

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

FELIPE ROSSI TROJAN

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E AVALIAÇÃO DE RECALQUES EM ÁREA
DE IMPLANTAÇÃO DE CONDOMÍNIO INDUSTRIAL**

Joinville

2018

FELIPE ROSSI TROJAN

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E AVALIAÇÃO DE RECALQUES EM ÁREA
DE IMPLANTAÇÃO DE CONDOMÍNIO INDUSTRIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, Centro de Joinville.

Orientadora: MSc. Helena Paula Nierwinski

Joinville

2018

FELIPE ROSSI TROJAN

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E AVALIAÇÃO DE RECALQUES EM ÁREA
DE IMPLANTAÇÃO DE CONDOMÍNIO INDUSTRIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

Joinville, 26 de novembro de 2018.

Banca Examinadora:

Prof.^a Msc. Helena Paula Nierwinski
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^o Dr. Marcelo Heidemann
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Larissa Krüger Tabalipa
Universidade Estadual de Santa Catarina

A todos aqueles que de alguma forma estiveram e estão próximos de mim, que me passaram força e confiança.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre iluminar o meu caminho e minha mente para que eu pudesse concluir esta longa caminhada e me tornar mais completo.

Aos meus pais, Marcos e Flávia, por me tornar quem eu sou e que sempre foram o meu porto seguro, sempre me apoiando e incentivando para que eu pudesse alçar grandes voos e alcançar grandes conquistas.

Aos meus irmãos, Thiago e Matheus, por todos os momentos que vivemos juntos, de amizade, companheirismo e aprendizado.

À minha namorada, Milena, pelo amor, companheirismo e que sempre me apoiou nas horas mais difíceis e incentivou para que eu nunca desistisse.

À minha orientadora, MSc. Helena Paula Nierwinski, por todos os seus ensinamentos que me acrescentaram muito, pela paciência na orientação e incentivo que tornaram possível a conclusão desta monografia.

A todos os meus amigos adquiridos ao longo destes anos e parceiros desta longa caminhada, que tornaram minha formação possível através de conselhos, festas, risadas e longas noites de estudo.

Aos familiares, que mesmo distantes sempre me apoiaram e incentivaram nessa conquista.

A todos os professores do curso, que foram muito importantes na minha vida acadêmica e aprendizado.

Ao Escritório de Engenharia e Geotecnia Marcos Trojan e seus funcionários, pelo apoio e concessão do laboratório de mecânica dos solos.

À UFRGS, pela realização dos ensaios de adensamento.

À empresa Testesolo Sondagens Ltda., pelos relatórios das sondagens SPT.

À empresa Geofirma Engenharia Ltda., pelos relatórios dos ensaios de CPTU.

A todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão deste trabalho.

RESUMO

Solos moles são aqueles com uma baixa capacidade de suporte, que levantam no universo da engenharia e geotecnia, diversas questões de grande dificuldade para serem solucionadas. Desafios como longos tempos de adensamento, rupturas de aterros e recalques excessivos, que muitas vezes comprometem uma obra. Devido à crescente urbanização, tem sido necessária e constante, a utilização de áreas com a presença deste tipo de solo. O presente trabalho visa a caracterização geotécnica e avaliação de recalques de uma região com presença de solos moles, localizada em Joinville/SC, no bairro Paranaguamirim, a qual futuramente irá se tornar um condomínio industrial. Se fez necessário a investigação geotécnica do local para se obter a caracterização do solo, cujo perfil apresenta-se bastante heterogêneo, típico de áreas compostas por depósitos sedimentares. Sondagens de simples reconhecimento, ensaios de piezocone e adensamento foram realizados para se avaliar o comportamento do solo. Com os dados fornecidos pelos ensaios e a utilização de formulações conceituadas neste ramo, foram determinados os parâmetros geotécnicos da área e previstos o tempo e a magnitude dos recalques por adensamento, provocados pela aplicação das cargas das futuras edificações, que serão supostamente instaladas no local. Os resultados indicam recalques consideráveis que ocorrerão em um tempo que ultrapassa o período construtivo, apontando a necessidade de ações prévias de tratamento do terreno e/ou aceleração de recalques.

Palavras-chave: Solos moles. Caracterização do solo. Investigação geotécnica. Recalques.

ABSTRACT

Soft soils are those with a low capacity of support, which raise in the universe of engineering and geotechnics, several questions of great difficulty to be solved. Challenges such as long densification times, landfill ruptures and excessive settlements, which often compromise a work. Due to increasing urbanization, it has been necessary and constant, the use of areas with the presence of this type of soil. The present work aims at the geotechnical characterization and evaluation of settlements of a region with presence of soft soils, located in Joinville / SC, in the Paranaguamirim neighborhood, which in the future will become an industrial subdivision. It became necessary the geotechnical investigation of the place to obtain the characterization of the soil, whose profile is very heterogeneous, typical of areas composed of sedimentary deposits. Standard penetration tests, piezocone tests and densification were performed to evaluate soil behavior. With the data provided by the tests and the use of formulations considered in this field, the geotechnical parameters of the area were determined and the time and magnitude of the density, caused by the application of the loads of the future buildings, which are supposed to be installed in the area. The results indicate considerable settlements that will occur in a time that exceeds the construction period, indicating the need for previous actions to drain the land.

Keywords: Soft soils. Soil characterization. Geotechnical investigation. Settlements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva de Adensamento (porcentagem de recalque em função do fator tempo)	18
Figura 2 – Ábaco de Osterberg	20
Figura 3 - (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta.	29
Figura 4 – Classificação de solos pelos dados de piezocone (B_q)	30
Figura 5 – Classificação de solos pelos dados de piezocone (F_r)	31
Figura 6 - Resultados típicos de ensaios de adensamento com tensões em escala logarítmica.....	35
Figura 7 – Curva para cálculo de C_v pelo processo de Casagrande	38
Figura 8 - Curva para cálculo de C_v pelo processo de Taylor.	39
Figura 9 - Método de Casagrande para tensão de pré-adensamento.....	40
Figura 10 – Método de Pacheco-Silva para tensão de pré-adensamento.....	41
Figura 11 - Situação do terreno em relação à localização regional	42
Figura 12 - Situação do local estudado após a retirada da vegetação.....	44
Figura 13 – Locação dos pontos das sondagens SPT	45
Figura 14 – Locação dos furos de sondagem CPTU.....	46
Figura 15 – Localização das amostras indeformadas	47
Figura 16 – Coleta de amostra indeformada no local.....	48
Figura 17 – Ensaio de granulometria com sedimentação	49
Figura 18 – Classificação dos solos do ensaio CPTU01 por meio dos ábacos de Robertson (1990)	53
Figura 19 – Classificação do material do ensaio CPTU01 através do I_c	54
Figura 20 – Classificação dos solos do ensaio CPTU02 por meio dos ábacos de Robertson (1990).	54
Figura 21 – Classificação do material do ensaio CPTU02 através do I_c	55
Figura 22 – Classificação dos solos do ensaio CPTU03 por meio dos ábacos de Robertson (1990).	56
Figura 23 – Classificação do material do ensaio CPTU03 através do I_c	56
Figura 24 – Classificação dos solos do ensaio CPTU04 por meio dos ábacos de Robertson (1990).	57

Figura 25 – Classificação do material do ensaio CPTU04 através do I_c	58
Figura 26 – Classificação dos solos do ensaio CPTU05 por meio dos ábacos de Robertson (1990).	58
Figura 27 – Classificação do material do ensaio CPTU05 através do I_c	59
Figura 28 – Gráfico análise granulométrica.....	61
Figura 29 – Gráfico do resultado do limite de liquidez.....	62
Figura 30 – Curva do índice de vazios em função do log da pressão para amostra 01	67
Figura 31 – Curva do índice de vazios em função do log da pressão para amostra 02	67
Figura 32 – Variação de C_v em função da carga aplicada para amostra 01	69
Figura 33 – Variação de C_v em função da carga aplicada para amostra 02	69
Figura 34 – Modelo Geotécnico para cálculo do recalque por adensamento.....	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do fator tempo em função do grau de adensamento	19
Tabela 2 – Aplicabilidade e uso de ensaios in situ	24
Tabela 3 – Estados de compacidade e de consistência.....	26
Tabela 4 – Classificação de solos por tipo de comportamento	31
Tabela 5 – Classificação dos solos em função do índice de classificação do material Ic	32
Tabela 6 – Fator tempo T* segundo Houslby e Teh (1998)	34
Tabela 7 – Resumo dos ensaios SPT	45
Tabela 8 – Resumo dos ensaios de CPTU	46
Tabela 9 – Resultados das análises dos ensaios de dissipação.....	63
Tabela 10 – Valores dos coeficientes de adensamento	64
Tabela 11 – Coeficientes de adensamento de argilas brasileiras	65
Tabela 12 – Tempo estimado para 80% do adensamento.....	65
Tabela 13 – Índices de compressão, recompressão e tensão de pré-adensamento	68
Tabela 14 – Parâmetros das camadas para análise 1	71
Tabela 15 – Parâmetros das camadas para análise 2	71
Tabela 16 – Resultado dos recalques devido a sobrecargas – análise 1.....	73
Tabela 17 – Resultado dos recalques devido a sobrecargas – análise 2.....	74
Tabela 18 – Previsão de tempo para os recalques	75

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	Objetivos	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
2	CARREGAMENTO SOBRE SOLOS MOLES.....	16
2.1	Teoria do Adensamento	16
2.2	Recalques	19
2.3	Investigação geotécnica.....	22
2.3.1	Standard Penetration Test – SPT	24
2.3.2	Piezocone Penetration Test – CPTU	27
2.3.3	Ensaio de Adensamento.....	34
3	MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1	Descrição do local.....	42
3.2	Descrição dos ensaios realizados	45
3.3	Metodologia de Análise dos dados	49
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	50
4.1	Perfil estratigráfico.....	50
4.2	Caracterização dos solos por meio do ensaio de CPTU	52
4.3	Caracterização básica de laboratório	60
4.4	Coeficientes C_h e C_v através do ensaio de dissipação	62
4.5	Resultados obtidos do ensaio de adensamento.....	67
4.6	Análise de recalque por adensamento	70
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	76
5.1	Considerações finais	76
5.2	Recomendações para trabalhos futuros.....	77

REFERÊNCIAS.....	79
APÊNDICES.....	83
ANEXOS	87

1 INTRODUÇÃO

A superfície terrestre é formada, na maior parte, por água, porém, sob ela e em vastas regiões emersas existem maciços terrosos. E é sobre o solo ou no seu interior, que se apoiam, de alguma forma, as obras da Engenharia Civil, exigindo que características específicas de cada tipo de solo sejam estudadas, de forma que se garanta a segurança das obras implantadas sobre ele (FERNANDES, 2016).

Segundo Pinto (2006), a partir de uma classificação preliminar dos solos, é possível se estimar o seu provável comportamento frente à implantação de uma obra ou, pelo menos, se definir um tipo de investigação específica que forneça parâmetros para a correta avaliação geotécnica da área.

O ambiente físico bem caracterizado, visando sua utilização futura, é primordial para a mitigação de falhas, erros e custos adicionais nos projetos civis. Dada a importância de se obter as características geotécnicas, geológicas e geomorfológicas do meio físico, faz-se necessário a investigação através da aplicação de técnicas e procedimentos de ensaios (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Uma das situações em que a investigação geotécnica é imprescindível é quando se detecta a presença de solos moles. Este tipo de solo, quando submetido a carregamentos, tende a apresentar altos índices de deformabilidade, que podem trazer sérios problemas à estrutura. Além disso, os solos moles, apresentam baixa resistência ao cisalhamento, fato que contribui para a baixa capacidade de suporte destes materiais (NIETIEDT, 2014).

As características peculiares dos solos moles vinculam-se ao processo de formação e tamanho dos grãos que o constituem. Os solos moles têm sua granulometria formada por frações de finos, contendo silte e argila em proporções variáveis. Esses tipos de solos são provenientes de processos de deposição que pode ter origem fluvial ou marinha. São encontrados normalmente abaixo do nível freático, por via de regra em estado saturado ou próximo à saturação. Em função do processo de formação, o perfil geotécnico de regiões com presença de solos moles costuma

ser bastante heterogêneo, podendo ocorrer a presença de matéria orgânica e lentes de areia (MASSAD, 2003).

Diante disto, qualquer obra construída sobre solos moles enfrenta problemas bastante desafiadores, como recalques de fundação ao longo do tempo, capacidade de sustentação e estabilização estrutural (MORAES, 2002; PERBONI, 2003).

Segundo Massad (2003), citando como exemplo uma obra de aterro sobre solos moles, os seguintes problemas do ponto de vista técnico devem ser avaliados: a estabilidade dos aterros logo após a construção e os recalques sofridos ao longo do tempo. Pelo ponto de vista construtivo, Massad (2003) cita os problemas de tráfego dos equipamentos de construção, o amolgamento da superfície do terreno devido o lançamento do aterro, e os riscos de ruptura durante a construção, que podem provocar danos aos equipamentos e afetar a integridade das pessoas envolvidas.

Nestes casos, para a caracterização do subsolo e seu comportamento, é fundamental a conciliação de investigações de campo com ensaios realizados em laboratório. As sondagens permitem o detalhamento da estratigrafia do subsolo e a obtenção dos parâmetros geotécnicos dos mesmos. Estas devem ser bem distribuídas pela área de estudo para se obter a melhor caracterização das zonas críticas em relação a espessura da camada frágil ou onde o perfil se mostre mais heterogêneo. Sondagens especiais, como Piezocone (CPTU), Vane Test e dissipações, devem ser realizadas para melhor caracterização de camadas de solos moles. Nem todos os métodos de sondagem de campo, como SPT por exemplo, são ideais para investigação em solos moles. Também, como regra para uma investigação bem detalhada, faz-se necessário a coleta de amostras indeformadas da camada compressível (solos moles) para ensaios de laboratório (ensaios de caracterização e de adensamento) que permitam a correta identificação do solo e definição dos parâmetros de deformabilidade do material (BORGES, 1995; MARANGON, 2006).

Neste contexto, o objeto de estudo deste trabalho é um terreno situado no bairro Paranaguamirim no município de Joinville SC, no qual foi diagnosticada a presença de solos moles nos estudos realizados para implantação de um condomínio industrial. Com base nos perfis de sondagens realizadas na região de estudo e a coleta de amostras indeformadas para ensaio de adensamento em laboratório, neste trabalho pretende-se caracterizar o perfil geotécnico da área que receberá o loteamento industrial, bem como, analisar o comportamento deste solo com a

aplicação de cargas futuras, provenientes das edificações industriais a ser implantadas na área.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Caracterização geotécnica de uma área com presença de solos moles, localizada no bairro Paranaguamirim, em Joinville/SC, com análise da magnitude dos recalques por adensamento esperados com a implantação de um condomínio industrial e estimativa de tempo para ocorrência dos mesmos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar perfis de sondagens realizadas no local;
- Avaliar a formação geológica do local;
- Classificar geotecnicamente os solos, com base em ensaios de campo e laboratório;
- Determinar parâmetros de deformabilidade do solo com base em ensaios de campo e laboratório;
- Prever a magnitude de recalques por adensamento para uma edificação padrão;
- Estimar o tempo médio do recalque por adensamento para o perfil geotécnico da área.

2 CARREGAMENTO SOBRE SOLOS MOLES

2.1 Teoria do Adensamento

Para explicar o processo de adensamento, que será enfatizado neste trabalho, Terzaghi através de uma analogia mecânica, demonstrou que para o solo deformar, é necessário que haja um processo de fluxo de água em seu interior. Em seu experimento ele trata o solo saturado como uma mola em um pistão com água, apenas com um pequeno orifício por onde a água só passa lentamente (PINTO, 2006).

Com essa analogia, Terzaghi comprovou que ao se aplicar uma carga sobre um solo saturado, no primeiro instante não ocorre deformação, pois a carga é suportada pela água. A água, então, fica carregada correspondendo a um aumento da pressão neutra, provocando percolação para um meio com menor pressão, ou seja, para o exterior do solo. A saída da água diminui o índice de vazios, ocasionando assim uma deformação da estrutura sólida do solo. Sendo assim, o solo passa a suportar parte da pressão aplicada, aumentando a tensão efetiva. O processo não termina até o excesso de pressão neutra se dissipar por completo e toda a pressão exercida se tornar acréscimo de tensão efetiva (DAS, 2007; PINTO, 2006).

O desenvolvimento da Teoria do Adensamento é baseado nas seguintes hipóteses (PINTO, 2006, p.207):

1. O solo é totalmente saturado.
2. A compressão é unidimensional.
3. O fluxo d'água é unidimensional.
4. O solo é homogêneo.
5. As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo.
6. O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios.
7. O fluxo é governado pela Lei de Darcy.
8. As propriedades do solo não variam no processo de adensamento.

9. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Com a Teoria do Adensamento de Terzaghi, é possível determinar para qualquer instante de tempo, em qualquer profundidade, o grau de adensamento de uma camada. Esta teoria pode ser expressa matematicamente pela equação (1) (PINTO, 2006), chamada de equação do adensamento de Terzaghi:

$$\frac{k \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_a} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1)$$

Onde:

k – Coeficiente de permeabilidade

e – Índice de vazios

a_v – Coeficiente de compressibilidade

γ_a – Peso específico da água

u – Excesso de pressão neutra (Δu)

z – Variável espacial (profundidade)

t – Tempo

Realizando a integração da equação de adensamento, obtém-se a equação (2), onde aparece um fator tempo (T), que correlaciona os tempos de recalque às características do solo, por meio do coeficiente de adensamento (C_v) e às condições de drenagem do solo, através da distância de percolação (H_d).

$$T = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \quad (2)$$

Segundo Almeida e Marques (2010), o grau médio de adensamento (U_v) pode ser obtido pela equação (7), para qualquer profundidade da camada em um determinado instante de tempo.

$$\Delta h(t) = U_v \cdot \Delta h \quad (3)$$

Onde:

Δh - Recalque por adensamento primário

$\Delta h(t)$ - Recalque da camada no tempo t

O método adotado para se obter o C_v é de grande importância para chegar a uma boa estimativa da variação de recalques no tempo. Como citam Almeida e Marques (2010, p.89), “...usam-se dados de ensaios de laboratório (C_{vlab}) e de ensaios de campo (C_{vpiez}) para essa estimativa.”

Para os casos de carregamento mais usuais, é muito comum o uso das seguintes equações (4 e 5), relacionadas ao grau de adensamento para se determinar o fator tempo:

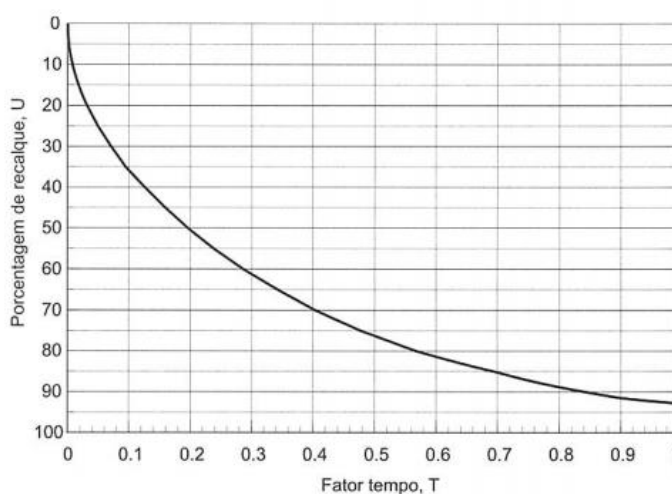
$$T = \left(\frac{\pi}{4}\right) U_v^2 \text{ Para } U_v \text{ de } 0\% \text{ a } 52\% \text{ (4)}$$

$$T = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_v\%) \text{ Para } U_v > 52\% \text{ (5)}$$

A Figura 1, mostra a curva de recalques em função do tempo, representando graficamente a Tabela 1, que mostra os valores de U_v relacionados aos valores do fator tempo T . Os recalques por adensamento seguem um mesmo padrão de desenvolvimento.

“Se o solo for mais deformável, os recalques serão maiores, e a curva indica a porcentagem de recalque. Se o solo for mais impermeável, ou a distância de drenagem for maior, os recalques serão mais lentos, e a curva refere-se ao fator tempo, que se liga ao tempo real pelo coeficiente de adensamento e pelas condições de drenagem de cada situação prática.” (PINTO, 2006, p.214)

Figura 1 – Curva de Adensamento (porcentagem de recalque em função do fator tempo)



Fonte (PINTO, 2006, p.214)

Tabela 1 – Valores do fator tempo em função do grau de adensamento

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,0380	42	0,138	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,656
5	0,0020	25	0,0491	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,0660	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,891
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,230	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,510	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,500
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

Fonte (PINTO, 2006, p.215)

2.2 Recalques

A construção de uma edificação ou de um aterro implica numa maior carga sobre o solo, gerando um aumento de tensões que comprimem suas camadas. Essa compressão é ocasionada pelos deslocamentos e deformações das partículas de solo, e a expulsão da água ou do ar dos espaços vazios. Essas deformações provocadas por carregamentos externos são denominadas de recalques.

Segundo Das (2007, p.244), o recalque do solo pode ser dividido em três categorias:

1. Recalque elástico (ou recalque imediato), causado pela deformação elástica do solo seco e de solos úmidos e saturados sem qualquer alteração no teor de umidade. Os cálculos do recalque elástico geralmente têm como base equações derivadas da teoria elasticidade.
2. Recalque por adensamento primário, resultado de uma alteração volumétrica em solos coesivos saturados por causa da expulsão da água que ocupa os espaços vazios.
3. Recalque por compressão secundária, observado em solos coesivos saturados e resultado do ajuste plástico do tecido do solo. É uma forma adicional de compressão que ocorre sob tensão efetiva constante.

O recalque imediato acontece pelo carregamento instantâneo e sem variação de volume, calculado em geral pela Teoria da Elasticidade. Para o caso de aterros, o recalque elástico pode ser determinado através da equação (6) (SAYÃO et al.,2009):

$$\Delta h_1 = \frac{2 \cdot \Delta \sigma_v \cdot b \cdot (1 - \nu^2)}{E} \quad (6)$$

Onde:

b – Largura da plataforma do aterro

ν – Coeficiente de Poisson para a condição não drenada ($\nu = \nu_u = 0,5$)

E – Módulo de elasticidade para condição não drenada

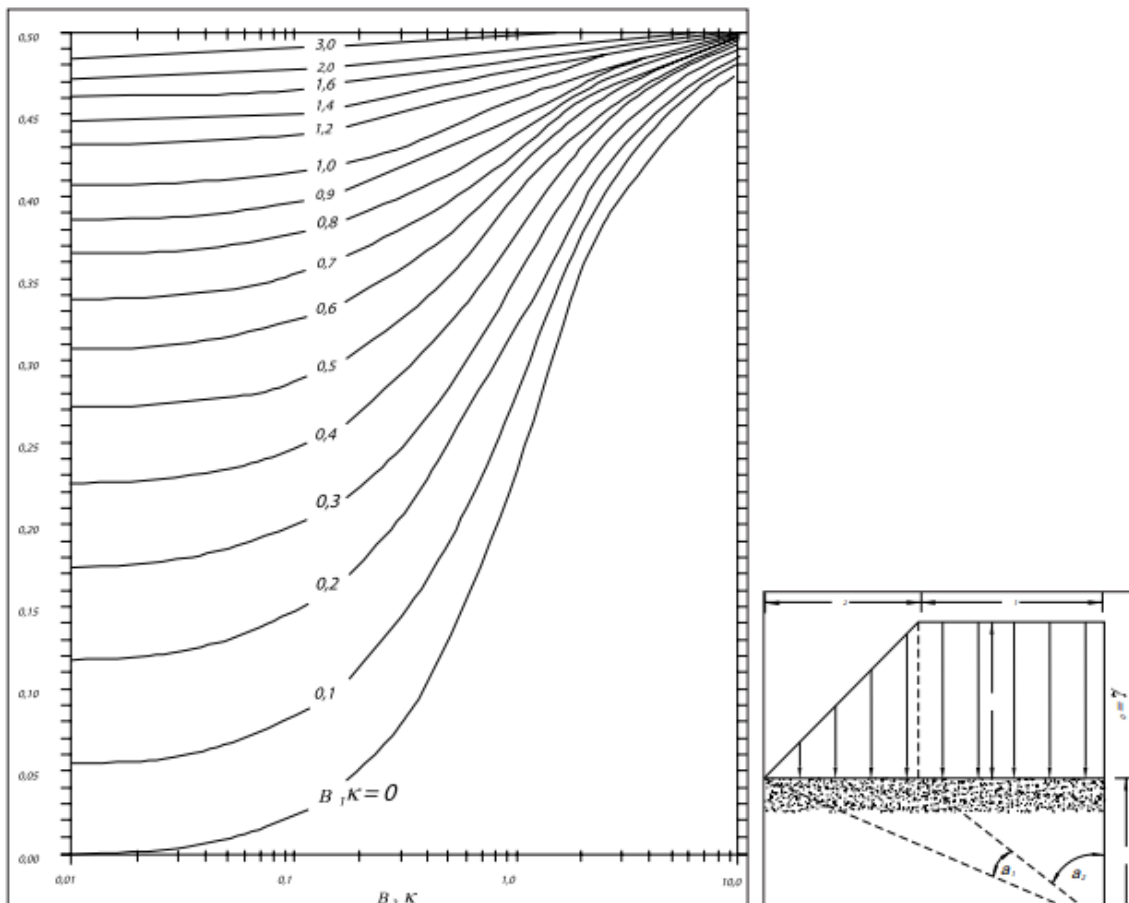
$\Delta \sigma_v$ – Acréscimo de tensão devido à carga de aterro, calculado por $\Delta \sigma_v = I \cdot (\gamma_{at} \cdot h_{at})$

I – Fator de Influência, fornecido pelo Ábaco de Osterberg (Figura 2)

γ_{at} – Peso específico do aterro

h_{at} – Espessura do aterro

Figura 2 – Ábaco de Osterberg



Fonte: (SAYÃO et al., 2009)

Já o recalque por adensamento é dado pela consolidação do solo, devido à expulsão da água (solos saturados), reduzindo seu índice de vazios. Em solos

arenosos estes recalques são de baixa significância devido a sua alta permeabilidade e, a drenagem causada pelas poropressões ocorrer de forma imediata. Já para solos finos, onde a condutividade hidráulica é muito menor que a de solos arenosos, o excesso de poropressão devido ao carregamento se dissipa gradualmente durante um longo período (DAS, 2007).

Para o cálculo do recalque por adensamento primário utiliza-se a equação (7):

$$\Delta h = h \left[\frac{C_R}{1+e_{v0}} \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1+e_{v0}} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (7)$$

Onde:

h - Espessura da camada compressível

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical

σ'_{vm} - Tensão de sobreadensamento

e_{v0} - Índice de vazios

$\Delta\sigma_v$ - Acréscimo de tensão no centro da camada compressível

C_R - Índice de recompressão

C_c - Índice de compressão

Para o caso das tensões aplicadas serem menores daquelas já sofridas pelo solo, a argila encontra-se ainda no trecho de recompressão, tratando-se de uma argila pré-adensada, utilizando apenas a parcela de C_R da equação (7). E para argilas normalmente adensadas, a variação de tensões se encontra na zona de compressão, utilizando-se então apenas a parcela de C_c da equação (7) (PINTO, 2006).

O recalque por compressão secundária se dá pela dissipação dos excessos de poropressões que ainda restaram, ao final do adensamento primário. Segundo Almeida e Marques (2010), o adensamento secundário é tratado pelos pesquisadores por duas hipóteses:

- Hipótese A, em que o adensamento secundário é apenas levado em conta ao final do adensamento primário, sem depender das condições de drenagem;
- Hipótese B, considera que a resistência à compressão de uma argila, depende da velocidade de deformação vertical e da temperatura.

