fase de percolação. Aumenta-se de forma sucessiva a tensão confinante e a contrapressão em estágios de 50 kPa até chegar a 500 kPa, contudo, mantendo-se a tensão efetiva de 25 kPa;
- c) Consolidação isotrópica: fase na qual o corpo de prova é submetido a tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa até estabilizar as medidas de deformações volumétricas, com tempo não inferior à 24 horas.
- d) Cisalhamento drenado: após acionar a prensa de carregamento, o corpo de prova é pressionado contra o pistão de carga, enquanto a tensão confinante mantém-se constante. Durante esta fase o sistema de drenagem é mantido aberto para registro do volume. O ensaio é continuado até que a deformação axial do corpo de prova atinge 10%.

Nos corpos de prova indeformados e consolidados nas tensões de 100, 200 e 400 kPa, o ensaio foi continuado além da deformação axial de 10% com a condição não drenada (CIU). Para isso, o corpo de prova foi descarregado com a drenagem aberta e logo em seguida foram fechadas as válvulas de drenagem, e os corpos de prova foram recarregados até deformação axial de 20%. Essa mudança do regime drenado para não drenado a grandes deformações foi adotado pela observação da queda de permeabilidade do corpo de prova depois da ruptura.

As correções de área dos ensaios triaxiais foram realizadas de acordo com o tipo de deformação que o corpo de prova sofria no cisalhamento, podendo ser correção cilíndrica, (BISHOP E HENKEL, 1962), ou correção parabólica, quando se observar um plano de ruptura nítido (GERMAINE E LADD, 1988).

Os ensaios foram executados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS através de um triaxial automatizado produzido pela empresa Wille Geotechnik GmbH & Co. composto de: prensa de controle manual, célula de carga interna de capacidade de 5kN, transdutor de pressão para aferição de poro-pressão e um transdutor de deslocamento vertical. Os corpos de prova ensaiados são do tipo indeformado de blocos coletados em campo, conforme procedimentos descritos pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM) D4767 (1995) e recomendações da *British Standard* (BS) 1377-8 (1990), e corpos de prova remoldados no índice de vazios médio ao encontrado em campo. Esses corpos de prova foram remoldados por compactação estática através de uma prensa e um molde bipartido. O solo foi

dividido em três partes iguais para haver melhor uniformidade no corpo de prova. As dimensões dos corpos de prova foram de aproximadamente 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro.

4.2.2.6 Condutividade Hidráulica no equipamento triaxial

Para o ensaio de condutividade hidráulica foi realizada uma modificação no ensaio triaxial, com intuito de medir a permeabilidade do solo em distintas fases: percolação, saturação, adensamento e pós-ruptura. A alteração e rearranjo do equipamento triaxial seguiu as mesmas técnicas descritas por Silveira (2008). A fase de percolação seguiu os procedimentos descritos anteriormente, controlando o tempo e o volume de água destilada que passava pela amostra em uma proveta de vidro.

Para aferição da permeabilidade após a saturação por contrapressão, nas fases de consolidação a 200 e 400 kPa, e após ruptura, foi conectada uma linha de drenagem ligada na base do corpo de prova que permitia a aplicação de uma contrapressão (10 kPa), o suficiente para permitir o fluxo d'água pelo corpo de prova sem haver perda de pressão. Após a verificação da condição de fluxo permanente, se media pela bureta graduada do equipamento triaxial (precisão de 2 ml) o volume de água passante na amostra.

Tendo em vista que a variação do nível d'água do reservatório superior é desprezível pelo baixo volume de água infiltrado na amostra, os ensaios foram considerados como à carga constante e o coeficiente de condutividade hidráulica foi calculado pela lei de Darcy para o fluxo de água em solos. Os valores então calculados foram corrigidos em função da temperatura da água percolada durante a realização dos ensaios que era de aproximadamente 25°C.

$$k=Q/(A.i) \quad (1)$$

Onde: k é o coeficiente de condutividade hidráulica; Q é a vazão; A é a área média da seção transversal do corpo de prova; e i é o gradiente hidráulico.

Conforme analisado por Silveira (2008), o valor do coeficiente de permeabilidade hidráulica do sistema, considerando a soma das alturas das duas pedras porosas agregado dos papéis filtros (0,84cm) é de $3,71 \times 10^{-4}$ cm/s.

4.2.2.7 Ring Shear

O ensaio *ring shear* é técnica recorrente para determinação da resistência ao cisalhamento residual. Conforme detalhado por Head (1982), esse ensaio foi desenvolvido devido às limitações da utilização do ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas, onde o sentido do deslocamento é alternado, e a orientação das partículas pós ruptura é prejudicada.

No ensaio *ring shear* o corpo de prova é moldado em uma célula anelar bipartida com ranhuras para aderência (base da célula e cabeçote), com a carga vertical aplicada através do cabeçote. O torque aplicado desloca a base da célula, enquanto, o cabeçote permanece fixo reagindo contra duas células de carga. A vantagem desse ensaio é que o cisalhamento do corpo de prova é realizado de forma contínua, sem reversão do movimento, pois não há fim de curso.

Os ensaios foram elaborados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS através de um equipamento desenvolvido pela Wykeham Farrance, instrumentado com um transdutor de deslocamento e duas células de carga. O sistema de aquisição de dados também é automatizado.

Nesse ensaio os corpos de prova utilizados são do tipo deformado, moldados de acordo com o tamanho da célula de cisalhamento. Os corpos de prova amostras foram inicialmente secos ao ar, destorroados e peneirados na peneira #40, pois a altura total da amostra é de 5 mm, e conforme recomendações da ASTM D646 (2006), as partículas não devem ter diâmetro máximo superior a 10% da altura da amostra. O solo foi preparado no limite de plasticidade por adição de água destilada. As cargas verticais ensaiadas foram de 25, 50, 100, 200, 400 e 600 kPa em estágio único, ou seja, para cada ruptura foi utilizado um novo corpo de prova. Conforme executado por Pinheiro et. al (1997), Rigo (2005) e Heidemann (2015) foi realizada uma pré-ruptura, ou, superfície prévia de cisalhamento, através de um giro de 360° a uma velocidade maior que a utilizada no ensaio (0,12°/min). O ensaio foi continuado até a tensão cisalhante estabilizar, ou quando a perda de material se tornou excessiva.

4.2.2.8 Ensaio edométrico

Também denominado de compressão confinada, ou, ensaio de adensamento, é utilizado para caracterizar a compressibilidade do material, podendo se obter parâmetros como o coeficiente de adensamento, tensão de pré-adensamento, índices de compressão e recompressão. O ensaio consiste na aplicação sequencial de cargas verticais impedindo que o corpo deforme lateralmente, ou seja, a variação no índice de vazios no corpo de prova é diretamente relacionado a altura do corpo de prova (deformabilidade uniaxial).

Nessa pesquisa os estágios de carregamento utilizados foram de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa, e o adensamento medido em períodos de 24h. O descarregamento e o recarregamento se deu a medida que o corpo de prova estabilizava. O plano de amostras desse ensaio consiste em:

- a) 02 (dois) corpos de prova indeformados na condição não inundada carregados até 800 kPa, descarregados até 12,5 kPa, recarregados novamente até 800 KPa e descarregadas.
- b) 02 (dois) corpos de prova indeformados na condição inundada, ambos carregados até 800 kPa e descarregados até 12,5 kPa. Sendo um deles sofrendo mais um ciclo de carga e descarga.
- c) 01 (um) corpo de prova remoldado no índice de vazios próximo dos corpos de prova indeformados, carregado até 800 kPa, descarregado até 12,5 kPa, repetindo o ciclo de carga e descarga.
- d) 01 (um) corpo de prova remoldado no estado limite de índice de vazios (próximo do LL), carregado até 800 kPa, descarregado até 12,5 kPa, repetindo o ciclo de carga e descarga.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS em prensas de adensamento convencional da Wykeham Farrance, para amostras de 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura, seguindo as recomendações gerais da ABNT MB 3336 (1990) e norma americana ASTM D 2435 (2011).

4.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE E DEFORMAÇÕES

Os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento (cisalhamento direto, triaxiais e ring shear) permitiram a atribuição de parâmetros de resistência, bem como, os resultados dos

ensaios de compressão confinada a determinação dos parâmetros de deformabilidade. Ademais, com o conhecimento da geometria e das cargas atuantes na estrutura é possível realizar análises de estabilidade e deformação. Cabe ressaltar que não é escopo dessa pesquisa discutir e apresentar os diversos métodos de análise e tipos de ruptura, mas sim, escolher os métodos que melhor se adequem à situação estudada, prevendo com maior precisão e confiabilidade o comportamento da estrutura.

4.3.1 Análises de estabilidade da fundação do aterro

Segundo Strauss (1998), a análise de estabilidade de aterros sanitários (no caso deste trabalho, aterros industriais) é semelhante a problemas geotécnicos tradicionais. O autor afirma que os modos de ruptura podem ocorrer na massa de material depositado, na cobertura do aterro, nas interfaces de impermeabilização (resíduo/solo, resíduo/geomembrana, geomembrana/solo) e finalmente, no solo de fundação.

Esse trabalho limita-se ao comportamento da fundação, avaliando a segurança com relação a rupturas circulares através dos métodos de Bishop Simplificado e Spencer, visto que pelas sondagens não foi reconhecida nenhuma interface de contato com um solo menos resistente que sugira rupturas não circulares. Foram sempre observadas camadas de transição até perfis mais resistentes.

O cenário analisado foi o de maior carregamento (altura máxima da pilha), e nível d'água máximo registrado pelos poços de monitoramento, conforme planilhas de registro fornecidas pela empresa proprietária do empreendimento. As análises foram realizadas através do software *Slide V6* da Rocscience.

4.3.2 Análises de deformações da fundação do dique

A avaliação das deformações é restrita ao solo de fundação da região do dique de contenção, especialmente, entre os furos SPT20 e SPT22 que representam as áreas de maior espessura do solo residual de menor resistência. As análises foram realizadas de duas formas: (i) através de cálculo analítico, objetivando encontrar valores de referência dos recalques da fundação, especificamente da camada de interesse; (ii) através de software de elementos finitos com

intuito de compreender a distribuição espacial das deformações, no sentido transversal ao dique.

No primeiro método são arbitrados pontos isolados ao longo do eixo do dique de contenção, coincidentes, ou, próximos de sondagens SPTs no qual o acréscimo de carga ao longo do perfil é calculado pelo método de Carothers-Terzaghi (carga uniformemente distribuída de extensão infinita), Em seguida, através das curvas dos ensaios edométricos são calculados os valores de recalques.

O segundo método é utilizado para verificar a distribuição dos recalques ao longo do perfil do aterro (análise 2D), visto que tanto a distribuição de cargas (altura do dique), quanto a espessura da camada de solo residual de arenito mais compressível não são uniformes. Para melhor compreensão da distribuição das deformações foi utilizado o software SIGMA/W da Geoslope.

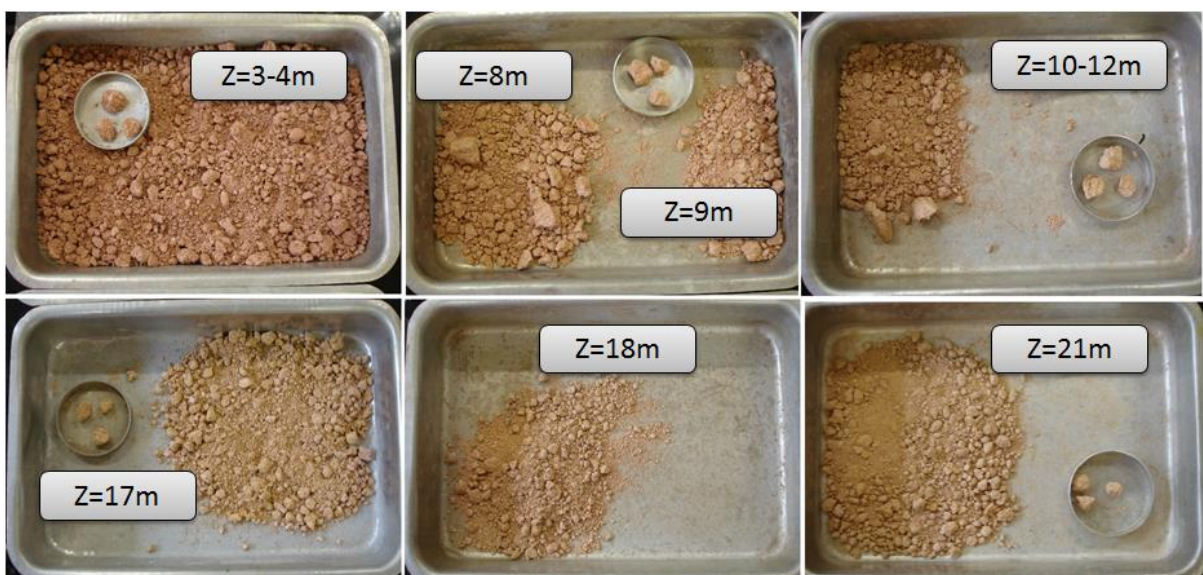
5. RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo está dividido em três partes: (i) resultados e análises da caracterização química e mineralógica; (ii) resultados e análises da caracterização geotécnica; (iii) análises de estabilidade e deformações.

5.1 RESULTADOS E ANÁLISES DA CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA

As análises químicas e mineralógicas foram realizadas a partir das amostras retiradas do testemunho de sondagem do furo SPT29 e da trincheira 02 próxima do furo. A figura 22 apresenta o aspecto visual do material solto e seco à temperatura ambiente. Percebe-se que a coloração avermelhada é presente de forma mais notável nas camadas mais superficiais. Quanto mais profundo menor é a diferença de coloração, tendendo a um amarelo claro. Quando úmidos as amostras mais profundas obtidas do testemunho SPT apresentam uma coloração rosada.

Figura 22 – Testemunhos do SPT 29



Fonte: elaborado pelo autor

5.1.1 Fluorescência de Raios-X

Os ensaios de fluorescência de raios-X permitem a classificação litológica da rocha, a avaliação da mobilidade dos elementos e o grau de intemperismo. Para tanto é utilizado como referência amostras da rocha sã, o que nessa pesquisa foi impossibilitado pela profundidade na qual se encontrava. Devido a essa limitação, foi realizada uma avaliação qualitativa da composição química do solo, considerando como referência, o solo menos intemperizado, representado pelo testemunho mais profundo da sondagem (Z=21m Nspt=35). Por essa razão não foi aplicado o diagrama do tipo Isocon para avaliação quantitativa da mobilidade dos elementos. Os resultados das análises são apresentados no quadro 3.

Quadro 3 – Resultados FRX (SPT29)

(%)	Trincheira Z=4m	SPT29 Z=10m	SPT29 Z=17m	SPT29=21m
SiO ₂	55,8	56,74	57,52	57,38
Al ₂ O ₃	28,11	28,1	25,72	25,85
TiO ₂	0,54	0,38	0,27	0,32
Fe ₂ O ₃	3,3	2,32	2,71	2,69
MnO	0,02	0,01	0,02	0,03
MgO	0,12	0,24	0,21	0,26
CaO	-	-	-	-
Na ₂ O	0,12	-	-	-
K ₂ O	0,19	0,26	4,3	4,17
P ₂ O ₅	0,04	0,05	0,1	0,1
LOI	11,79	11,93	9,13	9,31

Fonte: elaborado pelo autor

Analisando a amostra mais profunda, o óxido predominante é o de sílica (SiO₂) com 57,38%, seguido dos óxidos de alumínio (Al₂O₃) e potássio (K₂O) com 25,85% e 4,17%, indicando previamente que a composição mineralógica do solo é predominantemente de quartzo e feldspato, como é esperado para solos residuais de arenitos. A ausência de óxidos de cálcio (CaO) e sódio (Na₂O) indicam que não há presença de feldspatos calcossódicos (plagioclases), mas exclusivamente feldspatos potássicos (alcalinos), cujas concentrações são mais evidentes nas camadas mais profundas e resistentes (a partir de 17m), indicando o alto grau de mobilidade do elemento e conseqüentemente, a forte indicação de intemperismo dos feldspatos. A ausência dos óxidos de cálcio e sódio também são um indicativo da ausência de

minerais do grupo das esmectitas, pois dependem dos denominados cátion fracos (Ca^+ , Na^+) para se constituírem quimicamente.

Observa-se também que a indicação visual de tons mais avermelhados em camadas superficiais, fato observado nos testemunhos de sondagem e nas trincheiras, está diretamente relacionada com a maior concentração de óxido de ferro (Fe_2O_3). Por último, pequenas concentrações de dióxido de titânio foram observadas, que podem indicar a presença de minerais como anatase e rutilo. A presença de óxido de magnésio pode indicar a presença de mica. Esses últimos óxidos, apesar de se apresentarem em baixas concentrações, são recorrentes em análises de solos residuais.

5.1.2 Difração de Raios-X

Os ensaios de difração de raios-X foram realizados com intuito de avaliar a fração fina do solo nas diferentes camadas da fundação, sendo assim, divididas em grupos por profundidade e faixas de resistência a penetração. Os resultados são apresentados na figura 24.

Na camada mais profunda e de maior resistência (17-21m), observa-se a predominância do mineral quartzo (42,5%), seguidos da caulinita (31,9%), feldspato potássico (16,7%), ilita (6,9%) e hematita (2,0%). A caulinita é um argilo-mineral de alumínio hidratado formado pelo intemperismo químico (reações de hidrólise) dos feldspatos, no qual o potássio é removido completamente da constituição química, o que indica que mesmo em grandes profundidades o solo esteve submetido a um forte processo de intemperismo. Ademais, chama-se a atenção para presença da ilita, mineral de argila do grupo das micas que apresentam estrutura laminar, mas de característica não expansiva.

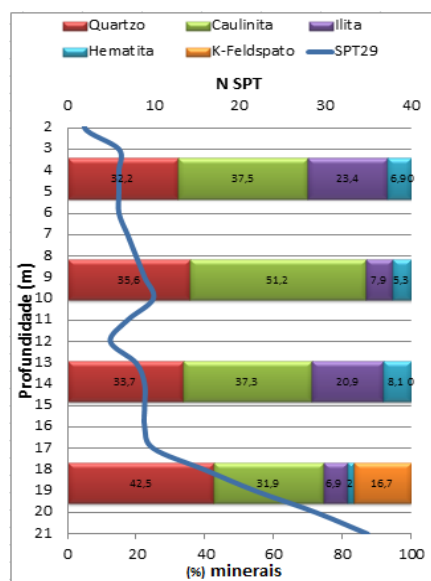
A medida que se observa as camadas mais superficiais, percebe-se o acréscimo de concentração da caulinita e ilita, e a intemperização total dos feldspatos, indicando que os processos de intemperismo tornam-se mais intensos à medida que as amostras estão mais próximas à superfície, como esperado. A migração da hematita para camadas mais superficiais corrobora com as indicações obtidas nos ensaios de FRX e as indicações visuais, anteriormente comentadas. Importante destacar que a interação química entre os hidróxidos de ferro (hematita) e a caulinita dão origem a micro agregados que com o tempo se transformam em micro módulos de cristais cimentados extremamente resistentes a

desagregação mecânica, conforme descreve Castro (1995). Além disso, Nobrega (1991) acrescenta que o ferro é capaz de bloquear, ou, imobilizar parte da caulinita no interior dos micronódulos, evitando que parte dela seja mais intensamente intemperizada. Essa é uma das razões da não formação da gibbsita, mais comumente presente em latossolos.

Chama-se atenção da camada entre 8 e 10 m que apresenta um ganho de resistência que coincide com a maior concentração de caulinita (51,2%), em contraponto ao decréscimo de ilita (7,9%) e a manutenção dos óxidos de ferro. Talvez seja uma afirmação precipitada que o ganho de resistência à penetração de uma determinada camada esteja somente relacionado aos minerais da fração fina, negligenciando o nível de tensões e o índice de vazios do solo, todavia, pode ser um indicativo de maior grau de cimentação e a possível formação de microestruturas mais resistentes. A figura 23 apresenta um diagrama de concentrações dos minerais da fração fina do solo, com a resistência a penetração no ensaio de campo.

