

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CARLOS ANDRÉ DA SILVA BATISTA
LUCAS PHILYPE GOMES PEREIRA

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES E ANÁLISE DE UM ESTUDO DE CASO DA
TÉCNICA DE PRÉ-CARREGAMENTO A VÁCUO

RECIFE

2018

CARLOS ANDRÉ DA SILVA BATISTA

LUCAS PHYLIPÉ GOMES PEREIRA

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES E ANÁLISE DE UM ESTUDO DE CASO DA
TÉCNICA DE PRÉ-CARREGAMENTO A VÁCUO

Monografia apresentada à Universidade Federal
de Pernambuco como parte dos requisitos para
obtenção de grau de Bacharel em Engenharia
Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

RECIFE

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

B333a Batista, Carlos André da Silva.

Aterros sobre solos moles e análise de um estudo de caso da técnica de pré-carregamento a vácuo / Carlos André da Silva Batista, Lucas Phylipe Gomes Pereira - 2018.

104 folhas, il.; tab. e simb.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2018.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Pré-carregamento a vácuo. 3. Solo Moles. 4. Aterros. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-272

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATO 1: Carlos André da Silva Batista

CANDIDATO 2: Lucas Philype Gomes Pereira

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Examinador 1: MSc. Danisete Pereira de Souza Neto

Examinador 2: MSc. Tahyara Barbalho Fontoura

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Aterros Sobre Solos Moles e Análise de Um Estudo de Caso da Técnica de Pré-Carregamento a Vácuo

LOCAL: Recife - PE

DATA: 21/06/18 **HORÁRIO DE INÍCIO:** 10:45.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: _____(deixar 'Exame Final', quando for o caso).

1) () aprovado(s) (nota $\geq 7,0$), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.

As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

O trabalho com nota no seguinte intervalo, **$3,0 = < \text{nota} < 7,0$** , será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.

2) () reprovado(s). (nota $< 3,0$)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 21 de junho de 2018

Orientador:
Avaliador 1:
Avaliador 2:
Candidato 1:
Candidato 2:

Dedico ao meu pai, José Cícero da Silva Batista (*in Memoriam*), à minha mãe, Maria Edvânia da Silva Batista, e aos meus irmãos.

Dedico ao meu pai, José Gomes Inácio, à minha mãe, Maria Helena Carlos Pereira (*in Memoriam*).

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela força e proteção durante toda nossa jornada.

À nossa família, pelo apoio de sempre mesmo distante.

Ao Professor Roberto Coutinho, por acreditar na nossa capacidade, mesmo quando o tempo estava muito próximo de se esgotar, e se mostrar sempre disposto para nos orientar.

Aos nossos amigos, pelo apoio e incentivo durante todo esse tempo.

RESUMO

Com o avanço da ocupação urbano e a crescente necessidade de construir em solo mole tem sido cada vez mais exigido um avanço nas técnicas de construção sobre esse tipo de solo. O presente trabalho faz um estudo de caso da técnica de pré-carregamento a vácuo para aterros sobre solos moles, a partir do trabalho feito por Marques (2001), do aterro experimental de Saint-Roch-De-l'Achigan, situado na província de Québec, Canadá. Onde contemplará especificamente as avaliações feitas sobre o aterro experimental A. É apresentada uma abrangente revisão bibliográfica sobre aterros sobre solos moles com várias técnicas, além de vantagens e desvantagens, abordando em outros tópicos investigação geotécnica, como ensaios de campo e ensaios de laboratório, bem como o imprescindível monitoramento de obras sobre solos moles, onde aborda vários casos de instrumentações para deslocamentos verticais, deslocamentos horizontais e poropressões. Com base na metodologia utilizada para execução do aterro, ensaios de campo e de laboratório que antecederam e sucederam à construção, após aplicação da carga, e a instrumentação utilizada para monitoramento do aterro, pode-se observar a influência do pré-carregamento a vácuo permitindo fazer algumas análises. Por fim, avaliou-se a importância do conhecimento de parâmetros geotécnicos, das diversas soluções de aterros sobre solos moles e o seu monitoramento, assim como algumas recomendações e cuidados para utilização de soluções com o sistema a vácuo.

Palavras-chave: Pré-carregamento a vácuo. Solos moles. Aterros.

ABSTRACT

With the advance of the urban occupation and the growing need to build in soft ground, it has been increasingly required an advance in the techniques of construction on this type of soil. The present work makes a case study of the vacuum pre-loading technique for landfills on soft soils, based on the work done by Marques (2001), of the experimental landfill of Saint-Roch-De-L'Achigan, located in the province of Québec, Canada. Where it will specifically consider the assessments made on the experimental embankment A. A bibliographic review on soil embankments with various techniques, as well as advantages and disadvantages, is presented, covering geotechnical research such as field and laboratory tests, as well as the essential monitoring of works on soft soils. In cases of field instrumentation for vertical displacements, horizontal displacements and pore pressure. Based on the methodology used to execute the embankment, field and laboratory tests that preceded and succeeded the construction, after application of the load, and the instrumentation used to monitor the embankment, it is possible to observe the influence of vacuum pre-loading allowing to do some analysis. Finally, the importance of the knowledge of geotechnical parameters, the various solutions of embankments on soft soils and their monitoring, as well as some recommendations and care for the use of solutions with the vacuum system were evaluated.

Keywords: Vacuum pre-loading. Soft soil. Embankment.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Amostrador padrão de 50,8 mm(ABNT NBR 6484:2001)	21
Figura 2- Posições mais comuns para a pedra porosa	25
Figura 3- Ponteira cônica. (Fonine e Rojas, 2006)	26
Figura 4- Palheta padrão. (ABNT NBR 10905 MB 3122).....	28
Figura 5- Equipamento tipo A. (ABNT NBR 10905 MB 3122).....	30
Figura 6- Equipamento tipo B. (ABNT NBR 10905 MB 3122).....	31
Figura 7- Gráfico obtido a partir do ensaio de andensamento oedométrico (Almeida e Marques, 2010).....	36
Figura 8- Esquema do equipamento do ensaio triaxial: a) esquema geral da prensa com a célula triaxial; b) pormenor da célula triaxial (Fernando, 2006).....	37
Figura 9- Técnicas de construção de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010)..	40
Figura 10- Acidente envolvendo escavação em solo mole (Valle, 2012).	41
Figura 11- Tratamento de fundação com geodrenos e sobrecarga temporária (DNER, 1998).	43
Figura 12- Seção Transversal de um aterro construído com EPS (Almeida e Marques, 2010).	44
Figura 13- Uso de Bermas de equilíbrio para aterros (Almeida e Marques, 2010).....	44
Figura 14- Reforço de base de aterro com geossintéticos.	46
Figura 15- Aterro estaqueado reforçado com geossintético.	47
Figura 16- Pré carregamento por vácuo com a técnica com membranas estanques (Marques, 2001).....	49
Figura 17- Pré-carregamento por vácuo – Técnica sem membrana (Marques, 2014).	51
Figura 18- Comparação entre custas das alternativas de solução (DNER 1998).....	52
Figura 19- Instrumentação de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010).	54
Figura 20- Placas de recalque (Almeida e Marques, 2010).....	57
Figura 21- Extensômetro magnético vertical (Almeida e Marques, 2010).	58
Figura 22- Aplicação de perfilômetro (Geokon Incorporated, 2011).....	59
Figura 23- Esquema do tassômetro de Haste (ABNT NBR 9061/1985).....	60
Figura 24- Detalhe esquemático de um inclinômetro: (A) e (B) tubo inclinométrico e sonda inclinométrica, (C) sonda inclinométrica e (D) detalhe das leituras (Almeida e Marques, 2010).....	62
Figura 25- Extensômetro horizontal (Commetro, 2018).	63