A abordagem tradicional é dada pela hipótese A, onde o adensamento secundário se manifesta após o primário. A equação (8) que define o valor da compressão secundária é dada por:

$$\Delta h_{sec} = \frac{C_{\alpha} \cdot h_{arg} \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}{1 + e_{v0}} \quad (8)$$

Onde:

C_{α} – Índice de compressão secundária

h_{arg} – Espessura da camada de argila

t_1 e t_2 – Tempo

e_{v0} – Índice de vazios ao fim do adensamento primário

O índice de compressão secundária é obtido através da equação (9):

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta_e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (9)$$

Onde:

Δ_e – Variação do índice de vazios

2.3 Investigação geotécnica

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o planeamento de uma campanha de investigação geotécnica deve ser realizado por engenheiro geotécnico experiente, que tenha capacidade de estimar os custos e as características da obra, baseado nas complexidades geológica e geotécnica do local de implantação.

Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam, ainda, que devem ser considerados aspectos como a topografia, o tamanho da obra, as cargas aplicadas, rebaixamento do nível freático, obras vizinhas, entre outros aspectos. Geomorfologia, hidrogeologia, presença de solos moles, colapsíveis ou expansivos, cavidades subterrâneas entre outros fatores, também devem ser avaliados quando se referir aos aspectos geológico-geotécnicos.

A investigação geotécnica é fundamental para o universo da engenharia civil e, deve ser realizada para a obtenção da estratificação real do solo e, assim, juntamente com os ensaios de laboratório e experiência em obras similares, proporcionar as informações necessárias para os projetos (DAS, 2007).

De maneira geral, com a investigação geotécnica, é possível se determinar a estratigrafia do subsolo e os parâmetros geotécnicos que o mesmo possui. Assim, é possível realizar uma estimativa mais realista do comportamento do solo, executando-se projetos mais seguros, prevenindo-se e/ou tratando-se problemas que poderiam afetar a estabilidade da obra.

São diversos os fatores que irão influenciar no tipo de investigação a ser utilizada, assim como na quantidade, localização e profundidade a qual o reconhecimento deverá ou poderá atingir. A variabilidade dos solos de fundação, assim como, a importância da obra serão parâmetros de grande relevância para a escolha dos ensaios (BORGES, 1995).

Segundo Massad (2003), de modo geral, os ensaios de campo geram resultados de maneira mais imediata e tornam-se mais econômicos do que os ensaios realizados em laboratório. Entretanto, alguns ensaios de laboratório complementam as informações obtidas em campo, permitindo a adoção de parâmetros mais refinados, como é o caso do ensaio de adensamento, aplicado para avaliação de parâmetros de deformabilidade de solos.

Existem diversos ensaios de campo utilizados mundialmente, sendo alguns usados em maior escala do que outros. Cada ensaio é escolhido para uma determinada situação, onde o mesmo deve ser compatível com as propriedades do subsolo e com os parâmetros que se deseja obter (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012). A aplicabilidade de alguns ensaios de campo na determinação de diversos parâmetros do solo pode ser visualizada na Tabela 2.

A Tabela apresenta resumidamente por quais ensaios os parâmetros são adquiridos com melhor confiabilidade, sugerindo sua aplicabilidade. Como por exemplo, pode-se citar o ensaio de CPTU, que apresenta parâmetros de deformabilidade, como o C_v , bem definidos, ou então a sondagem SPT, que seria mais adequada no estudo de solos granulares.

Tabela 2 – Aplicabilidade e uso de ensaios in situ

Equipamento	Tipo de solo	Perfil	u	Φ'	Su	Dr	Cv	k	σ_h	OCR
Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C
Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	-	-	B/C	B
Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	A/B	B	B/C	B
Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	-	-	B	B
Pressiômetro (SBP)	B	B	A	B	B	B	A	B	A/B	B
Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	B/C
Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	B
Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	B	A	-	-

Aplicabilidade: **A** - alta; **B** - moderada; **C** - baixa; - Inexistente.

u - poropressão; Φ' - ângulo de atrito efetivo; Su - resistência ao cisalhamento não-drenada; Dr - densidade relativa; Cv - coeficiente de adensamento; k - coeficiente de condutividade hidráulica; σ_h - tensão horizontal; OCR - razão de pré-adensamento.

Fonte: (modificado de ODEBRECHT; SCHNAID, 2012)

2.3.1 Standard Penetration Test – SPT

Considerado o mais popular método de investigação geotécnica na maior parte do mundo, o SPT é um ensaio de reconhecimento através de perfuração e cravação de um amostrador padrão no solo, no qual obtém-se uma medida de resistência dinâmica (NSPT) (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012).

De acordo com a Norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6484/2001, p.1, o ensaio SPT possui as seguintes finalidades:

- a) A determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- b) A definição da posição do nível da água;
- c) Determinação dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

O procedimento do ensaio inicia com uma perfuração através de trado ou circulação de água usando um trépano. Durante a lavagem é possível analisar o material, que é retirado com água, de forma tátil-visual, podendo identificar o tipo de solo presente ou uma mudança de camada. Após o primeiro metro escavado, são coletadas amostras por meio do amostrador padrão a cada metro. Quando posicionado o amostrador ao fundo da escavação, solta-se um peso de 65kg, a partir de uma altura de 75cm para efetuar a cravação. É anotado o número de golpes necessários para cravar 45cm do amostrador, separados em três anotações, uma para cada 15cm. O valor do N_{SPT} é dado pela soma dos números de golpes necessários para cravar os últimos 30cm do amostrador. Apresenta-se também o número de golpes para a penetração dos 30cm iniciais, para poder ter um comparativo com a cravação dos últimos 30cm. Se for demonstrada uma diferença elevada entre

a quantidade de golpes, pode-se ter a indicação de falha na limpeza do fundo do furo de sondagem ou, amolgamento do solo (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012).

Para finalização de um furo de sondagem SPT, a NBR 6484/2001, p.13-14, estabelece os seguintes critérios para a paralisação da perfuração:

- a) Quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão;
- b) Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão; e
- c) Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão.
- d) Dependendo do tipo de obra, das cargas a serem transmitidas às fundações e da natureza do subsolo, admite-se a paralisação da sondagem em solos de menor resistência à penetração do que os itens a b, c, desde que haja uma justificativa geotécnica ou solicitação do cliente.
- e) A sondagem deve ser dada por encerrada quando, no ensaio de avanço da perfuração por circulação de água, forem obtidos avanços inferiores a 50 mm em cada período de 10 min ou quando, após a realização de quatro ensaios consecutivos, não for alcançada a profundidade de execução do SPT.

Através de ensaios SPT é possível realizar a classificação e a caracterização do material em estudo, pelo fato, de fornecer uma amostra deformada a cada metro, combinadas com sua resistência à penetração (SCHNAID, 2009). A NBR 6484/2001 define uma classificação simples para os solos, agrupando-os em relação a sua resistência à penetração. Esta classificação divide os solos em dois grandes grupos, os solos argilosos e os solos arenosos, que são classificados quanto à sua consistência e compactidade, respectivamente, de acordo com os valores de N_{spt} apresentados. Esta metodologia de classificação é demonstrada na Tabela 3.

Tabela 3 – Estados de compacidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

¹ As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: (NBR6484/2001, p.17)

As sondagens SPT levantam questões dentro da engenharia relativas à obtenção das medidas fornecidas pelo ensaio. Existem diversos fatores que influenciam os resultados dos ensaios e, segundo as orientações da NBR 6484/2001, abrangem desde a equipe que executa e o equipamento utilizado, até as técnicas de escavação adotadas para cada situação (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012).

Dado isto, é recomendado a correção nos valores de N_{SPT} considerando a ação da energia de cravação, que na maioria das vezes não permanece constante durante todo o ensaio. O N_{SPT} é corrigido para um valor de referência normalizado com base no padrão internacional de N_{60} através da equação (10) (SCHNAID, 2009):

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot E_{SPT}}{E_{60}} \quad (10)$$

Onde:

E_{SPT} – Energia potencial aplicada

E_{60} – Energia de referência de 60%

Através do relatório de sondagem SPT é possível se interpretar os resultados para fins de projetos geotécnicos através de duas abordagens (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012, p40):

- a) *Métodos indiretos*: os resultados do ensaio SPT são utilizados na previsão de parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo;
- b) *Métodos diretos*: os resultados do ensaio SPT são aplicados diretamente na previsão da capacidade de carga ou recalque de um elemento de fundação, sem a necessidade de determinar parâmetros intermediários.

Por meio dos métodos indiretos, é possível se estabelecer correlações entre o N_{SPT} e outros parâmetros como, densidade relativa (D_r) e ângulo de atrito do solo (Φ') para solos granulares, de maneira confiável. Porém, para alguns outros parâmetros, que, também, podem ser estimados através dos valores de N_{SPT} , como resistência não drenada (S_u) e módulo de cisalhamento (G_0), deve-se tomar cautela ao interpretá-los e buscar auxílio de outros ensaios.

Utilizando os métodos diretos, empregados na rotina de projetos de fundações, é possível determinar tensões admissíveis e estimar recalques de maneira empírica. Não se obtém uma avaliação qualitativa dos resultados, porém ganha-se na simplicidade do uso, confiando-se estritamente na grande quantidade de casos históricos para a definição do método (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012).

2.3.2 Piezocone Penetration Test – CPTU

Originado na década de 1930, na Holanda, conhecido por cone holandês, o ensaio tinha como aplicação a obtenção de dados para o auxílio no dimensionamento de estacas implantadas em solos arenosos. Suas competências foram ampliadas de maneira que hoje é utilizado para a obtenção de vários parâmetros do solo (MASSAD, 2003).

Dentre as mais importantes ferramentas de estudo geotécnico, os ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTU) são amplamente utilizados nas investigações, principalmente na presença de solos compressíveis e de baixa resistência. Seus resultados são utilizados para determinar as propriedades dos materiais prospectados, prever a capacidade de carga de uma fundação e detalhar o perfil do solo (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012).

As principais vantagens do ensaio são a rapidez na execução, a confiabilidade dos resultados, e o registro de 2 em 2cm da resistência à penetração, do atrito lateral e da poropressão. Com este registro, se obtém informações detalhadas da estratigrafia do subsolo, eliminando qualquer influência do operador nas medidas do ensaio (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012).

A NBR 12069/1991, que normatiza o ensaio no Brasil, descreve o procedimento do ensaio, realizado pela cravação de uma ponteira cônica no terreno, a uma velocidade constante de 20mm/s, com uma margem de confiança de ± 5 mm/s. Com a cravação do equipamento no solo, obtém-se as componentes de resistência de ponta e de atrito lateral.

Os equipamentos podem ser classificados em três classes de acordo com a metodologia de ensaio e medidas fornecidas:

- a) **Cone mecânico**, caracterizado pela medida, na superfície, via transferência mecânica das hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica q_c e do atrito lateral f_s ;
- b) **Cone elétrico**, cuja adaptação de células e carga instrumentadas eletricamente permite a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira;
- c) **Piezocone**, que, além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite a contínua monitoração das pressões neutras u geradas durante o processo de cravação (ODEBRECHT, SCHNAID; 2012, p.64).

Para o ensaio de piezocone, no qual se obtém a medida de poropressão, o ideal é se ter o registro em dois pontos como detalhado na Figura 3A, um na face da ponteira (u_1) e outro na base do cone (u_2), entretanto, a maioria dos equipamentos registram apenas a medida em (u_2), que serve para a correção da resistência de ponta (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Como a poropressão exercida na geometria da ponta é desigual como visto na Figura 3B, é necessário que se faça uma correção na resistência de ponta encontrada no ensaio. A fórmula para se corrigir, segundo Campanella, Gillespie e Robertson (1982), é dada pela equação (11):

$$q_t = q_c + (1 - a).u_2 \quad (11)$$

Onde:

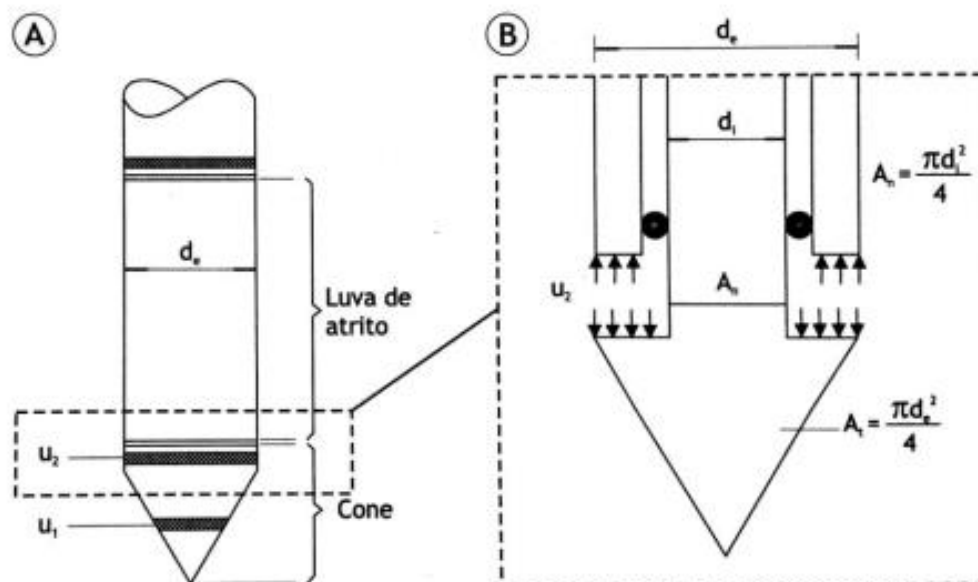
q_t – Resistência de ponta corrigida [kPa]

q_c – Resistência de ponta medida no cone [kPa]

u_2 – Poropressão medida na base do cone [kPa]

a – Relação de áreas A_n/A_t

Figura 3 - (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta.



Fonte: (ALMEIDA; MARQUES, 2010, p.63)

Em um ensaio CPTU são obtidas diretamente as medidas contínuas da resistência de ponta (q_c), de atrito lateral (f_s) e da poropressão (u) ao longo da profundidade. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), com estas medidas obtidas no ensaio de piezocone, é possível identificar precisamente as camadas de solos, inclusive aquelas mais delgadas.

A falta da coleta de amostras pelo ensaio é uma das maiores reprovações do mesmo, pelo fato de não ser possibilitada a identificação e a classificação das camadas de maneira tátil visual. No entanto, existem outras maneiras para que isso seja feito, através da utilização de métodos propostos por diversos autores que classificam os solos através de ábacos, que podem ser implementados em programas de processamento.

Dois ábacos bastante utilizados (Figura 4 e 5) foram propostos por Robertson (1990) e relacionam três grandezas fundamentais normalizadas. As equações (12, 13 e 14) demonstram as grandezas utilizadas nos gráficos. Estas metodologias permitem identificar nove zonas, às quais, os materiais de diferentes comportamentos podem se enquadrar, conforme definições apresentadas pela Tabela 4.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo} - u_0} \quad (12)$$

Onde:

Q_t – Grandeza Normalizada;

q_t – Resistência de ponta corrigida [kPa]

u_0 – Poropressão hidrostática na profundidade do ensaio [kPa]

σ_{vo} – Tensão vertical total na profundidade do ensaio [kPa]

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (13)$$

Onde:

B_q – Grandeza Normalizada;

u_2 – Poropressão medida na base do cone [kPa]

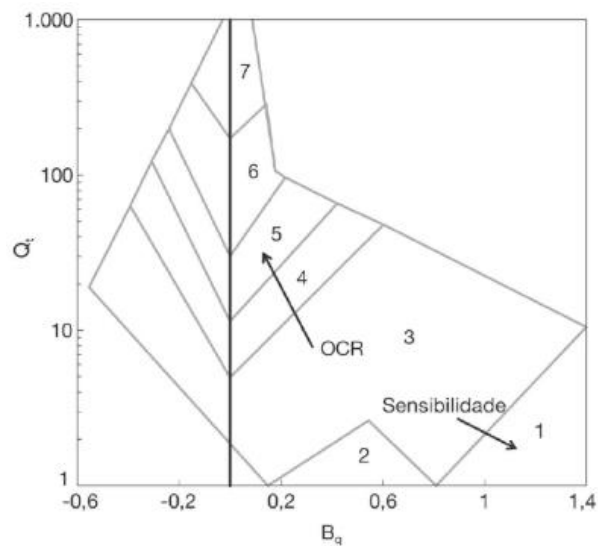
$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100\% \quad (14)$$

Onde:

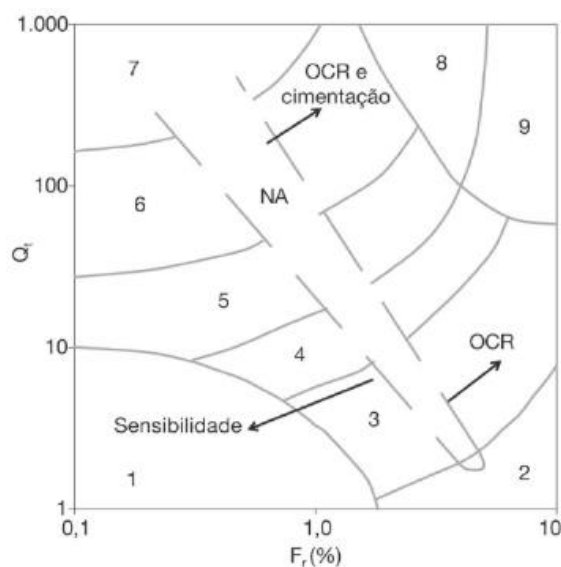
F_r – Grandeza Normalizada;

f_s – Resistência por atrito lateral medida no cone [kPa]

Figura 4 – Classificação de solos pelos dados de piezocone (B_q)



Fonte: (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012)

Figura 5 – Classificação de solos pelos dados de piezocone (F_r)

Fonte: (ODEBRECHT; SCHNAID, 2012)

Tabela 4 – Classificação de solos por tipo de comportamento

Zona	Tipos de solos
1	solo fino sensível
2	solo orgânico e turfas
3	argilas - argilas siltosas
4	argila siltosa - silte argiloso
5	siltos arenosos - areias siltosas
6	areias limpas - areias siltosas
7	areias com pedregulhos - areias
8	areia - areias limpas
9	areias finas rígidas

Fonte: (ROBERTSON, 1990)

A proposta de Robertson (1990) foi modificada por outros dois autores, Jefferies e Davies (1993), que introduziram o I_c (*material classification index*), que permite a classificação do material de uma forma mais direta, por meio da aplicação da equação (15) e análise da Tabela 5:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (15)$$

Tabela 5 – Classificação dos solos em função do índice de classificação do material I_c

Classificação do Solo	Índice I_c
Argilas orgânicas	$I_c > 3,22$
Argilas	$2,82 > I_c > 3,23$
Mistura de siltes	$2,54 > I_c > 2,82$
Misturas de areias	$1,90 > I_c > 2,54$
Areias	$1,25 > I_c > 1,90$
Areias com pedregulhos	$I_c < 1,25$

Fonte: (modificado de ODEBRECHT; SCHNAID, 2012)

Pela interpretação dos resultados dos ensaios CPTU, é possível estimar parâmetros dos solos através de correlações. Para o caso de solos coesivos, os mesmos são utilizados para determinar a resistência medida em condições não drenadas (S_u), através da equação (16):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (16)$$

Onde:

S_u – Resistência em condições não drenadas; [kPa]

σ_{vo} – Tensão vertical total na profundidade do ensaio [kPa]

N_{kt} – Fator de capacidade de carga

O fator de capacidade de carga (N_{kt}), é obtido através da correlação da resistência de ponta e a resistência não drenada, que é comumente obtida pelo ensaio de palheta. O valor varia tipicamente entre 10 e 20, e é influenciado pela plasticidade do solo, profundidade da camada e pelo método que S_u tenha sido estabelecida (SCHNAID, 2009).

Outro parâmetro que pode ser obtido por meio do ensaio de piezocone é a razão de pré-adensamento, o OCR (*Over-Consolidation Ratio*). Almeida e Marques (2010), citam que existem muitas equações para se chegar ao valor, porém, a mais utilizada é a equação (17):

$$OCR = k \cdot Q_t \quad (17)$$

Onde:

OCR – Razão de pré-adensamento

k – Parâmetro da argila (valor médio recomendado de 0,30)

Q_t – Grandeza normalizada (equação 12)

Por meio do ensaio de CPTU é também interpretada a dissipação de excesso de poropressões geradas durante a cravação do piezocone. Schnaid e Odebrecht (2012, p.99), descrevem, “O ensaio consiste, basicamente, em interromper a cravação do piezocone em profundidades preestabelecidas, por um período de aproximadamente uma hora, até atingir 50% de dissipação do excesso de poropressões, e monitorar a dissipação das pressões neutras durante esse período”.

Pela interpretação deste método, sendo a metodologia mais utilizada atualmente a de Houslby e Teh (1988), e o uso da equação (18), é possível se determinar o coeficiente de adensamento horizontal (C_h). Na Tabela 6 são apresentados os valores do fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação da poropressão, sendo a solução mostrada, baseada na posição do componente poroso.

$$C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_R}}{t} \quad (18)$$

Onde:

C_h - Coeficiente de adensamento horizontal [cm²/s]

T^* - Fator tempo (tabelado em função da porcentagem de dissipação $(1 - u)$)

t - Tempo de dissipação [s]

R - Raio do piezocone [cm²]

I_R - Índice de rigidez (G/S_u)

G - Módulo de cisalhamento do solo [kPa]

Tabela 6 – Fator tempo T* segundo Houslby e Teh (1998)

U (%)	Fator tempo T* em função da posição do transdutor de poropressão	
	Face do cone (u ₁)	Base do cone (u ₂)
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,040	1,600

Fonte: (ALMEIDA; MARQUES, 2010, p.69)

2.3.3 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento é fundamental para uma correta avaliação de recalques de uma determinada região. Normatizado pela NBR 12007 (ABNT, 1990 – em revisão), é utilizado para estimativa da magnitude das deformações e seu desenvolvimento com o tempo. Primeiramente, para se realizar o ensaio é necessário a coleta de amostras indeformadas no local de estudo, normatizada pela NBR 9820 (ABNT, 1997).

Como consta na NBR 12007/1990, “Técnicas adequadas devem ser empregadas na coleta de amostras indeformadas no campo, visto que os resultados do ensaio são altamente dependentes da qualidade das amostras”, é fundamental o total cuidado com as amostras, tanto em sua coleta, assim como, no transporte ao laboratório e armazenagem, para que os resultados não sofram nenhum tipo de interferência externa.

O ensaio comumente utilizado, consiste em um carregamento incremental sobre um corpo de prova, com cada incremento de carga aplicado durante 24 horas. A carga aplicada deve ser escolhida em relação ao histórico de tensões do material e da altura de aterro ou carga a ser aplicada. Para solos moles, deve se iniciar com tensões mais baixas, em torno de 2kPa, dobrando-se sequencialmente até atingir a tensão vertical necessária (ALMEIDA; MARQUES, 2010). De acordo com a NBR 12007/1990, p.4, tem-se como procedimento de ensaio:

- Para cada um dos estágios de pressão, fazer leituras no extensômetro da altura ou variação de altura do corpo-de-prova, com resolução de 0,01mm, imediatamente antes do carregamento (correspondente ao

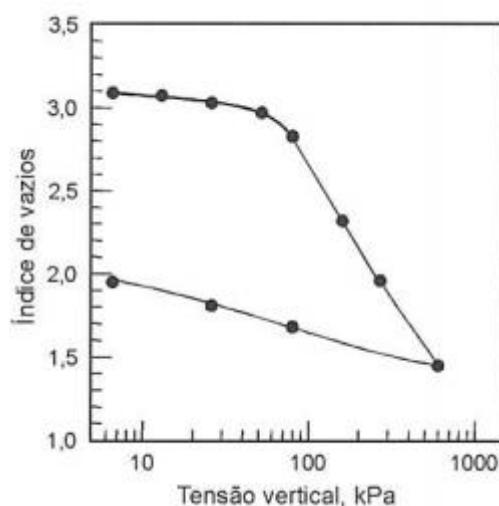
tempo zero) e, a seguir, nos intervalos de tempo de 1/8min; 1/4min; 1/2min; 1min; 2min; 4min; 8min; 15 min; 30min; 1h; 2h; 4h; 8h e 24h contados a partir do instante de aplicação do incremento de carga.

- Completadas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado, efetuar o descarregamento do corpo-de-prova em estágios, fazendo-se leituras no extensômetro e corrigindo-as se necessário, de forma análoga aos estágios de carregamento. O descarregamento deve ocorrer em, no mínimo, três estágios (NBR 12007/1990)

Por meio do ensaio de adensamento são obtidos parâmetros de grande importância em estudos de possíveis recalques e sua evolução. São eles, o índice de compressão (C_c), a variação do índice de vazios com o nível de tensões, o índice de recompressão (C_r) e o coeficiente de adensamento (C_v).

A curva de compressão do solo é dada pelo índice de vazios em relação à tensão vertical, esta última plotada em escala logarítmica. Para cada nível de tensão aplicado, o índice de vazios varia, como pode ser visto na Figura 6.

Figura 6 - Resultados típicos de ensaios de adensamento com tensões em escala logarítmica



Fonte: (PINTO, 2006)

Os índices C_r e C_c , são calculados pela equação (19):

$$C_r \text{ ou } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \quad (19)$$

Onde:

Δe = Diferença entre o índice de vazios de dois pontos da curva de compressão para C_c ou de da curva de recompressão para C_r ;

σ_v = Tensão vertical associada aos pontos de índice de vazios escolhidos;

Segundo Pinto (2006), os recalques evoluem com o tempo em função do carregamento, como esta evolução segue a teoria do adensamento, ela possui uma curva que se comporta semelhante para todos os recalques. Ajustando esta curva a curva teórica, pode-se determinar o coeficiente de adensamento, conforme demonstrado pela Equação 2, no item 2.1 deste trabalho.

Na prática o ajuste acaba não sendo devidamente simples, pelo fato de o corpo de prova já sofrer pequenas deformações imediatas, ocasionadas por possíveis ajustes nas interfaces, ou compressão de bolhas de ar que a amostra possa conter, chamada de compressão inicial. Outro agravante seria o adensamento secundário, dado por uma deformação lenta residual que acontece com a expulsão da água dos vazios, acontecer antes de o adensamento primário terminar, este gerado pelo início de aplicação da carga submetida que expulsa a água. Nesta situação acaba não sendo possível a determinação simples do seu final (PINTO, 2006).

Devido a isto recorre-se a métodos mais complexos, descritos na NBR 12007/1990, sendo os mais utilizados os métodos de Casagrande e Taylor para a determinação do coeficiente de adensamento, e os métodos de Pacheco-Silva e Casagrande para a determinar a tensão de pré-adensamento.

A NBR 12007/1990 demonstra os métodos citados acima, onde para o cálculo do coeficiente de adensamento (C_v), é utilizada a altura (H_{50}) do corpo-de-prova correspondente a 50% do adensamento primário em ambos os métodos, relacionada com um tempo (t), de 90% para Taylor, e 50% para Casagrande, para completar o adensamento primário.

Segundo a NBR 12007/1990, os métodos de Casagrande (Figura 7) e Taylor (Figura 8) são descritos da seguinte forma:

- Método de Casagrande
 - É desenhado uma curva de adensamento para cada incremento de carga, com a altura do corpo-de-prova no eixo das ordenadas e o logaritmo do tempo no eixo das abcissas;
 - Traça-se retas tangentes aos ramos da curva que definem as compressões primária e secundária para encontrar o ponto de

100% do adensamento. O ponto encontrado é rebatido para o eixo das ordenadas, obtendo-se a altura H_{100} .