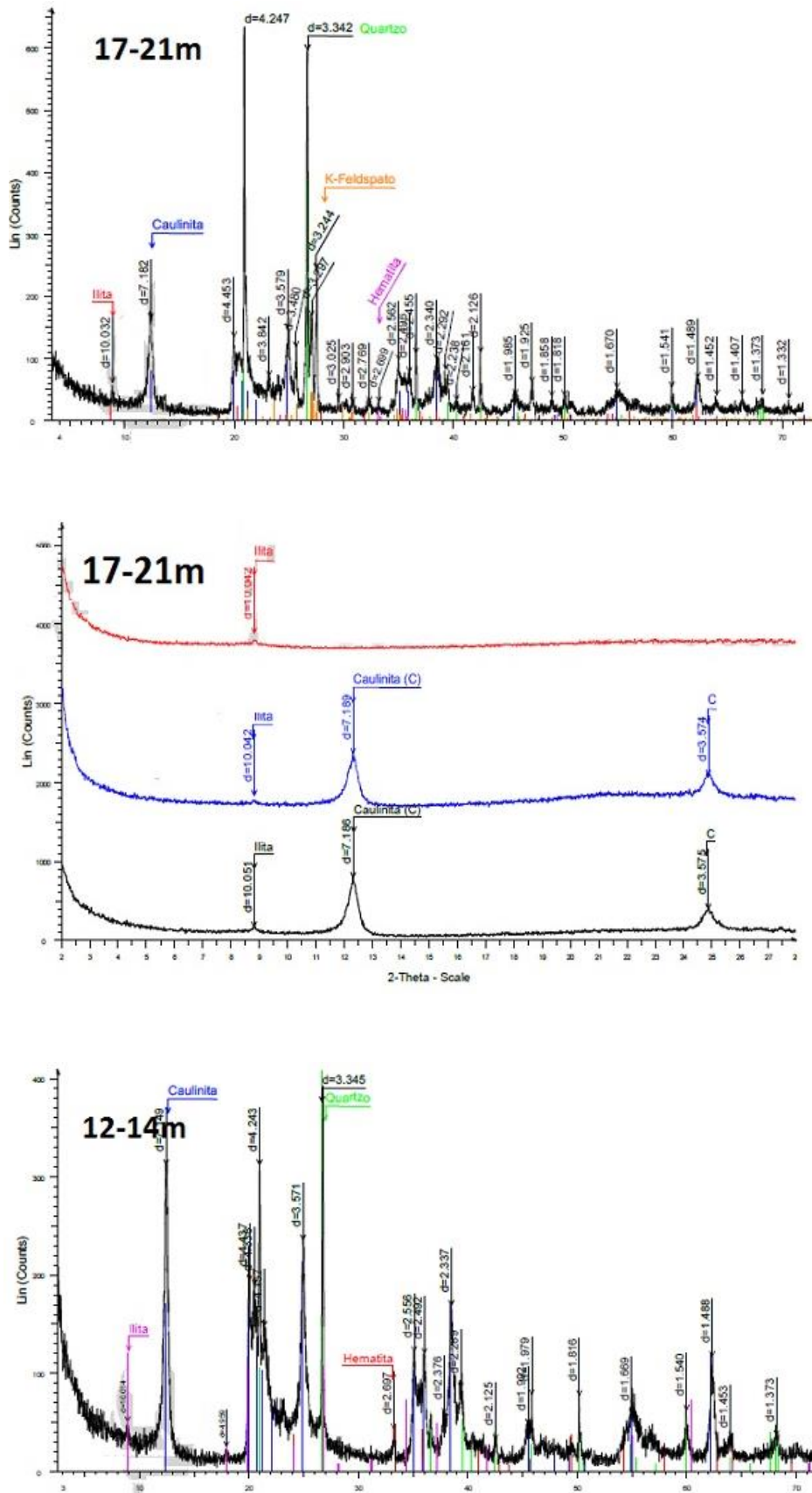
Por fim, não foi identificada a presença de argilominerais expansivos do grupo das esmectitas, o que confirma a hipótese levantada através dos resultados do FRX. Nas lâminas orientadas verificou-se a presença de caulinita nos ensaios orientado natural e glicolado, bem como o colapso na amostra calcinada. Nas lâminas orientadas, de forma muito tênue, foi observada a presença de ilita, mas ainda sim, não de forma conclusiva. Ressalta-se que foi observada acentuada orientação preferencial da fase quartzo na amostra SPT29 (17-21m).

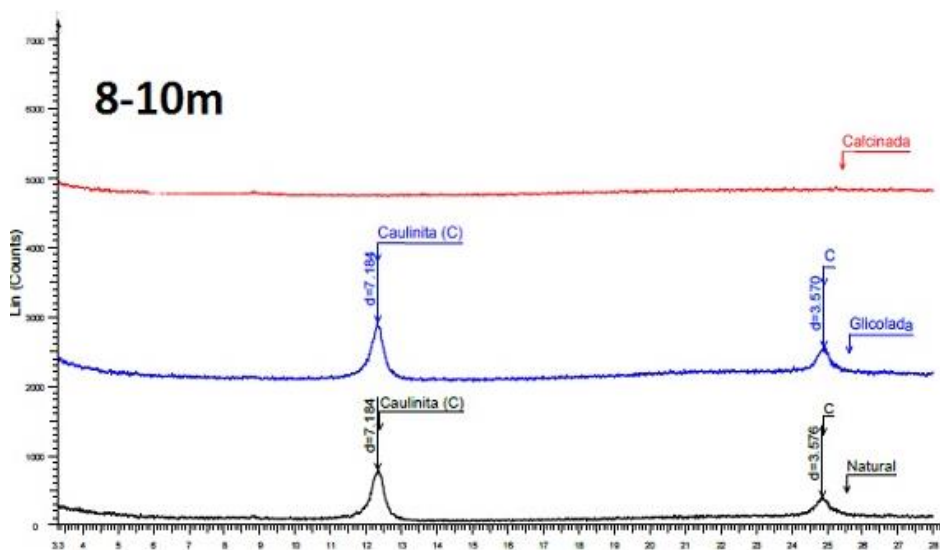
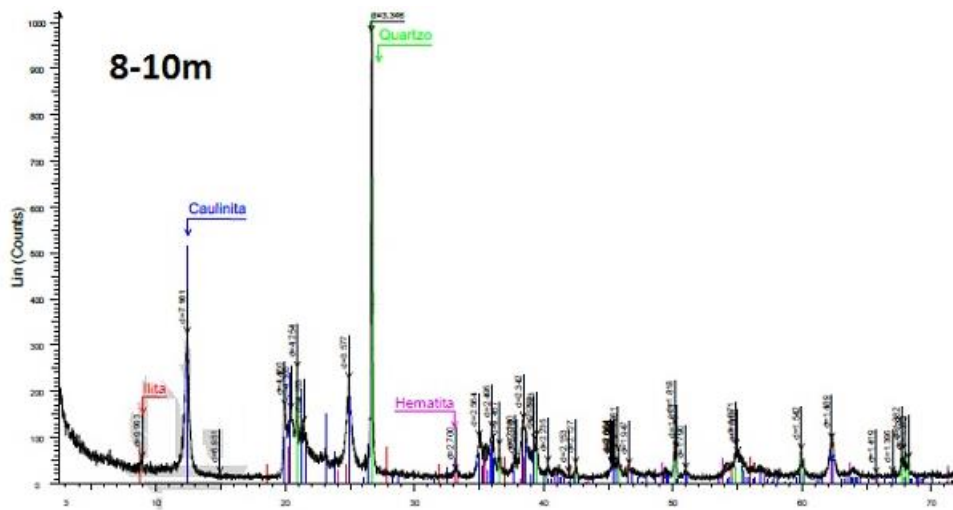
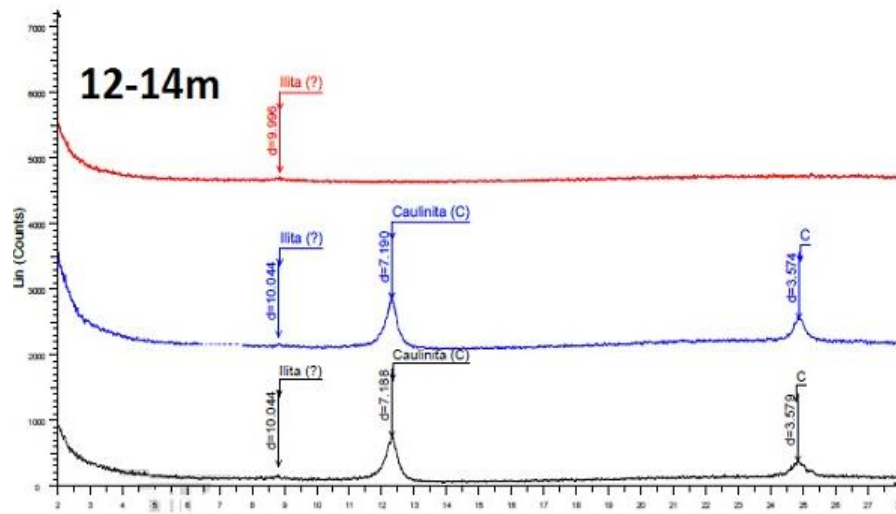
Figura 23 – Diagrama SPT e mineralogia da fração fina

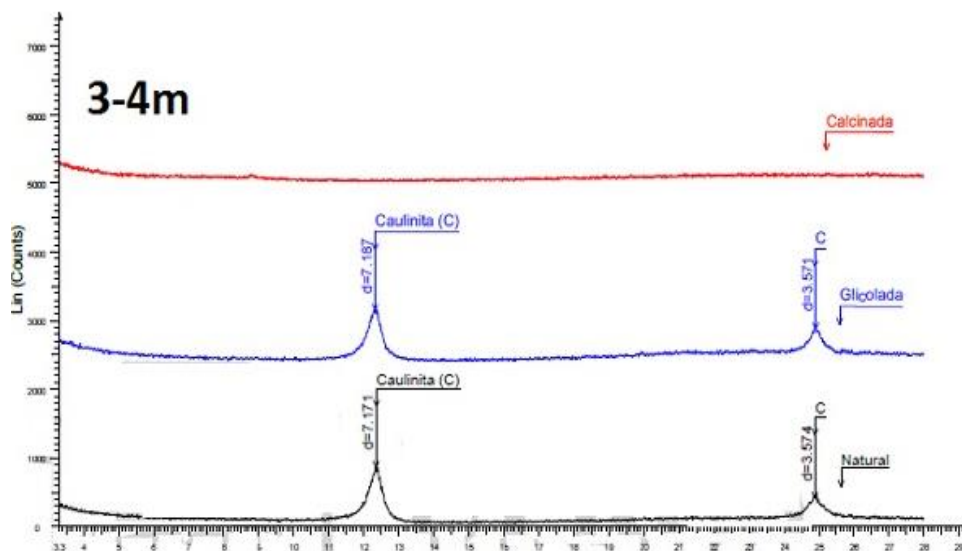
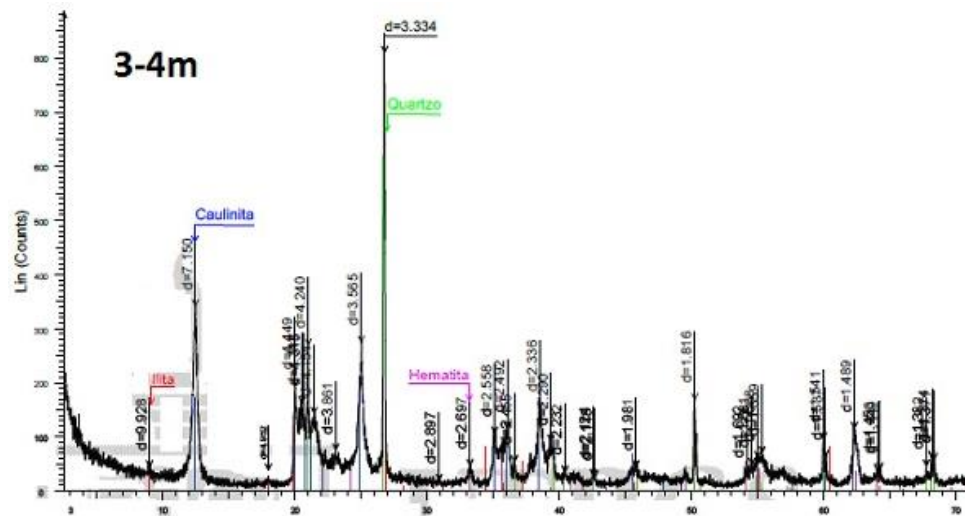


Fonte: elaborado pelo autor

Figura 24 – Resultados DRX







Fonte: elaborado pelo autor

5.2 RESULTADOS E ANÁLISES DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os resultados e análises da caracterização geotécnica são divididos em três grupos: (i) índices físicos, granulometria e limites de consistência; (ii) compressibilidade; (iii) resistência ao cisalhamento.

5.2.1 Índices físicos, granulometria e limites de consistência

Para cada amostra ensaiada em laboratório, o teor de umidade foi calculado a partir da secagem do solo em estufa pelo período não inferior a 12 horas. Os resultados serão apresentados em conjunto com cada tipo de ensaio. Idem para outros índices, tais como, grau de saturação e índice de vazios. Sendo esses dependentes do peso específico real dos grãos (γ_s) cujos resultados são apresentados na tabela 2 em conjunto com os limites de consistência, também representados na carta de plasticidade da figura 25.

A granulometria foi realizada em amostras deformadas retiradas de cada trincheira. As curvas granulométricas TR01 e TR02 são bastante semelhantes, apresentando maior teor de areia (fina e média) seguido de silte e argila. Especificamente no material retirado da trincheira 02, o ensaio foi repetido sem defloculante, com lavagem do material por trinta minutos em água corrente e sem manipulação dos grãos pelo operador com intuito de visualizar o efeito de uma possível cimentação e aglomeração dos grãos. Com essa modificação no ensaio, notou-se que o teor de areia permanece praticamente inalterado, não havendo aglomeração com a porção fina. Entretanto a fração argilosa reduz drasticamente, acumulando-se na fração de silte. Os resultados são apresentados na tabela 3 e figura 26.

Segundo a geologia local, o solo residual de arenito encontrado no norte do município de Capela de Santana é originário da formação Botucatu. Os teores de finos (argila e silte) obtidos nessa pesquisa encontram-se na faixa de variação dos resultados obtidos por Nunez (1991)⁶ e Bastos⁷ (1997, apud FERREIRA, 1988)⁸, também apresentado por Martins (1994) em estudos de solos residuais dessa mesma formação. Entretanto, comparando os índices de consistência percebe-se que os valores de limite de liquidez são muito superiores, e o limite de plasticidade ligeiramente superior com relação aos estudos já realizados. A comparação dos resultados entre estudos é apresentada na tabela 2 e 3.

⁶ Amostras retiradas no município de São Leopoldo, na RS 240, vila Scharlau a aproximadamente 17 km do aterro industrial de Capela de Santana.

⁷ FERREIRA, P. M.V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS 239 – ensaios triaxiais servo-controlados**. 1998. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

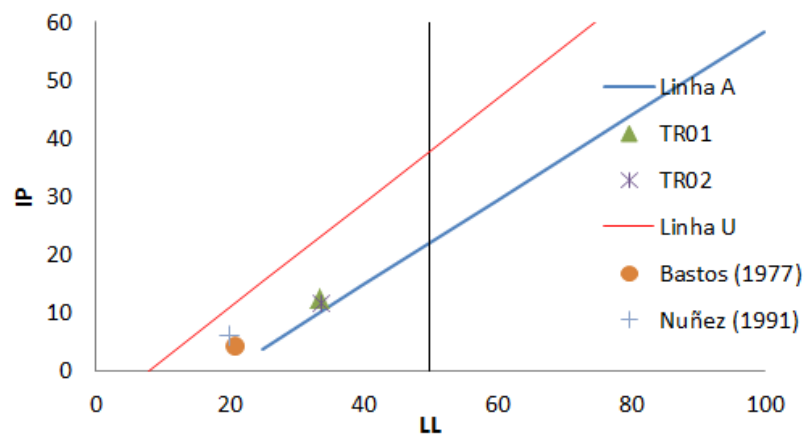
⁸ Amostras retiradas no município de Novo Hamburgo, na RS 239, a aproximadamente 27 km do aterro industrial de Capela de Santana.

Tabela 2 – Peso específico real dos grãos e limites de consistência

Parâmetros	TR01 (Z=3,50m)	TR02 (Z=3,50m)	Nunez (1991)	Bastos (1997)
Peso específico real dos grãos (γ_s) (KN/m ³)	25,3	26,2	-	-
Limite de liquidez	33%	33%	21%	20%
Limite de plasticidade	21%	22%	17%	14%
Índice de plasticidade	12%	12%	4%	6%

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 25 – Carta de plasticidade



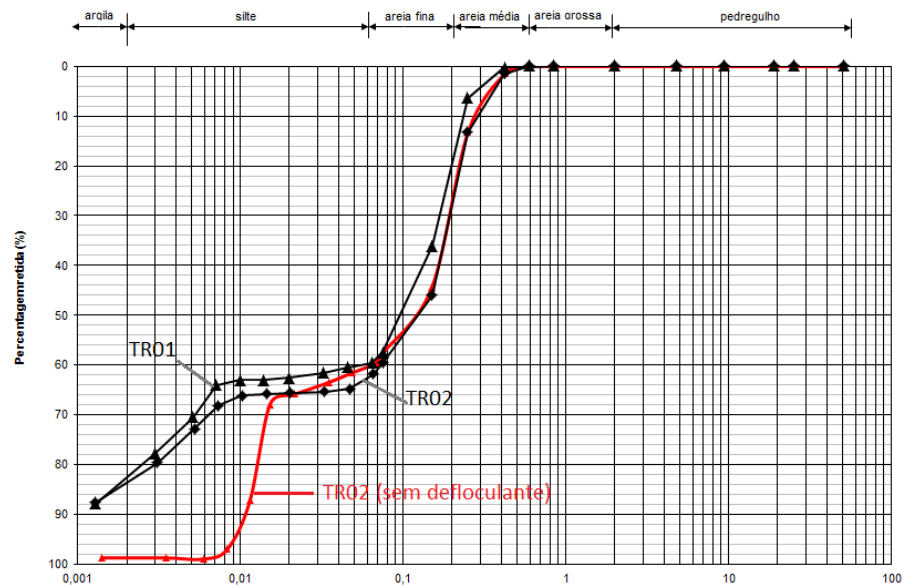
Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 3 – Resultado dos ensaios granulométricos

Solo residual de arenito	TR01 (3,50m)	TR02 (3,50m)	TR02 (3,50m) sem defloculante	Nunez (1991)	Bastos (1977)
Argila	17%	16%	1,5%	13%	15%
Silte	23%	21%	37,5%	32,4%	15%
Areia fina	41%	35%	33%	50,3%	70%
Areia média	19%	28%	28%	4,3%	

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 26 – Granulometria



Fonte: elaborado pelo autor.

5.2.2 Compressibilidade

A compressibilidade do material foi caracterizada através de ensaios edométricos. Embora, solos residuais não sigam completamente a teoria de adensamento, esse tipo de ensaio fornece dados bastante pertinentes sobre o efeito da estrutura e o comportamento geomecânico na condição de deslocamento lateral zero, ou seja, seguindo trajetória de tensões k_0 . Nos ensaios serão determinados os coeficientes de compressão (c_c), recompressão (c_r), descompressão (c_d) e a tensão de plastificação virtual para o primeiro ciclo de carga pelo método de Pacheco e Silva. Conforme descreve Heidemann (2015), esses índices são denominados de parâmetros virtuais, porque não ocorrem nesse tipo de solo estudado, e sim, para solos que atendem as hipóteses da teoria do adensamento, entre elas: total saturação, homogeneidade e variação logarítmica do índice de vazios com aumento da tensão efetiva.

Os índices físicos das amostras de adensamento são separados em três grupos: amostras indeformadas da TR01; amostras indeformadas da TR02; amostras remoldadas com material da TR02. Os índices físicos de todas as amostras estão compilados na tabela 4. Ressalta-se que nas amostras indeformadas há uma grande faixa de variação no índice de vazios, o que indica alta heterogeneidade do solo, uma característica esperada nesse tipo de material. Ademais, além da variabilidade do índice de vazios, observa-se em alguns casos o baixo grau

de saturação (abaixo de 80%), o que pode indicar efeitos de sucção em amostras não inundadas.

Tabela 4 – Índices físicos das amostras ensaiadas na compressão confinada

Origem e modo de ensaio / índices físicos	Peso específico aparente úmido (γ_t) [kN/m³]	Peso específico aparente seco (γ_d) [kN/m³]	Teor de umidade (%)	Grau de saturação (S) [%]	Índice de vazios (e)
TR01 não inundado	17,6	14,0	25,3	78,1	0,80
TR01 inundado	19,1	15,8	21,0	85,8	0,60
TR02 não inundado	18,0	14,5	24,0	79,0	0,81
TR02 inundado	18,5	15,1	22,9	82,7	0,74
TR02 remold.e=0,74	18,7	15,1	24,1	87,0	0,74
TR02 remold.e=0,98	18,0	13,3	35,6	97	0,98

Fonte: elaborado pelo autor.