Figura 26- Piezômetro de Casagrande de tubo aberto (Vallejo, 2014)	64
Figura 27- Piezômetro de corda vibrante (VALE/Coffey, 2016).....	66
Figura 28- Localização do sítio experimental de Saint-Roch-de-L’Achigan (Deotti, 2015 apud MARQUES, 2001)	70
Figura 29- Características geotécnicas do depósito argiloso - Saint-Roch-de-L’Achigan (Marques, 2001).	71
Figura 30- Perfil de poropressão inicial - Saint-Roch-de-L’Achigan (Marques, 2001).....	72
Figura 31- Ensaio de piezocone PZ1 a PZ4: resistência de ponta e poropressão em função da profundidade (Marques, 2001).	72
Figura 32- Planta da geometria e sistema de aplicação de vácuo (Marques, 2001).....	75
Figura 33- Corte representativo da geometria e drenos do aterro A (Marques, 2001).....	75
Figura 34- Planta e corte esquemáticos da instrumentação do aterro A (adaptado de MARQUES, 2001).	77
Figura 35- Variação da sucção aplicada nos drenos X tempo (Adaptado de Marques, 2001). 81	
Figura 36- Variação de poropressão nas primeiras horas de bombeamento (Marques, 2001). 83	
Figura 37- Variação de poropressão após a etapa A10 (Fim de aplicação do vácuo) (Marques, 2001).....	83
Figura 38- Variação de poropressão devido a aplicação do vácuo (adaptado de Marques, 2001).....	84
Figura 39- Variação de poropressões a 6,8m de profundidade (Marques, 2001).....	85
Figura 40- Variação de poropressões a 5,4m de profundidade (Marques, 2001).....	86
Figura 41- Variação de poropressões a 3,9m de profundidade (Marques, 2001).....	87
Figura 42- Variação de poropressões a 2,5m de profundidade (Marques, 2001).....	87
Figura 43- Esquema dos deslocamentos medidos nos tassômetros (Marques, 2001).	89
Figura 44- Deslocamentos verticais medidos por nivelamento topográfico (Marques, 2001). 90	
Figura 45- Perfil de deslocamentos horizontais medidos pelo inclinômetro IA1 (Marques, 2001).....	91
Figura 46- Variação da resistência ao cisalhamento não drenada medida pelos ensaios de palheta V1 e V2 - Saint-Roch-de-L’Achigan (Marques, 2001).	93
Figura 47- Ensaio de piezocone PZ2, PZ5, PZ6 e PZ7 : resistência de ponta e poropressão em função da profundidade (Marques, 2001).....	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Vantagens e desvantagens dos ensaios de laboratório e de campo de argilas moles (ALMEIDA, 1996).	18
Tabela 2- Procedimentos recomendados na bibliografia para determinação de parâmetros de argilas moles (Almeida, 1996 e Coutinho et al., 2000) (a partir de Coutinho e Bello, 2005)..	19
Tabela 3- Estados de Compacidade e Consistência (ABNT NBR 6484:2001).....	24
Tabela 4- Critério para classificação da qualidade da amostra a partir de $\Delta e/e_0$ (Almeida e Marques, 2010).	38
Tabela 5- Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Deotti, 2015).....	39
Tabela 6- Resumo das metodologias construtivas e suas características (Carvalhais, 2017; Almeida e Marques, 2010; DNER 1998, Deotti, 2015;e Firmino, 2013).	52
Tabela 7- Vantagens e limitações do piezômetro de Casagrande de tubo aberto (Machado, 2017).	65
Tabela 8- Vantagens e limitações do piezômetro de corda vibrante (Machado, 2007).....	67
Tabela 9- Resumo dos resultados obtidos nos ensaios oedométricos (Marques, 2001).....	73
Tabela 10- Ensaios triaxiais de compressão isotrópica , CIU (Marques, 2001)	73
Tabela 11- Profundidade de instalação dos equipamentos do aterro (adaptado de Marques, 2011).	76
Tabela 12- Cronograma das atividades desenvolvidas no aterro A. (Adaptado de Marques, 2001).	80
Tabela 13- Resumo dos resultados dos ensaios oedométricos executados após os ensaios de pré-carregamento (adaptado de Marques, 2001).	95
Tabela 14- Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais na plataforma A do aterro executados após os ensaios de pré-carregamento (adaptado de Marques, 2001).	96

LISTA DE SÍMBOLOS

C_c	coeficiente de compressão;
CIU	ensaio adensado isotropicamente em célula triaxial e cisalhado em condições não drenadas;
C_{kv}	relação $\Delta e / \Delta \log k_v$
C_s	coeficiente de recompressão;
C_u	resistência intacta medida no cone sueco;
C_{ur}	resistência amolgada medida no cone sueco;
C_v	coeficiente de adensamento;
e	índice de vazios;
e_o	índice de vazios inicial do solo;
F	furos de amostragem;
G	densidade real do grãos;
IL	índice de liquidez;
IP	índice de plasticidade;
K	condutividade hidráulica;
k	relação σ'_3 / σ'_1 ;
k_0	condutividade hidráulica inicial do solo;
p'	tensão efetiva média $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$;
P_R	piezômetro;
P_Z	piezocone;
q_c	resistência de ponta, medida no ensaio de piezocone;
q_t	resistência de ponta corrigida, medida no ensaio de piezocone;
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada, obtida a partir de ensaio de palheta;
T	temperatura;
t	tempo;
U	poro-pressão;
U_{pte}	poro-pressão medida no ensaio de piezocone;
V	ensaio de palheta;
v	volume específico;
w_{am}	umidade natural da amostra amolgada;

w_L	limite de liquidez;
w_n	umidade natural da amostra intacta;
w_P	limite de plasticidade;
ε_1	deformação vertical axial;
ϕ'	ângulo de atrito interno do solo;
γ_w	peso específico da água, na temperatura do ensaio;
μ	viscosidade do fluido;
σ'_1	tensão principal maior efetiva;
σ'_{1f}	tensão principal maior efetiva na ruptura;
σ'_3	tensão principal menor efetiva;
σ'_{3f}	tensão principal menor efetiva na ruptura;
σ'_c	tensão confinante isotrópica do ensaio CIU;
σ'_h	tensão horizontal efetiva;
σ'_p	tensão de sobreadensamento;
σ_v	tensão vertical total;
σ'_v	média tensão vertical efetiva média;
σ'_{VEL}	tensão de sobreadensamento obtida a partir das curvas de compressão dos ensaios de pré-carregamento <i>in situ</i> ;
σ_{vo}	tensão total inicial;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Justificativa e motivação	16
1.2	Objetivos gerais e específicos	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	Investigações Geotécnicas	18
2.1.1	Ensaio de campo	20
2.1.1.1	<i>Ensaio SPT</i>	20
2.1.1.2	<i>Ensaio de piezocone</i>	24
2.1.1.3	<i>Ensaio de palheta</i>	27
2.1.2	Ensaio de laboratório.....	33
2.1.2.1	<i>Ensaio de caracterização</i>	33
2.1.2.1.1	<i>Índices Físicos</i>	33
2.1.2.1.2	<i>Teor de Umidades, w</i>	33
2.1.2.1.3	<i>Densidade Real dos Grãos</i>	34
2.1.2.2	<i>Ensaio oedométrico</i>	34
2.1.2.3	<i>Ensaio Triaxiais de compressão isotrópica</i>	36
2.1.2.4	<i>Confiabilidade da Amostragem</i>	38
2.2	Soluções Típicas de Aterros Sobre Solos Moles	39
2.2.1	Substituição total e parcial de solos moles	40
2.2.2	Aterros sobre drenos verticais	42
2.2.3	Aterros leves	43
2.2.4	Aterros com bermas de equilíbrio.....	44
2.2.5	Aterros reforçados com geossintéticos	45
2.2.6	Aterros sobre elementos de estacas	46
2.2.7	Aterro sobre solos adensados por vácuo.....	48
2.2.7.1	<i>Sistema de aplicação de vácuo em camadas estanques</i>	49
2.2.7.2	<i>Sistema de aplicação individual de vácuo nos drenos</i>	50
2.2.8	Comparativo das soluções típicas.....	51
2.3	Monitoramento das obras sobre solos moles	53
2.3.1	Deslocamentos verticais	55
2.3.1.1	<i>Placas de Recalque</i>	56

2.3.1.2	<i>Extensômetros verticais</i>	57
2.3.1.3	<i>Perfilômetros</i>	58
2.3.1.4	<i>Tassômetros</i>	59
2.3.2	Deslocamentos Horizontais	60
2.3.2.1	<i>Inclinômetros</i>	61
2.3.2.2	<i>Extensômetros horizontais</i>	62
2.3.3	Poropressão.....	63
2.3.3.1	<i>Piezômetro de Casagrande</i>	64
2.3.3.2	<i>Piezômetro de Corda Vibrante</i>	65
3	MATERIAIS E MÉTODOS	68
3.1	Escolha do objeto de estudo	68
3.2	Análise do objeto de estudo	68
4	ESTUDO DE CASO	70
4.1	Características geotécnicas do sítio experimental	71
4.2	Características do aterro Saint-Roch-de-L’Achigan	74
4.3	Instrumentação utilizada para análise do comportamento do aterro	76
4.4	Cronograma de atividades desenvolvidas em campo	78
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
5.1	Comportamento de campo do aterro	81
5.1.1	Aplicação do vácuo.....	81
5.1.2	Poropressão.....	82
5.1.2.1	<i>Fase de aplicação do vácuo</i>	82
5.1.2.2	<i>Variações das poropressões com o tempo</i>	84
5.1.3	Deslocamentos verticais	88
5.1.3.1	<i>Método de cálculo para deformação vertical</i>	88
5.1.3.2	<i>Na fase de aplicação do vácuo</i>	89
5.1.4	Deslocamentos horizontais	90
5.2	Desempenho após a aplicação do vácuo	92
5.2.1	Amostragem.....	92
5.2.2	Resistências medidas no ensaio de palheta	92
5.2.3	Resistências e poropressão medidas nos ensaios de piezocone.....	93
5.2.4	Ensaio oedométrico após a aplicação do vácuo	95