- Seleciona-se duas alturas do corpo-de-prova, H_1 e H_2 , correspondentes respectivamente aos tempos t_1 e t_2 , determinando o ponto de 0% do adensamento primário, a altura para este ponto é calculada pela equação 20:

$$H_0 = H_1 + (H_1 - H_2) \quad (20)$$

- A altura do corpo-de-prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela equação 21:

$$H_{50} = \frac{H_0 + H_{100}}{2} \quad (21)$$

- Traça-se uma reta do ponto H_{50} da curva em direção ao eixo das abcissas para determinar o tempo t_{50} .
- Calcular o coeficiente de adensamento pela equação 22:

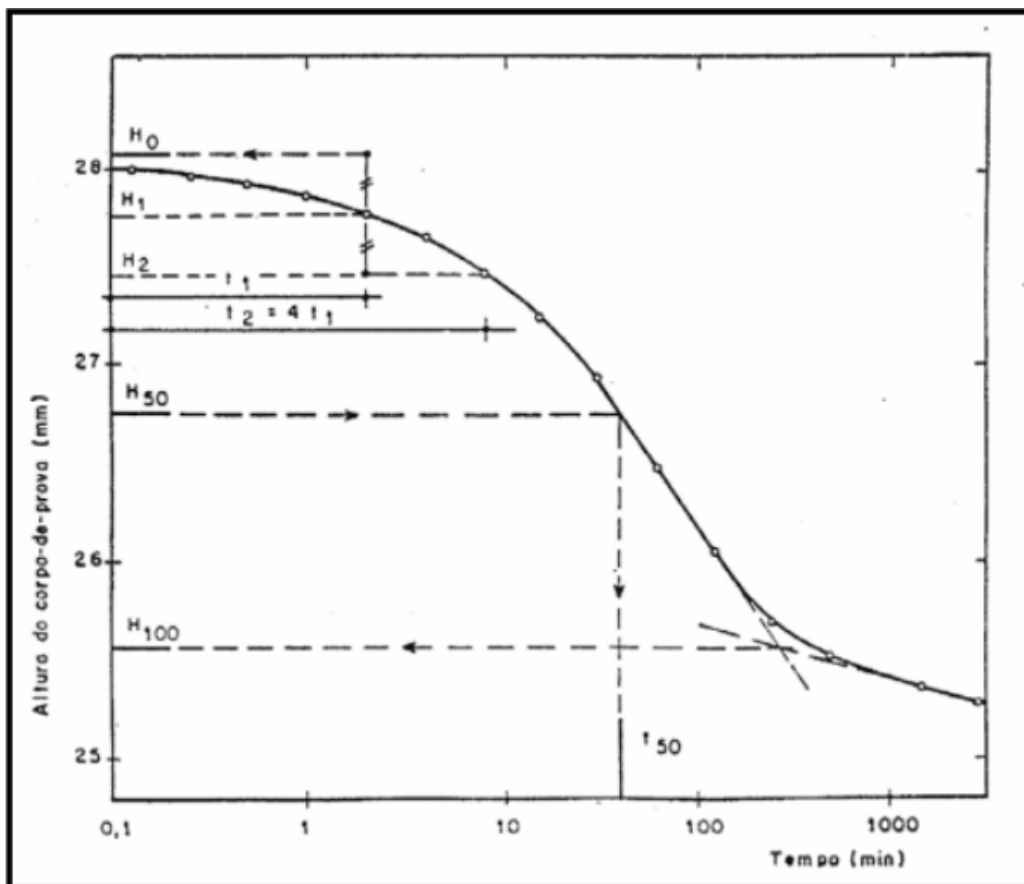
$$C_v = \frac{0,197(0,5.H_{50})^2}{t_{50}} \quad (22)$$

Onde:

C_v – coeficiente de adensamento vertical;

H_{50} – altura do corpo-de-prova correspondente a 50% do adensamento primário;

t_{50} – tempo correspondente á ocorrência de 50% do adensamento primário.

Figura 7 – Curva para cálculo de C_v pelo processo de Casagrande

Fonte: (NBR12007, 1990)

- Método de Taylor
 - É desenhado uma curva de adensamento para cada incremento de carga, com a altura do corpo-de-prova no eixo das ordenadas e a raiz quadrada do tempo no eixo das abcissas;
 - Prolonga-se a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas para encontrar o ponto de 0% do adensamento primário;
 - Traça-se pelo ponto uma reta com coeficiente angular 1,15 vez o coeficiente angular da reta anterior. A intersecção desta reta com a curva de adensamento define o ponto de 90% do adensamento primário, obtendo assim t_{90} e H_{90} .
 - A altura do corpo-de-prova em 50% do adensamento primário é obtida pela equação 23:

$$H_{50} = H_0 - \frac{5}{9}(H_0 - H_{90}) \quad (23)$$

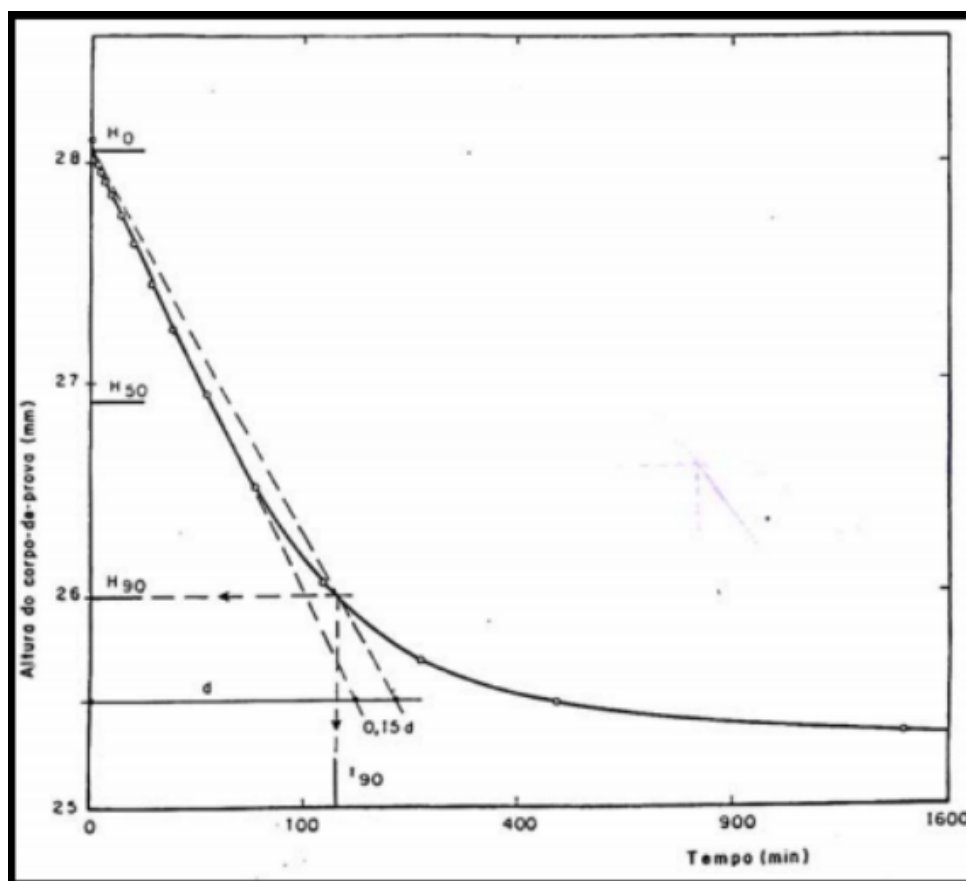
➤ O coeficiente de adensamento pela equação 24:

$$C_v = \frac{0,848(0,5.H_{50})^2}{t_{90}} \quad (24)$$

Onde:

t_{90} – tempo correspondente á ocorrência de 90% do adensamento primário.

Figura 8 - Curva para cálculo de C_v pelo processo de Taylor.

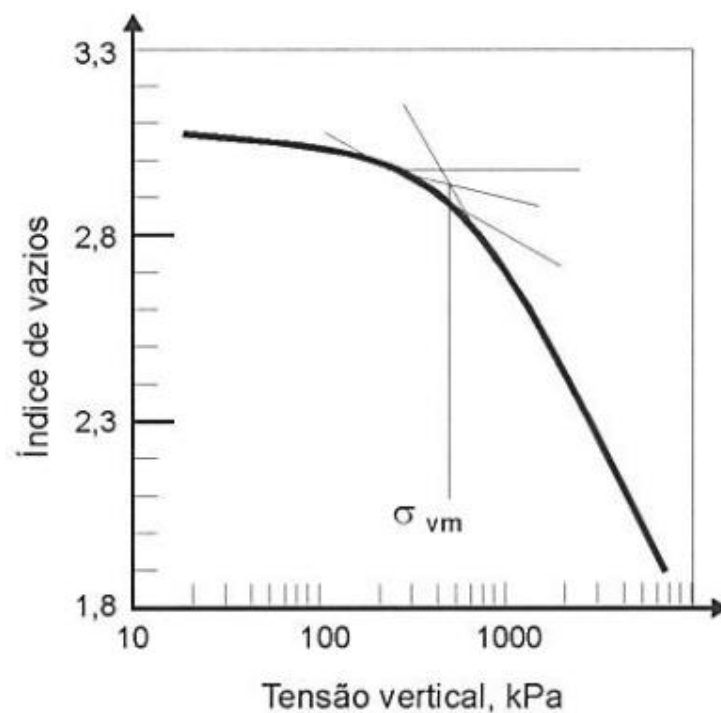


Fonte: (NBR12007, 1990)

Segundo Pinto (2006), a tensão vertical correspondente ao início da reta virgem, é denominado tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) ou de sobreadensamento, ou ainda de pré- consolidação. A tensão de pré-adensamento é a máxima tensão em que o solo já foi submetido em toda sua história. O conhecimento dela é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois é a fronteira entre deformações relativamente pequenas e muito grandes. Para se obter o valor da tensão de pré-adensamento, pelos métodos de Casagrande e Pacheco-Silva, são utilizados métodos gráficos (Figuras 9 e 10). Conforme descrito pela NBR 12007/1990:

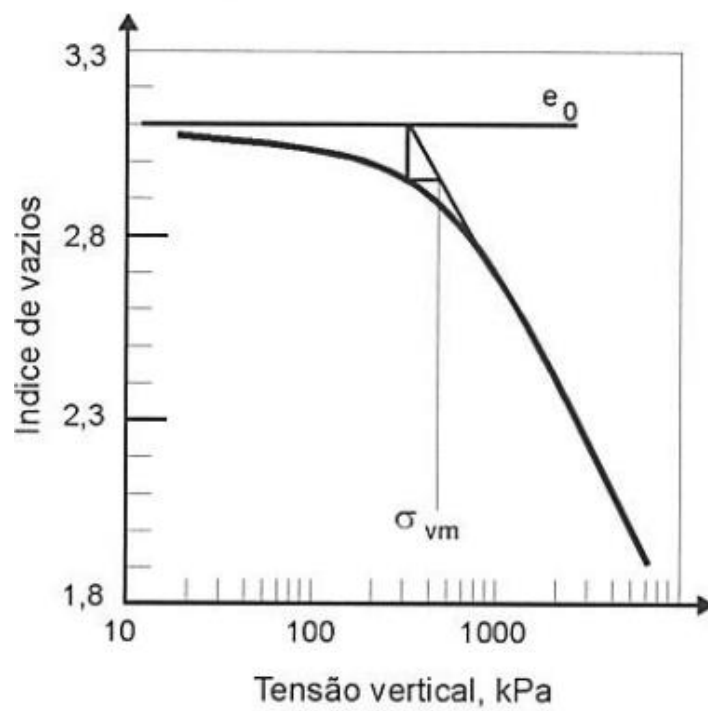
- Método de Casagrande
 - Prolonga-se a reta virgem
 - No ponto de mínimo raio de curvatura, traça-se uma bissetriz entre a horizontal e a tangente a curva
 - A tensão de pré-adensamento é dada pela interseção entre a bissetriz e o prolongamento da reta virgem
- Método Pacheco-Silva
 - Traça-se uma horizontal no ponto equivalente ao índice de vazios inicial
 - Prolonga-se a reta virgem
 - Na interseção das duas retas, traça-se uma vertical até a curva de adensamento
 - Deste ponto traça-se uma horizontal até encontrar a reta virgem novamente, neste ponto rebatido no eixo das abscissas determina o valor da tensão de pré-adensamento

Figura 9 - Método de Casagrande para tensão de pré-adensamento



Fonte: (PINTO, 2006)

Figura 10 – Método de Pacheco-Silva para tensão de pré-adensamento



Fonte: (PINTO, 2006)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo tem como objetivo descrever o local de estudo, assim como quais ensaios foram realizados, com suas respectivas localizações e qual método foi utilizado para realizar a análise dos dados.

3.1 Descrição do local

A área em estudo era utilizada como terreno de reflorestamento no passado, e atualmente o local é base para um projeto de implantação de um condomínio industrial. A região em estudo possui uma área de 1.100.000,0 m², pertence à área urbana de Joinville e faz parte do Bairro Paranaguamirim. A Figura 11 apresenta a delimitação da área total de estudo. Observa-se que o terreno está localizado nas proximidades de áreas de mangue, do Rio Paranaguamirim e da Baía da Babitonga.

Figura 11 - Situação do terreno em relação à localização regional



Fonte: (adaptado de Google Earth, 2018)

De modo geral, o terreno em questão encontra-se sobre a Planície Litorânea, a qual corresponde a uma estreita faixa situada na porção oriental do estado, onde existem praias arenosas, dunas e mangues que evidenciam a predominância de ações e processos marinhos e eólicos. Os sedimentos silto argilosos relacionados à dinâmica fluvial e marinha, também correspondem ao componente geológico da Planície Litorânea (CPRM, 2011).

A superfície geomorfológica da planície é formada ao mesmo tempo por processos erosivos e de depósito, sempre relacionados à Era Cenozóica, ou seja, aos últimos 65 milhões de anos. Durante o período Cenozoico as regiões que sofreram subsidência foram preenchidas por sedimentos erodidos das porções de maior amplitude, assim como por sedimentos eólicos e marinhos, originando um conjunto de pequenas bacias sedimentares, denominados como depósitos sedimentares do Sistema de Rifts da Serra do Mar, e que atualmente constituem a planície costeira (ALMEIDA, 1967).

A região do terreno, compreende uma porção da planície litorânea composta por um antigo ambiente marinho que sofreu soerguimento devido a fatores da dinâmica costeira, que tanto podem estar ligados à descida do nível do mar propriamente dito, como pelo acúmulo de sedimentos na forma de sistemas barreiras (CPRM, 2011).

Portanto, a evolução do ambiente subterrâneo do local está relacionada a depósitos de sedimentos arenosos com diferentes teores de argila e silte, possuindo alguns horizontes ricos em matéria orgânica. Os depósitos de maré sobrepõem-se a antigos depósitos aluviais, sendo que há o entendimento que o nível do mar, nesta região litorânea do continente sul americano, regrediu, transgrediu e neste momento do tempo geológico está em fase regressiva (CPRM, 2011).

Em meio à planície gerada por sedimentos recentes são encontradas elevações remanescentes do Complexo Granulítico de Santa Catarina constituindo ilhas de rochas mais antigas (HARTMANN, 1979).

A superfície do terreno é relativamente plana, com cotas médias variando entre 4 e 6 metros acima do nível do mar, sendo que a planície de inundação do Rio Paranaguamirim ao Sul e o mangue atravessado pela Estrada do Amaral ao Norte, estão em cotas abaixo de 1,00 metro. Para estas áreas são direcionadas as águas pluviais do terreno em estudo. Embora se tenha predominância de áreas planas, no terreno em questão as elevações ocorrem na porção Leste (E), e Nordeste (NE) do

terreno, assim como no entorno Oeste (W). Estas elevações são constituídas por alterações de rochas gnáissicas.

Foi realizado o reconhecimento do terreno após a retirada da vegetação, expondo o horizonte superficial, possibilitando uma melhor compreensão do local, como mostra a Figura 12.

Figura 12 - Situação do local estudado após a retirada da vegetação



Fonte: (AUTOR, 2016)

O nível da água subterrânea foi identificado com profundidade média de 1,00 metro abaixo da superfície, no centro da área plana do terreno, e com menores profundidades nas bordas Norte e Sul, chegando entre 0,50 a 0,40 metros abaixo da superfície. Além disso, vale salientar que o terreno possui valas de drenagem com profundidades entre 1,50 a 2,00 metros na porção central, reduzindo sua profundidade em direção as bordas (TROJAN, 2015).

3.2 Descrição dos ensaios realizados

Para o conhecimento do perfil estratigráfico do terreno, foram realizadas sondagens geotécnicas de simples reconhecimento (SPT) pela empresa Testesolo Sondagens Ltda., apresentados no Anexo A. Nesta etapa foram executados 12 furos de sondagem dentro do terreno em estudo para caracterização da planície, locados conforme a Figura 13, e resumidos na Tabela 7, onde se apresentam a profundidade alcançada de cada sondagem realizada, juntamente com o nível de água encontrado.

Figura 13 – Locação dos pontos das sondagens SPT



Fonte: (modificado de TROJAN, 2015)

Tabela 7 – Resumo dos ensaios SPT

Tabela resumo dos ensaios SPT												
Sondagem	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05	SPT 06	SPT 07	SPT 08	SPT 09	SPT 10	SPT 11	SPT 12
Profundidade alcançada (m)	34,18	14,17	39,11	40,08	15,16	25,35	28,03	10,32	12,17	8,6	12,33	15,75
Posição do lençol freático (m)	0,93	0,74	2,83	0,96	0,62	3,04	1,28	0,05	1,1	1,02	1,35	1,45
Critério de paralisação	Impenetrável ao trépano conforme determina a NBR6484.											
Longitude UTM	723389	723739	723410	723579	723753	723258	723596	723282	723305	723323	723291	723484
Latitude UTM	7085610	7085584	7085359	7085370	7085383	7085066	7085135	7084725	7084420	7084138	7083822	7083833

Fonte: (AUTOR, 2016)

Em seguida, para uma caracterização mais completa do local, foram realizadas novas sondagens, desta vez de CPTU, dispostas no Anexo B, para se obter resistência à penetração, atrito lateral e as medidas de poropressão. As sondagens

foram realizadas pela empresa Geoforma Engenharia Ltda. Ao todo foram 5 perfis de piezocone, locados conforme a Figura 14, com 5 ensaios de dissipação realizados durante as sondagens.

A Tabela 8 traz o resumo dos ensaios CPTU realizados, demonstrando a profundidade alcançada e a qual profundidade foi executada o ensaio de dissipação.

Figura 14 – Locação dos furos de sondagem CPTU



Fonte (modificado de Google Earth, 2015)

Tabela 8 – Resumo dos ensaios de CPTU

Tabela resumo dos ensaios CPTU					
Sondagem	CPTU 01	CPTU 02	CPTU 03	CPTU 04	CPTU 05
Profundidade alcançada (m)	8,3	10,0	10,0	10,02	10,0
Profundidade de dissipação (m)	5,42	4,24	4,6	5,1	5,98
Longitude UTM	723285	723423	723130	723585	723777
Latitude UTM	7084429	7084031	7084958	7085239	7085142

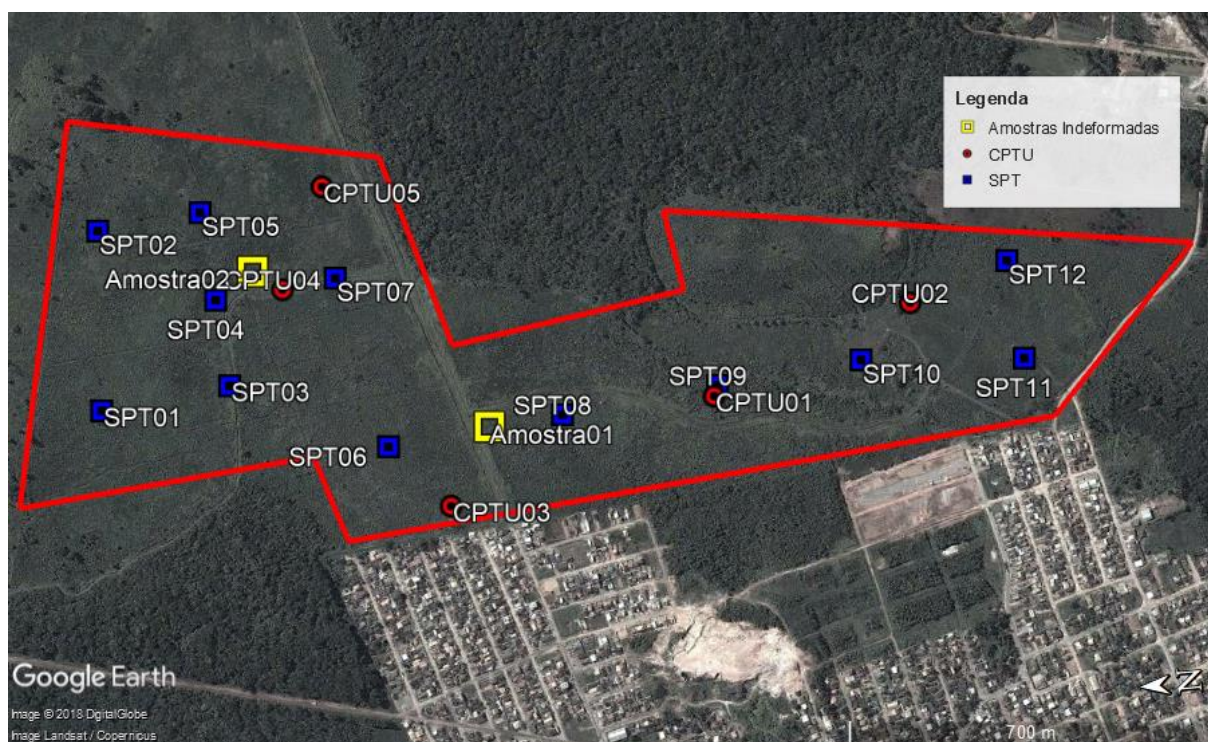
Fonte: (AUTOR, 2016)

Ambos os ensaios de campo, SPT e CPTU, foram interpretados e avaliados para se estimar o comportamento do solo, que futuramente receberá a implantação do condomínio industrial.

Realizou-se a coleta de amostras indeformadas conforme orientações da NBR 9820:1997. Devido à falta de disponibilidade de amostradores do tipo Shelby para a coleta de amostras em profundidade, para este trabalho foram utilizados amostradores tubulares abertos (Figura 16).

Fez-se a coleta de 2 amostras em camadas de solos superficiais realizadas pelo próprio autor deste trabalho, ainda sem a interferência de obras de aterro, para se ter uma ideia dos parâmetros do solo, localizadas conforme a Figura 15. A localização dos pontos de coleta não foi georreferenciada, sendo apresentada a localização aproximada destes pontos, que foi determinada de acordo com as áreas que permitiam o acesso e sem a interferência do aterro, pois a obra do aterro se encontrava em andamento.

Figura 15 – Localização das amostras indeformadas



Fonte: (AUTOR, 2016)

Figura 16 – Coleta de amostra indeformada no local.



Fonte: (AUTOR, 2016)

As amostras foram utilizadas para a realização de ensaios de adensamento, que foram realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O ensaio de adensamento foi realizado seguindo aquilo que a norma NBR12007/1990 estabelece, utilizando o método de aumento de carga com o tempo sobre o corpo de prova. Foram analisados 8 estágios de cargas, 6,25KPa, 12,5KPa, 25KPa, 50KPa, 100KPa, 200KPa, 400KPa e 800KPa, aplicadas no tempo estipulado em norma. E analisado 6 pontos de descarga, 800KPa, 400KPa, 200KPa, 100KPa, 50KPa e 12,5KPa.

Foram realizados, posteriormente, junto ao laboratório do Escritório de Engenharia e Geotecnia Marcos Trojan, os ensaios de caracterização básica do solo (limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real dos grãos e granulometria com sedimentação, mostrado na Figura 17), um ensaio de cada dos citados, seguindo-se as respectivas normas NBR6459/2017, NBR7180/2016, NBR6458/2016 e NBR7181/2017

Figura 17 – Ensaio de granulometria com sedimentação



Fonte: (AUTOR, 2018)

3.3 Metodologia de Análise dos dados

Através dos parâmetros fornecidos pelos ensaios de campo e laboratório, foi realizada, baseado nas renomadas formulações da Mecânica dos Solos apresentadas no capítulo 2 deste trabalho, e o auxílio de programa computacional (Excel), uma estimativa da magnitude dos recalques e seu desenvolvimento com o tempo, devido às cargas exercidas por futuras edificações que serão implantadas no local.

O perfil estratigráfico padrão da área foi elaborado com o auxílio dos perfis de sondagens. Por se tratar de cargas industriais que serão impostas, foi realizado um levantamento avaliando-se os recalques para diversos níveis de cargas que poderão ser aplicados durante a construção dos prédios industriais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos através da interpretação dos ensaios de campo SPT e CPTU que foram realizados, bem como, os resultados obtidos pela caracterização básica feita em laboratório e o ensaio de adensamento. Além destes, serão apresentadas as análises para a caracterização do substrato estudado, e para a previsão da magnitude e tempo dos recalques.

4.1 Perfil estratigráfico

O perfil estratigráfico mostrado nos Apêndices A B e C foi gerado através dos dados fornecidos pelos relatórios de sondagens SPT, onde a caracterização é feita através do reconhecimento tátil-visual do profissional que executa o ensaio, a cada metro de profundidade. Os valores de N_{SPT} para cada metro são importantes para classificar a consistência e compacidade do material encontrado.

Foram realizados 12 furos de sondagem, espaçados no terreno com 200m de distância entre eles de modo a ser criada uma área de influência para cada furo bem abrangente, totalizando 255,25 metros perfurados de solos com composição variando de argila a areia grossa. Visto que a área do terreno é bastante ampla e as sondagens estão relativamente afastadas, o perfil apresenta algumas incertezas entre cada ensaio SPT realizado.

Foram realizados 5 ensaios de CPTU que mitigaram algumas incertezas e ajudaram a confirmar em alguns pontos o material descrito pelo SPT. Como por exemplo, pode-se citar o ensaio SPT06 que fornece um perfil totalmente caracterizado por areias, com variação de N_{SPT} de 1 a 7, através da análise do CPTU03, localizado ao lado, verifica-se um aumento das poropressões a partir de 5m de profundidade, o que indica que existe uma diferença entre o material mais próximo à superfície em relação ao material abaixo dos 5 m de profundidade, sendo que, possivelmente, o solo abaixo dos 5 m tenha uma maior predominância de partículas mais finas.

Outro exemplo que pode ser citado é a caracterização do solo no local do CPTU05, onde o SPT05 que foi realizado nas proximidades, indicou a presença de uma camada de argila até os 6,4 m de profundidade. Através dos resultados dos ensaios CPTU, nota-se que a homogeneidade dos resultados continua por aproximadamente mais 4m, indicando uma camada mais espessa de argila que aquela indicada pelo ensaio SPT. Através do CPTU05, se percebe que não há a troca de material, e sim que possivelmente essa camada de argila se estenda até os 10m registrados pelo CPTU ou além.