A figura 27 apresenta a variação do índice de vazios pela tensão efetiva aplicada nas amostras indeformadas da trincheira 01 e a figura 28 das amostras indeformadas da trincheira 02. A tabela 5 resume os parâmetros virtuais de todos os ensaios.

Com relação as amostras indeformadas, cabe ressaltar que com exceção da amostra TR01 não inundada, as tensões de plastificação obtidas pelo método de Pacheco e Silva ficaram na faixa de 230 a 270 kPa. Esses valores entram em consonância com os ensaios de cisalhamento direto, que a partir da tensão vertical de 200 kPa não apresentaram efeitos significativos da cimentação na resistência (próximo ítem). Entretanto, deve-se ressaltar que o método utilizado para aferição da tensão de plastificação não é exato, principalmente pelo fato das amostras atingirem um comportamento linear no diagrama de deformação somente nos últimos dois estágios de carga (400 e 800 kPa), ou seja, uma longa curvatura até atingir a reta virgem. Essa é uma clara limitação dos métodos de determinação da tensão de pré-adensamento em solos sedimentares quando aplicados a solos residuais.

Pode-se esperar que quando a estrutura entre em plastificação, as curvas convirjam para uma única linha de compressão normal (NCL), como as amostras da TR01, no entanto, conforme descrito por Maccarini (1987), a perda da estrutura é gradual, e para baixos níveis de tensões, típicas para ensaios edométricos, são necessárias grandes deformações para se obter a convergência de comportamento. As amostras TR02 não indicaram convergência, o que é

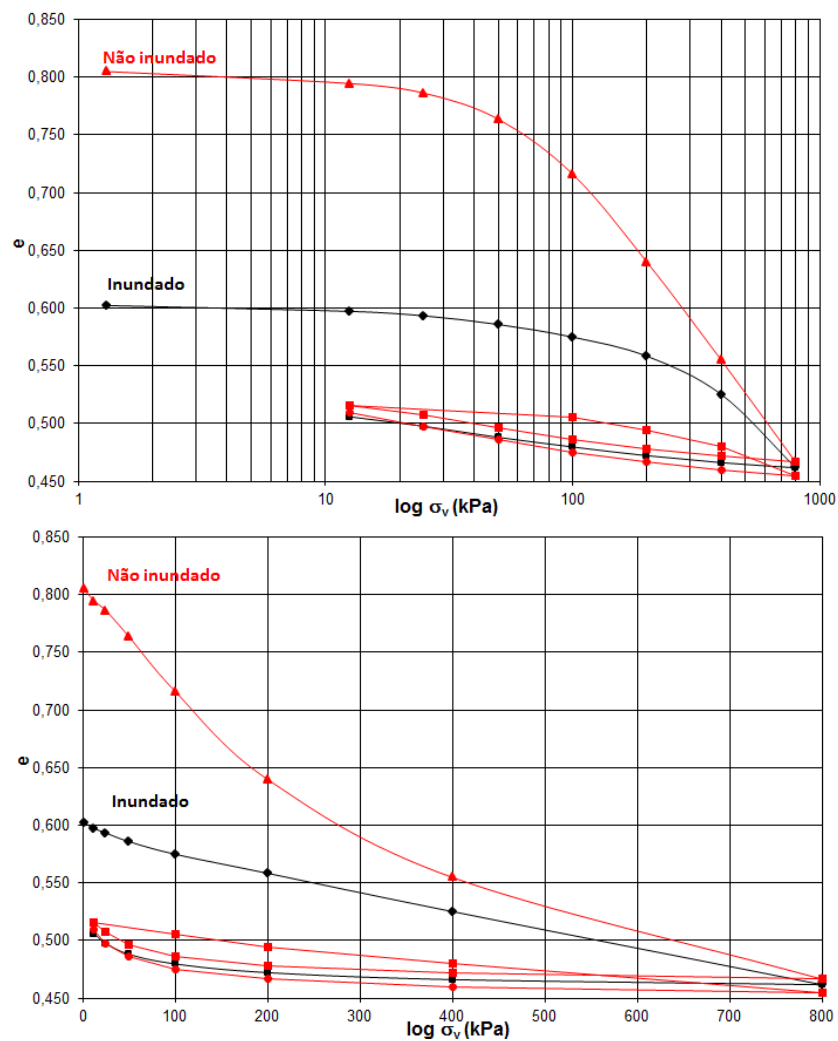
esperado pela heterogeneidade da estrutura e da mineralogia de solos residuais, mesmo que retirado de locais bastante próximos.

Tabela 5 – Parâmetros dos ensaios de compressão confinada

Amostra	Cc	Cr	Cd	σ_p (kPa)	Δe
TR01 não inundado	0,283	0,0102	0,0271	70	0,34
TR01 inundado	0,209	0,0051	0,0233	270	0,14
TR02 não inundado	0,287	0,0102	0,0244	230	0,21
TR02 inundado	0,246	0,0051	0,0246	245	0,17
TR02 remold.e=0,74	0,252	0,0102	0,0299	110	0,21
TR02 remold.e=0,98	0,257	0,0046	0,0321	23	0,45

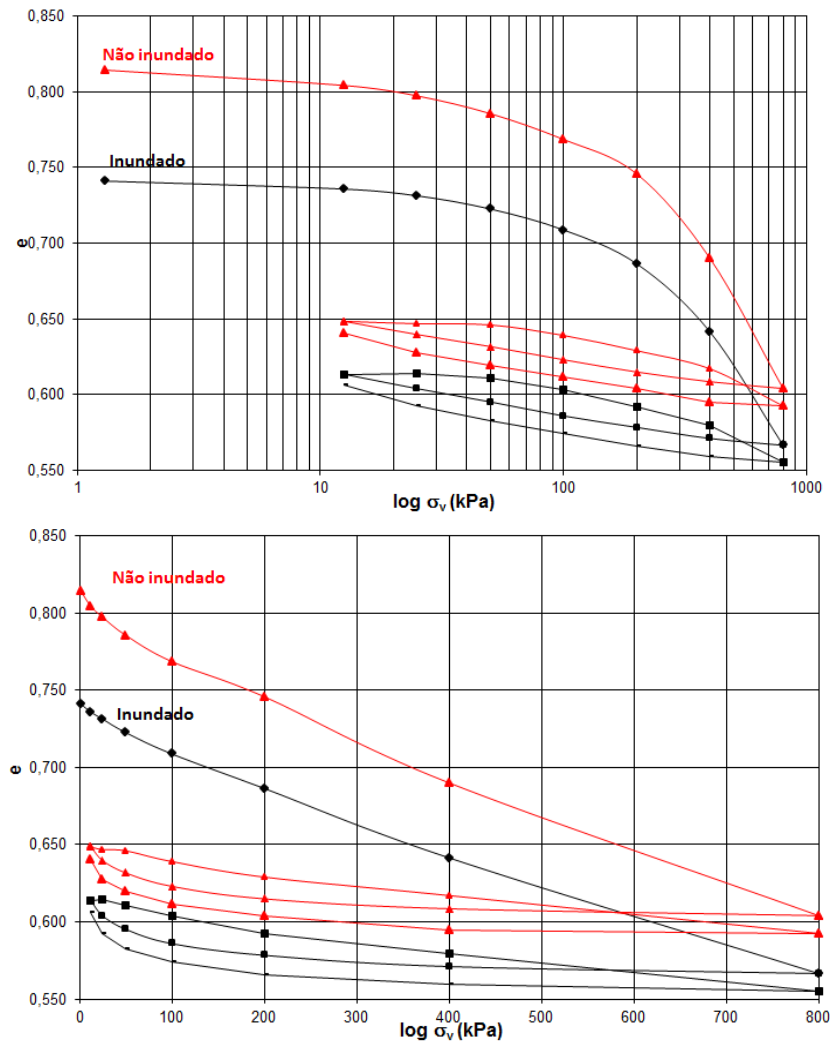
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 27 – Compressibilidade do solo residual de arenito retirado da TR01 (não inundado e inundado)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 28 – Compressibilidade do solo residual de arenito retirado da TR02 (não inundado e inundado)



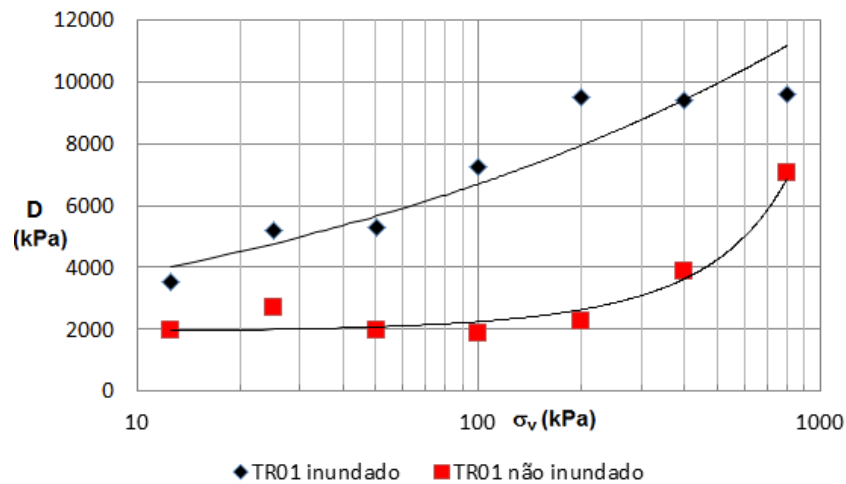
Fonte: elaborado pelo autor.

A variação da rigidez dos corpos de prova indeformados é analisada através dos módulos de compressão edométrico (E_{ocd} ou D) versus a tensão efetiva. Os resultados são apresentados na figura 29 para as amostras TR01 e figura 30 para TR02. Analogamente ao realizado por Heidemann (2015), o módulo foi calculado para cada incremento de tensão, tendo como tensão de referência aquela atingida após o carregamento.

Nas amostras TR01 observa-se que ambos os ensaios apresentaram uma tendência de crescimento nos módulos, contudo, a amostra inundada que partiu de um índice de vazios muito mais baixo ($e=0,6$) apresentou um comportamento não uniforme e bem mais rígido. Entre as tensões de 25 e 50 kPa o corpo de prova manteve o nível de rigidez. Entre 50 e 200 kPa o módulo aumentou atingindo um patamar de aproximadamente 9,5 MPa até o final do ensaio. Esse comportamento final deve-se ao baixo índice de vazios inicial da amostra. Para a

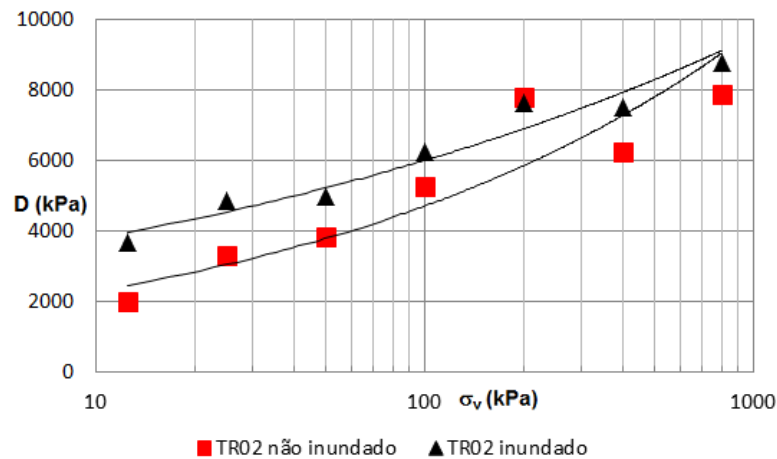
segunda amostra observa-se que até a carga de 200 kPa os módulos são bastante semelhantes, aumentando exponencialmente para níveis de tensões superiores, aproximando-se de $D=8\text{MPa}$.

Figura 29 – Módulo de compressão edométrico versus tensão efetiva para amostras da TR01



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 30 – Módulo de compressão edométrico versus tensão efetiva para amostras da TR02

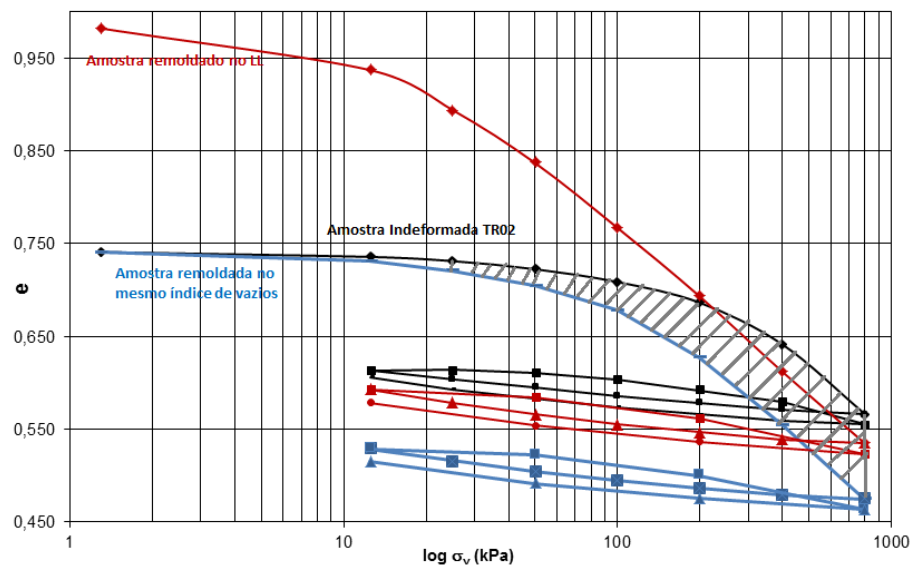


Para as curvas de rigidez das amostras TR02, o comportamento foi bem mais semelhante, mantendo a condição de que o corpo de prova com menor índice de vazios é mais rígido, especialmente no início do ensaio. Ambas as amostras apresentaram um aumento no módulo até o nível de tensões de 200 kPa, sofrendo uma redução de rigidez até o próximo estágio de

carga, retomando o aumento para o último carregamento. Na figura 30, fica evidenciado que a alteração significativa do crescimento do módulo, ou, a queda de rigidez do corpo de prova, indicam que a tensão de plastificação é alcançada num nível de tensões próximo de 200 kPa. Serão essas curvas que servirão de base para os modelos de deformação da fundação do dique de contenção. Portanto, projeta-se que a situação mais crítica, ou seja, aquela com maiores deformações, será quando for utilizado nos cálculos os módulos da amostra não inundada TR01, visto os baixos módulos para níveis de tensões de até 200 kPa.

Com relação as amostras remoldadas, as curvas de tensão efetiva na escala logarítmica pelo índice de vazios são apresentadas na figura 31. A curva vermelha representa a amostra ensaiada no limite de liquidez, enquanto a azul no mesmo índice de vazios da amostra indeformada TR02 (curva preta). É perceptível o efeito da estrutura quando compara-se a amostra remoldada com a indeformada no mesmo índice de vazios inicial. A amostra indeformada mantém índice de vazios superiores do que o solo remoldado para a mesma tensão efetiva. Percebe-se através da área hachurada em cinza, a diferença de comportamento que é denominada por alguns autores como o “espaço permitido à estrutura”. Outro ponto importante a ser observado é a não convergência das curvas. Ambas as amostras remoldadas apresentaram um paralelismo no trecho virgem da curva do primeiro carregamento.

Figura 31 – Compressibilidade do solo residual de arenito remoldado e indeformado



Fonte: elaborado pelo autor.

5.2.3 Resistência ao cisalhamento

Cisalhamento Direto

Os resultados do cisalhamento direto foram separados em amostras indeformadas e remoldadas. O primeiro grupo trata-se do solo residual de arenito retirado das duas trincheiras, enquanto as amostras remoldadas foram obtidas do material deformado da segunda (TR02). As tabelas 6 e 7 apresentam os índices físicos de cada ensaio.

Tabela 6 – Índices físicos das amostras indeformadas no cisalhamento direto

AMOSTRAS INDEFORMADAS	Peso específico aparente úmido (γ_t) [kN/m ³]	Teor de umidade (%)	Grau de saturação (S) [%]	Índice de vazios (e)
TR01 50 kPa	18,2	26,6	90,3	0,76
TR01 100 kPa	19,2	20,7	89,7	0,59
TR01 200 kPa	19,0	23,3	93,5	0,64
TR01 400 kPa	18,6	24,5	91,4	0,69
TR02 50 kPa	18,7	26,1	82,6	0,71
TR02 100 kPa	18,3	26,5	86,8	0,82
TR02 200 kPa	18,5	22,8	82,3	0,74
TR02 400 kPa	18,3	23,3	81,5	0,77

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 7 – Índices físicos das amostras remoldadas no cisalhamento direto

AMOSTRAS REMOLDADAS	Peso específico aparente úmido (γ_t) [kN/m ³]	Teor de umidade (%)	Grau de saturação (S) [%]	Índice de vazios (e)
e~0,73				
TR02 50 kPa	18,8	25,0	89,3	0,74
TR02 100 kPa	18,9	24,5	89,9	0,73
TR02 200 kPa	18,9	24,5	90,0	0,73
TR02 400 kPa	18,9	24,4	89,6	0,73
e~0,8				
TR02 50 kPa	18,1	24,3	80,8	0,81
TR02 100 kPa	18,1	24,6	81,2	0,81
TR02 200 kPa	18,1	24,5	81,3	0,81
TR02 400 kPa	18,1	24,1	80,4	0,80
e~0,9				
TR02 50 kPa	17,0	24,5	71,4	0,91
TR02 100 kPa	17,1	24,8	72,8	0,91

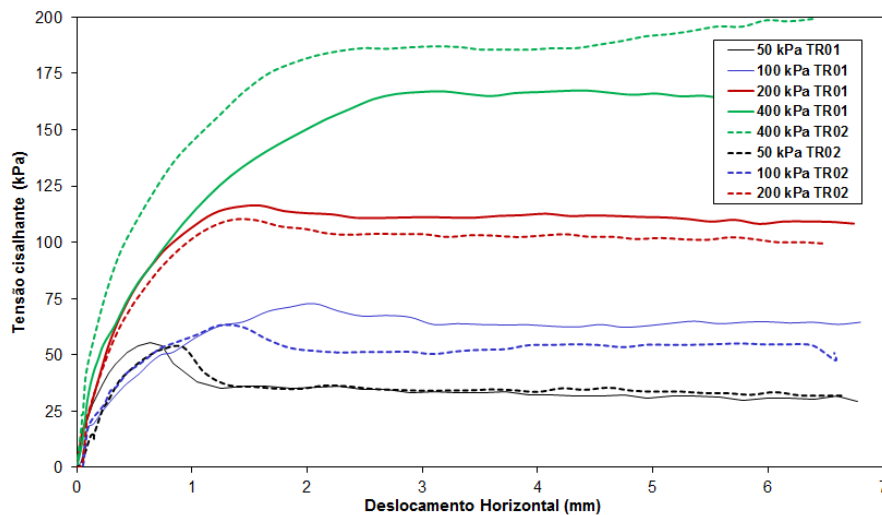
TR02 200 kPa	17,2	24,3	72,7	0,90
TR02 400 kPa	17,2	24,3	72,2	0,90

Fonte: elaborado pelo autor.

A faixa de variação do índice de vazios nos corpos de prova indeformados é bastante ampla (0,59 – 0,82) o que corrobora com a indicação vista anteriormente nos ensaios edométricos sobre a heterogeneidade do solo devido ao seu processo de formação.

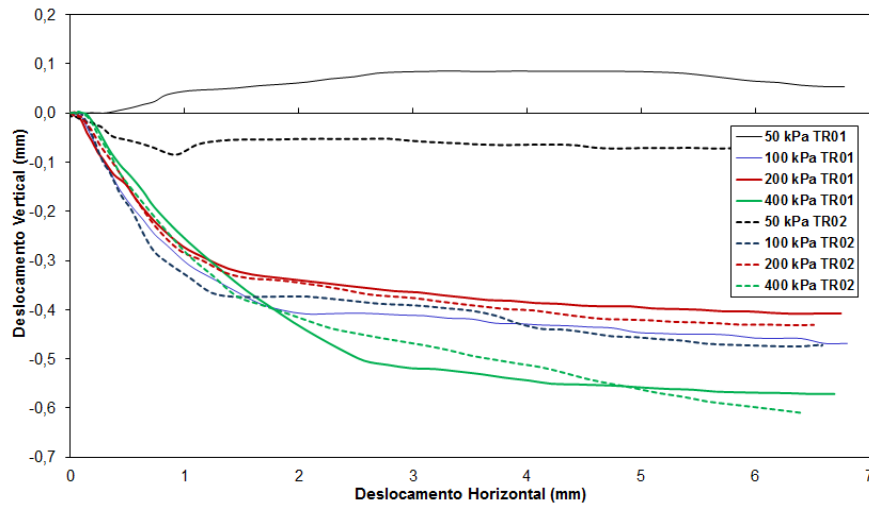
Com relação à resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas, observa-se que para tensões verticais pequenas, especialmente a 50 e 100 kPa, o solo apresenta um pico de resistência a pequenas deformações (deslocamentos inferiores a 2 mm), o que indica a existência de uma cimentação fraca, cujo efeito é limitado às baixas tensões verticais. A figura 32 apresenta os resultados. Todos os ensaios com exceção do corpo de prova TR01 ensaiada na tensão vertical de 50 kPa apresentaram deformações verticais compressivas, conforme figura 33. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento são apresentados na tabela 8.