5.2.5	Ensaio triaxial após a aplicação do vácuo	95
6	CONCLUSÕES	97
6.1	Importância do conhecimento dos parâmetros geotécnicos	97
6.2	Importância do conhecimento das diversas soluções de aterros sobre solos moles	98
6.3	Importância do monitoramento do comportamento na execução da solução escolhida	98
6.4	Demais considerações sobre o estudo de caso	99
6.5	Recomendações para a aplicação do vácuo	99
	REFERÊNCIAS	101

1 INTRODUÇÃO

Com a crescente expansão urbana nos últimos tempos, grandes obras de infraestrutura se deparam com depósitos de solos moles, que carecem de uma solução de engenharia mais elaborada, buscando evitar problemas futuros que venham ferir a segurança e a comodidade das pessoas e do meio ambiente ao seu redor. Com isso, tem-se exigido um avanço nas técnicas de melhoramento do solo, tendo em vista que nem sempre é possível ou economicamente viável a remoção desses tipos de solo.

Solos moles são materiais que possuem uma baixa permeabilidade, baixa capacidade de suporte, e alta compressibilidade, que o faz apresentar problemas de estabilidade e de recalques excessivos. Quando um aterro deve ser executado sobre esse tipo de solo é necessário que se elaborem soluções adequadas que visem reduzir os problemas citados.

Diversas soluções para a execução de aterros sobre solos moles são estudadas em todo o mundo, algumas dessas soluções são brevemente descritas nesse trabalho, uma solução em particular, que é o adensamento por vácuo em solos moles terá seu comportamento estudado através de resultados obtidos nos estudos do aterro experimental de Saint-Roch-De-L'Achigan, localizado no Canadá, feitos no trabalho de Marques (2001).

O presente trabalho fará uma breve revisão bibliográfica acerca dos principais ensaios de campo e de laboratório para a caracterização das diversas propriedades geotécnicas do solo, das soluções de aterros sobre solos moles, e do monitoramento do comportamento de tais aterros, feitos por instrumentação, e aprofundará no caso do comportamento e desempenho de um melhoramento de solos moles por adensamento com o uso de vácuo para a execução de aterros seguros e adequados para seu uso e para a vizinhança.

1.1 Justificativa e motivação

Diversas obras de engenharia exigem que a construção deva ser feita sobre depósitos de solos

de vizinhança, de prazos, de disponibilidade de recursos, pode-se então iniciar a análise para a escolha da melhor solução para a construção sobre solo mole para o caso em questão, para isso, é necessário que se conheça as diversas soluções de aterros sobre solos moles. Nesse sentido, esse trabalho cita as principais características das soluções típicas para o problema.

Após a escolha da solução mais adequada deve-se monitorar os deslocamentos verticais e horizontais, bem como a poropressão, tanto na fase de execução, quanto durante a vida útil do aterro até sua total estabilização, para que se possa saber se estes parâmetros estão nos limites esperados, e em caso de medidas não esperadas ser possível analisar as causas e buscar soluções para a adequação do comportamento do aterro, é nesse sentido que o trabalho se propõe a trazer resultados do comportamento e do desempenho de um aterro experimental analisado através de instrumentação adequada como veremos mais a frente.

1.2 Objetivos gerais e específicos

O objetivo deste trabalho é apresentar ensaios de determinação de parâmetros dos solos, soluções de aterros sobre solos moles a partir de vários referenciais bibliográficos, levando em conta condições preponderantes, meios de análise de comportamentos de aterros, e por fim, apresentar resultados de um estudo do comportamento e do desempenho de um aterro experimental executado por adensamento a vácuo em solo mole.

Como objetivo específico, pode se listar:

- Apresentar os principais ensaios de campo para solos moles;
- Apresentar os principais ensaios de laboratório usados em solos moles;
- Fazer uma breve análise das soluções típicas de aterros sobre solos moles;
- Apresentar instrumentos de monitoramento do comportamento de aterros sobre solos moles;
- Elencar os resultados obtidos em pesquisas anteriores sobre o aterro experimental de Saint-Roch-De-L'Achigan;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Tendo em vista obter êxito no alcance dos objetivos gerais e específicos é necessário que conheçamos uma variedade de conceitos. Dentro do assunto a ser estudado, é de grande importância trazer informações sobre as investigações geotécnicas, como os ensaios de campo e laboratório, conceitos sobre as principais soluções típicas de aterros sobre solos moles, para que se possa fazer um comparativo das principais características e suas vantagens e desvantagens, também obter informações técnicas a respeito dos instrumentos e de como eles são usados para monitoramento de comportamento de aterro sobre solos moles, com esse intuito apresentamos o que se segue.

2.1 Investigações Geotécnicas

A investigação geotécnica deve identificar a extensão e a profundidade das camadas de solos moles, o nível do lençol freático, e entre outras coisas, caracterizar e classificar o depósito de solo mole. Estas informações permitem uma estimativa preliminar dos recalques e da estabilidade do aterro, para permitir o desenvolvimento das soluções de projeto adequadas a cada caso (Machado, 2012).

Coutinho e Bello (2005) citam a finalidade da investigação geotécnica no caso de aterro sobre solos moles. Eles avaliam que a primeira investigação que deve ser realizada neste caso de obra é a sondagem a percussão SPT, com o objetivo de classificação preliminar das camadas a serem atravessadas, e identificar o nível do lençol freático ao longo do depósito.

Jamiolkowski et al (1985) preconizam a utilização de ensaios de laboratório juntamente com os ensaios de campo para a determinação de parâmetros, já que, informações obtidas de diversas técnicas de ensaios permitem a comparação de resultados e obtenção de informações complementares que, embora muitas vezes redundantes, aumentam o grau de confiabilidade dos parâmetros de projeto.

Tabela 1 - Vantagens e desvantagens dos ensaios de laboratório e de campo de argilas moles

TIPO DE ENSAIO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
LABORATÓRIO	<ul style="list-style-type: none"> • Condições de contorno bem definidas. • Condições de drenagens controladas • Trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio. 	<ul style="list-style-type: none"> • Amolgamento em solos argilosos • Pouca representatividade do volume ensaiado • Em condições análogas é, em geral, mais caro que os ensaios de

	<ul style="list-style-type: none"> • Natureza do solo identificável. 	campo.
CAMPO	<ul style="list-style-type: none"> • Solo ensaiado em seu ambiente natural. • Medidas contínuas com a profundidade (CPT, CPTU). • Ensaio maior volume de solo. • Geralmente mais rápido que ensaio de laboratório. 	<ul style="list-style-type: none"> • Condições de contorno mal definidas (exceção: pressiômetro auto perfurante). • Condições de drenagem desconhecidas. • Modos de deformações e rupturas diferentes da obra. • Natureza do solo não identificada.

Fonte: ALMEIDA (1996).

Coutinho (1986), Coutinho e Bello (2005) e Sandroni (2006) citam que são fundamentais certos cuidados na extração das amostras, como que todo o trabalho em campo e no laboratório seja realizado com técnicas e equipamentos adequados, seguindo as recomendações e procedimentos da literatura e das normas nacionais. Coutinho e Bello (2005) apresentam na tabela 2 uma síntese de procedimentos e técnicas recomendadas na literatura para determinação de parâmetros geotécnicos de argilas moles. Mais detalhes podem ser encontrados em Coutinho (1986), Coutinho et al. (2000), Almeida (1996), Schnaid (2000), Ladd e Degroot (2003).