Com a análise da distribuição de poropressões ao longo da profundidade registradas pelos ensaios de CPTU foi possível identificar um caráter mais argiloso ou arenoso do solo. Nota-se também que os ensaios CPTU atingiram profundidades inferiores às profundidades do SPT, sendo que possivelmente tenham sido realizados para caracterização das camadas menos resistentes como causa mais provável ou se tenha atingido a capacidade máxima de cravação do equipamento que não é muito comum nestas profundidades.

A análise através do perfil mostra que é um terreno com o subsolo heterogêneo, com grandes variações de materiais ao longo da profundidade. Apresenta areias com grande quantidade de argila e silte, assim como siltes arenosos a siltes argilosos. Essa mistura de materiais nas camadas é típica de solos sedimentares de planície litorânea. A área em questão apresenta grande heterogeneidade de sedimentos, com ocorrência de solos moles em várias profundidades e em várias porções do terreno.

A maior ocorrência de solos moles é identificada nos perfis de sondagem SPT01, SPT02, SPT03, SPT05 e SPT07. Nos ensaios SPT08 e SPT09 também são encontrados solos com baixa resistência, porém estes se encontram, predominantemente, junto à superfície. No restante das perfurações são encontrados materiais mais arenosos, porém a resistência apresentada para estes materiais só aumenta a partir de 6 metros de profundidade. Estas baixas resistências, com N_{spt} variando de 1 a 7 em alguns pontos, apresentadas até mesmo pelas camadas de areias vistas nos perfis, possivelmente sejam resultantes da alta presença de matéria orgânica e pela presença de argilas e siltes misturados.

O terreno todo possui uma camada superficial composta por solo orgânico e vegetação. No ponto de execução do SPT08 foi encontrada a presença de maior espessura de solo orgânico, que se estende até a profundidade de aproximadamente 4 metros.

Apesar da grande extensão de áreas conceituadas como solos moles, o terreno apresenta extensas porções caracterizadas como solos de média a alta resistência (N_{SPT} maior que 6). Analisando o perfil, se percebe as diferentes profundidades alcançadas do impenetrável à percussão, se dando em profundidades maiores no SPT01, SPT03 e SPT04. Impenetrável este, que possivelmente retrata a forma rochosa e a camada residual dos solos que se formou ao longo dos anos.

Observa-se no ponto de SPT09 e SPT10 uma ascendência nos valores de N_{SPT} a partir de 4m de profundidade, o que relata possivelmente uma camada de solo residual, onde na própria caracterização tátil-visual é colocado a presença de alteração de rocha.

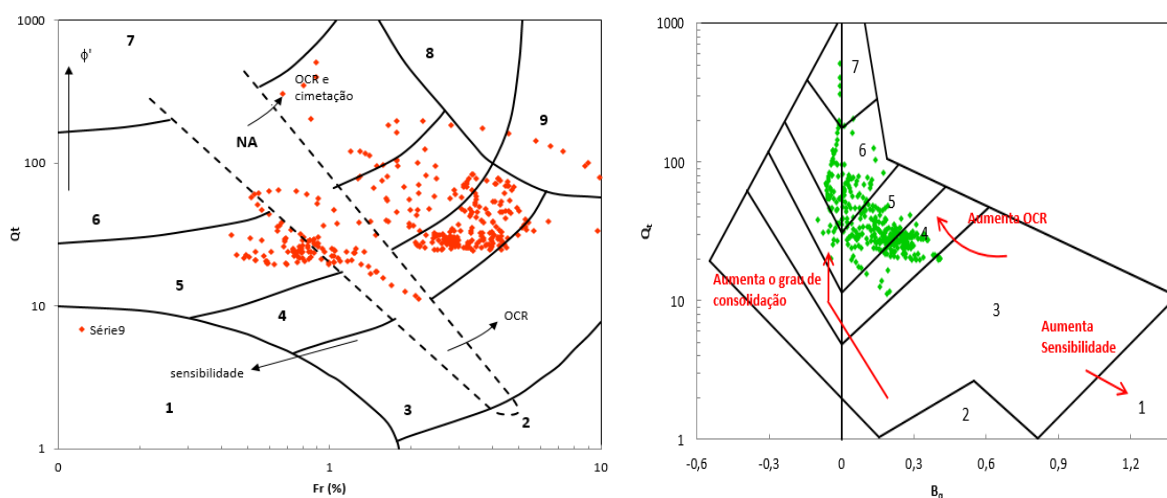
A camada sedimentar possui maior espessura na parte Norte do terreno em estudo. Este aspecto geológico possivelmente é decorrente da subsidência de grandes blocos de rocha relacionados a eventos tectônicos. Nesta área, as sondagens SPT atravessaram 41 metros de profundidade de material silto-arenoso para atingir um horizonte de maior resistência (impenetrável à percussão).

4.2 Caracterização dos solos por meio do ensaio de CPTU

A fim de colaborar com aquilo que foi apresentado pelo perfil estratigráfico, e melhor caracterizar o subsolo do terreno, por meio dos dados fornecidos pelos ensaios de CPTU, foi obtida a classificação baseada nos parâmetros fornecidos por este ensaio, a respeito das camadas presentes no local estudado.

Através dos ábacos de Robertson (1990) e do índice de classificação do material (I_c), foram caracterizados os solos para cada ensaio de CPTU. A Figura 18 mostra os resultados obtidos utilizando a classificação relacionada por Q_t - F_r / Q_t - B_q para o ensaio CPTU01.

Figura 18 – Classificação dos solos do ensaio CPTU01 por meio dos ábacos de Robertson (1990)



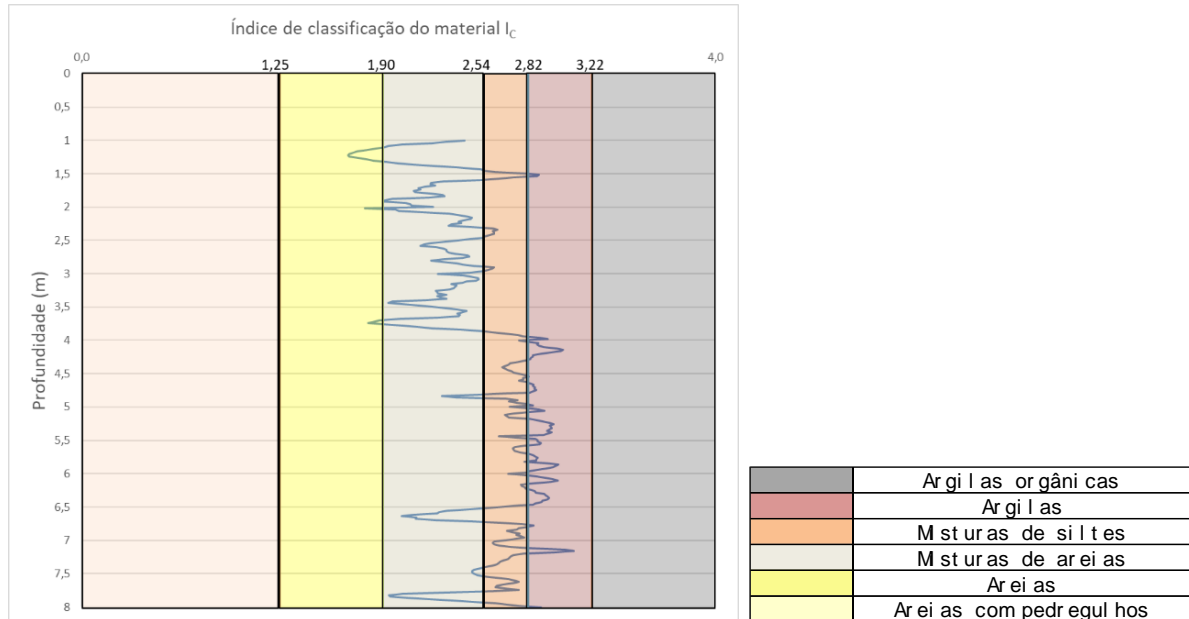
Zona	Tipo de solos	Zona	Tipo de solos
1	solo fino sensível	6	areias limpas - areias siltosas
2	solo orgânico e turfas	7	areias com pedregulhos - areias
3	argilas - argilas siltosas	8	areia - areias limpas
4	siltos arenosos - areias siltosas	9	areias finas rígidas
5	siltos arenosos - areias siltosas		

Fonte: (AUTOR, 2018)

Percebe-se que os ábacos fornecem resultados semelhantes, apontando uma dispersão de regiões com comportamento de argilas-siltosas, areias finas e também de siltos arenosos.

Através do índice de classificação do material, calculado pela equação (15) presente no capítulo 3, o material se mostrou arenoso até os 4m de profundidade, e a partir dali com maior presença de misturas de siltos mas também ocorrendo a presença de comportamento de argilas, como demonstrado na Figura 19.

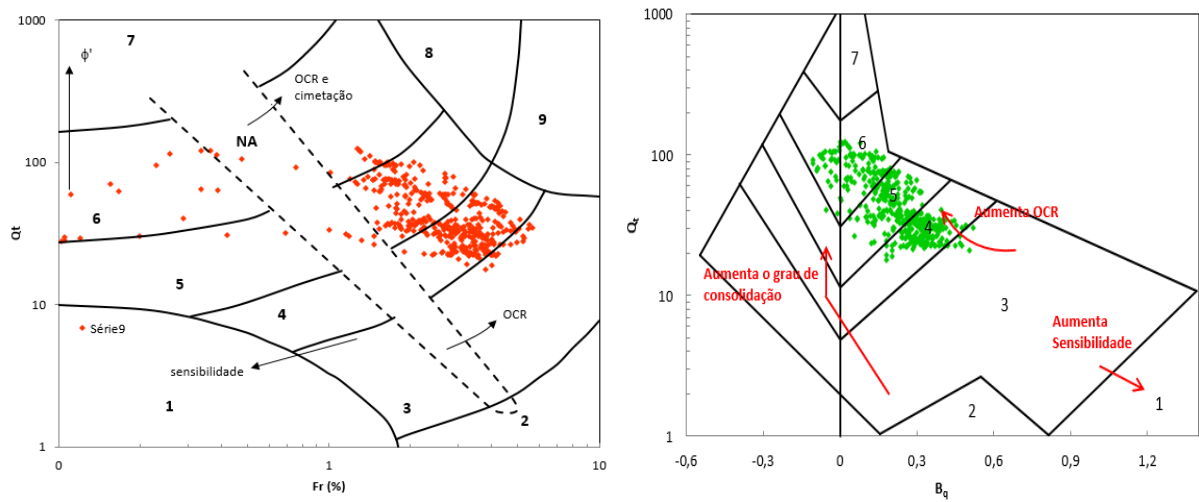
Figura 19 – Classificação do material do ensaio CPTU01 através do I_c



Fonte: (AUTOR, 2018)

Para o ensaio CPTU02 obteve-se um resultado semelhante ao da área do CPTU01, demonstrando através dos ábacos um material com comportamento argilo-siltoso e com presença de porções silto-arenosas a arenosas, na Figura 20.

Figura 20 – Classificação dos solos do ensaio CPTU02 por meio dos ábacos de Robertson (1990).

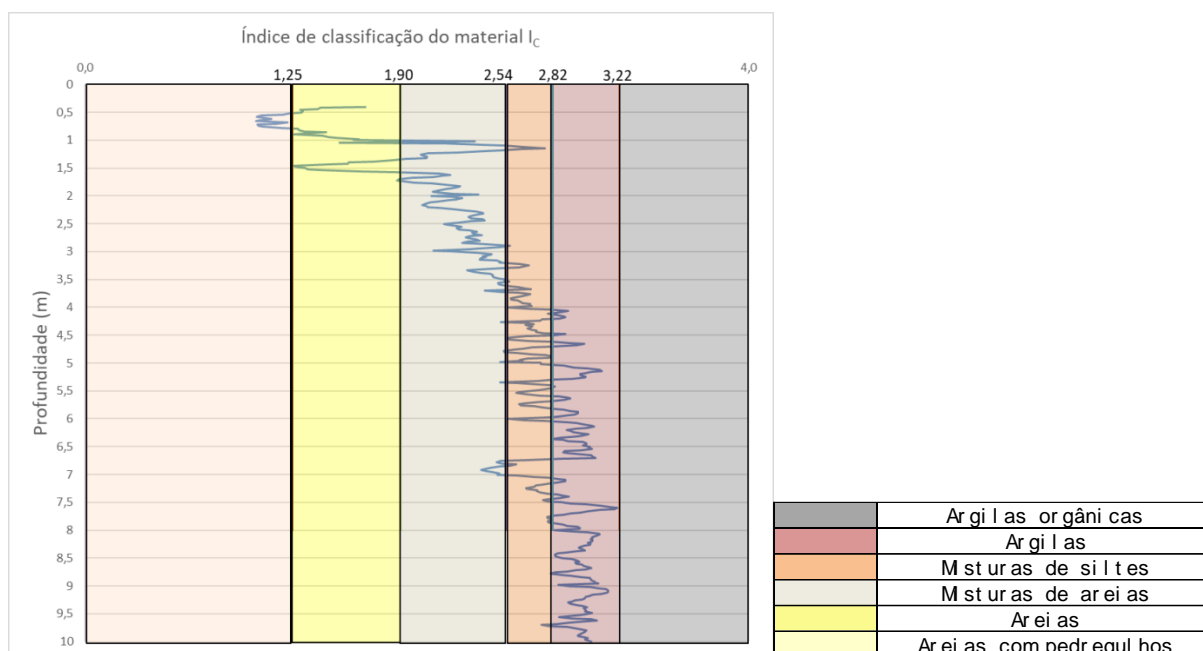


Zona	Tipo de solos	Zona	Tipo de solos
1	solo fino sensível	6	areias limpas - areias siltosas
2	solo orgânico e turfas	7	areias com pedregulhos - areias
3	argilas - argilas siltosas	8	areia - areias limpas
4	siltos arenosos - areias siltosas	9	areias finas rígidas
5	siltos arenosos - areias siltosas		

Fonte: (AUTOR, 2018)

Pelo método de Jefferies e Davies (1993), é confirmado um horizonte maior de argilas e misturas de siltes que aparece a partir dos 3,5 metros de profundidade, demonstrado na Figura 21.

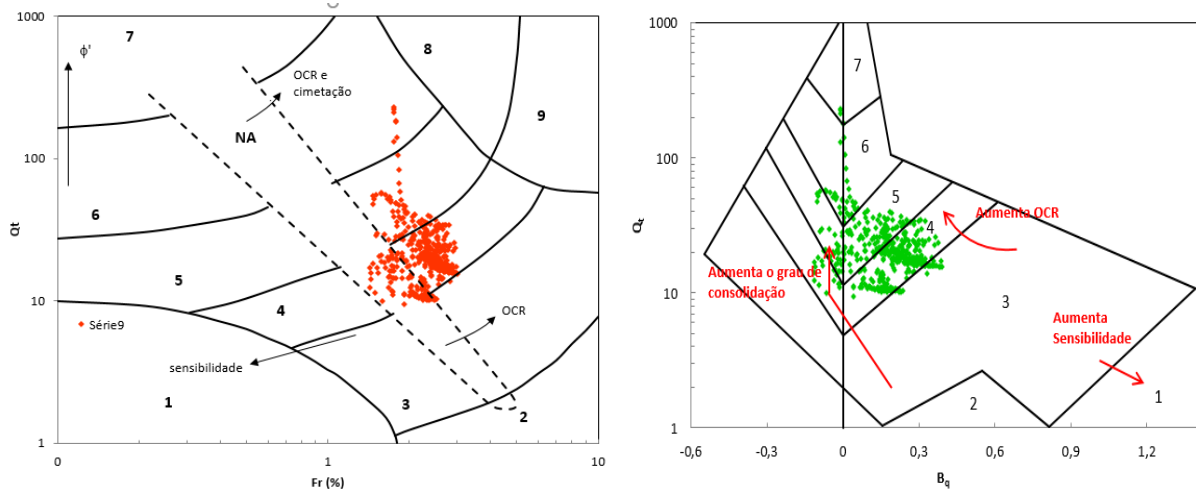
Figura 21 – Classificação do material do ensaio CPTU02 através do I_c



Fonte: (AUTOR, 2018)

Na classificação Qt-Fr/Qt-Bq para o ensaio de CPTU03 mostrado na Figura 22, o resultado seguiu a mesma linha de comportamento dos ensaios anteriores, mas menos disperso entre as zonas de classificação, se enquadrando mais como argilas-siltosas a siltes argilosos.

Figura 22 – Classificação dos solos do ensaio CPTU03 por meio dos ábacos de Robertson (1990).

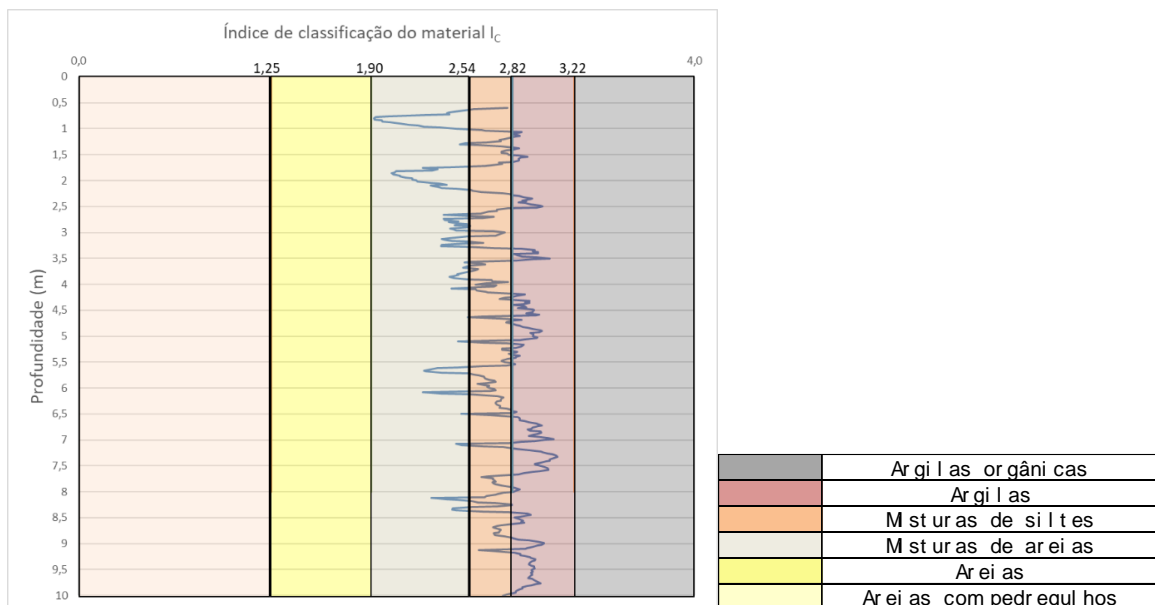


Zona	Tipo de solos	Zona	Tipo de solos
1	solo fino sensível	6	areias limpas - areias siltosas
2	solo orgânico e turfas	7	areias com pedregulhos - areias
3	argilas - argilas siltosas	8	areia - areias limpas
4	siltos arenosos - areias siltosas	9	areias finas rígidas
5	siltos arenosos - areias siltosas		

Fonte: (AUTOR, 2018)

Por meio do índice de classificação I_c , o material se confirma com predominância de misturas de siltes com argilas, representado na Figura 23.

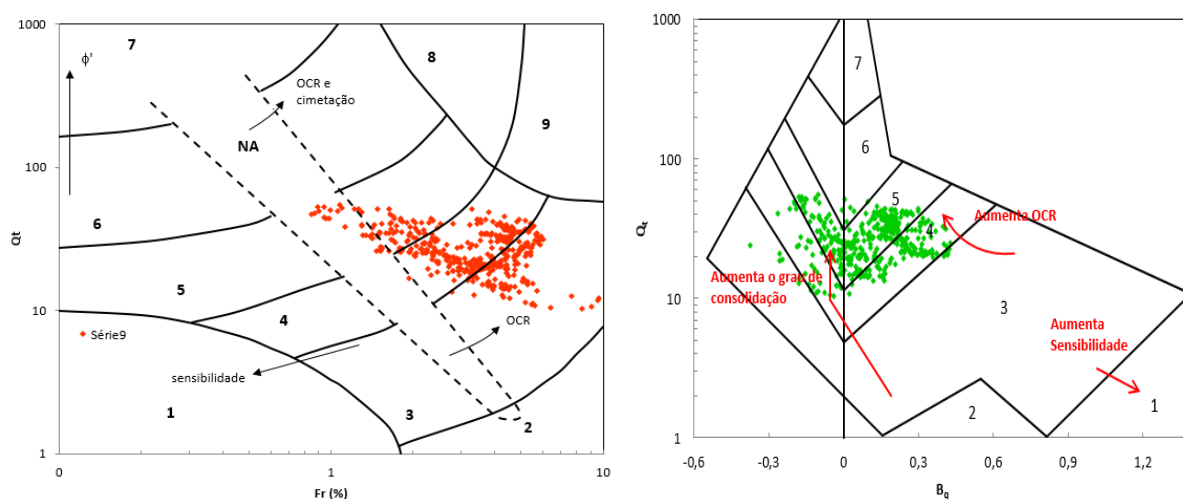
Figura 23 – Classificação do material do ensaio CPTU03 através do I_c



Fonte: (AUTOR, 2018)

A Figura 24 mostra os resultados obtidos utilizando a classificação relacionada por Q_t - F_r/Q_t - B_q para o ensaio CPTU04. Observa-se um material menos arenoso que os anteriores, porém continua apresentando-se com comportamento silto-argiloso a argilo-siltoso.

Figura 24 – Classificação dos solos do ensaio CPTU04 por meio dos ábacos de Robertson (1990).

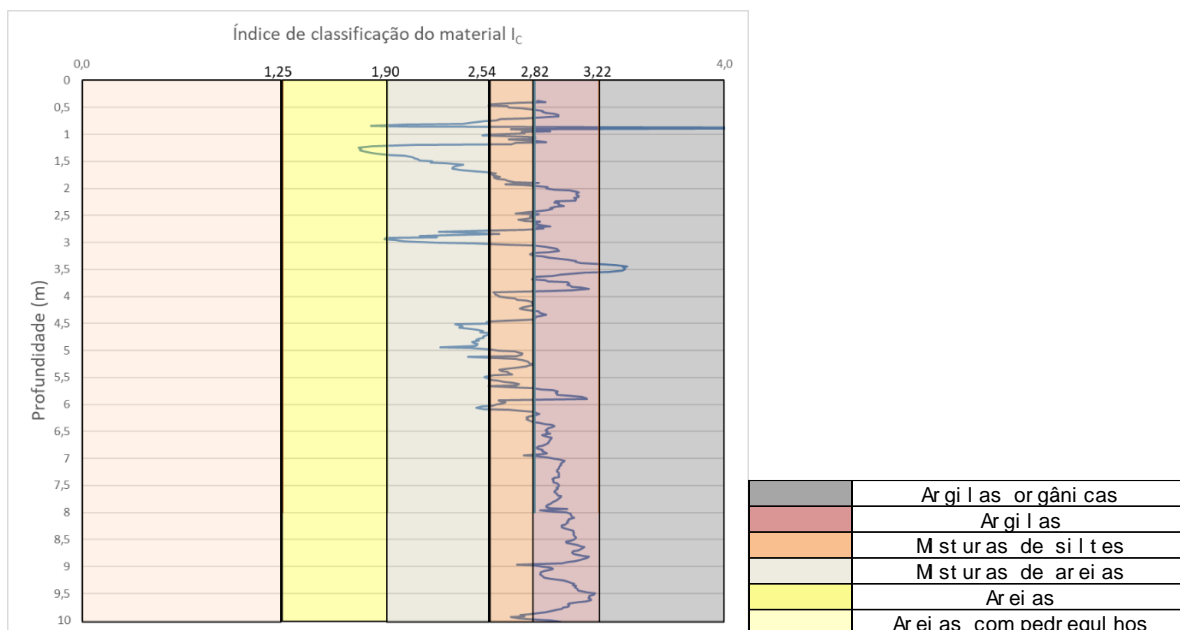


Zona	Tipo de solos	Zona	Tipo de solos
1	solo fino sensível	6	areias limpas - areias siltosas
2	solo orgânico e turfas	7	areias com pedregulhos - areias
3	argilas - argilas siltosas	8	areia - areias limpas
4	siltos arenosos - areias siltosas	9	areias finas rígidas
5	siltos arenosos - areias siltosas		

Fonte: (AUTOR, 2018)

O índice de classificação do material permite confirmar um material mais argiloso que os anteriores, com alguns horizontes de misturas de siltes, visto na Figura 25.

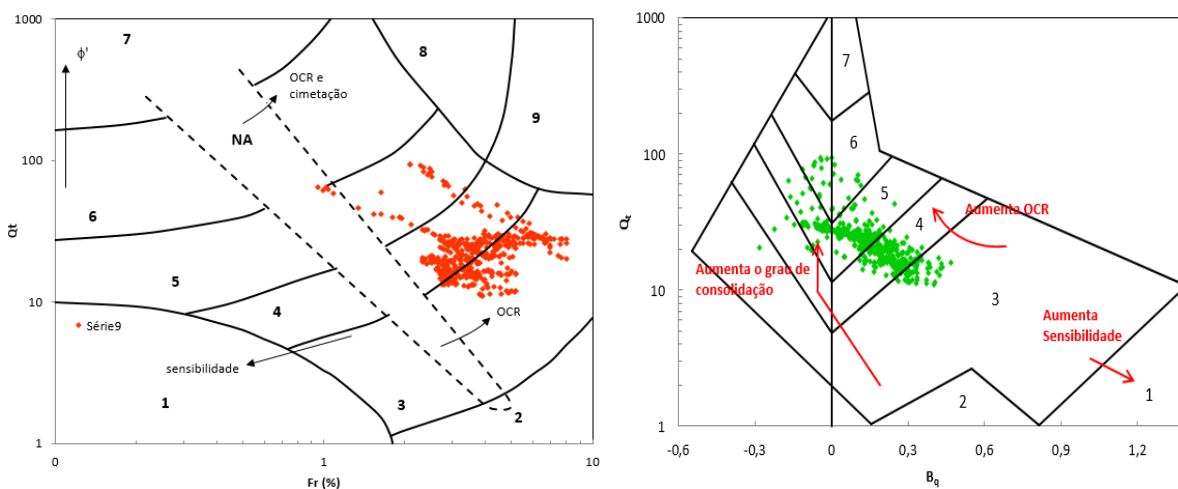
Figura 25 – Classificação do material do ensaio CPTU04 através do I_c



Fonte: (AUTOR, 2018)

Os resultados do CPTU05, através da classificação por meio dos ábacos de Robertson (1990), mostraram na Figura 26, o ponto com maior presença de solos com comportamento argiloso, com alguma variação para siltes-argilosos e/ou argilas-siltosas.

Figura 26 – Classificação dos solos do ensaio CPTU05 por meio dos ábacos de Robertson (1990).