Figura 32 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova indeformados.



Fonte: elaborado pelo autor.

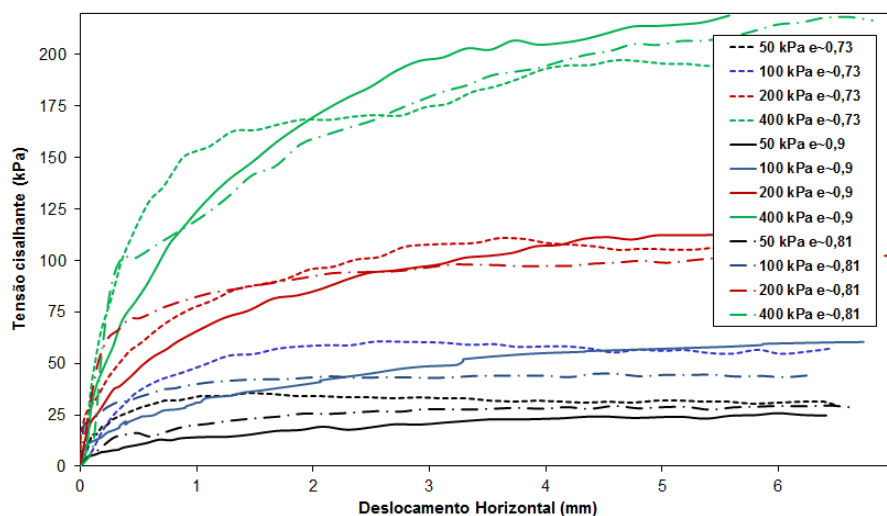
Figura 33– Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova indeformados.



Fonte: elaborado pelo autor.

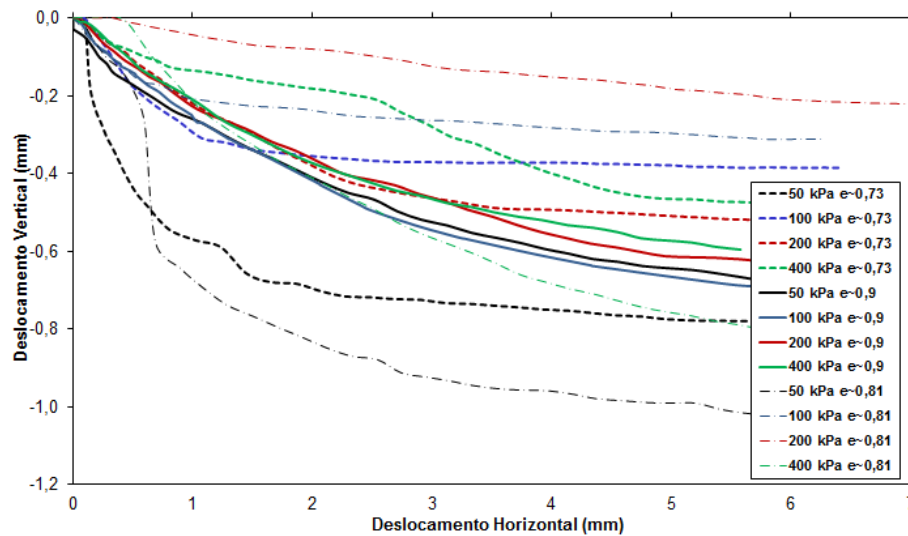
Com intuito de verificar a existência do efeito da estrutura e o efeito do índice de vazios, foram ensaiadas amostras na condição deformada em três índices de vazios distintos ($e=0,73$; $e=0,81$; $e=0,90$). A figura 34 demonstra que a rigidez inicial, antes traduzida em forma de pico nas curvas de 50 e 100 kPa dos corpos de prova indeformadas não existe quando a estrutura é removida. Ademais, nos ensaios com tensão vertical de 400 kPa não há estabilização da tensão cisalhante, mesmo a grandes deslocamentos. A figura 35 apresenta a deformação vertical versus a deformação horizontal ao longo do ensaio.

Figura 34 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova remoldados



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 35 – Deslocamento horizontal versus deslocamento vertical do ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova remoldados



Fonte: elaborado pelo autor.

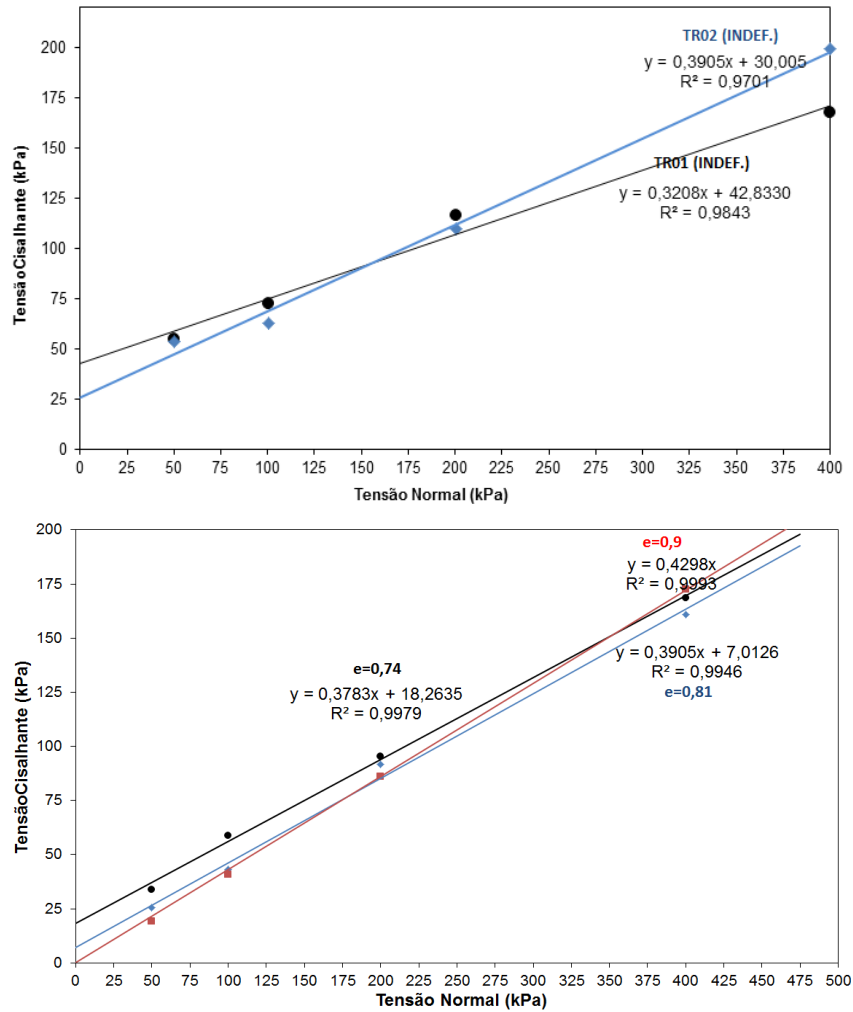
Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do conjunto das amostras são resumidos na tabela 8 e as envoltórias de ruptura na figura 36. Ressalta-se que as amostras indeformadas apresentaram baixo ângulo de atrito e coesão bastante elevada para solos advindos de arenitos, além disso, a dispersão de valores na coesão deve-se principalmente a diferença de comportamento das amostras ensaiadas na tensão vertical de 400 kPa. Para envoltória de ruptura considerando as três tensões verticais menores, os valores de resistência ao cisalhamento são bastante semelhantes: TR01 ($c'=33,5$ kPa; $\Phi'=22,3^\circ$) e TR02 ($c'=30,0$ kPa; $\Phi'=21,3^\circ$). Observa-se também que a tensão vertical de 200 kPa é aquela que apresentou menor dispersão de valores da tensão cisalhante, o que pode indicar que a partir dessa tensão os corpos de prova já tenham atingido o ponto de plastificação. Nas amostras remoldadas observa-se que a medida que o índice de vazios inicial é reduzido, a coesão tende a valores menores e o ângulo de atrito aumenta.

Tabela 8 – Parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito ($^\circ$)
Solo residual de arenito indeformado - TR01	42,8	17,1
Solo residual de arenito indeformado - TR02	30,4	21,1
Solo residual de arenito TR02 remoldado (e~0,73)	18,3	20,8
Solo residual de arenito TR02 remoldado (e~0,81)	7,0	22,3
Solo residual de arenito TR02 remoldado (e~0,90)	0	23,3

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 36 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento



Fonte: elaborado pelo autor.

Ensaio Triaxial CID (até 10% de deformação axial)

Os ensaios triaxiais consolidados e drenados foram executados em 04 corpos de prova indeformadas retirados da TR02 e 04 corpos de prova remoldadas com material do mesmo local no índice de vazios médio. A tabela 9 apresenta os índices físicos obtidos.

Para cada conjunto de ensaio é apresentada as trajetórias de tensões com as respectivas linhas k_f obtidas através dos valores de pico, ou, deformações pré-estabelecidas (no caso dos corpos de prova remoldados, 2%, 4%, 6% e 10%). Além das trajetórias são apresentadas as curvas de deformação axial x tensão desvio, deformação axial x tensão desvio normalizada (σ_d/σ_3) e deformação axial x variação volumétrica, conforme figura 37.

Tabela 9 – Índices físicos dos ensaios triaxiais

AMOSTRAS	Peso específico aparente úmido (γ_t) [kN/m ³]	Peso específico aparente seco (γ_d) [kN/m ³]	Teor de umidade (%)	Grau de saturação inicial (S) [%]	Índice de vazios (e)
INDEFORMADA					
TR02 50 kPa	18,7	15,1	24,3	87,2	0,75
TR02 100 kPa	18,0	14,3	25,5	80,9	0,84
TR02 200 kPa	18,6	14,8	25,4	85,6	0,80
TR02 400 kPa	18,5	14,8	24,8	85,9	0,74
REMOLDADA					
TR02 50 kPa (R)	18,3	14,4	26,9	87,5	0,82
TR02 100 kPa (R)	18,2	14,5	25,3	83,8	0,81
TR02 200 kPa (R)	18,3	14,7	24,9	84,1	0,79
TR02 400 kPa (R)	18,3	14,7	24,8	83,9	0,79
TR02 300 kPa (CIU) ⁹	18,9	15,3	23,6	84,6	0,75

Fonte: elaborado pelo autor.

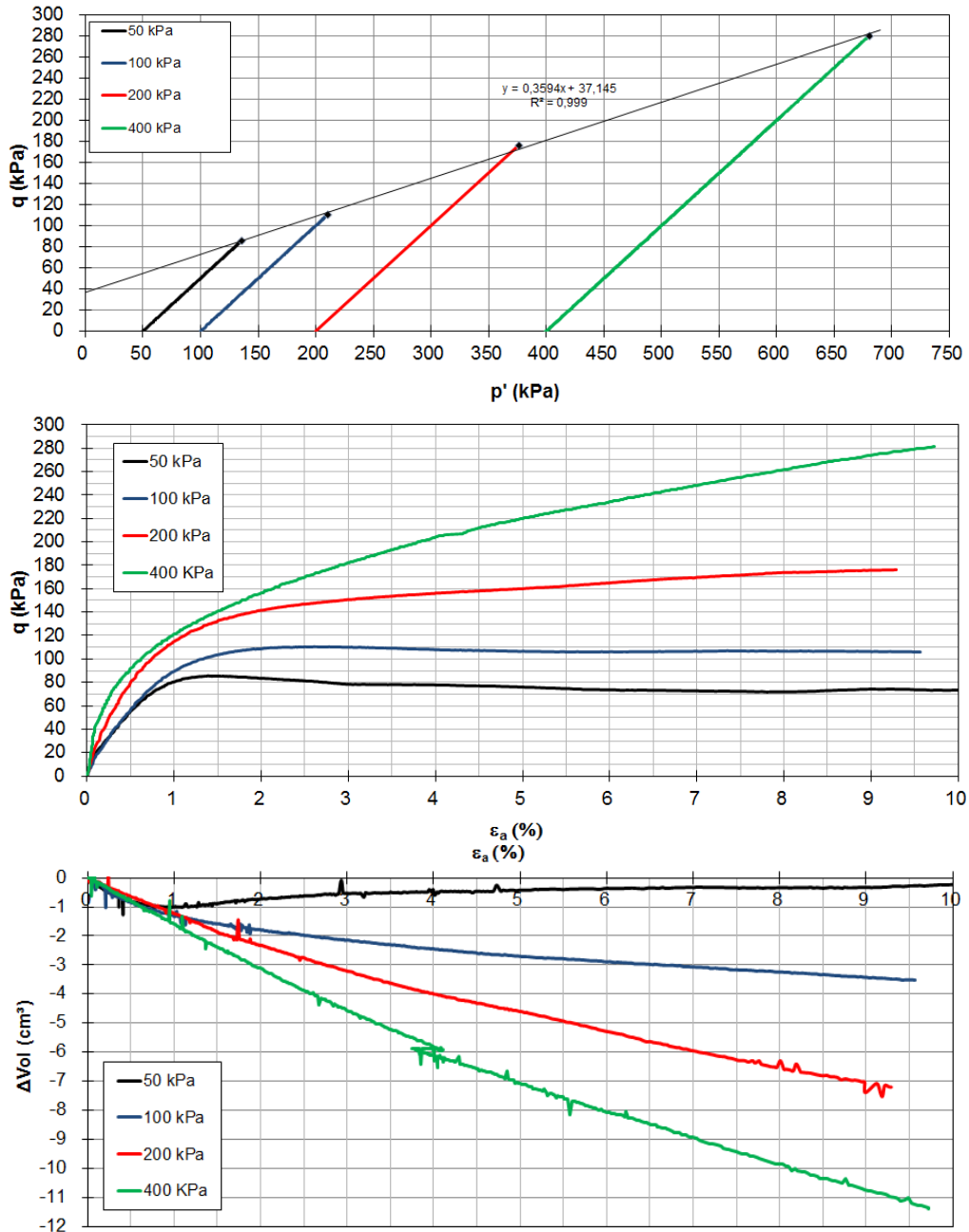
O corpo de prova consolidado na tensão mais baixa apresentou pico de resistência, mas ainda assim de forma bastante discreta, e, portanto, foi a única amostra que não atingiu a plastificação na fase da consolidação isotrópica, demonstrando o baixo grau de cimentação do solo. Ademais, para as duas tensões de confinamento maiores (200 e 400 kPa), houve um ganho de resistência a medida que o corpo de prova acumulava deformações, fato contrário observado nas amostras submetidas a tensões de confinamento mais baixas. Esse fenômeno é interpretado como a mobilização de resistência através do contato dos grãos, ou seja, um efeito relacionado a textura (tamanho e formato dos grãos) e não mais da cimentação e da fábrica que foi destruída no processo de consolidação isotrópica através da aplicação das tensões confinantes. Nota-se também que quando a tensão desvio é normalizada pela tensão de confinamento (σ_d/σ_3), não há convergência, ou sobreposição das curvas, indicando que a resistência do solo depende não somente das tensões de confinamento, mas também do índice de vazios e da estrutura (cimentação, fábrica, textura), que são dependentes do intemperismo e processos de formação.

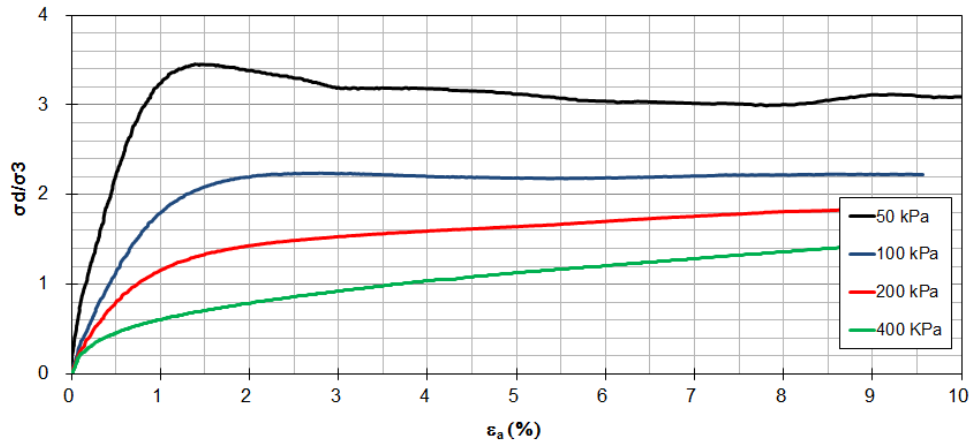
Com relação às deformações, todos os corpos de prova contraíram, apresentando redução no índice de vazios. Entretanto, é observado que no primeiro ensaio (50 kPa) há uma expansão pós ruptura, que não ultrapassa o volume inicial do corpo de prova, mas que ainda assim, não segue o comportamento dos demais ensaios, conforme indicação do gráfico da figura 37.

⁹ Amostra ensaiada em CIU desde o início com tensão confinante efetiva de 300 kPa. Resultados apresentados no próximo ítem.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir dos dados da linha K_f ($q=0,3954x+37,1$), foram de $23,3^\circ$ para o ângulo de atrito, valor levemente superior aos ensaiados no cisalhamento direto e 40,4 kPa de coesão que encontra-se dentro da faixa de variação daqueles ensaios.

Figura 37 – Ensaio triaxiais CID dos corpos de prova indeformados





Fonte: elaborado pelo autor.

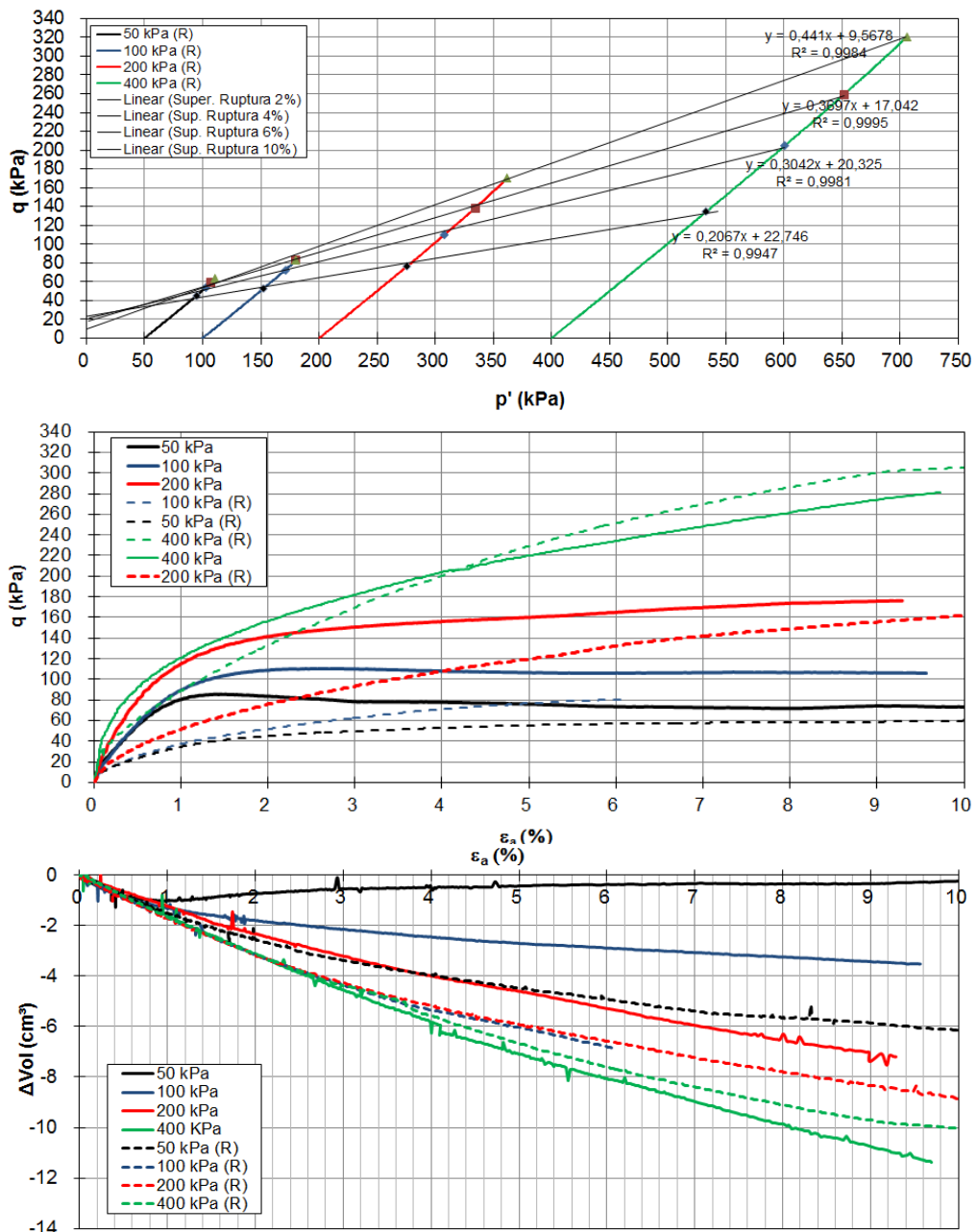
A partir da comparação com os resultados dos ensaios em corpos de prova remoldados (figura 40), percebe-se que há um comportamento bem menos rígido. Ressalta-se que mesmo a grandes deformações (valores próximos de 10%) os corpos de prova remoldados não atingiram a tensão cisalhante das amostras indeformadas. Além de apresentarem menores resistências, a variação de volume foi bem mais acentuada que nos ensaios anteriores, com exceção da amostra ensaiada na tensão confinante de 400 kPa que até 4% de deformação axial apresentou variação volumétrica semelhante. A partir desse ponto, o corpo de prova atingiu índice de vazios menores que a amostra indeformada, ultrapassando valores de tensão desvio da amostra estruturada.