Tabela 2- Procedimentos recomendados na bibliografia para determinação de parâmetros de argilas moles

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	PROCEDIMENTO RECOMENDADO	PROCEDIMENTO ALTERNATIVO E OBSERVAÇÕES
Perfil geotécnico preliminar (camada, NA, etc.).	SPT – com determinação de umidade natural através do perfil.	Umidade deve ser determinada em pelo menos cada metro (Coutinho et al., 1998).
Estratigrafia.	Piezocone.	Amostragem integral de pequeno diâmetro (Lacerda e Sandroni, 1993).
História de tensões (OCR).	Ensaio oedométrico.	Considerar qualidade da amostra.
		Palheta de campo - utilização da correção $S_u=f(OCR)$ (Coutinho et al., 2000).
		Dilatômetro (Coutinho et al., 2000).
Coefficiente de empuxo em repouso (k_0).	Pressiômetro autocravante (PMT; dilatométrico (DMT)	Ensaio caro; usar correlação $k_0=f(OCR)$ para avaliar resultado do DMT.
Parâmetros de	Ensaio oedométrico.	Considerar qualidade da amostragem.

compressibilidade (e_0 , C_s , C_c).		Estimativa – Uso de correlações a partir da umidade natural (Coutinho et al., 1998)
Coeficiente de adensamento (C_v , C_h).	Dissipação com piezocone.	Ensaio oedométrico não necessariamente confiável.
Coeficiente de permeabilidade.	Piezocone e/ou permeabilidade in situ.	Ensaio eodométrico para obter $k=f(\text{índice de vazios})$.
Resistência não drenada (S_u).	Combinação de ensaios de campo (CPTU, Vane) e laboratório (triaxial UU e CIU).	Ensaio palheta de campo é mais apropriado (Ladd e Degroot, 2003).
		Usar correlação $S_u=f(\text{OCR})$ para avaliar resultados.
Parâmetros de resistência em tensões efetivas (c' , ϕ').	Ensaio triaxial adensado não drenado.	-
Módulo de elasticidade E_u .	Ensaio triaxial adensado não drenado (com descarregamento/recarregamento).	Considerar qualidade da amostragem; Diagramas $E_u/S_u=f(1P, \text{OCR})$ podem auxiliar.

Fonte: Almeida (1996) e Coutinho et al., (2000).

2.1.1 Ensaios de campo

Para reconhecimento do subsolo onde será posto o aterro é necessário que sejam feitos ensaios de campo, ensaios que possam determinar o tipo de solo nas diferentes camadas do perfil, a posição do nível d'água, a resistência à compressão e ao cisalhamento, e a coesão.

Dentre os ensaios de campo, os que se destacam por importância e maior obtenção de dados são o ensaio Standard Penetration Test (SPT), o ensaio de piezocone, e o ensaio de palheta, que serão descritos a seguir.

2.1.1.1 Ensaio SPT

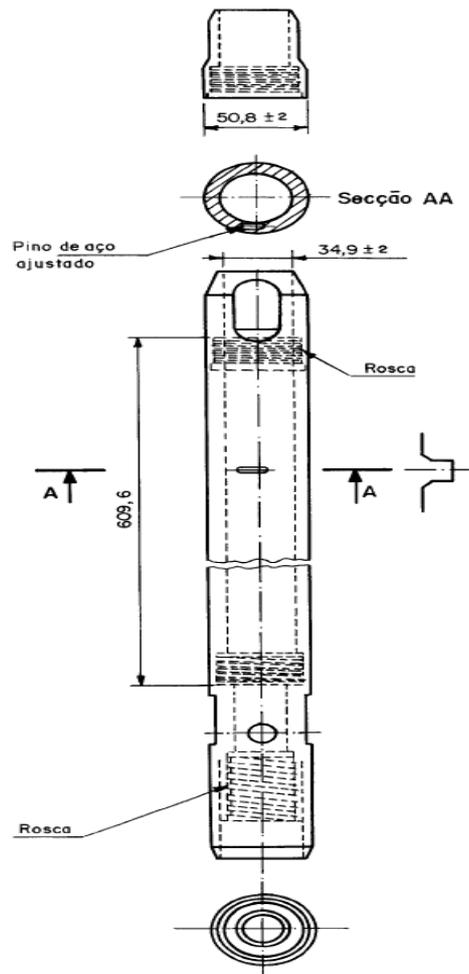
O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é um dos ensaios mais importantes para a classificação de consistência do solo, assim como para determinar a estratigrafia do solo, segundo a ABNT NBR 6484:2001 o ensaio SPT tem como objetivos:

- a) a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- b) a posição do nível d'água; e
- c) os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

Esse ensaio segundo a ABNT NBR 6484:2001 consiste na medição do número de golpes necessários à penetração de um amostrador padrão de 50,8 mm(± 2 mm) de diâmetro externo e 34,9 mm(± 2 mm) de diâmetro interno sob a ação de um martelo padronizado de 65

kg em queda livre de uma altura de 75 cm. Onde o índice de resistência à penetração(N) corresponde ao número de golpes associados à penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para o levantamento do martelo. Podemos ver na figura 1 um desenho do amostrador padrão de 50,8 mm.

Figura 1- Amostrador padrão de 50,8 mm



Fonte: ABNT NBR 6484 (2001).

Para a amostragem no ensaio de SPT devemos seguir a norma atual, a ABNT NBR 6484:2001, que traz:

- Deve ser coletada, para exame posterior, uma parte representativa do solo colhido pelo trado-concha durante a perfuração, até 1 m de profundidade.
- A cada metro de perfuração, a partir de 1 m de profundidade, devem ser colhidas amostras dos solos por meio do amostrador-padrão, com execução de SPT.

-
- O amostrador-padrão, conectado à composição de cravação, deve descer livremente no furo de sondagem até ser apoiado suavemente no fundo, devendo-se cotejar a profundidade correspondente com a que foi medida na operação anterior.
 - Caso haja discrepância entre as duas medidas supra referidas (ficando o amostrador mais de 2 cm acima da cota de fundo, atingida no estágio precedente), a composição deve ser retirada, repetindo-se a operação de limpeza do furo.
 - Após o posicionamento do amostrador-padrão conectado à composição de cravação, coloca-se a cabeça de bater e, utilizando-se o tubo de revestimento como referência, marca-se na haste, com giz, um segmento de 45 cm dividido em três trechos iguais de 15 cm.
 - Em seguida, o martelo deve ser apoiado suavemente sobre a cabeça de bater, anotando-se eventual penetração do amostrador no solo.
 - Não tendo ocorrido penetração igual ou maior do que 45 cm, prossegue-se a cravação do amostrador-padrão até completar os 45 cm de penetração por meio de impactos sucessivos do martelo padronizado caindo livremente de uma altura de 75 cm, anotando-se, separadamente, o número de golpes necessários à cravação de cada segmento de 15 cm do amostrador-padrão.
 - A cravação do amostrador-padrão, nos 45 cm previstos para a realização do SPT, deve ser contínua e sem aplicação de qualquer movimento de rotação nas hastes.
 - A elevação do martelo até a altura de 75 cm, marcada na haste-guia, é feita normalmente por meio de corda flexível, de sisal, com diâmetro de 19 mm a 25 mm, que se encaixa com folga no sulco da roldana da torre.
 - Precauções especiais devem ser tomadas para que, durante a queda livre do martelo, não haja perda de energia de cravação por atrito, principalmente nos equipamentos mecanizados, os quais devem ser dotados de dispositivo disparador que garanta a queda totalmente livre do martelo.
 - A cravação do amostrador-padrão é interrompida antes dos 45 cm de penetração sempre que ocorrer uma das seguintes situações:
 - a) em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;
 - b) um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação; e,

-
- c) não se observar avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo;
 - Quando a cravação atingir 45 cm, o índice de resistência à penetração N é expresso como a soma do número de golpes requeridos para a segunda e a terceira etapas de penetração de 15 cm, adotando-se os números obtidos nestas etapas mesmo quando a penetração não tiver sido de exatos 15 cm.
 - Quando, com a aplicação do primeiro golpe do martelo, a penetração for superior a 45 cm, o resultado da cravação do amostrador deve ser expresso pela relação deste golpe com a respectiva penetração.
 - Quando a penetração for incompleta, o resultado da cravação do amostrador é expresso pelas relações entre o número de golpes e a penetração para cada 15 cm de penetração.
 - Quando a penetração do amostrador-padrão com poucos golpes exceder significativamente os 45 cm ou quando não puder haver distinção clara nas três penetrações parciais de 15 cm, o resultado da cravação do amostrador-padrão deve ser expresso pelas relações entre o número de golpes e a penetração correspondente.
 - Quando a penetração do amostrador-padrão com poucos golpes exceder significativamente os 45 cm ou quando não puder haver distinção clara nas três penetrações parciais de 15 cm, o resultado da cravação do amostrador-padrão deve ser expresso pelas relações entre o número de golpes e a penetração correspondente.
 - Cada recipiente de amostra deve ser provido de uma etiqueta, na qual, escrito com tinta indelével, deve constar o seguinte:
 - a) designação ou número do trabalho;
 - b) local da obra;
 - c) número da sondagem;
 - d) número da amostra;
 - e) profundidade da amostra; e,
 - f) números de golpes e respectivas penetrações do amostrador.
 - Os recipientes das amostras devem ser acondicionados em caixas ou sacos, conforme a necessidade, de forma a não abrirem ou rasgarem e impedindo a mistura de amostras distintas. Nestas caixas ou sacos devem constar a designação da obra e o número da sondagem; as mesmas devem estar permanentemente protegidas de sol e chuva.