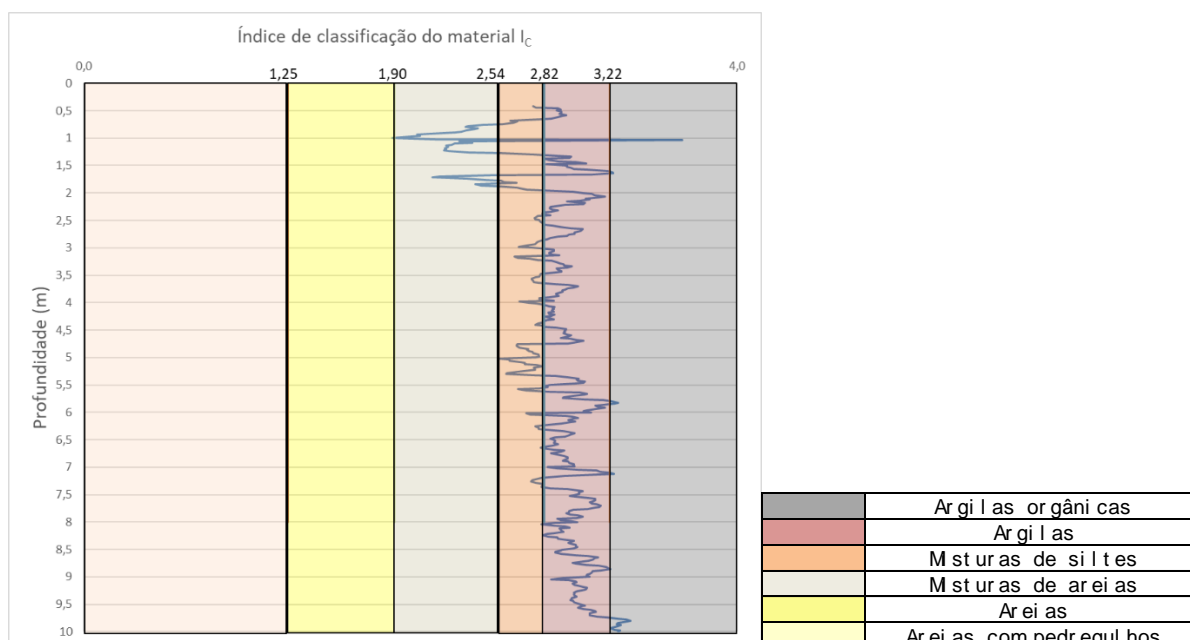


Zona	Tipo de solos	Zona	Tipo de solos
1	solo fino sensível	6	areias limpas - areias siltosas
2	solo orgânico e turfas	7	areias com pedregulhos - areias
3	argilas - argilas siltosas	8	areia - areias limpas
4	siltos arenosos - areias siltosas	9	areias finas rígidas
5	siltos arenosos - areias siltosas		

Fonte: (AUTOR, 2018)

Confirma-se esta classificação através do método de Jefferies e Davies (1993), que mostra na Figura 27, a predominância de um solo argiloso a partir de 1,5m de profundidade, com poucos horizontes de misturas de siltes.

Figura 27 – Classificação do material do ensaio CPTU05 através do I_c



Fonte: (AUTOR, 2018)

Analisou-se os perfis encontrados pelos ensaios de CPTU, e percebeu-se algumas diferenças quando comparados com os resultados dos ensaios SPT. Estas diferenças podem ser justificadas pelo espaçamento entre os ensaios juntamente com a alta heterogeneidade dos solos sedimentares.

Os solos sedimentares desta região são característicos da sedimentação predominantemente subaquosa, devido à localização próxima a rios, áreas de mangue associadas às variações do nível do mar. Justificando essa heterogeneidade do solo que se apresenta em diversas camadas de argila e areia, que dificulta a

caracterização através do ensaio SPT. Muitas vezes finas camadas passam despercebidas, as quais são caracterizadas mais facilmente pelo ensaio de CPTU.

4.3 Caracterização básica de laboratório

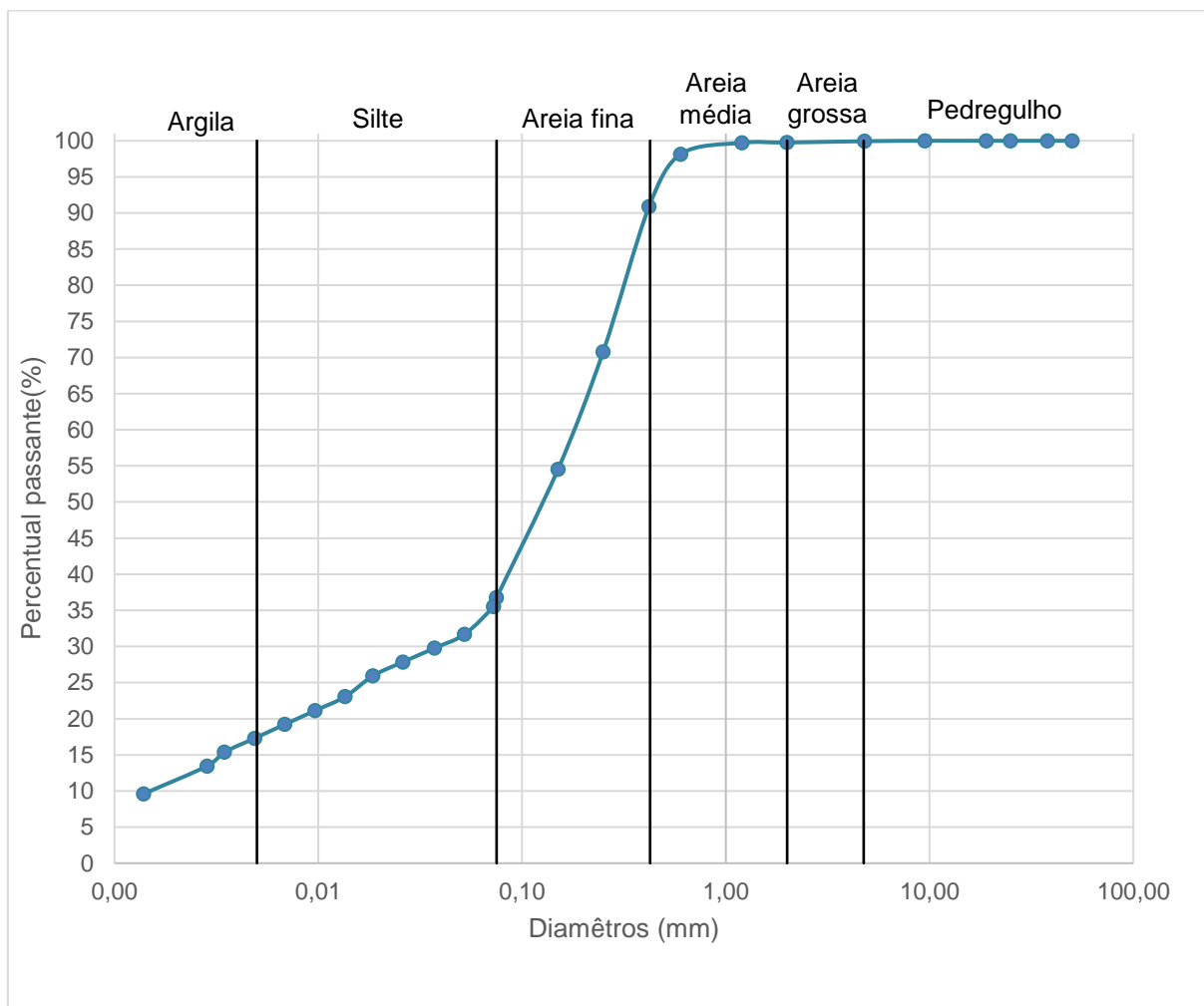
Com o propósito de realizar uma caracterização básica do solo estudado, foi coletada uma amostra deformada retirada superficialmente nas proximidades do local onde se obteve a amostra indeformada 02 do ensaio de adensamento. Foram realizados os ensaios de granulometria com sedimentação, massa específica real dos grãos e limites de plasticidade e liquidez, obtendo-se, assim, propriedades fundamentais para caracterizar o material.

Segundo Caputo (1988), solos que possuem uma certa porcentagem de finos, não podem ser caracterizados apenas a partir de resultados de ensaios de granulometria, pois as propriedades plásticas da parcela de finos, que dependem do teor de umidade, também podem afetar o comportamento do solo.

A partir dos resultados do ensaio de granulometria com sedimentação, apresentado na Figura 28, foi possível identificar através da escala granulométrica (A.S.T.M) a predominância de partículas do tamanho de areia, com cerca de 63,18%, além de parcelas de silte (19,35%) e argila (17,41%). Através da avaliação tátil visual identificou-se o solo como altamente orgânico, sendo as parcelas predominantes de areia e silte definidas pela granulometria, podendo-se caracterizar, assim, o solo como uma areia silto-argilosa orgânica.

Encontrou-se uma massa específica real dos grãos de 2,567g/cm³, o que é um resultado dentro do esperado para solos com maior presença de matéria orgânica. A massa específica é um dado necessário na interpretação e formulação das curvas dos ensaios de adensamento e do ensaio de sedimentação.

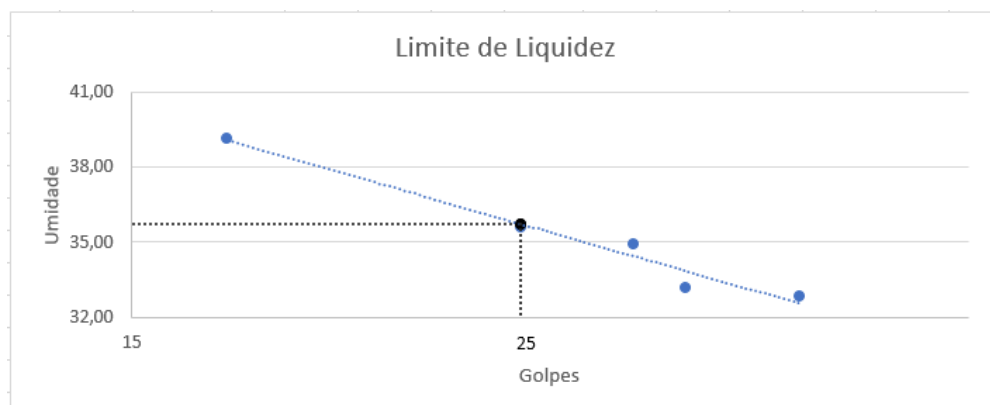
Figura 28 – Gráfico análise granulométrica



Fonte: (AUTOR, 2018)

Os ensaios de limite de plasticidade e liquidez forneceram valores de 25% e 36%, respectivamente, sendo que o resultado do ensaio de LL pode ser visto na Figura 29. A combinação dos resultados dos limites de liquidez e plasticidade permitiu o cálculo do índice de plasticidade, sendo encontrado um valor igual a 11%.

Figura 29 – Gráfico do resultado do limite de liquidez



Fonte: (AUTOR, 2018)

Com base nos dados fornecidos pela análise granulométrica e limites de liquidez e plasticidade, foi possível classificar o solo através dos sistemas de classificação unificado e rodoviário (AASHTO). O sistema de classificação unificado classificou o solo como SM – areia siltosa. A classificação encontrada pelo sistema rodoviário foi a A-2-6 – classificação dada para areia siltosa ou argilosa.

As classificações permitiram confirmar um solo superficial formado por uma areia muito misturada, predominantemente siltosa com muita matéria orgânica, igualmente apontado nos resultados dos ensaios de campo e apresentado no perfil estratigráfico.

4.4 Coeficientes C_h e C_v através do ensaio de dissipação

Por meio do ensaio de dissipação, que é realizado durante o ensaio de piezocone, discutido no capítulo 2.3.2 deste trabalho, é obtido o coeficiente de adensamento horizontal (C_h). É este coeficiente que permite analisar a velocidade de dissipação do excesso de poropressão e conseqüentemente encontrar o coeficiente de adensamento vertical (C_v).

A seguir, na Tabela 9, são mostrados os resultados das análises dos ensaios de dissipação referentes a cada ensaio de CPTU, mostrando o coeficiente de adensamento horizontal obtido. Em todos os ensaios foram analisadas as curvas de dissipação, presentes no Anexo C, com base nos valores da poropressão hidrostática

e da poropressão máxima alcançada no ensaio, para se obter o tempo real para ocorrer 50% da dissipação (t_{50}), que é um fator essencial para o cálculo de C_h .

O raio do piezocone utilizado foi de 1,79cm, segundo a NBR 12069 (ABNT,1991), e o fator tempo T, segundo Houlsby e Teh (1988), que depende da posição do elemento filtrante no cone e da porcentagem de dissipação, foi adotado como 0,245.

Os parâmetros da Tabela 9, foram obtidos utilizando formulações segundo Lunne et al. (1997) e Houlsby e Teh (1988). O índice de rigidez é definido por $I_R = (G/Su)$, o módulo cisalhante G é obtido pela equação $G = E/2*(1+v)$, onde v é o coeficiente de Poisson, utilizado 0,33. O módulo de elasticidade é dado por $E = 0,015*(10^{0,55*I_c+1,68})*(q_t - \sigma_{v0})$. A resistência não drenada (Su) segundo a equação 16 do capítulo 2.3.2.

Tabela 9 – Resultados das análises dos ensaios de dissipação

CPTU	Profundidade dissipação(m)	I_r	t_{50} (s)	G (MPa)	Su (KPa)	E (MPa)	C_h (cm ² /s)
1	5,42	130	16	10,82	83,23	28,78	0,559
2	4,24	104	52	7,15	68,68	19,02	0,154
3	4,60	140	70	3,94	28,21	10,49	0,133
4	5,10	100	23	7,16	72,11	19,05	0,341
5	5,98	156	105	5,81	37,2	15,46	0,093

Fonte: (AUTOR, 2018)

Nota-se que o tempo de 50% de dissipação das poropressões no ensaio de CPTU05, é muito maior que os demais, este fato possivelmente esteja relacionado às características do solo presente naquele ponto, como já identificado como sendo de caráter mais argiloso.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), como durante a penetração do cone, o material ao redor dele comporta-se como um solo em recompressão, devido estar submetido a elevados níveis de deformações, o C_h obtido é um valor referente a um solo na faixa pré-adensada. Para se estimar a magnitude deste coeficiente do solo em comportamento normalmente adensado utiliza-se a abordagem semi-empírica de Jamiolkowski et al. (1985):

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} C_h(\text{piezocone})$$

Valores da relação razão de recompressão do solo (RR) e razão de compressão virgem (CR) situam-se entre 0,10 e 0,15 (Jamiolkowski et al.,1985). Com o C_h corrigido foi possível determinar o coeficiente de adensamento vertical (C_v) pela relação:

$$C_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} C_h(NA)$$

Sendo a relação de permeabilidade vertical e horizontal (k_v/k_h), para argilas com macroestrutura definida com presença de descontinuidades e lentes permeáveis, segundo Jamiolkowski et al.(1985), no intervalo de 2 a 4, adotando-se 2 para o presente trabalho.

Tabela 10 – Valores dos coeficientes de adensamento

CPTU	Profundidade dissipação(m)	C_h (piezocone) (cm ² /s)	C_h (NA) (cm ² /s)	C_v (NA) (cm ² /s)
1	5,42	0,559	0,078	$1,6 \times 10^{-1}$
2	4,24	0,154	0,022	4×10^{-2}
3	4,60	0,133	0,019	$3,7 \times 10^{-2}$
4	5,10	0,341	0,048	9×10^{-2}
5	5,98	0,093	0,013	$2,6 \times 10^{-2}$

Fonte: (AUTOR, 2018)

Os valores obtidos (Tabela 10), apresentam-se um pouco elevados quando comparados a valores de coeficientes de adensamento de depósitos argilosos apresentados pela literatura, mostrados na Tabela 11. As argilas apresentadas na tabela são argilas com presença de orgânicos similares as deste trabalho, que são argilas muito misturadas com siltes e areias e com presença de matéria orgânica, fato este que possivelmente reduz o coeficiente de adensamento destes materiais. A elevada presença de lentes de areia, que se encontram junto as camadas de argila do solo em estudo, podem afetar o valor de C_v , pois facilitam a expulsão da água dos vazios, reduzindo, assim, o tempo de adensamento.

Tabela 11 – Coeficientes de adensamento de argilas brasileiras

Local	C_v (cm ² /s) x 10 ⁻⁴	Ensaio	Autor
Ceasa, Porto Alegre/RS	3,20 a 4,27	Piezocone (NA)	Schnaid et al (1997)
Aeoporto, Porto Alegre/RS	0,84 a 3,27	Piezocone (NA)	Schnaid et al (1997)
	19,4 a 49,8	Piezocone (PA)	
Sarapui RJ	1,4 a 4,40	Piezocone (NA)	Danzinger (1990, 1992)
	24,0 a 102,0	Piezocone (PA)	Lacerda & Almeida (1995)
Salvador BA	5,0 a 15,0	Piezocone (PA)	Baptista & Sayão (1998)

Fonte: (AUTOR, 2018)

Com os valores dos coeficientes de adensamento obtidos foram calculados os tempos para que ocorra o adensamento estimado com a dissipação das poropressões. Para os cálculos, adotou-se um adensamento de 80% do total. Os resultados são mostrados na Tabela 12.

Tabela 12 – Tempo estimado para 80% do adensamento

CPTU	Profundidade dissipação(m)	C_v (NA) (cm ² /s)	U(%)	nº de camadas drenantes	H (cm)	Hd (cm)	Fator tempo T	t (h)
1	5,42	0,157	80	1	250	250	0,6	66,51
				2	250	125	0,75	20,78
2	4,24	0,043	80	2	300	150	0,75	108,67
3	4,60	0,037	80	2	160	80	0,75	35,92
4	5,10	0,096	80	2	70	35	0,75	2,67
5	5,98	0,026	80	1	1200	1200	0,6	9171,92

Fonte: (AUTOR, 2018)

Nota-se que para o CPTU01, foi calculado para o caso de haver 1 ou 2 camadas drenantes devido ao ensaio ter sido realizado em uma área de incerteza em respeito ao perfil de SPT, que mostra a camada abaixo da camada compressível podendo ser arenosa ou siltosa. Realizado o ensaio a uma profundidade de 5,42m, adotou-se como camada de estudo a porção que inicia em 4m e vai até 6,5m de profundidade, que através do relatório do ensaio de CPTU nota-se nesta faixa uma queda na resistência de ponta e um crescimento nas poropressões, características típicas de solos argilosos.

Para o CPTU02, notou-se nos resultados que esta queda de resistência de ponta e oscilação para altas poropressões acontecem na faixa de 3,7m a 6,7m, utilizando-se assim uma camada de 300cm para estudo do tempo de dissipação.

A camada escolhida para o CPTU03, visto que o ensaio de dissipação foi realizado a 4,60m de profundidade, foi de 160cm, que inicia em 3,8m e se estende até 5,4m, onde a resistência de ponta se mantém constante e a classificação I_c , confirma no perfil uma camada de argila com misturas de silte.

Analisando o resultado do CPTU04, obteve-se a camada mais delgada a ser estudada, de 70cm. Posto que o ensaio de dissipação foi realizado a 5,10m de profundidade, adotou-se a porção onde a poropressão se mantém elevada, de 5 a 5,7m de profundidade. Porém nota-se que há uma resistência de ponta considerável e após os 5,7m uma oscilação nos valores de poropressão, identificando-se assim heterogeneidade elevada no perfil, apresentando materiais mais granulares que facilitam a dissipação.

Para o CPTU05, o ensaio de dissipação foi dado em 5,98m de profundidade, o onde mostrou-se uma camada bastante argilosa, com baixos indicativos de resistência de ponta e acréscimos na poropressão. Essas características se prolongaram de 5,5m de profundidade até o final do ensaio, portanto utilizou-se dos dados de SPT para adotar um final para a camada analisada, definido em 17,5m.

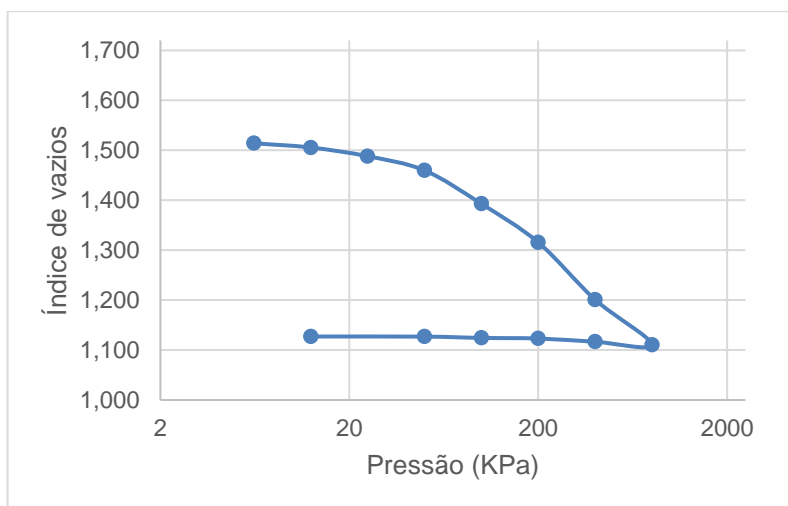
Os tempos calculados para os ensaios de dissipação dos CPTU 1 a 4 mostraram-se curtos, ocasionando os recalques ainda em período construtivo, este fato ocorre devido aos elevados coeficientes de adensamento e a presença de lentes de areia.

A área do CPTU05 realmente se mostra a mais crítica, onde há a presença maior de solos argilosos, os quais dificultam a dissipação da água, mostrando um tempo muito maior em relação aos outros. Observa-se que o coeficiente de adensamento nesta região não se mostra muito menor que os demais, porém a espessa camada analisada é que determina este tempo elevado. Em função do perfil heterogêneo do terreno, este tempo pode ser reduzido caso haja a ocorrência de finas lentes de areia nas proximidades, que não foram detectadas nas investigações.

4.5 Resultados obtidos do ensaio de adensamento

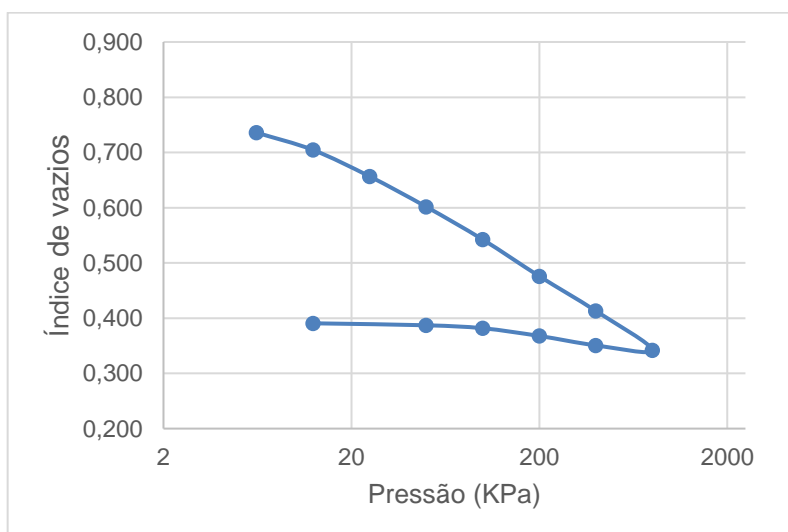
Com os resultados dos ensaios de adensamento realizados no laboratório da UFRGS, primeiramente foi calculada a variação de altura dos corpos de prova devido às cargas aplicadas. Com isto foi possível determinar o índice de vazios de cada amostra, para poder ser traçada a curva de adensamento, que relaciona o índice de vazios com a tensão vertical aplicada, conforme mostrados na Figura 30 para a amostra 01 e na Figura 31 para amostra 02.

Figura 30 – Curva do índice de vazios em função do log da pressão para amostra 01



Fonte: (AUTOR, 2018)

Figura 31 – Curva do índice de vazios em função do log da pressão para amostra 02



Fonte: (AUTOR, 2018)

Através da interpretação dos gráficos foi possível determinar os índices de compressão e recompressão, assim como a tensão de pré-adensamento para ambas as amostras. Seguindo as indicações da Norma 12007/1990, utilizou-se os métodos de Pacheco-Silva e Casagrande, descritos no capítulo 2.3.3 deste trabalho, obtendo-se os resultados mostrados na Tabela 13.

Tabela 13 – Índices de compressão, recompressão e tensão de pré-adensamento

Amostra 01		Amostra 02	
σ'_p (Kpa)	23	σ'_p (Kpa)	13
CC	0,381	CC	0,209
CR	0,005	CR	0,001

Fonte: (AUTOR, 2018)

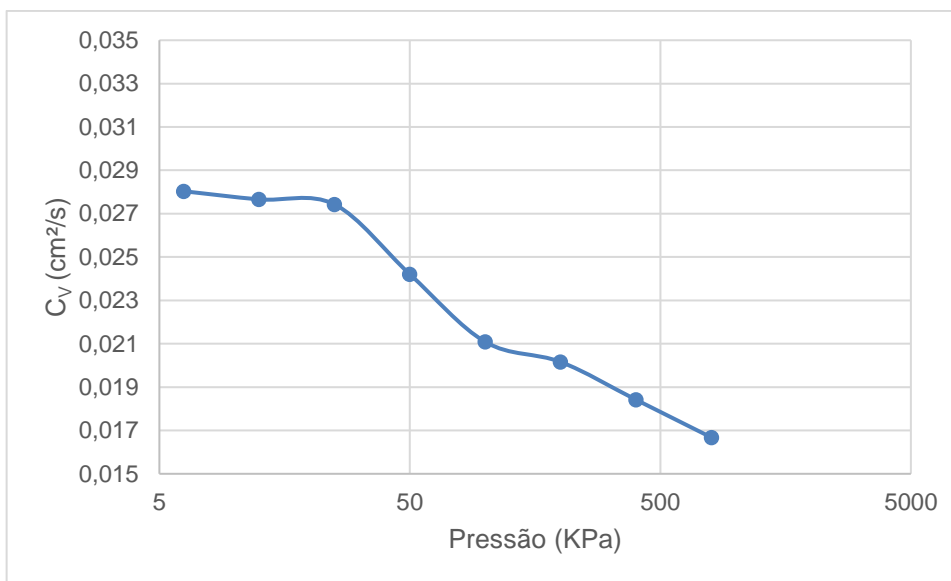
Os resultados encontrados para as tensões de pré-adensamento mostram que o solo nunca passou por grandes solicitações. Ambas as amostras foram retiradas de camadas superficiais, que possuíam muita presença de materiais orgânicos, a amostra 01 uma argila cinzenta com matéria orgânica, e a amostra 02 uma argila arenosa também com muita matéria orgânica.

Nota-se que a amostra 01 é mais compressível que a amostra 02, possuindo um índice de compressibilidade maior, porém ainda não muito elevado quando comparado com referências como as argilas de Porto Alegre estudadas por Soares (1997), que apontaram índices na ordem de 0,81 a 1,84. Isso possivelmente é explicado devido as argilas estudadas presentes neste trabalho possuírem muita mistura de areias. As partículas de areias por serem partículas angulares e com maior resistência, tornam o solo menos compressível, as quais por estarem presentes nessa mistura dos solos superficiais do terreno, justificam esse índice de compressibilidade menor.

Para determinar o coeficiente de adensamento (C_v), foi utilizado o método de Taylor, seguindo as orientações da Norma 12007/1990, o qual deve-se traçar um gráfico da altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo para cada incremento de carga. As Figuras 32 e 33 mostram os gráficos de variação do coeficiente de adensamento em relação a carga aplicada.