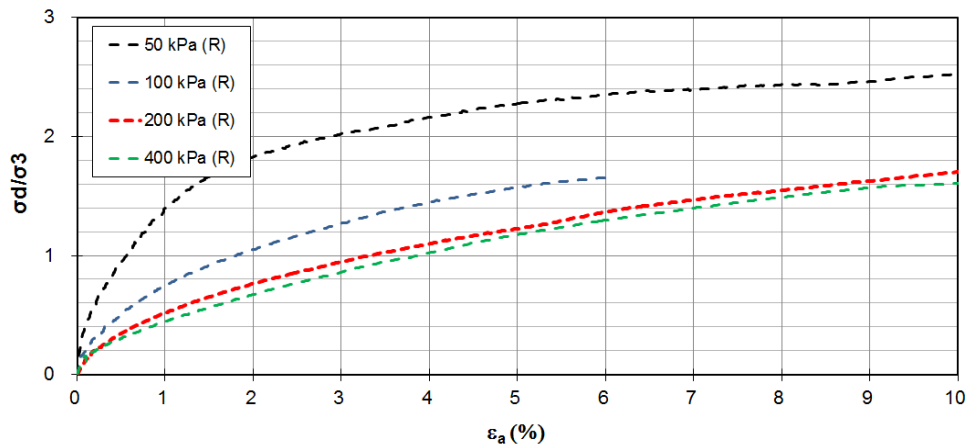
De maneira geral, quanto maior a deformação no ensaio drenado, menor o índice de vazios no corpo de prova, de forma a gerar maior mobilização de forças nos contatos, e consequentemente valores maiores de ângulos de atrito. Ao mesmo tempo, a parcela coesiva diminui a medida que o ensaio é continuado. Somente o ensaio na tensão de consolidação mais alta apresentou semelhança entre as amostras indeformadas e remoldadas. Isso se deve ao fato da estrutura ter sido plastificada mais fortemente nesse nível de confinamento, de forma a tornar o comportamento friccional mais influente que a coesão advinda da cimentação da estrutura. A tabela 10 e a figura 38 apresentam os parâmetros de resistência ao cisalhamento das amostras remoldadas em 4 estágios de deformação, quantificando a situação anteriormente descrita.

Observa-se também que as curvas de tensão desvio por deformação para as tensões de confinamento mais altas (200 e 400 kPa) são normalizáveis pela tensão confinante, indicando que para esse nível de tensões a resistência do solo remoldado está diretamente relacionado

com a tensão de confinamento, e, portanto, os efeitos da estrutura não são mais percebidos. Para os ensaios não normalizados (50 e 100 kPa), a macroestrutura do solo foi removida pela remoldagem, mas os efeitos da microestrutura ainda permanecem. As tensões confinantes nesse caso, não são suficientes para remover os efeitos dessa estrutura remanescente.

Figura 38 – Ensaios triaxiais CID dos corpos de prova remoldados e indeformados





Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 10 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento nos ensaios triaxiais

Amostra	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Amostras indeformadas	40,4	23,3
Amostras remoldadas $\epsilon=2\%$	23,2	11,9
Amostras remoldadas $\epsilon=4\%$	21,3	17,7
Amostras remoldadas $\epsilon=6\%$	18,3	21,7
Amostras remoldadas $\epsilon=10\%$	10,7	26,2

Fonte: elaborado pelo autor.

Ensaio Triaxial CIU pós-ruptura ($\epsilon > 10\%$ de deformação axial)

As amostras indeformadas consolidadas a 100, 200 e 400 kPa ensaiadas até próximo de 10% de deformação axial no regime drenado, foram descarregadas com a drenagem aberta e recarregadas com a drenagem fechada até deformação acumulada de 20%. O intuito da continuação do ensaio é avaliar a resistência não drenada à grandes deformações, visto a queda de permeabilidade desse material pós-ruptura (resultados apresentados no item 5.2.4). As trajetórias de tensão e os gráficos de deformação axial x tensão desvio, deformação axial x variação volumétrica e poropressão x deformação axial são apresentadas na figura 39.

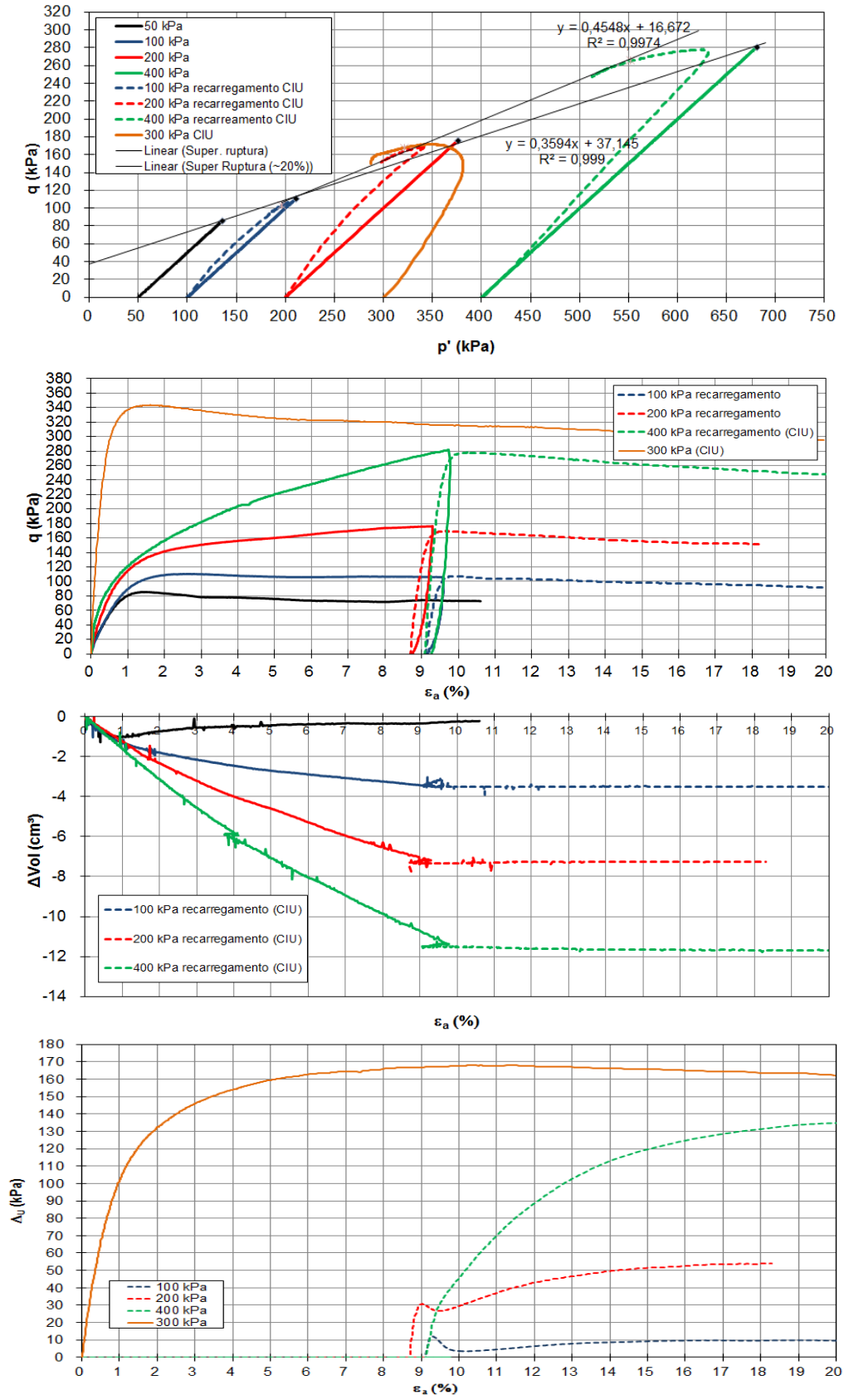
Nos ensaios de 100 e 200 kPa no início do recarregamento ocorre um pico de poropressão de 10 e 30 kPa, respectivamente. Antes mesmo de atingirem o mesmo nível de deformação axial do ensaio drenado, as poropressões decaem, sendo mais notável no primeiro ensaio. Para além dos 10% de deformação (ensaio não drenado), o corpo de prova a 100 kPa manteve a tensão desviadora estabilizada, ao mesmo tempo que a poropressão retornou ao patamar de 10 kPa e

permaneceu inalterada até o fim do ensaio. Para essa amostra, mesmo levando o corpo de prova ao dobro de deformação axial, a trajetória de tensões não ultrapassou a envoltória de ruptura obtida no ensaio drenado, ou seja, para um nível baixo de tensão confinante, o corpo de prova distorce sem conseguir mobilizar maiores resistências.

No ensaio submetido a tensões de confinamento de 200 kPa, inicialmente é observado o mesmo comportamento do ensaio anterior (pico de poropressão no recarregamento), entretanto, não há estabilização das medidas de poropressão, de modo que a tensão efetiva reduz de forma bem mais drástica depois do corpo de prova acumular 0,5% de deformação além do ensaio drenado. Observa-se que a trajetória de tensões ultrapassa a primeira envoltória. De forma análoga, o ensaio na tensão de 400 kPa também ultrapassou a primeira envoltória atingindo outro estado de tensões na ruptura. Ademais, não registrou pico ou decréscimos de poropressão, acumulando variações positivas desde o início do ensaio. A segunda envoltória de ruptura, na condição não drenada para grandes deformações (~20%) é apresentada na figura 39. Os valores de resistência ao cisalhamento para esta condição são de $27,2^\circ$ de ângulo de atrito e 18,7 kPa de coesão.

Além da continuação desses três ensaios, um corpo de prova indeformado consolidado a 300 kPa foi cisalhada desde o início em regime não drenado. Ao contrário do que é esperado para solos homogêneos, sem estrutura, e com mesmo índice de vazios, a trajetória do ensaio CIU não respeitou o limite da envoltória de ruptura obtida através dos ensaios CID, tendo um comportamento intermediário ao encontrado nos ensaios não drenados de 200 e 400 kPa.

Figura 39 – Ensaios triaxiais CIU dos corpos de prova indeformados



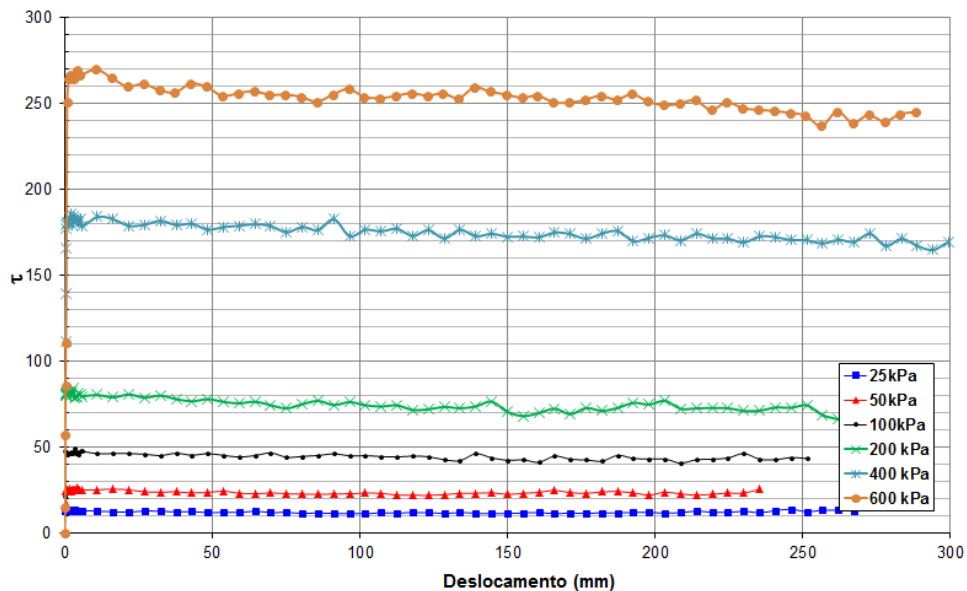
Fonte: elaborado pelo autor.

Ring Shear (resistência ao cisalhamento residual)

Os ensaios de resistência ao cisalhamento residual executados através do equipamento *ring shear* foram realizados com cargas verticais de 25, 50, 100, 200, 400 e 600kPa. Os resultados tensão x deslocamento são apresentados na figura 40. Pelo baixo teor de argila era esperada a não orientação das partículas, de tal forma que a resistência ao cisalhamento residual fosse comandada pelas forças de contato. Para tensões verticais mais baixas (de 25 a 100 kPa) não houve decréscimo na tensão cisalhante a medida que acumulava-se deformações. Para maiores carregamentos, especialmente, 400 e 600 kPa, percebe-se uma leve tendência na queda na resistência, mas ainda sim, insignificante para decair o valor de ângulo de atrito de forma considerável, em comparação aos valores de resistência obtidos no resultados de cisalhamento direto e triaxiais drenados para amostras remoldadas.

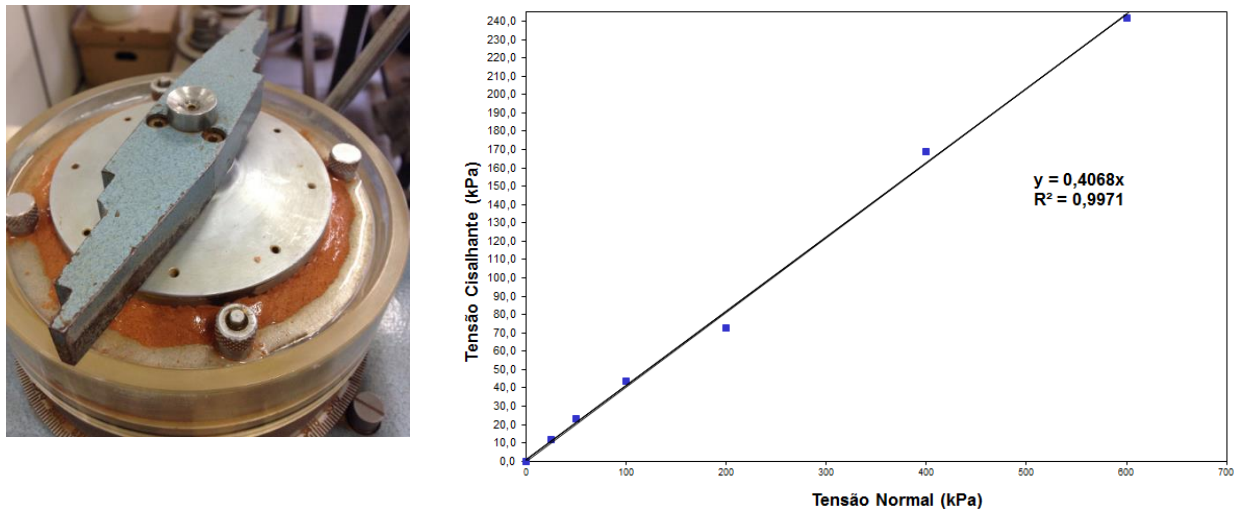
Os valores de resistência ao cisalhamento residual foram de 22° e coesão próxima de zero (figura 41). Os ensaios foram interrompidos com deformações inferiores a 270 mm devido a grande perda de material, que provocou na diminuição da altura do corpo de prova, entre 35 e 50% , conforme registro apresentado na figura 41.

Figura 40 – Tensão cisalhante versus deslocamento para ensaios *ring shear*.



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 41 – Perda de material (200 kPa, 250 mm de deformação) e parâmetros de resistência ao cisalhamento



Fonte: elaborado pelo autor.

5.2.4 Condutividade hidráulica

O ensaio de condutividade hidráulica foi realizado a partir de uma adaptação no ensaio triaxial, na amostra consolidada com tensão confinante efetiva de aproximadamente 400 kPa. As permeabilidades foram medidas antes da saturação, pós-saturação, após consolidação em 200 e 400 kPa, pós ruptura drenada (a 10% de deformação axial), e finalmente, pós ruptura para deformações de até 20% na condição não drenada. Os resultados do ensaio são apresentados na figura 42.

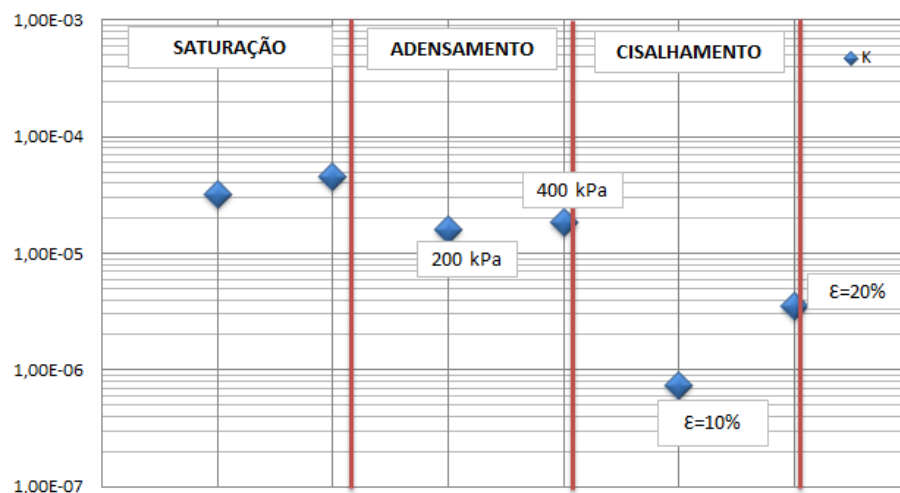
Inicialmente, percebe-se que após a saturação do corpo de prova, a eliminação do ar contido nos vazios do corpo de prova facilita a passagem de água, aumentando a permeabilidade de $3,2 \times 10^{-5}$ para $4,5 \times 10^{-5}$ cm/s. Nessa fase do ensaio o fluxo d'água estava na condição livre, sem aplicação de contrapressão na saída da drenagem como nas fases seguintes.

A consolidação isotrópica provocou uma queda da permeabilidade, visto que há uma diminuição nos vazios do corpo de prova. Em ambos os estágios de consolidação (200 e 400 kPa) os valores medidos foram bastante próximos, $1,57 \times 10^{-5}$ e $1,84 \times 10^{-5}$ cm/s. Antes da consolidação, o solo residual de arenito apresenta uma estrutura porosa (alto índice de vazios) que é mantida até certas tensões pela cimentação da estrutura. Como visto na caracterização da resistência ao cisalhamento, para estruturas fracas, a plastificação ocorre ainda na fase de consolidação isotrópica, de forma que antes da aplicação das tensões desvio, já ocorre o colapso da estrutura, e o arcabouço poroso que era mantido pela cimentação se fecha, reduzindo vazios e conseqüentemente diminuindo a permeabilidade.

Logo em seguida após o cisalhamento do corpo de prova na condição drenada (até 10% da deformação axial), o coeficiente de permeabilidade reduziu consideravelmente, atingindo o valor de $7,32 \times 10^{-7}$. Essa queda na permeabilidade pode ser explicada pela formação de planos de cisalhamento menos permeáveis que dificultam a passagem da água. Esse fenômeno em solos residuais pode ser bastante importante por acelerar processos de instabilização. No momento em que o solo sai de uma condição drenada para não drenada, as poro pressões aumentam e as tensões efetivas decaem, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento e a rigidez do maciço diminuem, acelerando processos de ruptura.