- As amostras devem ser conservadas pela empresa executora, à disposição dos interessados por um período mínimo de 60 dias, a contar da data da apresentação do relatório.

Com o ensaio de SPT os solos podem ser classificados de acordo com sua consistência ou compactidade, para os solos formados por argilas e siltes argilosos, e os solos formados por areais e siltes arenosos respectivamente, podemos ver na tabela 3 a classificação de acordo com o número do SPT.

Tabela 3- Estados de Compactidade e Consistência

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Arais 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)

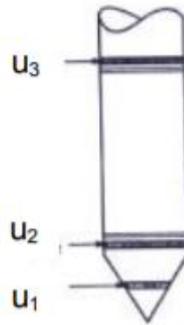
Fonte: ABNT NBR 6484 (2001)

2.1.1.2 Ensaio de piezocone

O piezocone ou CPTU (Piezocone Penetration Test) é um ensaio que mede a resistência ao atrito lateral (f_s) e a resistência de ponta (q_c) na cravação da ponteira, e através de uma pedra porosa ligada a um transdutor de pressão, mede a variação da poropressão (u) durante a realização do ensaio. Os ensaios de piezocone propiciam uma determinação precisa da estratigrafia, permitindo definir a espessura de camadas e identificar a presença de camadas finas de material drenante (areia), que reduzem o caminho da percolação vertical da água durante o processo de adensamento. (Fonine e Rojas, 2006)

Segundo Fonine e Rojas (2006) e Teixeira (2012), a medida da poropressão pode ser realizada utilizando a pedra porosa em três posições, na face (u_1), na base (u_2), e no fuste do cone (u_3), como podemos ver na figura 2.

Figura 2- Posições mais comuns para a pedra porosa



Fonte: Fonine e Rojas (2006).

Como aplicação para o ensaio, pode-se citar que os ensaios de piezocone propiciam uma determinação precisa da estratigrafia, permitindo definir a espessura de camadas e identificar a presença de camadas finas de material drenante (areia), que reduzem o caminho da percolação vertical da água durante o processo de adensamento. Estas finas camadas geralmente não são percebidas em sondagens de simples reconhecimento (SPT) e sua identificação torna-se essencial para uma modelagem realista do perfil estratigráfico, resultando em previsões satisfatórias do tempo de adensamento. Os valores de resistência de ponta (q_c), resistência lateral (f_s) e excesso de poro pressão (u_2) combinados, permitem a identificação de materiais prospectados. Além da estratigrafia, os parâmetros resistentes possibilitam a estimativa da resistência não drenada da argila (S_u). (Nacci, 2000).

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica (Figura 3) em uma velocidade constante no valor de 2 cm/s ($\pm 0,5$ mm/s) no solo, através de equipamento e hastes adequadas.

Figura 3- Ponteira cônica



Fonte: Fonine e Rojas (2006).

A norma ABNT NBR 12069:1991 traz detalhes das dimensões adequadas do cone, da luva de atrito, dos tubos externos, e das hastes internas, da norma podemos citar:

- O cone deve ter o ângulo da ponta de 60 graus (± 5 graus);
- Diâmetro de base entre 34,8 mm e 36,0 mm;
- Rugosidade média inferior a 1 μm ;
- A base do cone deve ter uma altura de 2 a 5 mm para ponteiros mecânicos, e de 2 a 10 mm no caso das elétricas;
- A luva de atrito deve ter o mesmo diâmetro da base do cone com tolerância de $+0,5$ mm;
- A área da superfície externa da luva deve ser de 150 cm^2 (± 3 cm^2);
- A luva de atrito deve ter rugosidade média inferior a 1 μm ;
- Os tubos externos devem ter diâmetros externos não maiores que aquele especificado para a base do cone, e diâmetro interno constante;
- Os seguimentos dos tubos externos devem ser de mesmo tamanho, e acoplado um ao outro formando um conjunto solitário;
- O diâmetro das hastes internas deve ser de 0,7 a 1,5 mm menor que o diâmetro interno dos tubos externos, e no mínimo de 14 mm;

O grande diferencial do ensaio de piezocone é a possibilidade de obtenção da resistência não drenada do solo (S_u) e ainda o registro ao longo da profundidade do perfil da

poropressão e do lençol freático, possibilitando a indicação de camadas drenantes no perfil, mesmo camadas de poucos centímetros de espessura. Porém dependendo do modelo de ponteira que está se utilizando, não é possível fazer coletas de amostras, assim como no ensaio de SPT. A medida da resistência de ponta, assim como a resistência do atrito lateral, ocorre de forma direta e simultânea. (Fonine e Rojas, 2006 e Schnaid, 2000).

2.1.1.3 Ensaio de palheta

O ensaio de campo de palheta para estimativa da resistência natural dos solos argilosos moles a rijos saturados, também conhecido como vane test, é atualmente a forma mais utilizada para determinação dos valores de Resistência não-drenada (S_u) e resistência amolgado(S_{ur}) (Skempton, 1948).

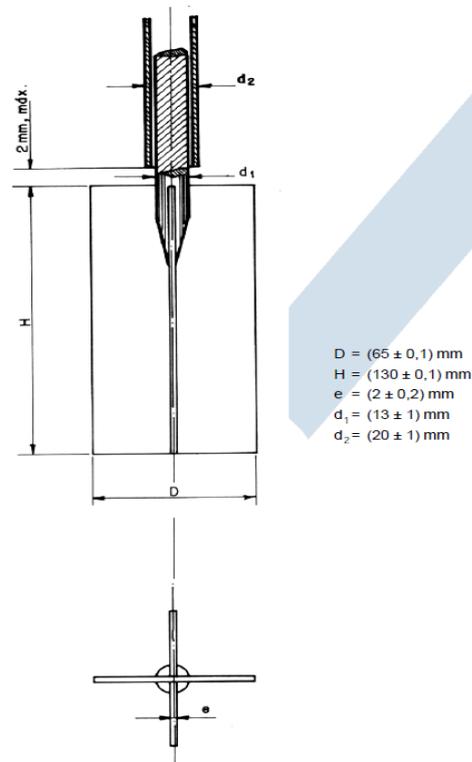
A norma ABNT 10905 MB 3122 prescreve o método para determinação da resistência não drenada (S_u) do solo *in situ* através do ensaio de palheta, dentre essas prescrições é importante destacarmos a aparelhagem utilizada para o ensaio, e a sua execução.

Existem dois tipos de equipamentos empregados para a execução do ensaio, o equipamento tipo A, e o equipamento tipo B, que segundo o DNER-PRO 381/98 possui qualidade muito inferior ao A.

No tipo A o ensaio é realizado sem necessidade de perfuração prévia, que o que acontece no tipo, para a execução de ambos, temos como aparelhagem e características em comum trazidas pela ABNT NBR 10905 MB 3122:

- Palheta, com quatro pás, preferencialmente de aço de alta resistência, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm e demais dimensões constantes na figura 4:

Figura 4- Palheta padrão



Fonte: ABNT NBR 10905 MB 3122 (1989).