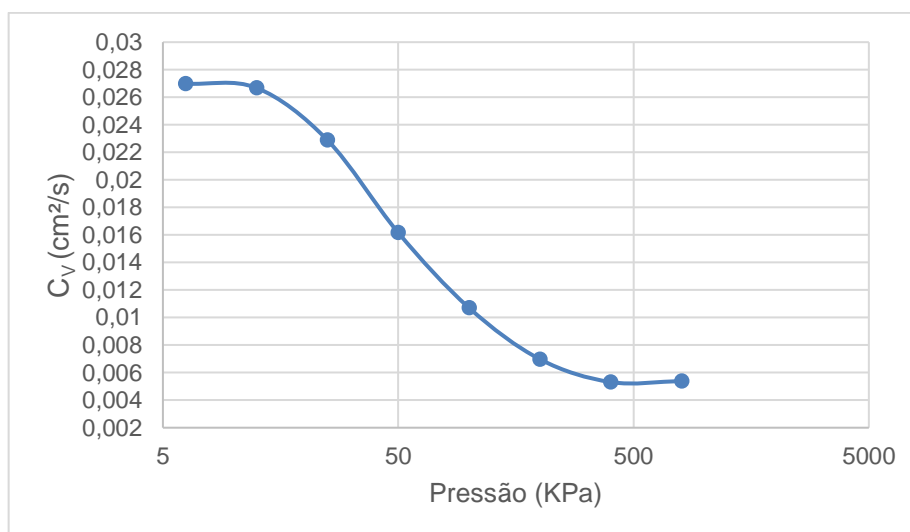
Observa-se que o coeficiente de adensamento diminui com o aumento da carga aplicada, isto devido ao adensamento do material, no qual as partículas vão se reajustando e diminuindo o índice de vazios. Os coeficientes de adensamento têm uma ordem de grandeza similar entre as duas amostras, nota-se que para níveis de tensões mais altas na amostra 02 ocorre uma maior redução do coeficiente, o que possivelmente está relacionado a uma eventual quebra dos grãos.

Figura 32 – Variação de C_v em função da carga aplicada para amostra 01



Fonte: (AUTOR, 2018)

Figura 33 – Variação de C_v em função da carga aplicada para amostra 02



Fonte: (AUTOR, 2018)

O coeficiente de adensamento de projeto adotado foi aquele referente a máxima tensão que o solo já suportou. Para ambas as amostras estas tensões se encontram entre 12,5KPa e 25KPa, que foram aplicadas no ensaio, sendo assim, através da média do resultado dos coeficientes entre estas duas cargas, resultou-se em 0,027cm²/s para a amostra 01 e 0,025cm²/s para a amostra 02.

Coeficientes estes muito parecidos com os encontrados a maiores profundidades pelos ensaios de dissipação realizados nos CPTU. Isto corrobora para o fato de as argilas presentes neste estudo serem muito misturadas com areias, devido a heterogeneidade do substrato.

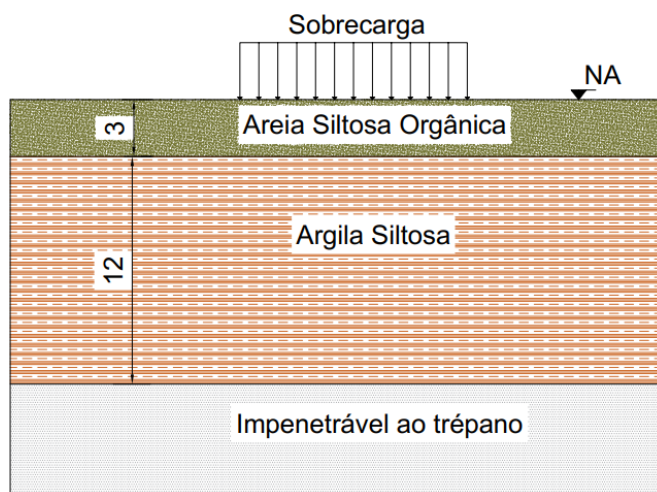
4.6 Análise de recalque por adensamento

Com os valores dos coeficientes de adensamento obtidos pelo ensaio de CPTU em camadas mais profundas, e adicionalmente com os coeficientes obtidos pelo ensaio de adensamento, estes em camada mais superficial, é possível caracterizar o comportamento do solo quando imposta uma sobrecarga e analisar o recalque por adensamento.

Para a análise dos recalques utilizou-se do caso mais crítico presente na área do terreno em estudo, a qual refere-se ao ponto do ensaio de piezocone 05, onde há uma camada de argila de mais de 10m de espessura. E para caracterizar a camada superficial foram utilizados os resultados da amostra 02 do ensaio de adensamento por estar relativamente mais próxima da mesma área. O comportamento dos horizontes sedimentares é estimado, pois as sondagens estão relativamente afastadas para elaborar um perfil de maior precisão.

Dadas as hipóteses assumidas com base nos ensaios realizados, para a execução dos cálculos de recalque, traçou-se o modelo geotécnico da Figura 34. O modelo foi analisado de duas maneiras, a análise 1 onde os parâmetros se encontram na tabela 14, considera a segunda camada pré-adensada, e a análise 2 com os parâmetros na tabela 15, onde a segunda camada é considerada normalmente adensada.

Figura 34 – Modelo Geotécnico para cálculo do recalque por adensamento



Fonte: (AUTOR, 2018)

Tabela 14 – Parâmetros das camadas para análise 1

	Areia Siltosa Organica	Argila Siltosa (PA)
$\gamma_n(\text{KN/m}^3)$	19,74	14
e_{v0}	0,74	1,4
OCR	1	2,9
σ'_{vm} (Kpa)	14,61	155,5
C_R	0,001	0,05
C_C	0,209	0,5
$S_R(\%)$	98	98

Fonte: (AUTOR, 2018)

Tabela 15 – Parâmetros das camadas para análise 2

	Areia Siltosa Organica	Argila Siltosa (NA)
γ_n (KN/m ³)	19,74	14
e_{v0}	0,74	1,4
OCR	1	1
σ'_{vm} (Kpa)	14,61	53,22
C_R	0,001	0,05
C_C	0,209	0,5
$S_R(\%)$	98	98

Fonte: (AUTOR, 2018)

Para ambas as análises, utilizou-se para a primeira camada, de areia siltosa orgânica, os parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento. Que definiu um peso específico natural de 19,74KN/m³, grau de saturação inicial de 98%, índice de vazios inicial de 0,74, índice de compressão de 0,209, índice de recompressão de 0,001. Esta camada por ser composta por areias, não seguiu a teoria do adensamento, porém por ser muito misturada devido a heterogeneidade do material e ter sido utilizada no ensaio de adensamento, foi levada em consideração pois pode apresentar recalques significativos. Como a tensão de pré adensamento de 13KPa indicada pelo ensaio, não corresponde com exatidão a profundidade analisada, adotou-se a camada como normalmente adensada.

Através da tensão efetiva no centro da camada, a 1,5m de profundidade, equivalente a 14,61KPa ($\sigma'_{v0} = (19,74 - 10) * 1,5$), e sendo a camada normalmente adensada, obteve-se um OCR de 1 ($OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_{v0}$).

Para a segunda camada, na análise 1 foram utilizados os parâmetros do CPTU05 para encontrar a razão de pré-adensamento (OCR) e a tensão de pré-adensamento do solo. Dado que a tensão de pré-adensamento segundo Chen; Mayne (1996) e Demers e Leroueil (2002), é igual a:

$$\sigma'_{vm} = K_1(q_t - \sigma_{v0})$$

Visto que K_1 está associado ao limite de liquidez e à presença de matéria orgânica, Chen; Mayne (1996), Demers e Leroueil (2002), Mayne e Holtz (1988), apontam valores variando entre 0,1 e 0,5. O K_1 utilizado foi de 0,301, assim como os parâmetros, índices de compressão, recompressão e de vazios e o peso específico natural $\gamma_n=14KN/m^3$, foram utilizados valores de referência de Soares (1997), onde foi estudado um depósito de argilas em Porto Alegre no Rio Grande do Sul.

Com a tensão total de 143,22KPa ($\sigma_{v0} = (19,74*3) + (14*6)$), ao centro da camada de argila, e a resistência de ponta utilizada a média dos valores medidos próximo aos 9m de profundidade no ensaio de CPTU de 660KPa, permitiram encontrar uma tensão de pré-adensamento de 155,5KPa. Sendo assim foi encontrada a razão de pré-adensamento de 2,9, visto que, a tensão efetiva (σ'_{v0}) no centro da camada é igual a 53,22KPa. Um OCR anormal para as condições do solo estudado, visto que é um solo sedimentar em uma região que nunca sofreu grandes solicitações, e apresenta valores de N_{SPT} na ordem de 1 ou 2 em alguns pontos, porém, justificado devido a estimativa de alguns parâmetros na análise. E na análise 2, os parâmetros

continuam os mesmos, porém, é considerado a camada normalmente adensada, tendo assim um OCR igual a 1.

Com base em pesquisas a respeito de cargas atuantes em galpões industriais, foi levantado uma série de possíveis carregamentos que poderão ser impostos ao solo com a implantação destes galpões. As cargas aplicadas aos pisos industriais podem variar muito, por dependerem dos equipamentos utilizados e o tipo de mercadorias a serem estocadas.

Em um estudo de soluções para pisos industriais em concreto armado realizado por Balieiro (2015), a autora cita que os pisos com grande volume de mercadorias apoiadas, como o estoque de pallets, estoque de bobinas, entre outras, constituem cargas uniformemente distribuídas, podendo chegar em uma intensidade de até 200KN/m². Equipamentos também como, empilhadeiras, carretas, possuem uma carga média de 3,5 a 3,75tf/roda.

A autora cita também espessuras de sub-base e da placa, que usualmente são utilizadas até 20cm e 25cm respectivamente. Considerando o estudo de caso de Balieiro um galpão de 100x26m, e com espessuras de 20cm e 25cm para sub-base e placa, ambas consideradas com o peso do concreto 25KN/m³. Assim gerando uma sobrecarga de 11,25KN/m².

Sendo assim, foram estimadas cargas que poderão ser aplicadas futuramente no local, chegando ao pior caso que seria um galpão que exerça 215KN/m². Os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 16 para a análise 1 e na Tabela 17 para a análise 2.

Tabela 16 – Resultado dos recalques devido a sobrecargas – análise 1

Cargas (KPa)	Adensamento (m)		Total (m)	Total (cm)
	Areia Siltosa Orgânica	Argila Siltosa (PA)		
10	0,0816	0,0187	0,1003	10,03
15	0,1105	0,0270	0,1375	13,75
20	0,1350	0,0346	0,1696	16,96
30	0,1747	0,0485	0,2232	22,32
50	0,2327	0,0719	0,3046	30,46
100	0,3224	0,1148	0,4372	43,72
150	0,3790	0,4070	0,7860	78,60
200	0,4205	0,6458	1,0664	106,64
215	0,4311	0,7083	1,1394	113,94

Fonte: (AUTOR, 2018)

Tabela 17 – Resultado dos recalques devido a sobrecargas – análise 2

Cargas (KPa)	Adensamento (m)		Total (m)	Total (cm)
	Areia Siltosa Orgânica	Argila Siltosa (NA)		
10	0,0816	0,1869	0,2686	26,86
15	0,1105	0,2696	0,3801	38,01
20	0,1350	0,3464	0,4814	48,14
30	0,1747	0,4854	0,6601	66,01
50	0,2327	0,7192	0,9519	95,19
100	0,3224	1,1481	1,4705	147,05
150	0,3790	1,4547	1,8337	183,37
200	0,4205	1,6936	2,1141	211,41
215	0,4311	1,7560	2,1871	218,71

Fonte: (AUTOR, 2018)

As areias como explicado no capítulo 2 deste trabalho, não sofrem recalques significativos, porém, a areia estudada é bastante misturada com silte e uma alta presença de matéria orgânica, mostrando assim recalques importantes para o resultado final.

A diferença nos recalques para as duas análises, se dá principalmente devido a tensão de pré-adensamento, na primeira análise ser estimada por um método empírico, apresentando-se assim bastante elevada. A segunda análise mostra resultados possivelmente mais reais, devido aos solos daquela região nunca terem experimentado sobrecargas elevadas, sendo assim normalmente adensados.

Por ser um loteamento que receberá diferentes atividades com diferentes estruturas, terá diferentes necessidades de infraestrutura em cada terreno, o que obrigará a realização de estudo geotécnico ajustado e específico para a implantação de galpões individualizados em cada lote.

Com os coeficientes de adensamento foi realizada a estimativa de tempo para ocorrerem os recalques nas duas camadas em estudo mostrados na Tabela 18. Para a primeira camada, de areia siltosa orgânica, utilizou-se do coeficiente de adensamento de projeto encontrado no ensaio de adensamento 02. E para a camada de argila utilizou-se o coeficiente de adensamento encontrado através dos cálculos de análise do ensaio de dissipação no piezocone 05.

Tabela 18 – Previsão de tempo para os recalques

Camada	Hd (cm)	C_v (cm ² /s)	U (%)	T	t (horas)	t (dias)
Areia Siltosa Orgânica	300	0,025	80	0,6	600	25,0
			50	0,25	250	10,4
			10	0,05	50	2,1
Argila Siltosa	1200	0,026	80	0,6	9230,77	384,6
			50	0,25	3846,15	160,3
			10	0,05	769,23	32,1

Fonte: (AUTOR, 2018)

Foi feita a análise para 10%, 50% e 80% dos recalques para se ter os dados deste avanço do recalque com o tempo, parando em 80%, pois como visto na curva de adensamento na Figura 1 no capítulo 2 deste trabalho, após isto os recalques tendem a estabilizar.

É notável como a primeira camada não será de grande influência para o tempo da obra, atingindo o recalque total em menos de um mês, que está dentro do período construtivo. Já a camada de argila, mostra resultados que indicam a necessidade de medidas que acelerem o processo de drenagem da água contida no sedimento, como aterros de sobrecarga e a aplicação de geodrenos.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Considerações finais

Após a análise de uma campanha de ensaios de SPT, CPTU e adensamento, foi possível caracterizar o solo que futuramente será base para a instalação de um condomínio Industrial. A caracterização mostrou um perfil de solo estratificado, devido a ser um terreno localizado em área de influência marinha, que com o passar dos anos depositou camadas de argila e areia na planície litorânea, gerando a presença de solos moles em algumas áreas.

No terreno estudado, os resultados das sondagens SPT indicaram a presença de solos moles em diferentes profundidades. As informações obtidas pelos ensaios CPTU confirmaram a existência destes horizontes sedimentares.

Houveram algumas divergências na caracterização quando comparados os resultados dos ensaios SPT e CPTU, o que muitas vezes pode ser um erro na interpretação prévia tátil-visual no ensaio SPT ou pode ser devido à grande heterogeneidade do perfil estratigráfico, uma vez que as sondagens não se encontram exatamente no mesmo local. O que se mostra de grande valor utilizar mais de um tipo de ensaio de campo para caracterizar o substrato, principalmente com uma área muito grande como a estudada neste trabalho.

Constatou-se que uma melhor caracterização da área poderia ser feita com um número maior de sondagens, pois estas ficaram relativamente afastadas, possuindo assim áreas de imprecisão no levantamento do perfil. É necessário salientar também que o custo para agregar um número maior de sondagens para este trabalho seria demasiadamente alto, porém seria uma complementação para sanar muitas dúvidas referentes ao subsolo. Para grandes obras, os valores das investigações acabam não influenciando muito no orçamento final e são de grande importância para evitar gastos muito maiores devido à falta de conhecimento do solo que geram muitas vezes falhas irremediáveis.

A maior parte dos resultados dos coeficientes de adensamento obtidos mostram que as camadas de argila se encontram cercadas por um material mais arenoso, que facilita a dissipação da água, ocasionando os recalques ainda no período construtivo. Com uma maior atenção para a área onde foi ensaiado o piezocone 05, a qual só terá um recalque de 80% do adensamento total após 380 dias, o que é preocupante para questão de tempo de uma obra.

Analizou-se que o que rege essa lentidão na dissipação estudada no CPTU05, é a altura da camada compressível, pois mesmo possuindo um coeficiente de adensamento relativamente alto quando comparado aos coeficientes de outros estudos de solos argilosos, ainda assim acarreta em um tempo elevado para dissipar as poropressões. Dado o fato de que é a espessa camada que determina este tempo elevado, este efeito pode ser minorado caso exista a presença de lentes de areia nas proximidades que não foram detectadas nas investigações.

Constatou-se a necessidade de medidas que acelerem o processo de drenagem da água que fica contida nestas camadas. Uma solução que não é ponto de estudo deste trabalho, seria o emprego de drenos nesta área, para que seja facilitada a saída da água.

Para cargas de até 20t/m², trabalhar com medidas para a aceleração de recalques parece ser a melhor alternativa, porém, para cargas maiores, os recalques se tornarão ainda maiores, levantando-se assim a possível necessidade de reforço do subsolo.

Dados os recalques previstos para os possíveis carregamentos futuros, sugere-se a construção de um aterro prévio com um peso que provoque uma sobrecarga suficiente para atingir os recalques definitivos em tempo reduzido. A utilização de geodrenos também é uma alternativa que facilitaria a expulsão da água e aceleraria os recalques, para posteriormente possibilitar serem construídas as edificações no local sem maiores problemas.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

Alguns tópicos abordados nessa pesquisa podem se tornar de interesse para pesquisas e trabalhos futuros. Para uma implementação e aprimoramento deste trabalho, sugere-se:

- Estudo de etapas de construção de aterros sobre o local ou área com solos em situação semelhante.
- Estudo da aplicação de drenos em áreas com situação semelhante.
- Estudo de outros métodos de investigação geotécnica que permitem um esclarecimento maior do comportamento dos solos.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

ALMEIDA F.F.M. **Origem e Evolução da Plataforma Brasileira**. Rio de Janeiro. DNPM-DGM. Boletim 241. 36p. 1967.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:2001**: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069:1991**: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007:1990**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:2017**: Solo – Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:2016**: Solo – Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458:2016**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:2016**: Solo – Análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820:1997**: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997.

BALIEIRO, Lorena Diniz Oliveira. **Soluções para pisos industriais em concreto armado**. 2015. 72p. Trabalho de conclusão de curso (Pós-Graduação) – Especialização em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

BAPTISTA, H. M.; SAYÃO, A. S. F. J. **Carcaterísticas geotécnicas do depósito de argila mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia**. Proceedings XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotéc., Brasília, v.2, p. 911-916, 1998.

BORGES, José Manuel Leitão. **Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos: análise e dimensionamento**. 1995. 423 p. Tese (Doutorado) – Programa de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade do Porto, Portugal, 1995.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotech. Journal, v.33, n.3, p.488-498, 1996.

CPRM website. **Projeto Joinville**. Disponível em <<http://www.cprm.gov.br/publique/Geologia/Geologia-Basica/Projeto-Joinville-363.html>> acesso em: 01 de Dezembro 2018.

DANZINGER, F. A. B. **Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles**. 593 p. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

DEMERS, D.; LEROUÉIL, S. **Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec**. Canadian Geotech. Journal, v.39, n.1, p.174-192, 2002.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais**. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GEOFORMA, Engenharia Ltda. **Relatório de ensaio CPTU**. Relatório de sondagens. Joinville. 2015. 19p. (mimeo).

HARTMANN, L.A.; SILVA, L.C.; ORLANDI FILHO, V. **O Complexo Granulítico de Santa Catarina. Descrição e implicações genéticas**. Acta Geológica Leopoldensia, 3(6):93-112. 1979.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. **Analysis of the piezocone in clay**. Proc. of the International Symposium on penetration Testing, ISOPT-1, Orlando. pp. 777-783, 1988.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. **Use of the CPTU to estimate equivalent SPT N_{60}** . Geotech. Testing J., v.16, n.4, p.458-468, 1993.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. **New developments in field and laboratory testing of soils**. Proceedings of the 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, v.1, p.57-153, 1985.

LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. **Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays**. Proceedings of the X Pan. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1995.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Blackie Academic & Professional, 312 p, 1997.

MARANGON, Márcio. **Tópicos em geotecnia e obras de Terra**. Rio de Janeiro: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2006.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina dos textos, 2003.

MAYNE, P. W.; HOLTZ, R. D. **Profiling stress history from piezocone sounding**. Soil and Foundation, v.28, n.1, p.12-28, 1988.

MORAES, Christiane Marinho de. **Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica**. 2002. 221 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

NIETIEDT, Juliano Augusto. **Aterros instrumentados sobre solos moles: estudo de caso na BR-448**. 2014. 131 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

PERBONI, Jane Paula. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles – caso dos aterros de encontra da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR381)**. 2003. 124 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROBERTSON, P. K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotech. Journal, v.27, n.1, p.151-158, 1990.

SAYÃO, A.; SIEIRA, A.C.; SANTOS, P. **Manual técnico reforço de solos**. Macaferri do Brasil Ltda. São Paulo, 2009.

SCHNAID, Fernando. **In situ testing in geomechanics**. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009.

SCHNAID, Fernando.; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F.; SILLS, G. C.; SOARES, J. M.; NYIRENDA, Z. **Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests**. Canadian Geotech. Journal, v.34, n.2, p.143-159, 1997.

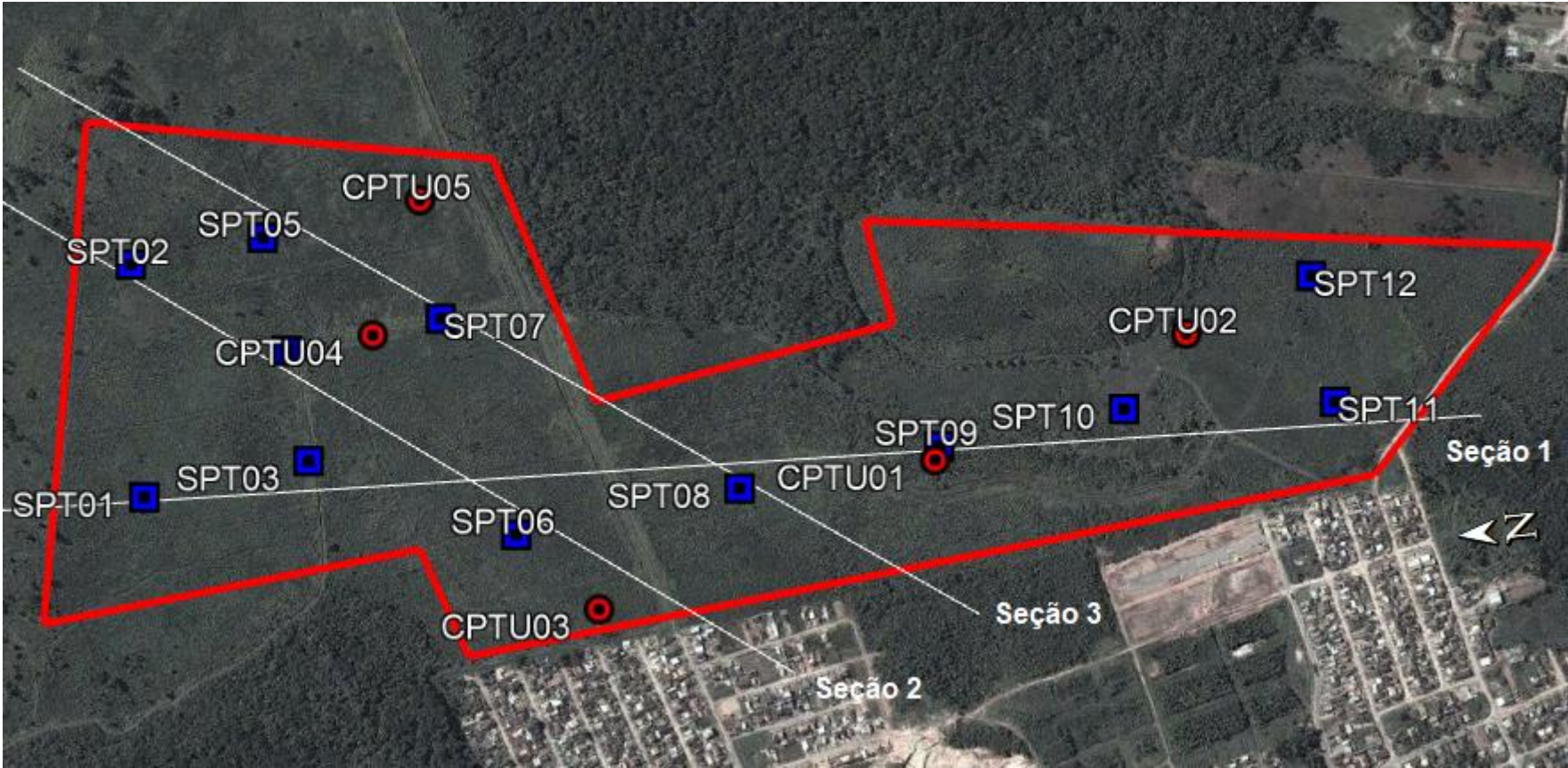
SOARES, José Mario Doleys. **Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre**. 1997. 330 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

TROJAN, Marcos. **Projeto geotécnico**. Projeto geotécnico. Joinville. 2015. 28p. (mimeo).