Por último, após cisalhamento em regime drenado, o corpo de prova foi submetido a um segundo estágio de carga na condição não drenada até deformações de 20%, no qual se observou um aumento da permeabilidade para $3,56 \times 10^{-6}$. Nessa condição, o corpo de prova atinge distorções muito grandes sem variar volume, ou seja, deforma sem reduzir o índice de vazios. Isto parece ter levado a criação de caminhos preferenciais para passagem de água, o que gerou o aumento na permeabilidade medida.

Figura 42 – Resultados de condutividade hidráulica



Fonte: elaborado pelo autor.

5.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO

A área de ampliação do aterro Classe II (setores 3 e 4), objeto de estudo desse trabalho, já sofreu alterações geométricas, como o recuo do eixo do dique de contenção sul em 15 m para

atender a condição mínima do fator de segurança de 1,5. Esse fator de segurança global foi adotado conforme recomendação da NBR 11682:2009, por que mesmo se tratando de um aterro de resíduos que apresente um nível de segurança médio, quanto a danos materiais e ambientais, o mesmo será construído próximo de uma área de permanência de pessoas (sede administrativa). O layout do empreendimento está apresentado na figura 12. A geometria dos modelos geomecânicos foram baseadas na estratigrafia e geometria da pilha apresentados no anexo A.

5.3.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Como descrito no capítulo 3, acima da camada de solo residual de arenito há uma camada de argila arenosa de coloração marrom média avermelhada de baixa resistência ($N_{spt} < 5$). Para análise desse solo mais superficial, foram retiradas amostras indeformadas de uma trincheira próxima aos furos de sondagem SPT 22, 27 e 28 e ensaiados no equipamento de cisalhamento direto do Laboratório de Geotecnologia da UFRGS, resultando em 18 kPa de coesão e 27° de ângulo de atrito.

Com relação aos parâmetros de resistência do solo residual de arenito de baixa resistência, a tabela 11 compila os valores obtidos no programa experimental dessa pesquisa. Os modelos geomecânicos serão testados com os valores máximos (triaxiais CID) e mínimos (cisalhamento direto) de resistência, visto que uma abordagem estatística não é aplicável pelo baixo número de ensaios. Por exemplo, aplicando a distribuição t de Student com dois graus de liberdade, a faixa de variação da média dos valores de coesão e ângulo de atrito para intervalos de confiança de 90 e 95% não são compatíveis com os valores reais.

Tabela 11 – Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solo residual de arenito na condição indeformada

Amostra	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Cisalhamento Direto TR01	42,8	17,1
Cisalhamento Direto TR02	30,4	21,1
Triaxiais CID TR02	40,4	23,3
Distribuição t-student (95%)	14,8 - 61	9,5 – 31,5
Distribuição t-student (90%)	22,2 - 53,6	13 - 28

Fonte: elaborado pelo autor.

Com relação às camadas mais profundas do solo residual de arenito, que apresentaram índice de golpes superior ao solo ensaiado, se atribuiu valores intermediários. A medida que os solos mais profundos estejam submetidos a tensões efetivas maiores, a resistência do solo é mobilizada predominantemente pelo atrito, pois a estrutura já ultrapassou o ponto de plastificação, caso típico do solo residual de arenito com N_{spt} entre 8 e 10 golpes que está logo abaixo da camada estudada. Dessa forma, se atribui como limite inferior de resistência, os resultados obtidos em laboratório, e o limite superior, a resistência típica de um solo arenoso compacto ($N_{spt}>20$) mal graduado (seleção eólica). A tabela 12 compila os valores adotados. Os parâmetros de resistência da camada silte argilosa, observada no setor sudoeste da ampliação, será a mesma da camada superficial (argila arenosa) ensaiada, visto a inexistência de outros dados.

Tabela 12 – Parâmetros adotados nos modelos geomecânico

Amostra	Peso específico (kN/m³)	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Resíduo depositado	10,0	10	30
Argila arenosa $N_{spt}<5$	19	18	27
Silte argiloso $N_{spt}=7-14$	19	18	27
Solo residual de arenito $N_{spt}<6$	18,5 ¹⁰	30,4 – 40,4	21,1 - 23,3
Solo residual de arenito $N_{spt}=8-10$	18,5	10	28
Solo residual de arenito $N_{spt}=14-20$	19	5	34
Solo residual de arenito $N_{spt}>20$	19	-	38
Argila compactada	19,5	15	24

Fonte: elaborado pelo autor.

5.3.2 Análise do fator de segurança

A tabela 13 compila os fatores de segurança, e as figuras 43 e 44, as superfícies de ruptura potenciais de maior e menor fator de segurança respectivamente. Como esperado, o menor fator de segurança é encontrado na seção DD', na qual se observa as maiores espessuras (12 m) do solo residual de arenito com índice de golpes a penetração inferior a 6. Ademais, nessa seção é observado o maior e mais próximo desnível topográfico.

Sobre os resultados da seção DD', com os valores de resistência obtidos nos ensaios triaxiais, os mais favoráveis, foi obtido o FS de 1,76 (método de Bishop Simplificado) e 1,75 (método

¹⁰ Média do peso específico das 12 amostras indeformadas .

de Spencer). Com os menores valores de resistência, obtidos dos ensaios de cisalhamento direto das amostras TR02, se obteve FS de 1,58, para ambos os métodos. Apesar da grande faixa de variação, todos os FS estão acima do limite mínimo preconizado por Norma, indicando que a condição geométrica atual do projeto é adequada.

Com relação à posição da superfície potencial de ruptura (SPR), nota-se que utilizando os parâmetros mínimos, a SPR passa exatamente dentro dos limites da camada de baixa resistência, ao contrário da condição dos parâmetros máximos (triaxiais), cuja superfície passa pela camada de resistência intermediária ($N_{spt}=8-10$).

As seções CC' e EE' apresentaram boa condição de estabilidade, com FS mínimos de 1,96 e 1,86, respectivamente. Na seção EE' é observado que a superfície de ruptura passa pela camada de maior resistência ($N_{spt}>20$).

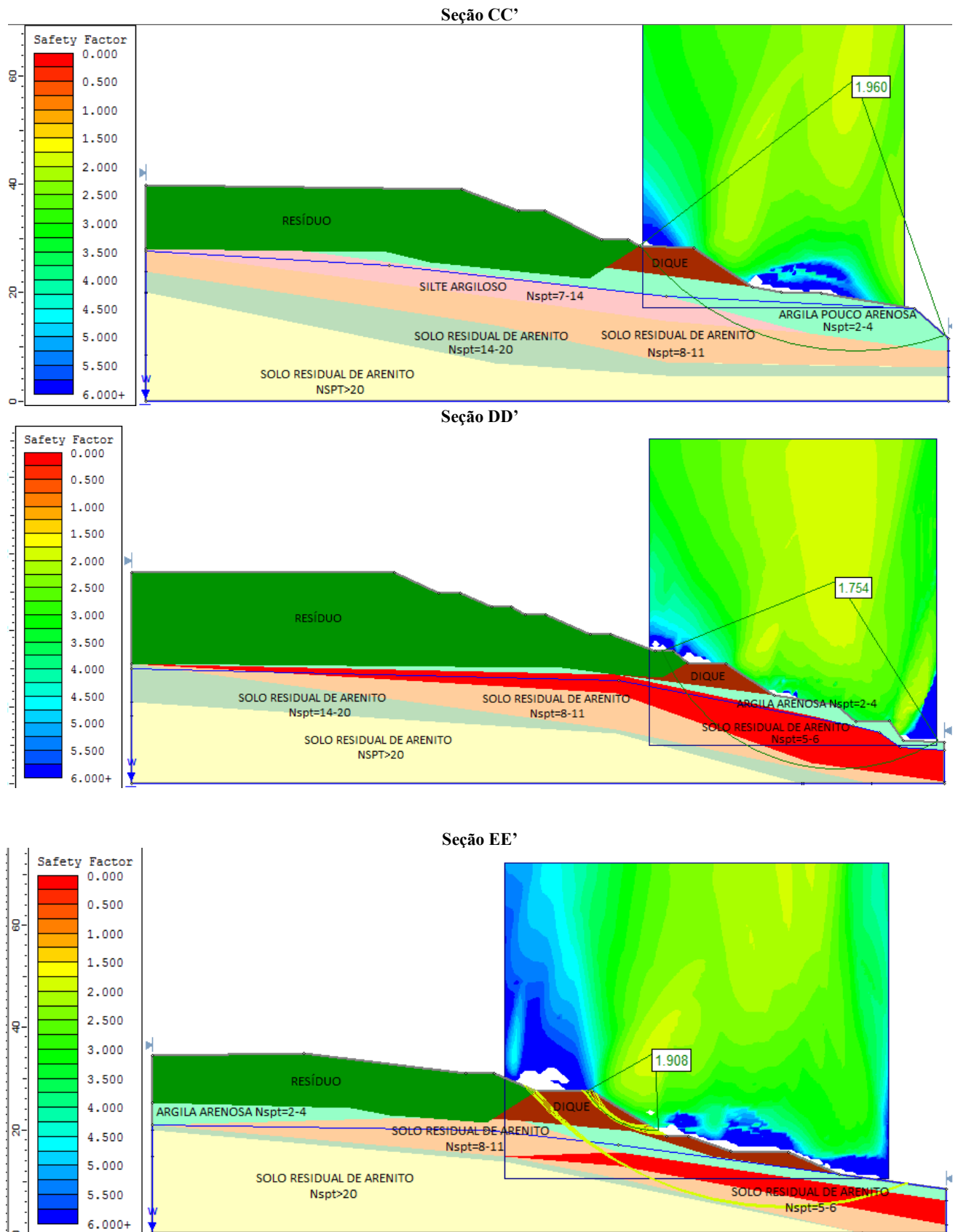
Tabela 13 – Fatores de segurança

Seção	CD TR01		CD TR02		Triaxial TR02	
	FS Bishop Simplificado	FS Spencer	FS Bishop Simplificado	FS Spencer	FS Bishop Simplificado	FS Spencer
Seção CC' ¹¹	-	-	-	-	1,960	1,963
Seção DD'	1,602	1,598	1,581	1,580	1,760	1,754
Seção EE'	1,909	1,903	1,867	1,864	1,912	1,908

Fonte: elaborado pelo autor.

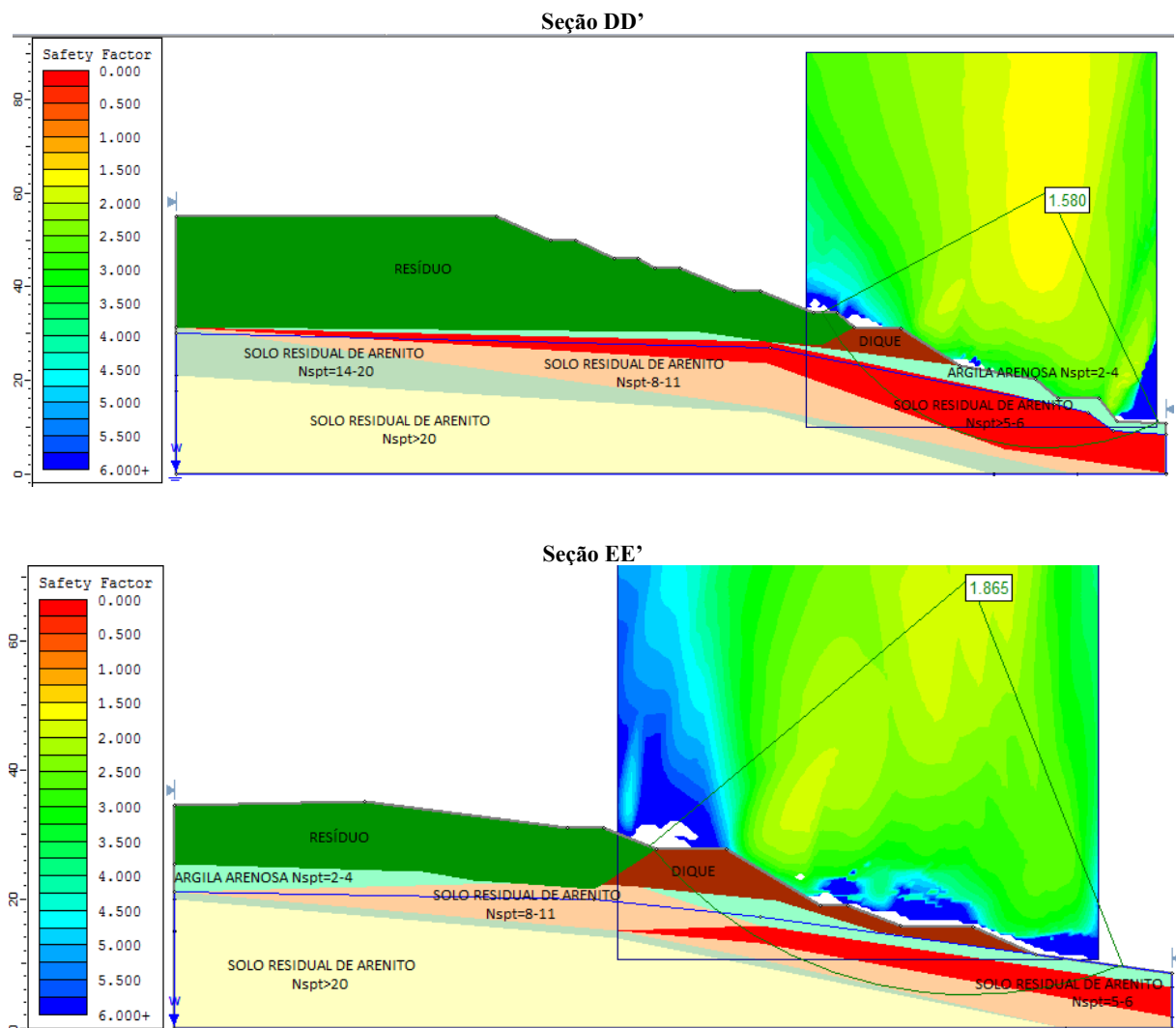
¹¹ Não há variação do Fator de Segurança pela não existência da camada de solo residual de arenito de baixa resistência ($N_{spt}<6$). A seção é apresentada com intuito de indicar a estabilidade no sentido transversal do aterro.

Figura 43 – Superfícies de ruptura potencial com os parâmetros de resistência do ensaio triaxial (maior FS)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 44 – Superfícies de ruptura potencial com os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto da TR02 (menores FS)



Fonte: elaborado pelo autor.

5.4 ANÁLISES DE DEFORMAÇÕES DA FUNDAÇÃO DO DIQUE

Como descrito na metodologia, as análises de deformações são divididas em duas etapas. Primeiramente são calculadas de forma analítica as magnitudes dos recalques da fundação do dique de contenção, que se encontra sobre a camada mais espessa do material estudado nesse trabalho. Em seguida avalia-se a distribuição dos recalques ao longo da seção transversal mais crítica (seção DD' de $FS_{\min} = 1,58$), já apresentada na análise de estabilidade.

5.4.1 Magnitude das deformações pelo cálculo analítico

O acréscimo de carga devido à construção do dique foi calculado pelo método de Carothers-Terzaghi (carga uniformemente distribuída de extensão infinita), e a variação do índice de vazios pelos resultados dos ensaios de compressão confinada. Para tanto, foram escolhidos dois pontos de análise no eixo do dique sul que coincidiram com a locação das sondagens (furos SPT20 e SPT22), conforme pode ser observado na figura 12. Ressalta-se que conforme análise da estratigrafia do terreno, a região entre estes dois furos é aquela que apresenta maior espessura da camada de solo residual de arenito de baixa resistência, objeto de estudo desse trabalho.

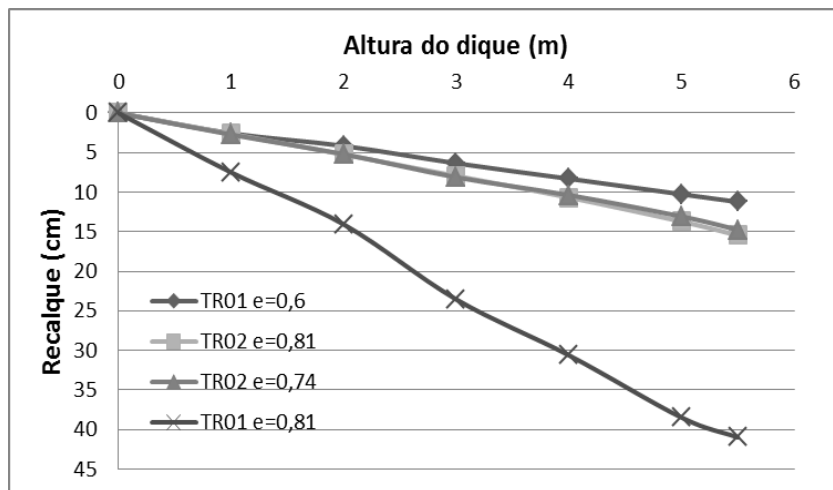
Para as análises foram utilizadas as quatro curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos das amostras indeformadas como referência: (i) ensaio TR01 com índice de vazios inicial igual a 0,6 que representa a curva de adensamento mais favorável; (ii) ensaio TR01 com índice de vazios inicial igual a 0,81 que representa a curva de adensamento mais compressível; (iii) ensaio TR02 com índice de vazios de 0,74 que representa o índice de vazios médio de todas as amostras indeformadas ensaiadas em laboratório (ensaios de compressão confinada, cisalhamento direto e triaxiais); (iv) ensaio TR02 com índice de vazios de 0,81 que representa um comportamento intermediário com relação aos demais ensaios.

Além dessas considerações, algumas simplificações no modelo analítico devem ser observadas:

- a) os valores de recalques calculados estão relacionados somente a deformação da camada de solo residual de arenito de baixa resistência ($N_{spt}=5-6$). Camadas superficiais (argila arenosa) estão sendo desconsideradas nessa etapa de cálculo, pela ausência de curvas de compressibilidade e por apresentarem pouca espessura do material. Além disso, parte dessa camada será removida devido a terraplenagem. As camadas de transição que se encontram a maiores profundidades, cujos índices de golpes a penetração crescem rapidamente, também não serão consideradas.
- b) o nível d'água adotado foi aquele observado nas sondagens.
- c) os recalques foram calculados considerando três pontos intermediários na camada de solo residual de arenito de baixa resistência.
- d) a altura do dique (sobrecarga), na região do SPT20 é de 5,50 m, e de 6,40 m próximo do SPT22. Em média apresenta largura de 30 m na base e 10 m no topo.
- e) O peso específico adotado para argila compactada é de 19,5 kN/m³.

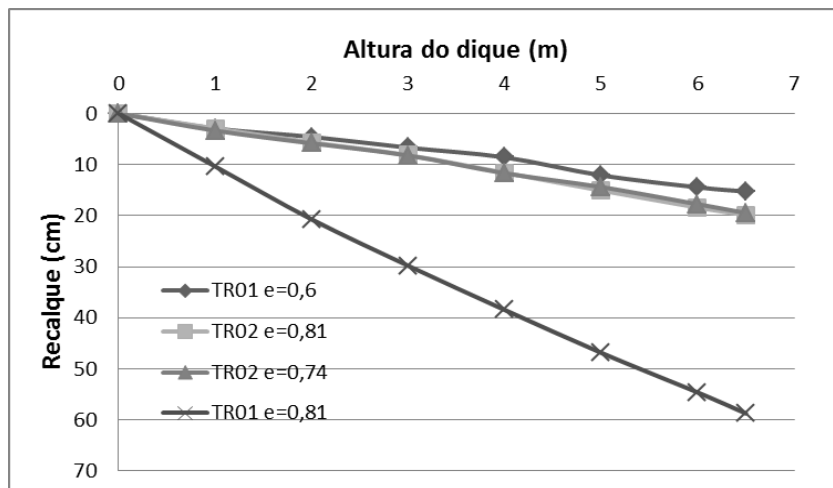
As figuras 45 e 46 apresentam os resultados, avaliando a evolução dos recalques pela altura do dique. Salienta-se que cerca de 90% das deformações no ensaio de laboratório ocorreram nos primeiros 10 minutos, sendo essa a razão da não análise do desenvolvimento dos recalques ao longo do tempo, ainda que apresente algum grau de “creep”.

Figura 45 – Recalque estimado no eixo do dique de contenção (SPT20)



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 46 – Recalque estimado no eixo do dique de contenção (SPT22)



Fonte: elaborado pelo autor.

Considerando todos os ensaios edométricos como base de dados para o cálculo, observa-se uma grande variação nos valores de deformação. Para a posição próxima do SPT20 a

deformação mínima esperada é de 11 cm, enquanto o máximo é de 41 cm. Para posições próximas do SPT22 a faixa de variação também é bastante expressiva, de 20 a 58 cm. Isto se deve principalmente a curva de adensamento da amostra TR01 ($e=0,81$) não inundada, não apresentou uma plastificação gradual da estrutura, que conseqüentemente gera uma menor variação no índice de vazios.