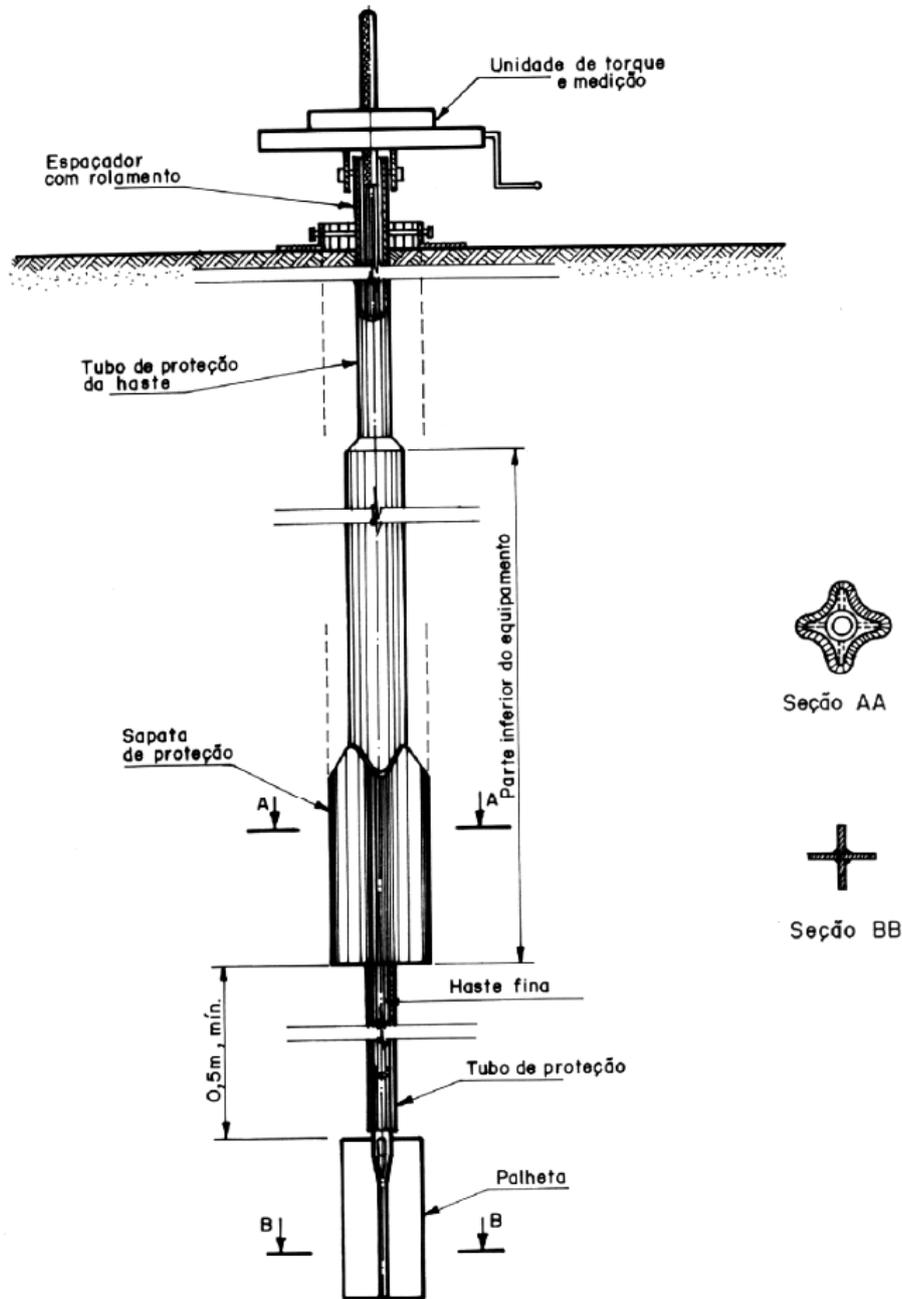
- Quando o ensaio é executado em argila rija com resistência não drenada superior a 50 kPa, tolera-se o uso de palheta retangular com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm;
- Haste fina, com diâmetro de (13 ± 1) mm, conforme figura 4, e comprimento capaz de cravar a palheta 0,5 m no solo. É constituída de aço capaz de suportar os torques aplicados à palheta;
- Tubo de proteção da haste fina, com diâmetro externo de (20 ± 1) mm, para eliminar o atrito solo-haste fina, sendo mantido estacionário durante o ensaio. O espaço entre a haste fina e a parede do tubo de proteção deve ser preenchido com graxa para evitar o ingresso de solo e atritos mecânicos.
- Hastes de extensão, de aço capaz de transmitir sem romper o torque à palheta, compostas de segmentos acopláveis com 1 m de comprimento. Devem ser capazes de suportar o peso próprio, durante o ensaio, sem desalinhamento significativo. O acoplamento de hastes não deve permitir deslizamento ou rotação entre hastes durante o ensaio;

-
- Equipamento de unidade de torque e medição, que imprima através de engrenagens uma rotação às hastes de $(6 \pm 0,6)^\circ/\text{min}$ e que permita medição do torque aplicado às hastes. O mecanismo deve ser dotado de coroa e pinhão e acionado por manivela. A relação de redução deve ser tal que permita o acionamento manual e o controle da velocidade de rotação da palheta dentro da tolerância especificada. As partes deslizantes são montadas sobre rolamentos, de forma a reduzir o atrito a valores aceitáveis. Durante a execução de um ensaio são desejáveis leituras de rotação a cada 2° para construção da curva torque x rotação;

Além da aparelhagem e as características em comum trazidas acima, temos as singularidade do tipo A e do tipo B trazidas pela norma, para o tipo A:

- O equipamento tipo A permite sua cravação estática em solos moles a partir do nível do terreno. Durante esta cravação, a palheta é protegida, permanecendo no interior de uma sapata, conforme mostrado na Figura 5;

Figura 5- Equipamento tipo A.



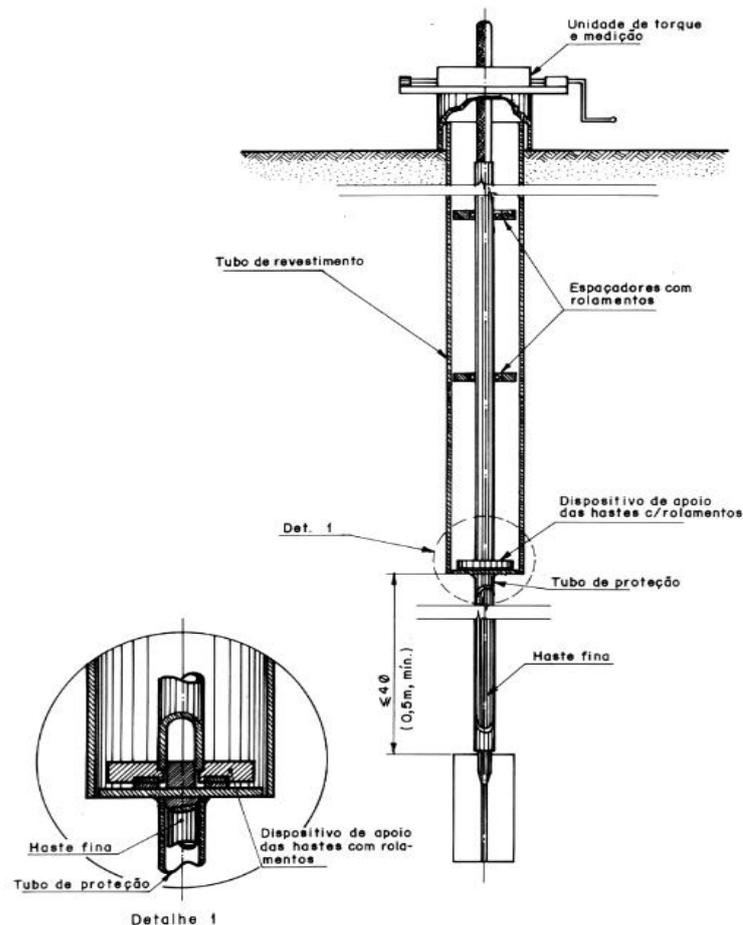
Fonte: ABNT NBR 10905 MB 3122 (1989).

- A parte inferior do equipamento deve conter rolamentos axiais e laterais vedados e lubrificados, de forma a centralizar as hastes de extensão e apoiá-las sobre rolamentos. O tubo de proteção da haste fina é mantido estacionário durante o ensaio. Tais dispositivos devem evitar o atrito solo-haste e reduzir os atritos mecânicos a valores desprezíveis;

- Além destas características, uma vez atingida a profundidade desejada, a parte inferior do equipamento permite cravar a palheta 0,5 m no solo;
- As hastes de extensão são protegidas por um tubo ao longo de todo o seu comprimento;
- A haste superior é provida de um rolamento centralizador, as demais são centralizadas por espaçadores, que não provoquem atritos significativos, instalados em intervalos não superiores a 3 m ao longo das hastes;
- O dispositivo de medição e leituras se apoia diretamente no tubo de proteção da haste e reage contra este.

Para a execução com o equipamento tipo B, o ensaio é realizado no interior de uma perfuração prévia em furos de sondagem, como podemos ver na Figura 6:

Figura 6- Equipamento tipo B



Fonte: ABNT NBR 10905 MB 3122 (1989).