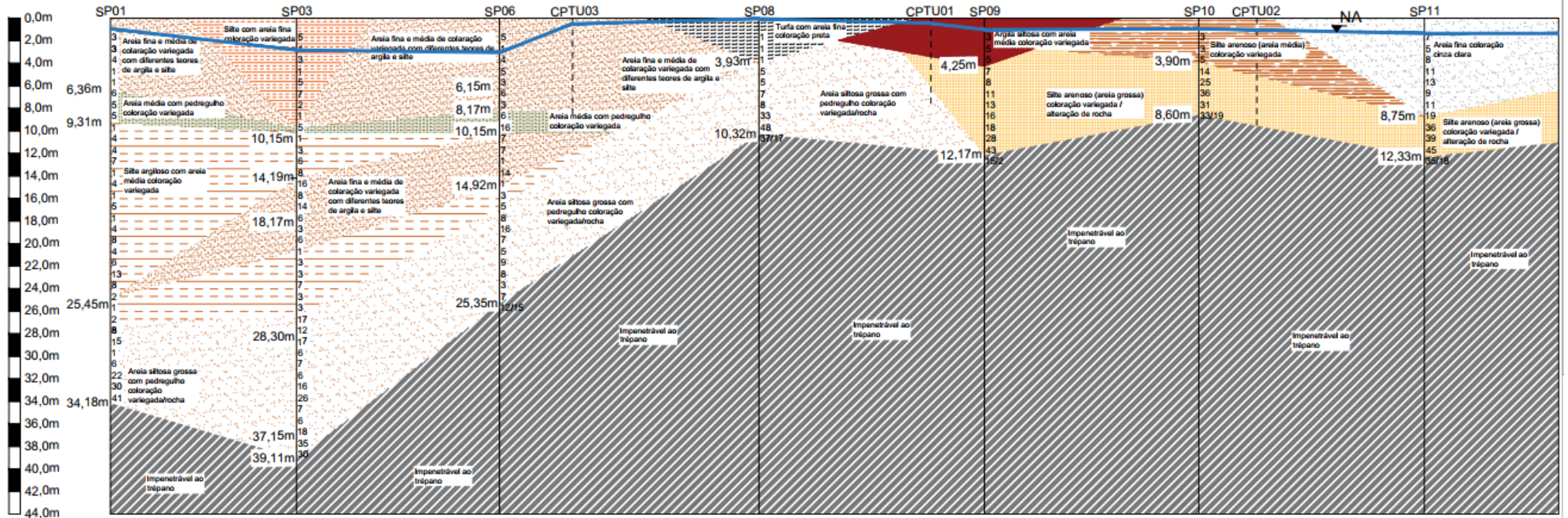
APÊNDICES

- A. Planta de locação das seções do perfil estratigráfico
- B. Perfil estratigráfico seção 1
- C. Perfil estratigráfico seções 2 e 3

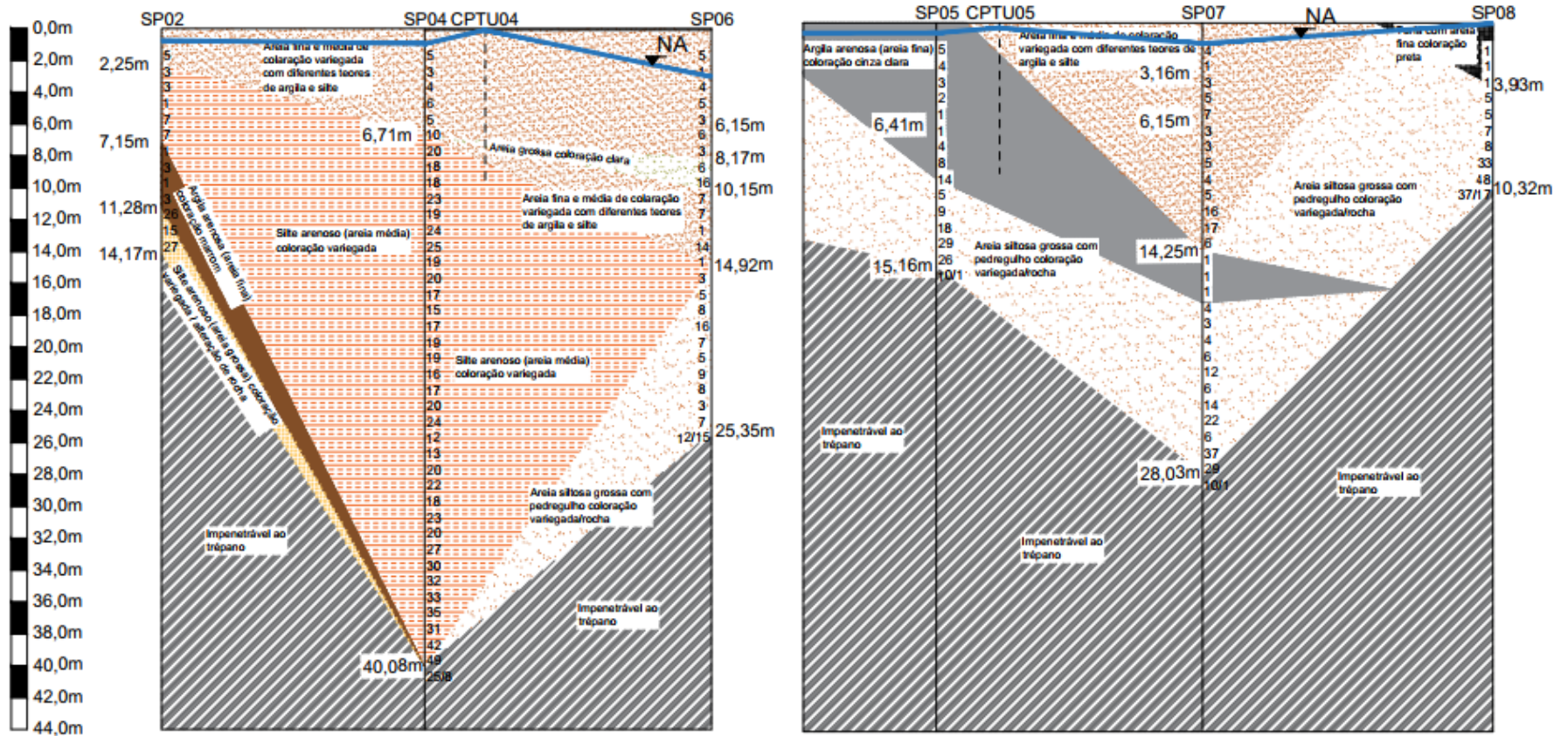
APÊNDICE A – Planta de locação das seções do perfil estratigráfico



APÊNDICE B – Perfil estratigráfico seção 1



APÊNDICE C – Perfil estratigráfico seções 2 e 3



ANEXOS

- A. RELATÓRIOS DE SONDAgens SPT
- B. RELATÓRIOS DE ENSAIOS CPTU
- C. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO

ANEXO A – RELATÓRIOS DE SONDAJENS SPT

TESTESOLO SONDAJENS				SONDAGEM	COTA (m)	INICIO	FIM
PROF. CAMARAS GEOL. OG. PERFIL (m) Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817				SP 01	0,0	16/04/15	16/04/15
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				Nº GOLPES PENETRAÇÃO	Nº	Nº GOLPES	N.A (m)
6,36	AREIA ARDILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 02	03	1		0,93	
15 15 15		02 01 02	03	1			
15 15 15		01 01 03	04	2			
15 15 15		01 01 03	04	3			
9,31	AREIA GROSSA COM PEDREGULHO, COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 01	01	2			
15 15 15		02 02 02	05	2			
15 15 15		02 03 02	05	2			
15 15 15		02 02 02	05	2			
15 15 15		02 03 02	05	2			
15 15 15		02 01 03	04	11			
15 15 15		02 02 02	04	11			
6,36	AREIA GROSSA COM PEDREGULHO, COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 01	01	2			
15 15 15		02 02 02	05	2			
15 15 15		02 03 02	05	2			
15 15 15		02 02 02	05	2			
25,45	SILTE ARDILOSO COM AREIA MÉDIA, COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 01	01	2			
15 15 15		02 01 01	02	27			
15 15 15		03 03 04	08	27			
15 15 15		02 06 05	15	27			
25,45	SILTE ARDILOSO COM AREIA MÉDIA, COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 01	01	2			
15 15 15		02 02 02	06	31			
15 15 15		02 07 12	22	31			
15 15 15		03 09 21	30	31			
25,45	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO.	01 01 01	01	2			
15 15 15		02 02 04	06	31			
15 15 15		02 07 12	22	31			
15 15 15		03 09 21	30	31			

Letras	Alturas (m)	Método	Hd(m)	Fm(m)	LAVADA POR TEMPO-TIPO	Amostrador
1	1,45	T. Casaca	0,00	1,00	Exatidão 1 (cm) 20	0. InL=1 3/8"
2	1,45	T. Casaca	0,00	1,00	Exatidão 2 (cm) 10	0. ExL= 2"
3	1,45	Longem	1,45	34,16	Exatidão 3 (cm) 00	Repass. 100

SOND. A PERCURSSÃO
 Dim. Revestimento = 2 1/2"
 Passos: 50 cm

Letras	Alturas (m)	Método	Hd(m)	Fm(m)	LAVADA POR TEMPO-TIPO	Amostrador
1	1,45	T. Casaca	0,00	1,00	Exatidão 1 (cm) 20	0. InL=1 3/8"
2	1,45	T. Casaca	0,00	1,00	Exatidão 2 (cm) 10	0. ExL= 2"
3	1,45	Longem	1,45	34,16	Exatidão 3 (cm) 00	Repass. 100

SOND. A PERCURSSÃO
 Dim. Revestimento = 2 1/2"
 Passos: 50 cm

TESTESOLO		SONDAGEM	COTA (m)	INICIO	FIM
SONDAGENS		SP 02	0,0	29/04/15	30/04/15
Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817					
PROF. PERFIL	SONDAGEM				
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
1,45 (m)	AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAREGADA.	N			N.A. (m)
2,25	SILT ARGILOSO COM AREIA MÉDIA, COLORAÇÃO VAREGADA.	02 02 05	05		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		01 01 01	03		
		15 15 15			
		01 01 01	01		
		15 15 15			
		02 02 05	07		
		15 15 15			
2,15	AREIA ARGILOSA (AREIA FINA), COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 01	01		
		15 15 15			
		02 02 05	07		
		15 15 15			
		02 02 02	07		
		15 15 15			
		01 01 01	01		
		15 15 15			
		01 01 02	03		
		15 15 15			
11,20	SILT ARGILOSO (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAREGADA / ALT. ROCHA.	02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
14,17	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO.	17 10 03	>27		
		15 05 05	10		
		15 05 05	01		

TESTESOLO		SONDAGEM	COTA (m)	INICIO	FIM
SONDAGENS		SP 03	0,0	23/04/15	28/04/15
Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817					
PROF. PERFIL	SONDAGEM				
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
1,45 (m)	AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAREGADA.	N			N.A. (m)
2,25	SILT ARGILOSO COM AREIA FINA, COLORAÇÃO VAREGADA.	02 02 03	05		
		15 15 15			
		01 02 02	04		
		15 15 15			
		01 01 02	03		
		15 15 15			
		01 01 01	01		
		15 15 15			
		02 02 03	05		
		15 15 15			
8,23	AREIA GROSSA, COLORAÇÃO VAREGADA.	01 01 01	01		
		15 15 15			
		02 02 03	05		
		15 15 15			
		02 02 03	05		
		15 15 15			
		01 01 01	01		
		15 15 15			
		02 02 03	05		
		15 15 15			
10,15	SILT ARGILOSO COM AREIA MÉDIA, COLORAÇÃO VAREGADA.	02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 02 04	06		
		15 15 15			
		02 02 04	06		
		15 15 15			
		02 02 04	06		
		15 15 15			
		02 02 04	06		
		15 15 15			
14,15	AREIA ARGILOSA (AREIA GROSSA), COLORAÇÃO VAREGADA.	05 07 09	16		
		15 15 15			
		03 03 03	08		
		15 15 15			
		04 06 08	14		
		15 15 15			
		02 03 03	06		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
18,17	AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAREGADA.	02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			
		02 01 02	03		
		15 15 15			

SOND. A PERCURSSÃO
 D. Int. = 3/8"
 D. Ext. = 2"
 Diâm. Revestimento = 2 1/2"

TESTESOLO SONDAGENS				SONDAGEM SP 03	COTA (m)	INICIO	FM
Prof: PERIL Camada: OCULO				0.0	23/04/15	28/04/15	N.A
Contato@gestsolo.com.br - (47) 3037-2817				20 cm INCLUI			
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				30 cm INCLUI			
AREIA ARGILOSA (AREIA GROSSA), COLORAÇÃO VARIADA				30 cm INCLUI			
AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIADA				30 cm INCLUI			
AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIADA				30 cm INCLUI			
18,17							
	02 01 02	03	19	10			
	15 15 15			20			
	02 03 03	06		30			
	15 15 15			40			
	01 01	01					
	30 15						
	01 01 02	03					
	15 15 15						
	02 02 02	07					
	15 15 15						
	02 02 01	03					
	15 15 15						
	01 02 01	03					
	15 15 15						
	05 02 10	17					
	15 15 15						
	03 05 07	12					
	15 15 15						
28,30							
	06 06 11	17					
	15 15 15						
	02 03 03	06					
	15 15 15						
	06 07 09	16					
	15 15 15						
	07 10 16	26					
	15 15 15						
	03 02 02	07					
	15 15 15						
	02 03 03	06					
	15 15 15						
	05 07 11	18					
	15 15 15						

OBS. EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRIPIANO, SEM SUCESSO PROGRESSE. SONDAR COM SONDA ROTATIVA.

SOND. A PERCURSSÃO
 Amostrador: D. Int. = 3,8"
 Diâm. Revestimento = 2 1/2"
 Peso = 65 kg Alt. Queda = 75cm

TESTESOLO SONDAGENS				SONDAGEM SP 03	COTA (m)	INICIO	FM
Prof: PERIL Camada: OCULO				0.0	23/04/15	23/04/15	N.A
Contato@gestsolo.com.br - (47) 3037-2817				20 cm INCLUI			
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				30 cm INCLUI			
AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIADA				30 cm INCLUI			
AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIADA				30 cm INCLUI			
AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIADA / ALT. ROCHA				30 cm INCLUI			
39,11							
	05 07 11	18		10			
	15 15 15			20			
	10 15 20	35		30			
	15 15 15			40			
	05 10	>30					
	20 03						
	10 05	15					
	02 06	02					

OBS. EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRIPIANO, SEM SUCESSO PROGRESSE. SONDAR COM SONDA ROTATIVA.

SOND. A PERCURSSÃO
 Amostrador: D. Int. = 3,8"
 Diâm. Revestimento = 2 1/2"
 Peso = 65 kg Alt. Queda = 75cm

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 04		0,0		29/04/15		30/04/15	
Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817									
PROF. CAUSA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N.º GOLPES PENETRAÇÃO		N.º GOLPES		N.A. (m)	
6,71	1,45 [m]	AREIA SUAVE (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAZIOADA.		01 02 03 19 19 19		05		1	
				02 03 01 19 19 19		03		2	
				02 02 02 19 19 19		04		3	
				01 02 04 19 19 19		06		4	
				02 03 02 19 19 19		05		5	
				03 02 02 19 19 19		10		2	
				04 02 13 19 19 19		20		9	
				05 08 10 19 19 19		16		8	
				06 06 12 19 19 19		18		10	
				08 10 12 19 19 19		25		11	
				08 09 10 19 19 19		24		11	
				02 11 13 19 19 19		24		11	
				06 10 13 19 19 19		25		11	
				02 07 12 19 19 19		19		13	
				04 08 11 19 19 19		20		13	
				06 07 10 19 19 19		17		14	
				04 04 11 19 19 19		15		14	
				05 02 10 19 19 19		17		14	

SOND. A PERCUSSÃO		30 cm REGISTRO	
Amostrador: D. Int. = 3,8"	30 em TRILHAS	30 cm REGISTRO	
Diam. Revestimento = 2 1/2"			
Prot. ES kg	AL. Quilom. 75cm		

OPERAÇÃO LAVADA POR TEMPO COM O TRIPANQ, SEM SUCESSO PROSEGUIR
SOMENTE COM SONDA ROTATIVA.

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 04		0,0		29/04/15		30/04/15	
Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817									
PROF. CAUSA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N.º GOLPES PENETRAÇÃO		N.º GOLPES		N.A. (m)	
		AREIA SUAVE (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAZIOADA.		05 07 10 19 19 19		17		18	
				04 06 13 19 19 19		19		18	
				05 07 12 19 19 19		19		18	
				08 06 10 19 19 19		16		18	
				05 08 09 19 19 19		17		18	
				04 09 11 19 19 19		20		18	
				10 12 12 19 19 19		24		18	
				08 09 07 19 19 19		12		19	
				04 06 07 19 19 19		13		19	
				07 09 11 19 19 19		20		19	
				05 10 12 19 19 19		22		19	
				04 07 11 19 19 19		18		19	
				08 10 13 19 19 19		23		19	
				07 09 11 19 19 19		20		19	
				10 12 15 19 19 19		27		19	
				08 13 17 19 19 19		30		19	
				07 15 15 19 19 19		32		19	
				10 15 18 19 19 19		33		19	
				13 15 19 19 19 19		35		19	

SOND. A PERCUSSÃO		30 cm REGISTRO	
Amostrador: D. Int. = 3,8"	30 em TRILHAS	30 cm REGISTRO	
Diam. Revestimento = 2 1/2"			
Prot. ES kg	AL. Quilom. 75cm		

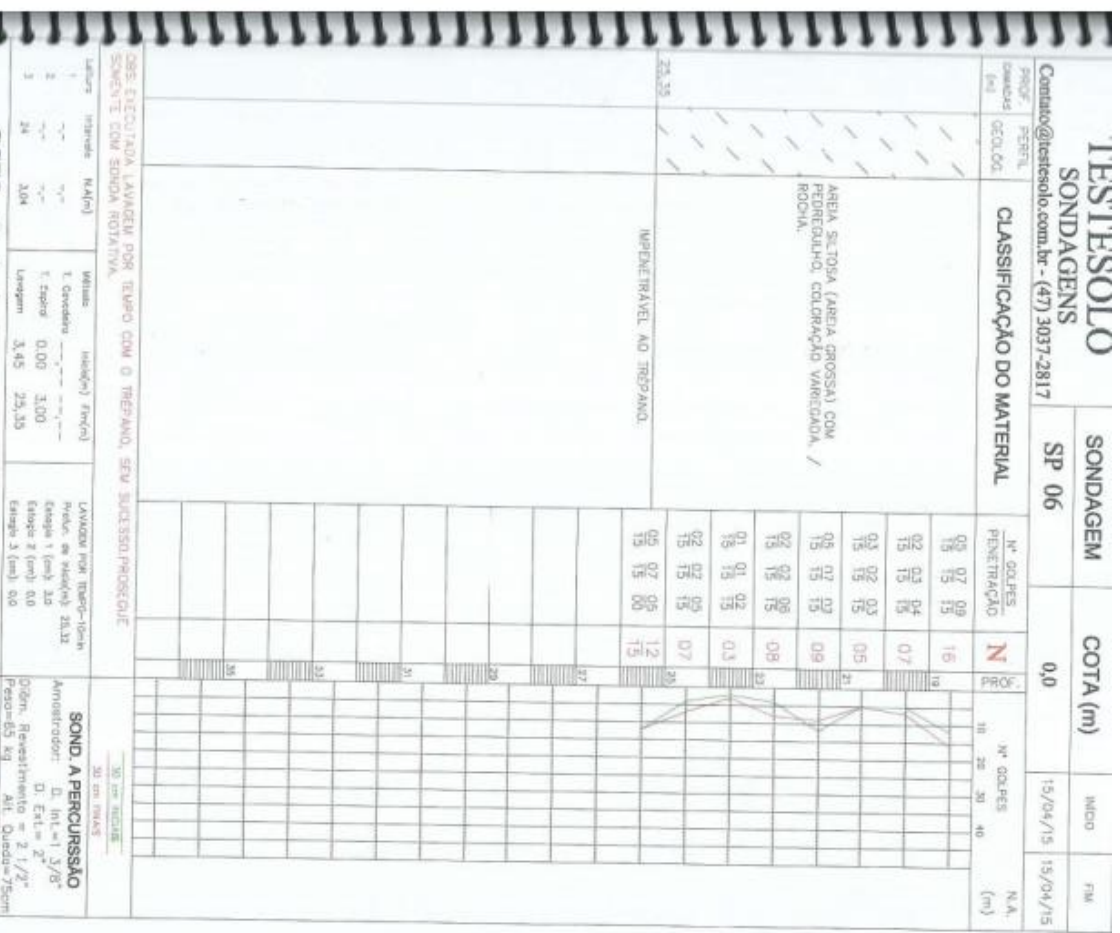
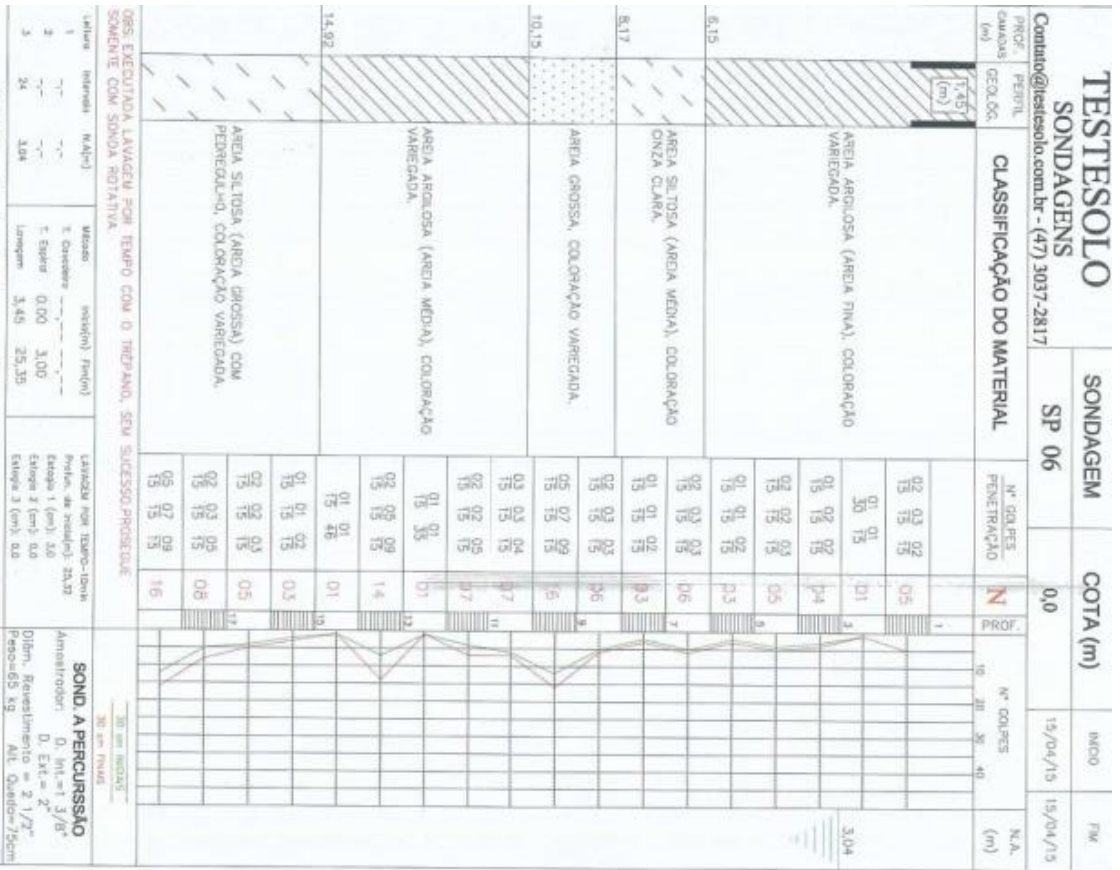
OPERAÇÃO LAVADA POR TEMPO COM O TRIPANQ, SEM SUCESSO PROSEGUIR
SOMENTE COM SONDA ROTATIVA.

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 04		0,0		29/04/15		30/04/15	
PROF. CADEIA GEOLÓG.		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N.º COL. PES. PENETRAÇÃO		N.º COL. PES. PENETRAÇÃO		N.A. (m)	
40,08		SILT ARENOSO (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIEDADA / ROCHA		13 16 18 3,5 10 14 17 3,1 15 15 15 15 15 15 18 22 27 4,2 19 19 15 1,8 20 08 08 2,5		41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54		0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00	
		IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO							

OBS: EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO PROSEGUIR SOMENTE COM SONDAGEM ROTATIVA				SOND. A PERCURSSÃO			
				30 cm RECURS			
Letras	Ítem	Medida (m)	Tempo (min)	Amostrador	D. Int. = 3/8"	D. Ext. = 2"	Diâm. Revestimento = 2 1/2"
1	---	---	---	Armostrador			
2	---	---	---	Peso de 45 kg			
3	---	---	---	Alt. Quilha = 75cm			

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 05		0,0		29/04/15		29/04/15	
PROF. CADEIA GEOLÓG.		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N.º COL. PES. PENETRAÇÃO		N.º COL. PES. PENETRAÇÃO		N.A. (m)	
6,41		AREIA SILTOSA (AREIA GROSSA) COM CONTEÚDO, COLORAÇÃO VARIEDADA / ROCHA.		02 02 02 0,5 15 15 15 0,4 02 02 02 0,8 15 15 15 02 02 02 0,5 15 15 15 02 01 01 0,2 15 15 15 01 01 01 0,1 30 15 01 01 0,1		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12		0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00	
15,18		IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO		09 12 10 >2,9 15 15 07 18 10 05 >2,6 15 07 01 1,5		11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191 192 193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 225 226 227 228 229 230 231 232 233 234 235 236 237 238 239 240 241 242 243 244 245 246 247 248 249 250 251 252 253 254 255 256 257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269 270 271 272 273 274 275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 286 287 288 289 290 291 292 293 294 295 296 297 298 299 300 301 302 303 304 305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317 318 319 320 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 337 338 339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359 360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 373 374 375 376 377 378 379 380 381 382 383 384 385 386 387 388 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400 401 402 403 404 405 406 407 408 409 410 411 412 413 414 415 416 417 418 419 420 421 422 423 424 425 426 427 428 429 430 431 432 433 434 435 436 437 438 439 440 441 442 443 444 445 446 447 448 449 450 451 452 453 454 455 456 457 458 459 460 461 462 463 464 465 466 467 468 469 470 471 472 473 474 475 476 477 478 479 480 481 482 483 484 485 486 487 488 489 490 491 492 493 494 495 496 497 498 499 500 501 502 503 504 505 506 507 508 509 510 511 512 513 514 515 516 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527 528 529 530 531 532 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548 549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564 565 566 567 568 569 570 571 572 573 574 575 576 577 578 579 580 581 582 583 584 585 586 587 588 589 590 591 592 593 594 595 596 597 598 599 600 601 602 603 604 605 606 607 608 609 610 611 612 613 614 615 616 617 618 619 620 621 622 623 624 625 626 627 628 629 630 631 632 633 634 635 636 637 638 639 640 641 642 643 644 645 646 647 648 649 650 651 652 653 654 655 656 657 658 659 660 661 662 663 664 665 666 667 668 669 670 671 672 673 674 675 676 677 678 679 680 681 682 683 684 685 686 687 688 689 690 691 692 693 694 695 696 697 698 699 700 701 702 703 704 705 706 707 708 709 710 711 712 713 714 715 716 717 718 719 720 721 722 723 724 725 726 727 728 729 730 731 732 733 734 735 736 737 738 739 740 741 742 743 744 745 746 747 748 749 750 751 752 753 754 755 756 757 758 759 760 761 762 763 764 765 766 767 768 769 770 771 772 773 774 775 776 777 778 779 780 781 782 783 784 785 786 787 788 789 790 791 792 793 794 795 796 797 798 799 800 801 802 803 804 805 806 807 808 809 810 811 812 813 814 815 816 817 818 819 820 821 822 823 824 825 826 827 828 829 830 831 832 833 834 835 836 837 838 839 840 841 842 843 844 845 846 847 848 849 850 851 852 853 854 855 856 857 858 859 860 861 862 863 864 865 866 867 868 869 870 871 872 873 874 875 876 877 878 879 880 881 882 883 884 885 886 887 888 889 890 891 892 893 894 895 896 897 898 899 900 901 902 903 904 905 906 907 908 909 910 911 912 913 914 915 916 917 918 919 920 921 922 923 924 925 926 927 928 929 930 931 932 933 934 935 936 937 938 939 940 941 942 943 944 945 946 947 948 949 950 951 952 953 954 955 956 957 958 959 960 961 962 963 964 965 966 967 968 969 970 971 972 973 974 975 976 977 978 979 980 981 982 983 984 985 986 987 988 989 990 991 992 993 994 995 996 997 998 999 1000			
		IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO							

OBS: EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO PROSEGUIR SOMENTE COM SONDAGEM ROTATIVA				SOND. A PERCURSSÃO			
				30 cm RECURS			
Letras	Ítem	Medida (m)	Tempo (min)	Amostrador	D. Int. = 3/8"	D. Ext. = 2"	Diâm. Revestimento = 2 1/2"
1	---	---	---	Armostrador			
2	---	---	---	Peso de 45 kg			
3	---	---	---	Alt. Quilha = 75cm			



TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 07		0,0		28/04/15		28/04/15	
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N		FOSSO		N.º		N.A.	
PROF. Camada (m)	FEHTL. GEOLÓG.	N.º GOLPES PENETRAÇÃO		FOSSO		N.º GOLPES		N.A.	
1,45	AREIA ARGILOSA (AREIA FINA), COLORAÇÃO VARIADA.	05 02 02 15 15 15	D4	10	10	20	30	40	1,28
5,15	AREIA SILTOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO CINZA CLARA.	01 01 02 15 15 15	D3	10	10	20	30	40	
14,25	AREIA ARGILOSA (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VARIADA.	02 02 02 15 15 15	D7	10	10	20	30	40	
		02 01 02 15 15 15	D3	10	10	20	30	40	
		01 02 02 15 15 15	D4	10	10	20	30	40	
		02 02 02 15 15 15	D5	10	10	20	30	40	
		02 07 09 15 15 15	D6	10	10	20	30	40	
		02 14 03 15 15 15	D7	10	10	20	30	40	
		02 03 03 15 15 15	D6	10	10	20	30	40	
		01 01 01 15 15 15	D1	10	10	20	30	40	
		01 01 01 15 15 15	D1	10	10	20	30	40	
		01 02 02 15 15 15	D4	10	10	20	30	40	
		02 03 03 15 15 15	D6	10	10	20	30	40	
		02 01 02 15 15 15	D3	10	10	20	30	40	

OBIS EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO.PROSSEGUIE SEMPRE COM SONDIA ROTATIVA.