Retirando da análise o ensaio menos favorável (TR01 $e=0,81$), assumindo que o comportamento global do maciço não siga o caso mais crítico (alto índice de vazios e imediata plastificação da estrutura) é esperado que a deformação da camada de solo residual de arenito de baixa resistência seja de 11 a 20 cm, no setor mais crítico do aterro (eixo do dique, entre os furos SPT20 e SPT22).

5.4.2 Distribuição dos recalques (Seção DD')

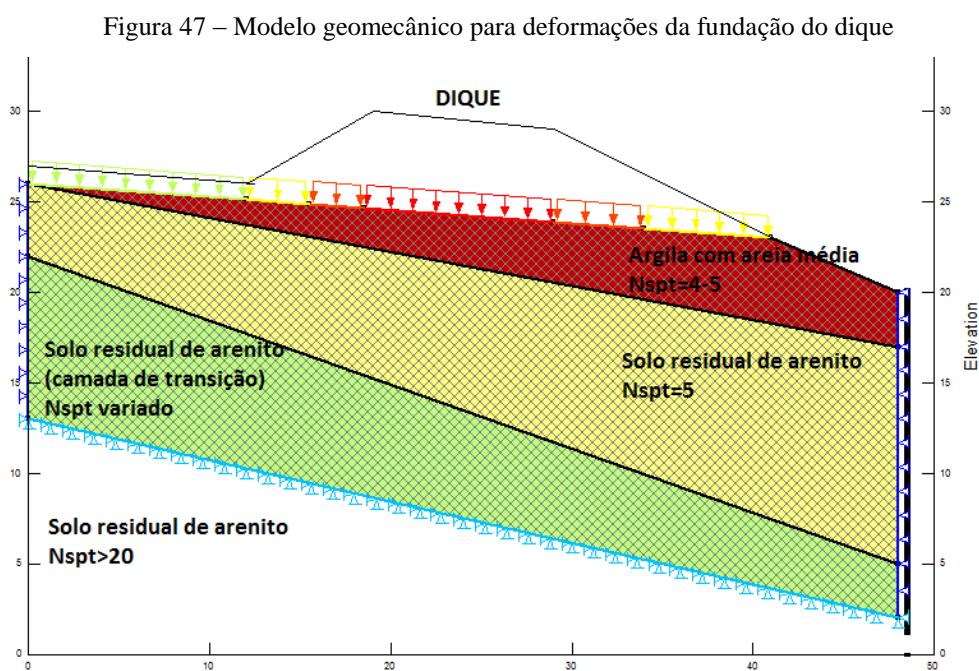
Este item aborda a distribuição dos recalques na seção mais crítica, tomando em consideração as camadas superficiais de argila arenosa e as camadas de transição mais resistentes desse solo residual de arenito.

Como pode ser observado nos perfis estratigráficos do Anexo A e nos modelos geomecânicos de estabilidade apresentados no item anterior, a espessura da camada de solo residual de arenito mais compressível não é uniforme ao longo da seção transversal, além da altura do dique de contenção ser variável. Para melhor compreender a distribuição das deformações e considerar os efeitos das outras camadas, foram realizados modelos da fundação do dique de contenção (seção DD') em software de elementos finitos. Alguns pontos devem ser observados:

- a) O módulo de compressibilidade adotado para a camada mais superficial, denominada argila arenosa ($N_{spt}=4-5$), foi de 8 MPa, constante ao longo da profundidade. Para a camada de solo residual de arenito mais compressível ($N_{spt}<6$), objeto de estudo dessa pesquisa, foram utilizadas as curvas dos módulos de compressão edométricos apresentado nas figuras 31 e 32. Para a camada de transição do solo residual de arenito de maiores resistências ($N_{spt}>10$) foi adotado módulo constante de 15 MPa.
- b) A variação da geometria da malha não apresentou grandes diferenças nos valores globais, de tal forma que foi adotada uma malha que

permitisse o maior o número de nós dentro do limite prático de 500 nós.

O modelo geomecânico é apresentado na figura 47 e os resultados das simulações são apresentados nas figuras 48(a) a 48(d).



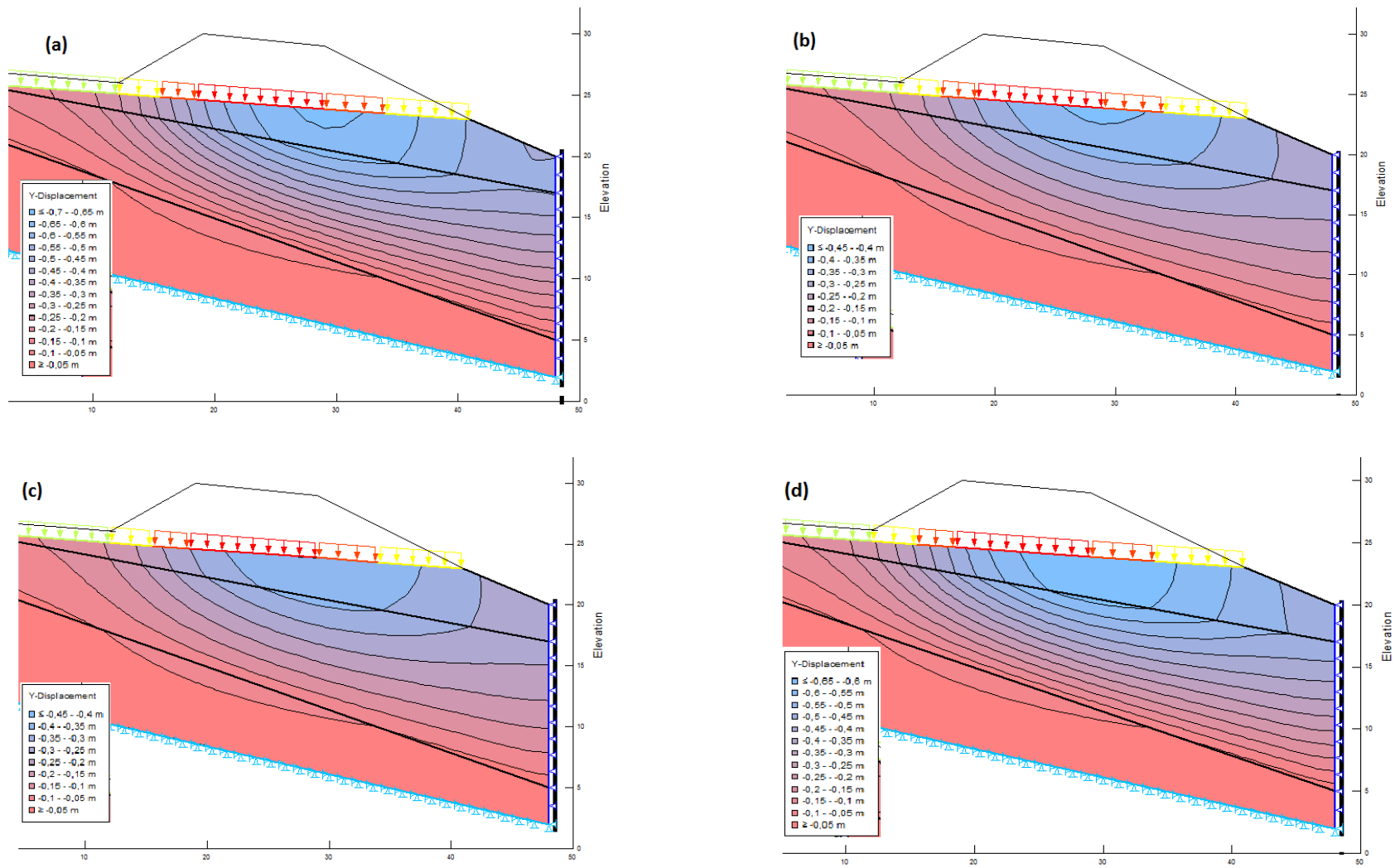
Fonte: elaborado pelo autor.

Observa-se que a magnitude dos recalques é um pouco maior em comparação aos cálculos anteriores. Isto se deve ao fato de que a camada superficial de argila arenosa, contribui com aproximadamente 15 cm do recalque total. As camadas menos compressíveis do solo residual de arenito com $N_{spt} > 8$, contribuem com até 5 cm no valor global. Sobre o aspecto geométrico, o aumento da espessura de solo residual de arenito compressível ao sul do eixo do dique contribui com a majoração dos valores.

Como esperado, a variação das deformações em função dos resultados dos ensaios ainda se mantem, fato observável quando se compara as análises que utilizaram os módulos edométricos mais baixos (TR01 $e=0,81$), com os mais altos (TR01 $e=0,6$). Para a condição mais rígida, os recalques são da ordem de 40 cm, enquanto, para a condição mais compressível, são de 70 cm. Com relação à geometria e a distribuição dos recalques, pode-se esperar recalques diferenciais da ordem de até 35 cm no sentido transversal do dique.

Esses efeitos em campo serão observados através de recalques não uniformes à medida que o dique for sendo levantado. Como as deformações em campo ocorrerão de forma rápida, medidas corretivas poderão ser tomadas a fim de regularizar os efeitos dos recalques diferenciais, tanto no sentido transversal quanto longitudinal. O projeto do aterro prevê instrumentação do monitoramento dos recalques.

Figura 48 – Distribuição dos recalques na área do dique de contenção sul – (a) TR01 $e_0=0,81$; (b) TR01 $e_0=0,6$; (c) TR02 $e_0=0,74$; (d) TR02 $e_0=0,81$.



6. CONCLUSÕES

Através dos ensaios que caracterizam a mineralogia (DRX), a química (FRX) e o comportamento geomecânico (ensaios de resistência ao cisalhamento e compressibilidade) é possível afirmar que o solo residual de arenito de baixa resistência a penetração presente na fundação do setor sul da ampliação do aterro industrial de Capela de Santana é um solo residual de arenito fortemente intemperizado de baixa cimentação, cujos elementos estruturais são suscetíveis a plastificação a níveis baixos e médios de tensões (50 a 200 kPa), traduzido em valores altos de coesão (30,4 a 42,8 kPa) e baixo ângulo de atrito (17,1 a 23,3°), para um solo cuja matriz é predominantemente arenosa. Ademais, os efeitos heterogêneos do intemperismo na formação desse solo são observados através da variabilidade do índice de vazios inicial dos corpos de prova indeformados ($e_0=0,59$ a $e_0=0,84$), da ampla variação de rigidez e da mineralogia variável ao longo do perfil.

Através dos resultados do programa experimental de laboratório apresentado nessa pesquisa aliado a uma extensa investigação de campo, foi possível a construção de modelos geomecânicos confiáveis para avaliação da estabilidade da fundação do aterro e deformação da fundação do dique sul.

Sobre o primeiro, todas as seções avaliadas atenderam com folga o fator de segurança mínimo de 1,5 preconizado pela NBR 11682 (2009). Com relação à deformação foi analisado especificamente os recalques da fundação do dique sul, pois é a estrutura que está sobre a maior espessura de solo residual de arenito compressível, de tal forma que é esperado recalques da ordem de 40 a 70 cm na porção central do dique. Essa grande variação nos resultados é um reflexo da variabilidade dos módulos edométricos obtidos em laboratório. Ressalta-se que pela própria variabilidade do material, quanto da estratigrafia do material de fundação é esperado recalques diferenciais da ordem de 30 a 35 cm.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa é um trabalho de avaliação inicial do comportamento geotécnico e caracterização química e mineralógica do solo residual de arenito na região de ampliação de um aterro industrial em Capela de Santana/RS. De tal forma, que algumas atividades e assuntos não foram abordados devido à restrição de tempo e limitação do escopo. Portanto, são feitas algumas sugestões para futuras pesquisas:

- a) instrumentação de campo com intuito de validar os valores de deformações;
- b) análise das deformações na fase de operação, considerando a fundação do corpo do aterro;
- c) análise da compatibilização das deformações com as camadas de impermeabilização, especialmente as geomembranas de PEAD.
- d) avaliar a estabilidade do aterro considerando superfícies de ruptura não circulares passantes pelas interfaces existentes no sistema de impermeabilização (geomembrana de PEAD/geotêxtil; geomembrana de PEAD/argila, entre outros);
- e) avaliação do efeito de “creep” nas deformações a longo prazo.

REFERÊNCIAS

- AIREY, D. W. Triaxial Testing Naturally Cemented Carbonate Soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 119 (9), p. 1379-1398, 1993.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2435: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. EUA: West Conshohocken, 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6467: Torsional ring shear test to determine drained residual shear strength of cohesive soils**. EUA: West Conshohocken, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR MB 3336: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004: Resíduos Sólidos - Classificação**. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de Encostas**. Rio de Janeiro, 2009.
- BISHOP, A. W.; GREEN, G. E.; GARGA, V.K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J.D. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. **Géotechnique**, **21** (4), p. 273-328, 1971.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D. J. **The Measurement of Soil Properties in Triaxial Tests**. London: Ed. Edward Arnold. 1962.
- BLIGHT, G.E. **Mechanics of Residual Soils**. Rotterdam: Taylor & Francis Group. 1977. 392 p.
- BOYCE, J.R. Some observations on the residual strength of tropical soils. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils 1TH. 1985, Brasília:

Brazil. **Proceedings...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1985, Vol. 1, p. 229-237.

BRASIL . Ministério das Minas e Energia, Departamento Nacional da Produção Mineral. **Geologia do Brasil. Brasília**, 1984.

BRESSANI, L.A. **Experimental properties of bonded soils**. 1990. 459 f. Tese (Ph. D.) – University of London, UK.

BRITISH STANDARD. **BS 1377-8: Methods of teste for soils for civil engineering purposes**. 1990.

BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40(3), p. 449-452, 1986.

BURTON, B. **Earthworks whit Wet, Fine Grained Tropical Residual Soils**, Alberta, Canada. 1998. 82 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – University of Alberta, Canada.

CASTRO, F.J.C.O. **Contribuição ao conhecimento e à determinação da reatividade de solos sesquióxidos utilizando o hidróxido de cálcio: aplicação ao processo de geopolimerização (estabilização)**. 1995. 359 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C. Cemented Sands Under Static Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, p. 779-817, June 1981.

COLLINS, B. D.; SITAR, N. Geotechnical Properties of Cemented Sands in Steep Slopes. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, n. 135, p. 1359-1366, 2009.

COOP, M. R; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, p. 53-67, 1993.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil**. Agudo (Folha SH.22-V-C-V, escala 1:100.000), Brasília, DF, 2007.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Geodiversidade do Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2010.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa Geológico do Rio Grande do Sul**. (escala 1:750.000), Brasília, DF, 2017.

CUCOVILLO, T.; COOP, M.R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique** 49 n.6, p. 741-760, 1999.

FERREIRA, P. M.V. **Estudo de um solo residual de arenito da rodovia RS 239 – ensaios triaxiais servo-controlados**. 1998. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil**. 2003. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- FOOKES, P. G. **Tropical Residual Soils**. London: Geological Society. 1997. 184 p.
- FOLK, R. L. **Petrology of Sefimentary Rocks**. Austin, Texas: Hemphill Publishing Company, 1974. 182 p.
- FUNDAÇÃO ESTADUAL DE PROTEÇÃO AMBIENTAL – RS. Glossário. Porto Alegre, 2018. Disponível em: <<http://www.fepam.rs.gov.br/licenciamento/area4/16.asp>> Acesso em: 28 julho 2018.
- GIDIGASU, M. D. **Laterite Soil Engineering: Pedogenesis and Engineering Principles**. 1 ed. New York: Elsevier, 1976. 554 p.
- GREGORY, K. J. **The Changing Nature of Physical Geography**. London: Arnold, 2000. 368 p.
- HAWKINS, A.B.; PRIVETT, K.D. Measurement and use of residual shear strength of cohesive soils. **Ground Engineering** 18(8), p. 22-29, 1985.
- HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press, 1982. v. 2.
- HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press, 1982. v. 3.
- HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José – SC: Intemperismo e comportamento geotécnico**. 2015. 298 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. New York: Taylor & Francis Group, 2013.
- IRFAN, T. Y. Mineralogy and Fabric Characterization and Classification of Weathered Granitic Rocks in Hong Kong. **GEO Special Project Report**, N° SPR3/94, 174 p. 1994.
- INSTITUTO BRASILEIROS DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Panorama Capela de Santana/RS**. Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/capela-de-santana/panorama>> Acesso em: 28 julho 2018.
- KRYNINE, D. P. **Principles of engineering, geology and geotechnics: geology, soil and rock mechanics, and other earth sciences as used in civil engineering**. New York: McGraw-Hill, 1957.
- LAMBE, T. W. **Soil Testing for Engineers**. New York: J. Wiley, 1951.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version**. New York: J. Wiley, 1979.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effect of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique** 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

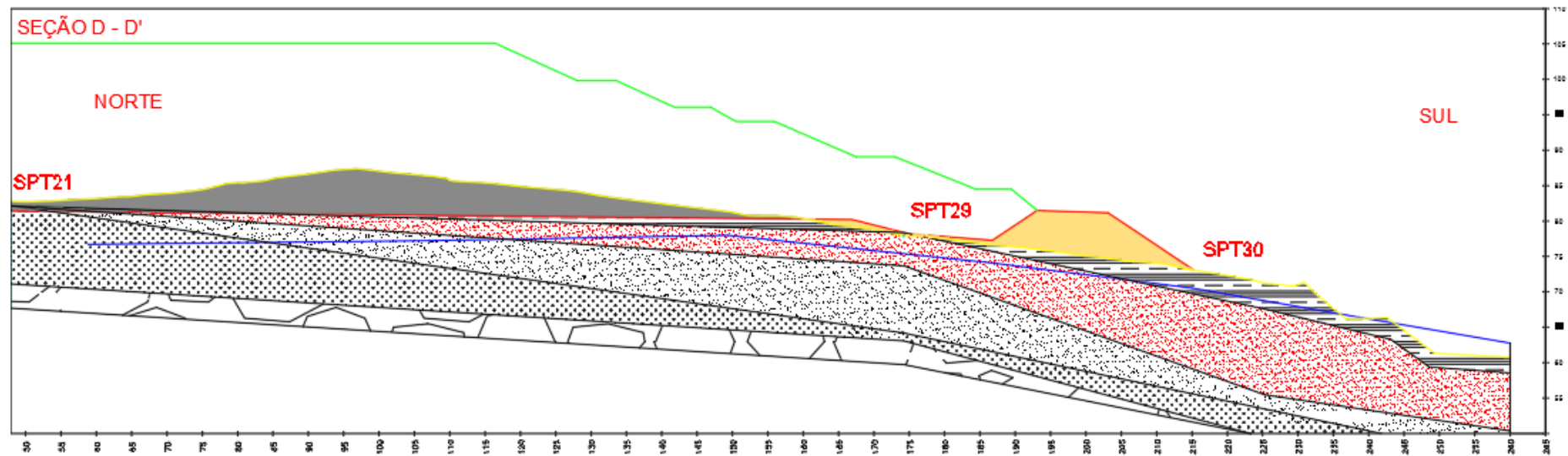
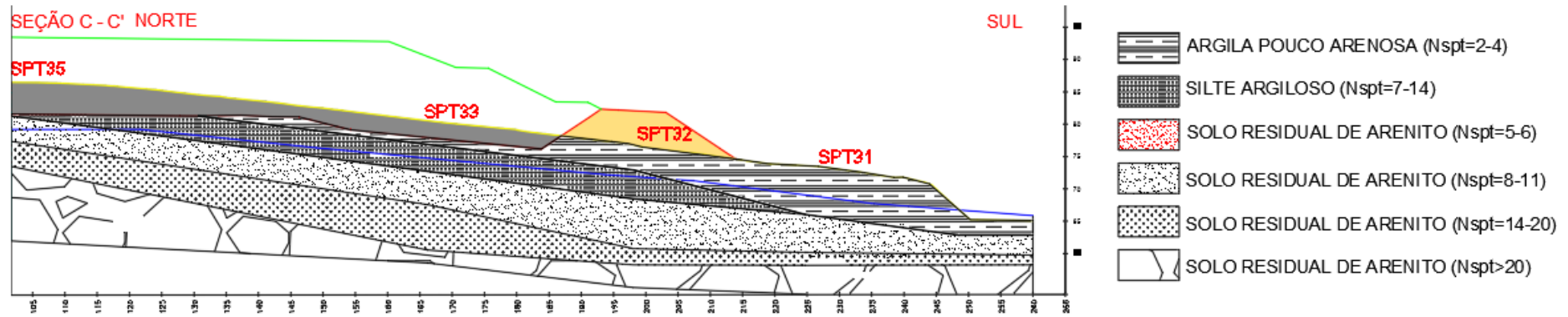
- LUPINI, J.F.; SKINNER, A.E.; VAUGHAN, P.R. The drained residual strength of cohesive soils. **Géotechnique**, **31**(2), p. 181-213, 1981.
- MACCARINI, M. **Laboratory Studies of a weakly bonded artificial soil**. 1987. 334 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Imperial College of Science and Technology – University of London, UK.
- MARTINS, F. B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. 1994. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MARTINS, F. B.; FERREIRA, M. V.; FLORES, J. A. A.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. Interaction between Geological and geotechnical investigations of a sandstone residual soil. **Engineering geology**, n. 78, p. 1-9, 2005.
- MITCHELL, J. K.; SITAR, N. Engineering properties of tropical residual soils. In: Engineering and Construction in tropical and residual soils. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, p. 30-57. 1982.
- MITCHELL, J.K. **Fundamental of soil behavior**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamental of Soil Behavior**. 3 ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2005. 577 p.
- NOBREGA, M.T. **A estabilização de solos tropicais com adição de cal para fins rodoviários**. 1991. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos e a pavimentação. **Reunião Anual de Pavimentação**, n. 18, 21 p. 1983.
- NUNEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- OLIVEIRA, A. M. D. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de Engenharia**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.576 p.
- PETRI, S.; FÚLFARO, V. J. **Geologia do Brasil**. 1. Reimpressão. São Paulo: T. A. Queiroz, 1983. 631 p.
- PETTIJOHN, F. J. **Sand and Sandstone**. 3 ed. New York: Springer, 1973. 618 p.
- PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. **A study on the residual shear strenght of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul**. In: Pan-American Symposium on Landslides, Brazilian Conference on Slope Stability, v. 1, Rio de Janeiro, 1977, p. 443-452.
- RIDLEY, A.M; BURLAND, J.B. Measurement of suction in materials which swell. **Mechanics of Swelling**. Appl Mech Ver, Edited: Theodoros K. Koralis, v. 48, n.10, p. 727-732, 1995.