Como outras singularidades deste tipo de equipamento, pode-se citar:

- Este equipamento é mais suscetível a erros, devido a atritos mecânicos e translação da palheta, e todo esforço deve ser feito no sentido de minimizá-los;
- São utilizados espaçadores com rolamentos em intervalos não superiores a 3 m ao longo das hastes de extensão. O conjunto das hastes se apoia em um dispositivo com rolamentos instalados na extremidade inferior das hastes, que, por sua vez, está conectado ao tubo de proteção da haste fina. Este dispositivo permite que a rotação das hastes não seja transmitida ao tubo de proteção da haste fina, que permanece estacionário durante o ensaio. Com isso, tanto o atrito solo-haste, como os atritos mecânicos, desalinhamento das hastes e translação da palheta são evitados ou reduzidos a valores desprezíveis;
- Todos os rolamentos devem ser bem lubrificados e vedados para evitar o ingresso de solo;
- A unidade de torque e medição se apoia e reage no tubo de revestimento ou dispositivo auxiliar que, por sua vez, reage contra o solo;

Para a execução dos ensaios a norma separa a execução para cada tipo de equipamento, assim, para o equipamento tipo A:

- O equipamento com a palheta na posição recolhida dentro da sapata é cravado estaticamente no terreno com auxílio de macaco ou tripé de sondagem;
- Atingida a profundidade desejada, as hastes de extensão são forçadas cravando-se a palheta no solo 0,5 m a frente da sapata de proteção, sem rodá-la;
- A unidade de torque e medição é então posicionada, e os instrumentos zerados;
- Aplica-se imediatamente o torque, realizando-se leituras e registrando-se o torque máximo ou, preferencialmente, a curva torque-rotação aplicada. O tempo decorrido entre o fim da cravação da palheta e o início da rotação aplicada não deve ser superior a 5 min;
- Imediatamente após a determinação do torque máximo, aplicam-se dez revoluções completas à palheta e refaz-se o ensaio para determinação da resistência amolgada (Sur). O intervalo de tempo entre os dois ensaios deve ser inferior a 5 min.

Para o ensaio do tipo B:

- O conjunto palheta-espaçadores-hastes é introduzido em uma perfuração previamente executada com diâmetro 75 mm, preferencialmente. Sempre que

necessário, a perfuração é revestida em toda a sua extensão para evitar desmoronamentos;

- Quando este conjunto tocar o fundo do furo, crava-se a palheta rapidamente no solo, sem rodá-la, num comprimento maior que 0,5 m e não inferior a quatro vezes o diâmetro do furo de sondagem;

Os demais procedimentos seguem os três últimos descritos para o ensaio tipo A.

2.1.2 Ensaio de laboratório

Os ensaios de laboratório complementam os ensaios de campo e tem a capacidade de determinar parâmetros importantes e precisos de modo a obter uma caracterização representativa.

Algumas vantagens dos ensaios de laboratórios são as condições de contorno bem definidas, condições de drenagem controlada, no qual podem ser analisadas para uma situação específica, trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio, onde é analisado o comportamento do solo com determinadas tensões e com condições drenadas e não-drenadas, e natureza do solo identificável.

Sabendo a importância dos ensaios, lista-se a seguir alguns ensaios de maior recorrência para estudos de solos moles.

2.1.2.1 Ensaio de caracterização

2.1.2.1.1 Índices Físicos

O estado físico de um solo é normalmente descrito por uma série de grandezas que relacionam os pesos e/ou volumes das partes sólidas e dos vazios (ar/água) do mesmo. Estas grandezas (índices) relacionam entre si, e a partir do conhecimento de três delas, é possível determinar todas as outras. Intuitivamente, nota-se que o estado físico se refere à massa do solo e não às partes constituintes do mesmo. Por estarem diretamente relacionados com o comportamento do solo, o conhecimento dos índices físicos é de grande importância.

2.1.2.1.2 Teor de Umidades, w

Em definição, a umidade natural de uma amostra é expressa em porcentagem equivalente à razão entre o peso da água e o peso da porção sólida existentes num mesmo volume (Chiossi, 1979).

Segundo a NBR-6457 ABNT (1986), o ensaio que define tal índice físico é realizado durante a preparação de amostras para ensaios de caracterização, de modo a determinar o teor de umidade higroscópica da amostra. Este, por sua vez, representa o teor de umidade da amostra na ausência de água livre ou capilar após destorroamento e secagem completa do solo.

2.1.2.1.3 Densidade Real dos Grãos

A densidade real dos grãos (δ), em definição, é a razão entre o peso específico da partícula (γ_g) e o peso específico da água (γ_a) isenta de ar e à temperatura de 4 °C. A densidade é obtida também através da razão entre a massa específica da partícula (ρ_g) e a massa específica da água (ρ_a) a 4o C, conforme demonstrado na Equação 1 (Das, 2007):

$$\delta = \rho_g/\rho_a = \gamma_g/\gamma_a$$

No ensaio, em resumo, a amostra é primeiramente submetida a um processo de dispersão, sendo em seguida transferida, cuidadosamente, para o picnômetro de forma a evitar a perda do material previamente pesado. Em seguida adiciona-se água destilada e aplica-se pressão a vácuo para remover o ar aderente às partículas, e garantir a acurácia do ensaio. Após remoção total do ar, o sistema é devidamente pesado e comparado ao peso do picnômetro preenchido apenas por água, sendo enfim definida a densidade.

2.1.2.2 Ensaios oedométricos

Pinto (2009) define o ensaio de compressão oedométrica como sendo a compressão do solo contido dentro de um molde que impede qualquer deformação lateral. Poderia ser chamado de ensaio de compressão confinada, mas generalizou-se, na Mecânica dos solos, a expressão compressão oedométrica. O ensaio simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se depositam, quando se constrói um aterro em grandes áreas.

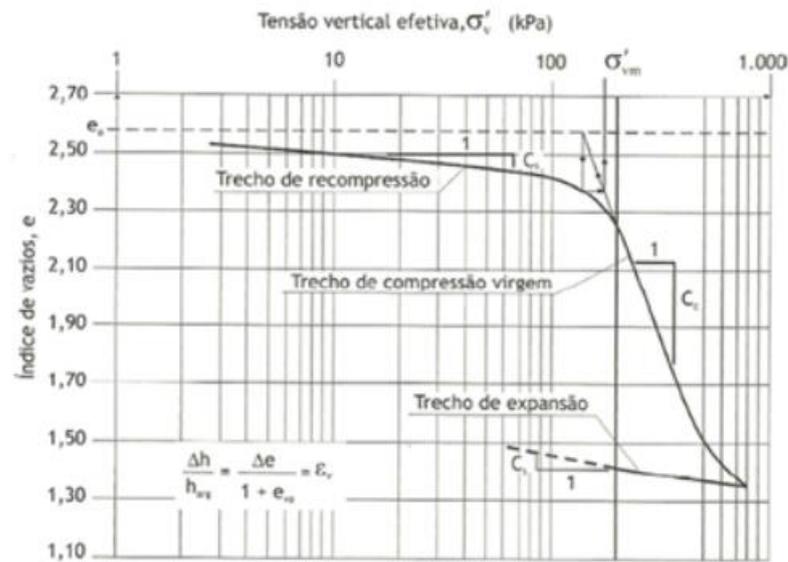
Duas análises de importância especial na previsão do comportamento de aterros construídos sobre depósitos de solos moles são relacionadas: 1) à quantificação das deformações induzidas na fundação pelo carregamento e 2) à evolução dessas deformações no tempo. Estas duas análises são feitas a partir do conhecimento das características de compressibilidade e permeabilidade do solo mole de fundação. O conhecimento destas características pode ser obtido, por sua vez, a partir da análise dos resultados de ensaios de adensamento oedométricos realizados em corpos de prova moldados de amostras indeformadas.

A tensão vertical máxima a ser aplicada deve ser escolhida em função da história de tensões do solo e da altura de aterro a ser aplicada. No caso de argilas muito moles, pode-se iniciar com tensões verticais baixas, por exemplo, de 1,5 kPa ou 3 kPa, dobrando-se a carga em sequência até atingir a tensão vertical necessária, que mesmo para aterros baixos deve ser da ordem de 400 kPa, no mínimo. Esse nível de tensões permite a melhor definição da curva virgem e também avaliar a qualidade da amostra, pois amostras de argilas moles de boa qualidade têm trecho virgem com clara curvatura no gráfico σ'_{v0} versus e (Almeida e Marques, 2010).

O resultado do ensaio de adensamento é o gráfico da curva de índice de vazios em função do logaritmo das pressões aplicadas, como ilustrado na figura 7. O primeiro trecho da curva apresenta um comportamento aproximadamente elástico e pode ser ajustado por uma reta. A inclinação desta primeira reta fornece o índice de recompressão (C_r) do solo.

Na figura 7 percebe-se que a partir de determinada tensão há uma intensificação das deformações, este trecho também pode ser definido por uma reta denominada reta virgem, neste estágio as deformações não são mais recuperáveis, a inclinação da reta virgem fornece o índice de compressão (C_c). Se houver o descarregamento do solo, surge outro trecho cuja inclinação fornece o índice de expansão (C_s).

Figura 7- Gráfico obtido a partir do ensaio de adensamento oedométrico



Fonte: Almeida e Marques (2010).