SOND. A PERCUSSÃO
Amostrador: D, Int. = 3/8"
Dibm. Revestimento = 2 1/2"
Peso = 65 kg Alt. Quebra = 75cm

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 07		0,0		28/04/15		28/04/15	
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N		FOSSO		N.º		N.A.	
PROF. Camada (m)	FEHTL. GEOLÓG.	N.º GOLPES PENETRAÇÃO		FOSSO		N.º GOLPES		N.A.	
28,03	AREIA GROSSA COM PEDREGULHO, COLORAÇÃO VARIADA. / ALT. ROCIA.	02 01 02 15 15 15	D3	10	10	20	30	40	
		01 02 02 15 15 15	D4	10	10	20	30	40	
		02 03 03 15 15 15	D6	10	10	20	30	40	
		01 06 07 15 15 15	D1	10	10	20	30	40	
		02 02 04 15 15 15	D6	10	10	20	30	40	
		03 05 09 15 15 15	D4	10	10	20	30	40	
		05 08 14 15 15 15	D2	10	10	20	30	40	
		02 02 04 15 15 15	D6	10	10	20	30	40	
		10 16 21 15 15 15	D7	10	10	20	30	40	
		19 10 03 15 15 15	>29	10	10	20	30	40	
		05 05 01 15 15 15	D1	10	10	20	30	40	

OBIS EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO.PROSSEGUIE SEMPRE COM SONDIA ROTATIVA.

SOND. A PERCUSSÃO
Amostrador: D, Int. = 3/8"
Dibm. Revestimento = 2 1/2"
Peso = 65 kg Alt. Quebra = 75cm

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 08		0,0		29/04/15		29/04/15	
Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817									
PROF. Cascaia (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		Nº COLPES PENETRAÇÃO		FORE		Nº COLPES	
1,45 (m)	1,45 (m)	TURFA COM AREIA FINA, COLORAÇÃO PRETA.		02 01 01 35 40 01 01 01 01 29 30 01 01 01 01 35 29 01		1 1 1 1 1 1		19 20 30 40	
3,93		AREIA SILTOSA (AREIA GROSSA), COLORAÇÃO VERDE ESCURA / AL.T. DE ROCHA.		02 02 02 05 15 13 13 03 02 04 05 15 15 15 02 03 04 07 15 15 15 03 03 09 08 15 15 15 02 14 12 13 15 13 26 48 15 15 02 17		1 1 1 1 1 1 1 1 1 1		19 20 30 40	
10,32		IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO.		20 27 10 17 15 15 02 17		1 1		19 20 30 40	
OBS: EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO PROSSEGUIR SEMENTE COM SONDA ROTATIVA.									
Lubr. minerais maior		Método		LAVAGEM POR TEMPO-TURFA		SONDA A PERCURSÃO		30 cm REGISTRO	
1	---	T. Conduto		Princ. de amostr. 10,32		Amostrador: D. Int.=1 3/8"		30 cm REGISTRO	
2	---	T. Sabor		Exemp. 1 (cm): 60		D. Ext.= 2"		30 cm REGISTRO	
3	---	Largura		Exemp. 2 (cm): 60		Diam. Revestimento = 2 1/2"		30 cm REGISTRO	
24	---	Largura		Exemp. 3 (cm): 60		Peso=65 kg		Alt. Quebra=75cm	

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
SONDAGENS		SP 09		0,0		29/04/15		29/04/15	
Contato@testesolo.com.br - (47) 3037-2817									
PROF. Cascaia (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		Nº COLPES PENETRAÇÃO		FORE		Nº COLPES	
1,45 (m)	1,45 (m)	AREIA SILTOSA COM AREIA MÉDIA, COLORAÇÃO VARIADA.		02 01 02 03 15 15 15 02 02 03 05 15 15 15 01 02 03 05 15 15 15		1 1 1 1 1		19 20 30 40	
4,25		SILT ARENOSO (AREIA GROSSA), COLORAÇÃO VARIADA / AL.T. ROCHA.		02 02 04 07 15 13 15 02 02 04 08 15 15 15 04 04 06 11 15 15 15 03 06 07 13 15 15 15 02 02 09 16 15 15 15 02 02 10 18 15 15 15 02 15 16 28 15 15 23 43 15 15 02 15		1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1		19 20 30 40	
12,17		IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO.		20 10 05 15 15 02 06 02		1 1		19 20 30 40	
OBS: EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO PROSSEGUIR SEMENTE COM SONDA ROTATIVA.									
Lubr. minerais maior		Método		LAVAGEM POR TEMPO-TURFA		SONDA A PERCURSÃO		30 cm REGISTRO	
1	---	T. Conduto		Princ. de amostr. 12,17		Amostrador: D. Int.=1 3/8"		30 cm REGISTRO	
2	---	T. Sabor		Exemp. 1 (cm): 60		D. Ext.= 2"		30 cm REGISTRO	
3	---	Largura		Exemp. 2 (cm): 60		Diam. Revestimento = 2 1/2"		30 cm REGISTRO	
24	---	Largura		Exemp. 3 (cm): 60		Peso=65 kg		Alt. Quebra=75cm	

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
		SP 10		0,0		16/04/15		16/04/15	
PROJ. PERFIL CAMADA DECOR. (m)		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N.º COLPES PENETRAÇÃO		N.º COLPES		N.A. (m)	
1,25	SILTE ARENOSO (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAZIEDADA.	01	01	02	0,3	16	20	30	40
1,25		15	15	15					
3,90	SILTE ARENOSO (AREIA GROSSA), COLORAÇÃO VAZIEDADA / ALT. MODA.	02	01	02	0,3	16	20	30	40
		15	15	15					
		02	09	03	1,40				
		03	05	09	1,4				
		15	15	15					
		07	10	15	2,5				
		15	15	15					
8,60	IMPENETRÁVEL AO TRÉFANO.	12	21	10	>31	16	20	30	40
		15	15	05	3,3				
		15	15	05	1,9				

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		INICIO		FIM	
		SP 11		0,0		16/04/15		16/04/15	
PROJ. PERFIL CAMADA DECOR. (m)		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		N.º COLPES PENETRAÇÃO		N.º COLPES		N.A. (m)	
1,25	SILTE ARENOSO (AREIA MÉDIA), COLORAÇÃO VAZIEDADA / ALT. MODA.	02	03	04	0,7	16	20	30	40
1,25		15	15	15					
12,33	IMPENETRÁVEL AO TRÉFANO.	01	02	02	0,5	16	20	30	40
		15	15	15					
		02	05	08	1,3				
		15	15	15					
		04	05	08	1,1				
		15	15	15					
		03	04	07	1,1				
		15	15	15					
		05	09	10	1,9				
		15	15	15					
		08	15	21	3,6				
		15	15	15					
		08	15	23	3,9				
	15	15	15						
	14	20	29	4,5					
	15	15	15						
	20	25	10	1,8					
	15	15	03	1,1					

085. EXECUTADA LAVADIA POR TEMPO COM O TRÉFANO, SEM SUCESSO PROVENIENTE SOMENTE COM SONDA ROTATIVA

SOND. A PERCURSSAO
 30 cm INCL. 30 cm FINAL

Amostrador: 0. Int. = 3/8"
 Diem. Revestimento = 2 1/2"
 Peso = 65 kg Alt. Queda = 75cm

086. EXECUTADA LAVADIA POR TEMPO COM O TRÉFANO, SEM SUCESSO PROVENIENTE SOMENTE COM SONDA ROTATIVA

SOND. A PERCURSSAO
 30 cm INCL. 30 cm FINAL

Amostrador: 0. Int. = 3/8"
 Diem. Revestimento = 2 1/2"
 Peso = 65 kg Alt. Queda = 75cm

TESTESOLO		SONDAGEM		COTA (m)		MODO		FM	
SP 12		0,0		15/04/15		15/04/15			
CONTACTO@TESTESOLO.COM.BR - (47) 3037-2817									
PROF. CAVAS (m)	PROF. GEOLO. (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N. GOLPES PENETRAÇÃO	N	N. GOLPES	1,45		N.A. (m)	
1,90	1,45	AREIA FINA, COLORAÇÃO MARROM ESCURA	03 04 05 15 15 15	1	10 20 30 40				
		AREIA FINA, COLORAÇÃO BRANCA	04 05 07 15 15 15	2					
		AREIA FINA, COLORAÇÃO VAREGADA	06 08 09 15 15 15	3					
		AREIA MEDIA, COLORAÇÃO VAREGADA	01 06 09 15 15 15	4					
		AREIA MEDIA COM PRESENÇA DE MATERIA ORGANICA, COLORAÇÃO CINZA ESCURA.	02 03 04 15 15 15	5					
			02 01 01 27 30	6					
			02 03 01 30 23	7					
			03 02 01 24 20	8					
			02 01 01 30 25	9					
			01 02 03 15 15 15	10					
			02 04 07 15 15 15	11					
			03 05 02 15 15 15	12					
			04 06 11 15 15 15	13					
			09 14 17 15 15 15	14					
			12 19 10 15 15 03	15					
				16					
				17					
				18					
				19					
				20					
				21					
				22					
				23					
				24					
				25					
				26					
				27					
				28					
				29					
				30					
				31					
				32					
				33					
				34					
				35					
				36					
				37					
				38					
				39					
				40					
				41					
				42					
				43					
				44					
				45					
				46					
				47					
				48					
				49					
				50					
				51					
				52					
				53					
				54					
				55					
				56					
				57					
				58					
				59					
				60					
				61					
				62					
				63					
				64					
				65					
				66					
				67					
				68					
				69					
				70					
				71					
				72					
				73					
				74					
				75					
				76					
				77					
				78					
				79					
				80					
				81					
				82					
				83					
				84					
				85					
				86					
				87					
				88					
				89					
				90					
				91					
				92					
				93					
				94					
				95					
				96					
				97					
				98					
				99					
				100					

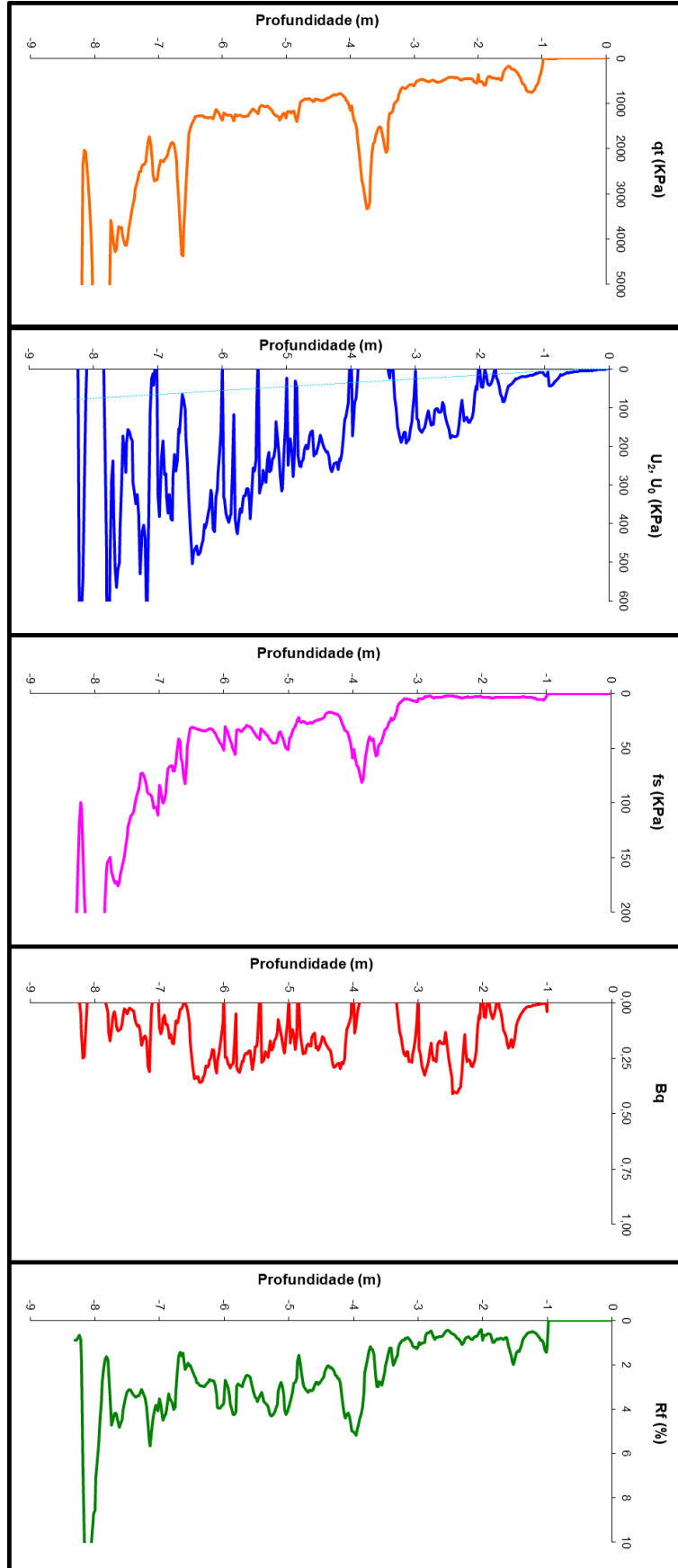
ENS. EXECUTADA LAVAGEM POR TEMPO COM O TRÉPANO, SEM SUCESSO, PROSEGUIE-SOUCHE COM SONDA ROTATIVA.

SOND. A PERCURSAO
 Amostrador: D. Int=1, 3/8"
 Diâm. Revestimento = 2 1/2"
 Peso=65 kg Alt. queda=75cm

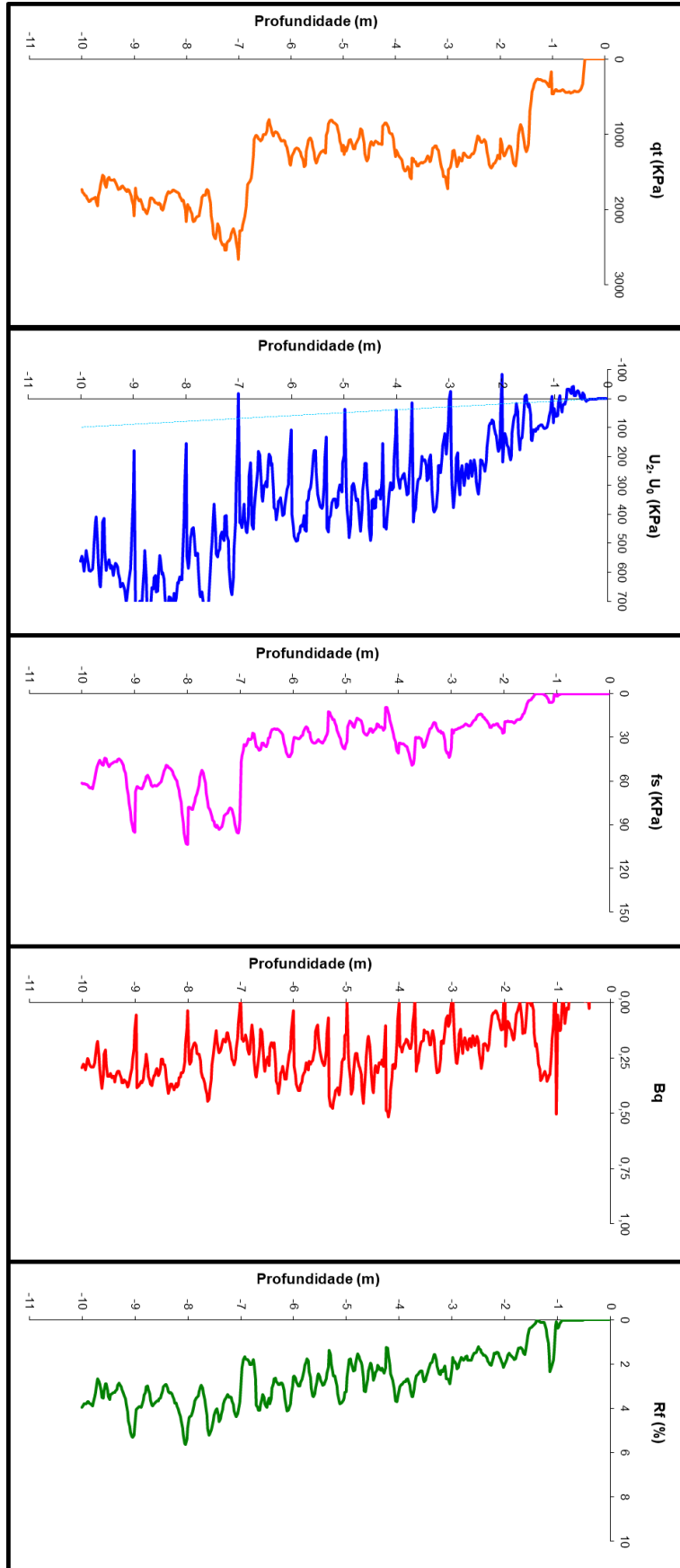
Letras	Intervalo	N.A.(m)	Velocidade	Hierarquia	Tempo(m)	LAVAGEM POR TEMPO-TOTAL
1	0-0,5	0,00	1,00	Estágio 1 (cm)	20	18,23
2	0,5-1,0	1,45	15,75	Estágio 2 (cm)	00	
3	1,0-1,5	1,45	15,75	Estágio 3 (cm)	00	

ANEXO B – RELATÓRIOS DE ENSAIOS CPTU

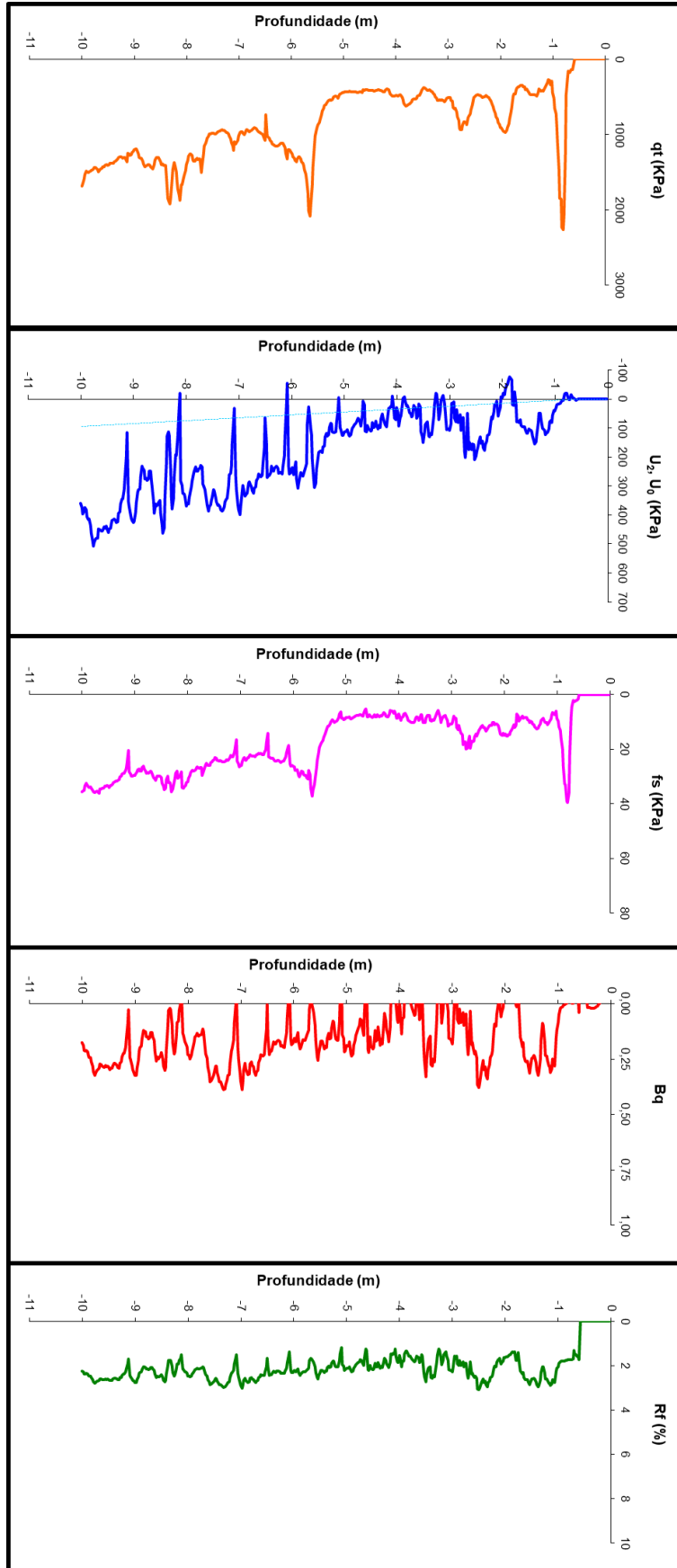
CPTU 01



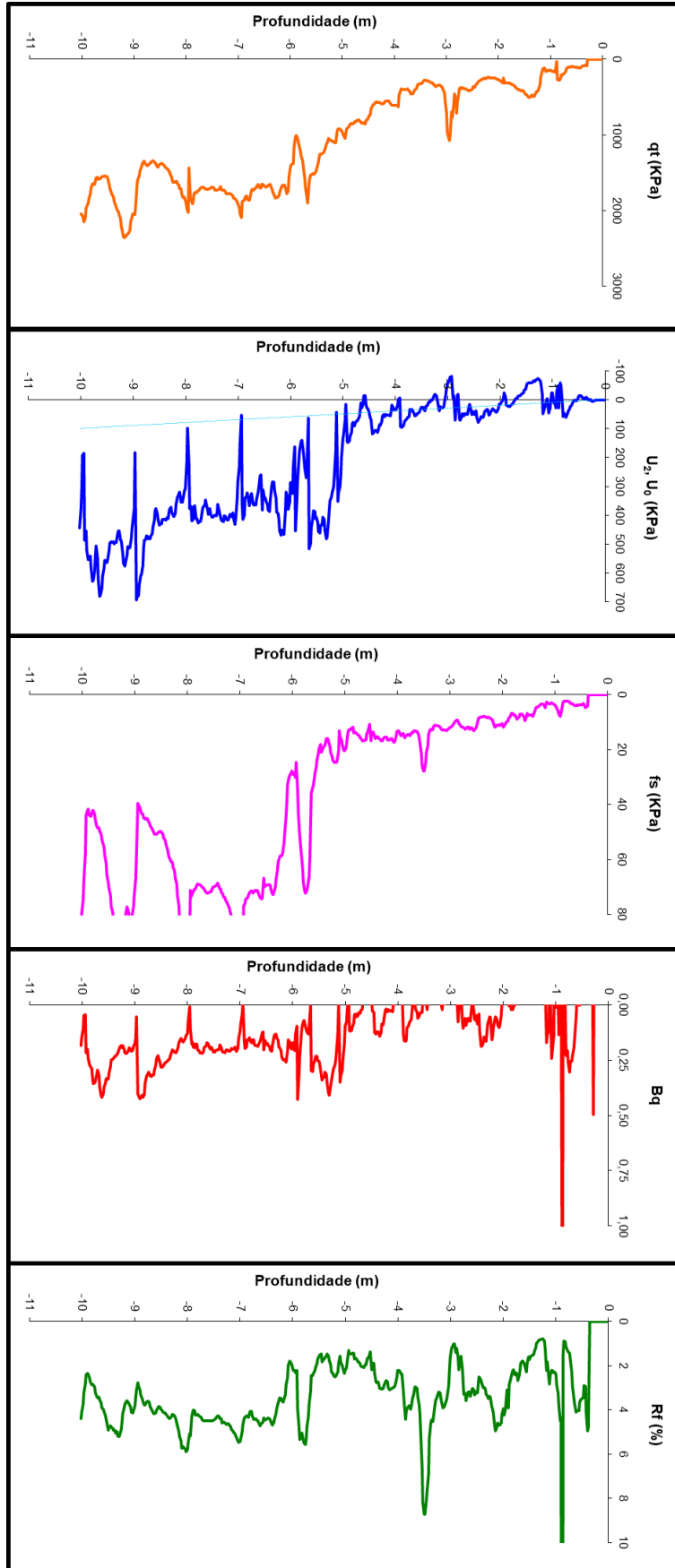
CPTU 02



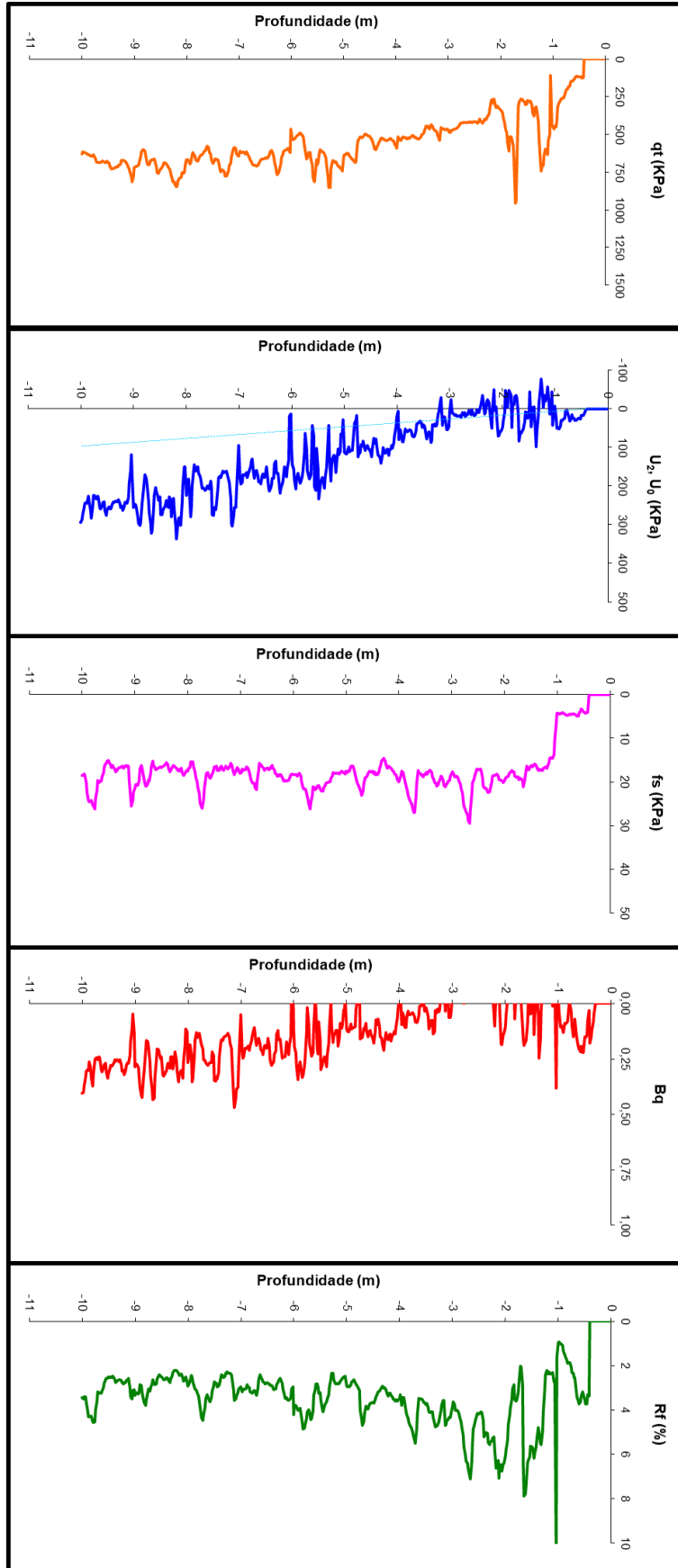
CPTU 03



CPTU 04



CPTU 05



ANEXO C – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO