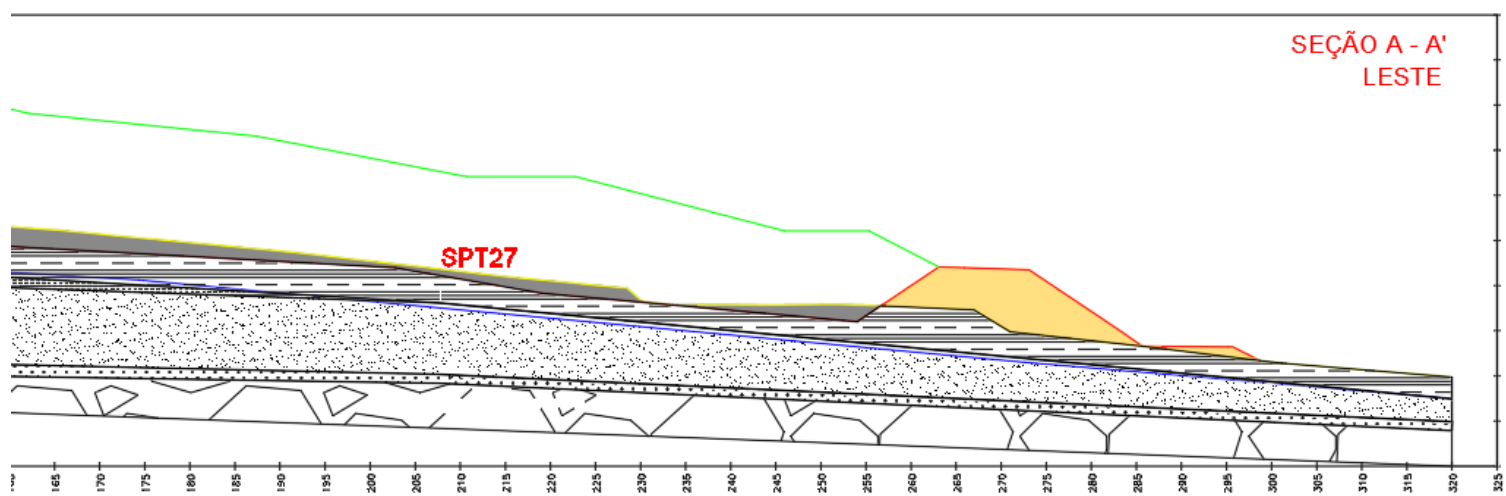
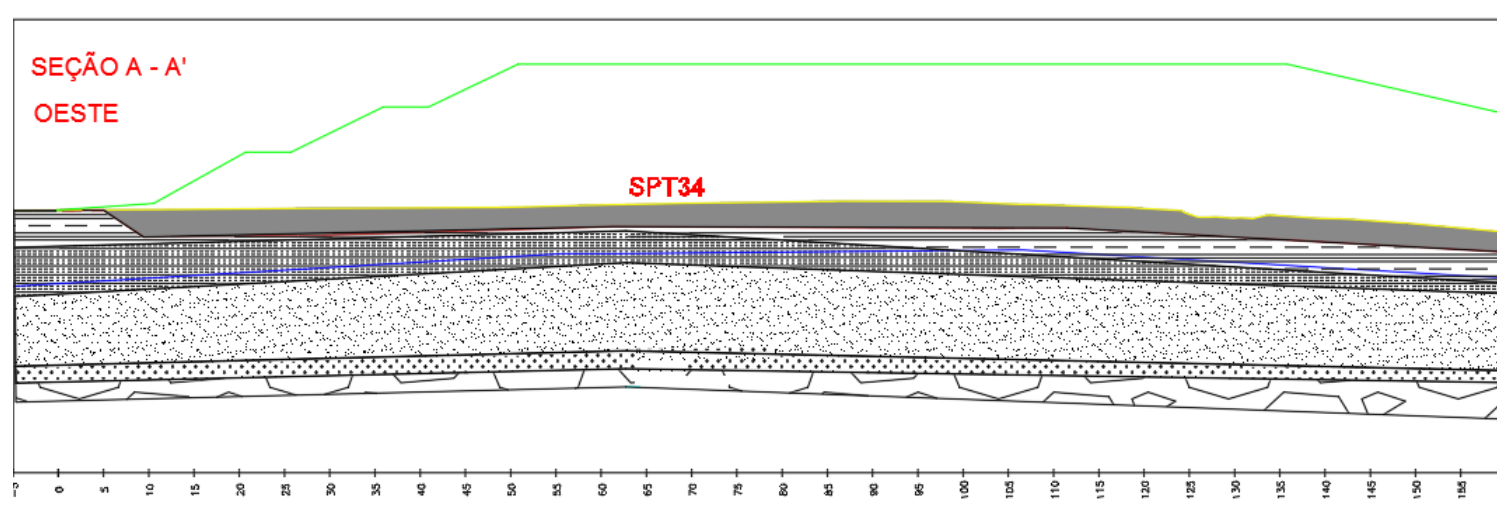
- RIGO, M. L. **Mineralogia, Intemperismo e Comportamento Geotécnico de Solos Saprolíticos de Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral**. 2005. 351 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- RIGO, M. L.; BRESSANI, L.A.; PINHEIRO, R.; SILVEIRA, R. M. The residual shear strength of tropical soils. **Canadian Geotechnical Journal**, J. 43, p. 431-417, 2006.
- SCHERER, C.M.S. Eolian dunes of the Botucatu Formation (Cretaceous) in southernmost Brasil: morphology and origin. **Sedimentary Geology**, n. 137, p. 63-84, July 2000.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 127(10), p. 857-868, 2001.
- SKEMPTON, A.W. Residual strength of clay in landslides, folded strata and laboratory. **Géotechnique** 35(1), p. 3-18, 1985.
- SILVEIRA, R. M. **Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS)**. 2008. 302 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- STARK, T.D.; EID, H. Drained residual strength of cohesive soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, 120(5), p. 856-871, 1994.
- STRAUSS, M. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre**. 1998. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- SUGUIO, K. **Rochas Sedimentares**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1980. 500 p.
- SUGUIO, K. **Geologia Sedimentar**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2003. 400 p.
- TERRAGUA. **Caracterização do Meio Físico para Processo de Licença Prévia de Ampliação Células de Resíduos Classes I e II**. Porto Alegre, Abril, 2018.
- THOMAS, M. F. **Geomorphology In The Tropics: A Study of Weathering and Denudation in Low Latitudes**. 1 ed. Chichester, England: John Wiley & Sons, 1994. 460 p.
- TOWNSEND, F. C. Geotechnical Characteristics of Residual Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 111, n. 1, p. 77-94, January 1985.
- VAUGHAN, P. R. Mechanical and hydraulic properties of in-situ residual soils In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS 1th. 1985, Brasil. **Proceedings...** Brasil: Sociedade Brasileira de Mecânica dos Solos, 1985. v.3, p. 231-263.
- VAUGHAN, P. R. ; MACCARINI, M ; MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soil. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 21, p. 69-84, 1988.
- VATAN, A. **Manuel de Sédimentologie**. 1. ed. Paris : Technip, 1967. 397 p.

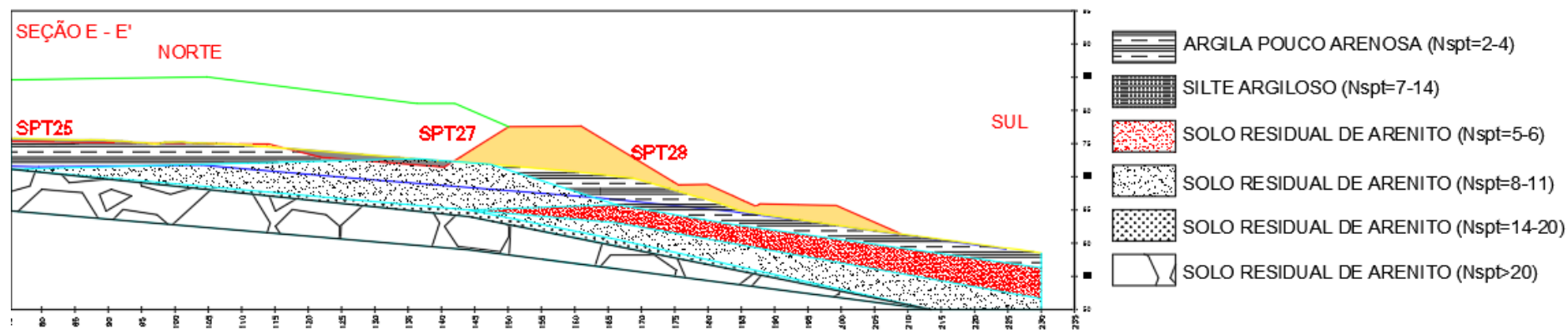
VECTOR GEO4D. **Projeto implantação setores 1B-3-4.** Arquivo: ESN-CDS-PE-TER-S3S4S1B-01.dwg. 2018

WRAY, R. A. L.; SAURO, F. An update global review of solutional weathering processes and form in quartz sandstones and quartzites. **Earth-Science Reviews**, n. 171, p. 520-557, June 2017.

ANEXO A – PERFIS GEOTÉCNICOS







ANEXO B – SONDAgens SPT

SPT 20

PERFIL DE SONDAgEM		COORDENADAS (m): E: 471132,341 N: 6718202,567								
SONDAgEM SP20		COTA 76,90		INICIO 01/09/2017 FIM 04/09/2017						
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NIVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS. OU COMP.**	Revestimento ø 83.6 mm = 2 1/2" Amostrador ø INTERNO 34.9 mm = 1 3/8" ø EXTERNO 60.8 mm = 2" Peso 85 kg Alt. Queda 76 cm		
N.º DE GOLPES	GRÁFICO				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
	10	20	30	40						
1 1 1 15 15 15	[Gráfico]				1	76,90		foto**	Areia média pouco argilosa, cor marrom médio.	
2 3 6 15 15 15	[Gráfico]				2	74,90		média*	Argila com areia média, cor marrom médio.	
1 2 2 15 15 15	[Gráfico]				3	73,90		mole*	Argila com areia média, cor marrom claro avermelhado.	
1 2 3 15 15 15	[Gráfico]				4	72,90	6,80			
1 2 2 15 15 15	[Gráfico]				5	71,90				
2 3 3 15 15 15	[Gráfico]				6	70,90				
2 3 3 15 15 15	[Gráfico]				7	69,90				
1 2 3 15 15 15	[Gráfico]				8	68,90				
2 2 3 15 15 15	[Gráfico]				9	67,90				
2 2 2 15 15 15	[Gráfico]				10	66,90				
2 2 2 15 15 15	[Gráfico]				11	65,90		foto a compacto**	Solo residual de arenito, com granulação fina a média, cor marrom claro rosado.	
2 2 3 15 15 15	[Gráfico]				12	64,90				
2 3 3 15 15 15	[Gráfico]				13	63,90				
2 3 2 15 15 15	[Gráfico]				14	62,90				
2 3 8 15 15 15	[Gráfico]				15	61,90				
6 8 12 15 15 15	[Gráfico]				16	60,90				
3 5 7 15 15 15	[Gráfico]				17	59,90				
3 6 7 15 15 15	[Gráfico]				18	58,90				
5 7 12 15 15 15	[Gráfico]				19					
GRAU DE FRATURA		RECUPERAÇÃO (%)		Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
				1	24h	6,80	T. Cavadeira	0,00		Utilizada bentonita
Lavagem por tempo (10 min.)		Início (m):		2	--	--	T. Espiral	--	--	Arango a seco até 2,45 m sem encontrar água.
Estágios: 1.º -- 2.º -- 3.º		cm -- cm -- cm		3	--	--	Lavagem	2,45	20,45	

SONDAGEM SP20		COTA 76,90				INÍCIO 01/09/2017		FIM 04/09/2017			
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NIVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLOGICO	CONS. OU COMP.**	Revestimento Amostrador Peso 85 kg Alt. queda 75 cm			
N.º DE GOLPES	GRÁFICO							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
	10	20	30	40				Ø 63.6 mm = 2 1/2"	Ø INTERNO 34.8 mm = 1 3/8"		
5 7 12 15 15 15					19						
7 9 15 15 15 15					20						
8 12 19 15 15 15					20,45						
					21						
					22						
					23						
					24						
					25						
					26						
					27						
					28						
					29						
					30						
					31						
					32						
					33						
					34						
					35						
					36						
GRAU DE FRATURAÇÃO	80	60	40	20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS.
	RECUPERAÇÃO (%)				1	24h	6,80	T. Cavadeira	0,00		Utilizada bentonita
Lavagem por tempo (10 min.)	Início (m):				2	--	--	T. Espiral	--	--	Avanço a seco até 2,45 m sem encontrar água.
Estágios: 1.º -- em - 2.º -- em - 3.º -- em					3	--	--	Lavagem	2,45	20,45	

SPT 22

SONDAGEM SP22			COTA 72,20				INICIO 04/09/2017 FIM 04/09/2017				
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR			PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS. * OU COMP. **	Revestimento ø 63.6 mm = 2 1/2" Amostrador ø INTERNO 34.8 mm = 1 3/8" ø EXTERNO 60.8 mm = 2" Peso 85 kg Alt. Queda 76 cm		
N.º DE GOLPES	GRÁFICO								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
	10	20	30	40							
1 1 1 15 15 15	[Gráfico SPT]				0,70	71,20		fino**	Silte com areia fina, cor marrom claro avermelhado		
1 2 4 15 15 15	[Gráfico SPT]				2,00	70,20		médio a rp*	Silte argiloso, com areia fina a média cor marrom claro avermelhado.		
4 5 8 15 15 15	[Gráfico SPT]				2,90	69,20	3,50				
1 2 3 15 15 15	[Gráfico SPT]					68,20					
2 2 3 15 15 15	[Gráfico SPT]					67,20					
2 2 4 15 15 15	[Gráfico SPT]					66,20					
2 3 4 15 15 15	[Gráfico SPT]					65,20					
2 2 3 15 15 15	[Gráfico SPT]					64,20					
3 4 3 15 15 15	[Gráfico SPT]					63,20					
3 4 5 15 15 15	[Gráfico SPT]					62,20		pouco compacto a muito compacto**	Solo residual de arento, com granulação fina a média, cor marrom claro rosado.		
2 3 4 15 15 15	[Gráfico SPT]					61,20					
2 3 3 15 15 15	[Gráfico SPT]					60,20					
2 3 3 15 15 15	[Gráfico SPT]					59,20					
2 3 4 15 15 15	[Gráfico SPT]					58,20					
3 4 7 15 15 15	[Gráfico SPT]					57,20					
5 8 11 15 15 15	[Gráfico SPT]					56,20					
8 14 20 15 15 15	[Gráfico SPT]					55,20					
12 23 15 15 15 5	[Gráfico SPT]				17,26				Final de sondagem a pedido do cliente.		
GRAU DE FRATURA RACÃO			RECUPERAÇÃO (%)		Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início (m)	Fim (m)	OBS. Utilizada bentonita. Anverso a seco até 2,45 m sem encontrar água. Furo esgoteado a término até 4,90 m.
Lavagem por tempo (10 min.)			Início (m): ---		1	24h	3,50	T. Cavadeira	0,00		
Ectágloc: 1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm					2	---	---	T. Espiral	---	---	
					3	---	---	Lavagem	---	---	

SPT 29

SONDAGEM SP29		COTA 80,16			INÍCIO 20/10/2017	FIM 20/10/2017		
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOSTRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS.* OU COMP.**	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
N.º DE GOLPES	GRÁFICO							
2 2 2 15 15 15		0,60	79,16			total**	Areia média com argila, cor marrom médio.	
1 1 1 15 15 15		1,80	78,16			multo mole*	Argila com areia média, cor marrom médio avermelhado.	
2 2 4 15 15 15			77,16		3,50			
1 2 4 15 15 15			76,16					
2 3 3 15 15 15			75,16					
2 2 4 15 15 15			74,16					
2 3 4 15 15 15			73,16					
2 4 4 15 15 15			72,16					
2 4 5 15 15 15			71,16					
2 4 6 15 15 15			70,16				pouco compacta e median. compacta**	Solo residual de arenito (silte argiloso com areia fina a média), cor marrom claro rosado.
2 3 4 15 15 15			69,16					
2 2 3 15 15 15			68,16					
2 4 4 15 15 15			67,16					
3 4 5 15 15 15			66,16					
2 4 5 15 15 15			65,16					
3 4 5 15 15 15			64,16					
3 4 6 15 15 15			63,16	17,10			compacta**	Solo residual de arenito (areia fina a média, com silte e argila), cor marrom claro alaranjado.
5 7 9 15 15 15			62,16					
4 10 12 15 15 15								
5 7 9 15 15 15								
GRAU DE FRATURA	80 60 40 20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	OBS. Avanço a seco até 2,45m sem encontrar água. Utilizada bentonita. Furo esgotado ao término até 5,00 m.
RAÇÃO	RECUPERAÇÃO (%)	1	24h	3,50	T. Cavadeira	0,00		
Lavagem por tempo (10 min.)	Início (m): --	2	--	--	T. Espiral	--	--	
	Ecúgios: 1.º -- om - 2.º -- om - 3.º -- om	3	--	--	Lavagem	2,45	20,45	

SONDAGEM SP29			COTA 80,16					INÍCIO 20/10/2017	FIM 20/10/2017			
GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR			PROFUN. DA CAMADA (m)	COTA DE NÍVEL (m)	PESO. AMOS. TRA (g)	N.A. (m)	PERFIL GEOLO. GICO	CONS.*	Revestimento \varnothing 83,6 mm = 2 1/2" Amostrador \varnothing INTERNO 84,8 mm = 1 3/8" \varnothing EXTERNO 80,8 mm = 2" Peso 85 kg Alt. Queda 75 cm			
N.º DE GOLPES	GRÁFICO							OU COMP.**		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
	10	20	30	40								
4 10 12 15 15 15				19	81,16			compacta**	Solo residual de arenito (areia fina a média, com silte e argila), cor marrom claro alaranjado.			
5 11 18 15 15 15				20	80,16							
7 13 22 15 15 15				20,45								
							21					Final de sondagem a pedido do cliente.
							22					
							23					
							24					
				25								
				26								
				27								
				28								
				29								
				30								
				31								
				32								
				33								
				34								
				35								
				36								
GRAU DE FRATURAÇÃO	80	50	40	20	Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Obs. Avenço a seco até 2,45m sem encontrar água. Utilizada bentonita. Furo esgotado no término até 5,00 m.	
	RECUPERAÇÃO (%)				1	24h	3,50	T. Cavadeira	0,00			
	Lavagem por tempo (10 min.) Início (m): -- Estágios: 1.º -- em - 2.º -- em - 3.º -- em				2	--	--	T. Espiral	--	--		
					3	--	--	Lavagem	2,45	20,45		