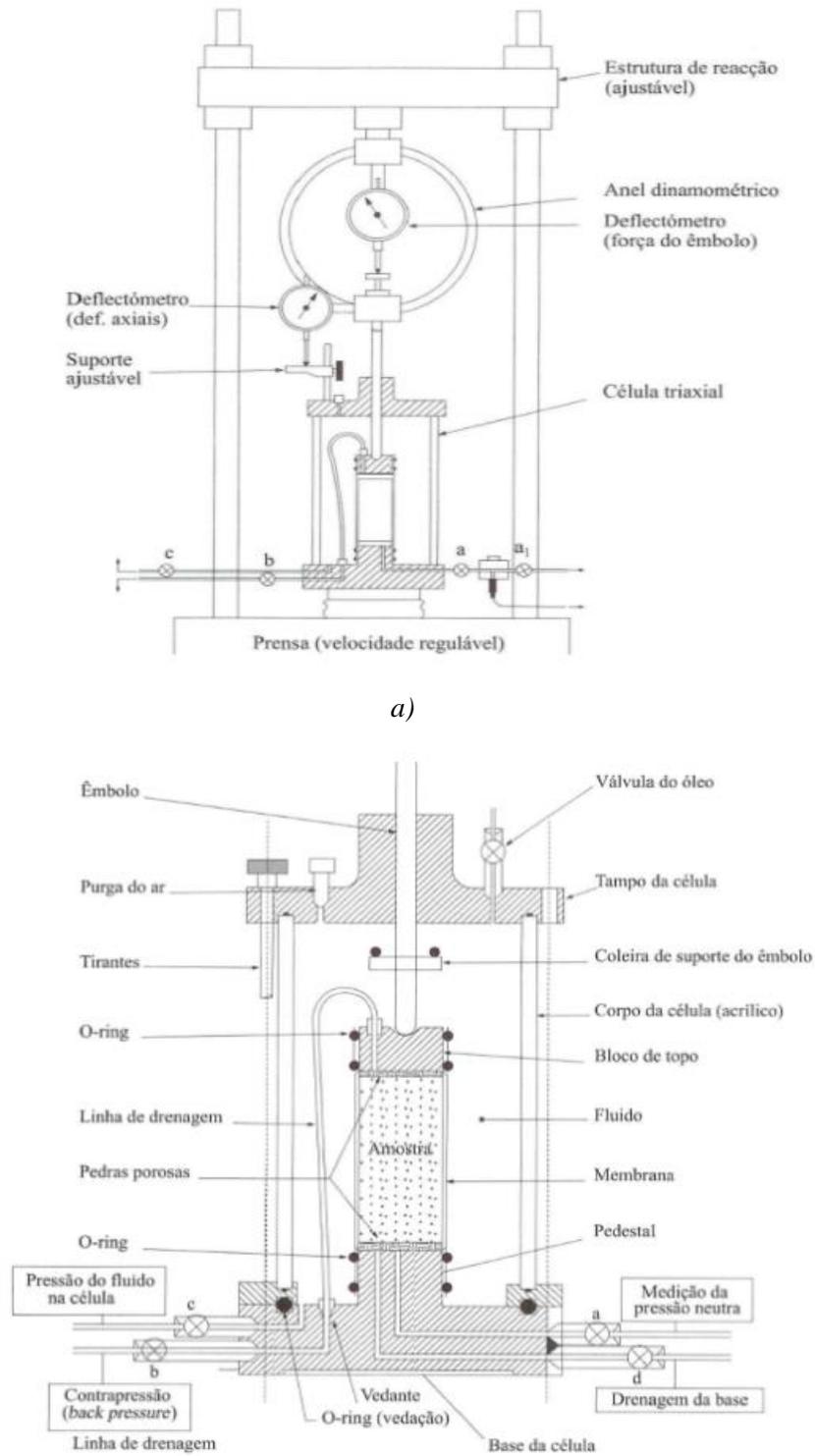
2.1.2.3 Ensaios Triaxiais de compressão isotrópica

Conforme descrito por Pinto (2006), no ensaio de compressão triaxial a amostra é devidamente moldada em forma cilíndrica, impermeabilizada e colocada em uma câmara de ensaio, onde é submetida a um carregamento axial e pressão confinante promovida por pressão hidrostática atuante em todas as direções na câmara de ensaio. Durante sucessivos carregamentos são registrados o acréscimo de tensão axial em função da deformação vertical do corpo de prova a fim de definir a resistência ao cisalhamento.

Os ensaios triaxiais podem ser realizados sob diferentes condições de drenagem, de modo a representar de forma mais efetiva as condições observadas em campo. Desta forma, altera-se a dissipação da pressão neutra e a velocidade dos ensaios, os quais podem ser ensaios adensado drenado (CID), adensado não-drenado (CIU) e não-adensado não-drenado (UU). No Brasil, a execução de qualquer um desses tipos de ensaios utiliza como referência os procedimentos contidos nas normas internacionais ASTM-D7181, ASTM-D4767 e ASTM-D2850 para ensaios CD, CU e UU, respectivamente.

A amostra a ensaiar é protegida com uma membrana impermeável. A amostra é colocada na câmara da célula triaxial, de modo que os eixos da amostra e da câmara fiquem coincidentes. Nas bases superior e inferior da amostra são colocadas duas pedras porosas (Fernandes, 2006). A Figura 8 esquematiza um equipamento de ensaio triaxial.

Figura 8- Esquema do equipamento do ensaio triaxial: a) esquema geral da prensa com a célula triaxial; b) pormenor da célula triaxial



b)

Fonte: Fernando (2006)

Esse ensaio foi usado do depósito argiloso devido a sua importância para a boa compreensão de um carregamento isotrópico *in situ*, quando as tensões efetivas aumentam de forma isotrópica, como é no caso do pré-carregamento por vácuo que é o tema principal do trabalho. Foram executados ensaios triaxiais de compressão isotrópica à 20°C e estes ensaios foram executados sobre corpos de prova de 71 mm de altura e 37 mm de diâmetro.

2.1.2.4 Confiabilidade da Amostragem

A confiabilidade dos resultados dos ensaios de laboratório em solos moles é dependente da integridade das amostras indeformadas e da extrusão do solo do amostrador.

Os resultados dos ensaios de adensamento são muito dependentes da qualidade da amostra. Assim, para avaliação da qualidade das amostras, Lunne et al. (1997), Sandroni (2006) e Coutinho (2007) propuseram critérios baseados na relação $\Delta e/e_0$, em que o Δe é a variação do índice de vazios obtido nos ensaios de adensamento referente ao início do ensaio, até atingir e_{v0} correspondente à tensão efetiva *in situ* (σ'_{v0}). A Tabela 4 apresenta os critérios para classificação da qualidade das amostras.

Tabela 4- Critério para classificação da qualidade da amostra a partir de $\Delta e/e_0$

Autor	OCR	Qualidade da amostra			
		Excelente-Muito boa	Boa-Regular	Ruim	Muito Ruim
Lunne et al (1997)	1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
	2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
Sandroni (2006)	<2	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
Coutinho (2007)	1-2,5	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

Fonte: Almeida e Marques (2010).

O amolgamento de uma amostra diminui a permeabilidade e, conseqüentemente, o coeficiente de adensamento vertical, o que pode causar uma avaliação equivocada da evolução dos recalques com o tempo, ou seja, os prazos previstos para estabilização, com base

em amostras amolgadas, podem ser maiores (ALMEIDA e MARQUES, 2010). Também uma amostra de má qualidade apresentará menor tensão de pré-adensamento.

2.2 Soluções Típicas de Aterros Sobre Solos Moles

O método construtivo mais apropriado à execução de aterros sobre solos moles está associado a diversas condicionantes, tais como as características do depósito, a utilização da área, a vizinhança local, os prazos construtivos e os custos envolvidos na implantação do empreendimento.

Diversos métodos de melhoramento podem, atualmente, ser utilizados para evitar comportamentos indesejados durante a construção ou durante a vida útil do empreendimento. Para tanto, alguns métodos de melhoramento contemplam o controle dos recalques, outros o controle da estabilidade, embora a maioria dos métodos adotados, na prática, contemplem as duas questões. Maiores detalhes sobre a experiência brasileira na utilização dos métodos de melhoramento de solos moles podem ser encontrados em Almeida et al. (2010).

A seguir podemos ver a Tabela 5 que mostra os principais métodos construtivos de aterros sobre solos moles e sua atuação em controle de recalques e no controle de estabilidade.

Tabela 5- Métodos construtivos de aterros sobre solos moles

Método construtivo	Controle por estabilidade	Controle de recalques
Aterro reforçado	X	
Bermas laterais e reforço	X	
Construção em etapas	X	
Redução da altura do aterro	X	X
Aterros leves	X	X
Colunas de brita convencionais e encamisadas	X	X
Coluna de solo estabilizado	X	
Aterro sobre estacas	X	X
Substituição parcial ou total de solo	X	X
Drenos verticais de areia ou geodrenos		X
Carregamento por vácuo	X	X

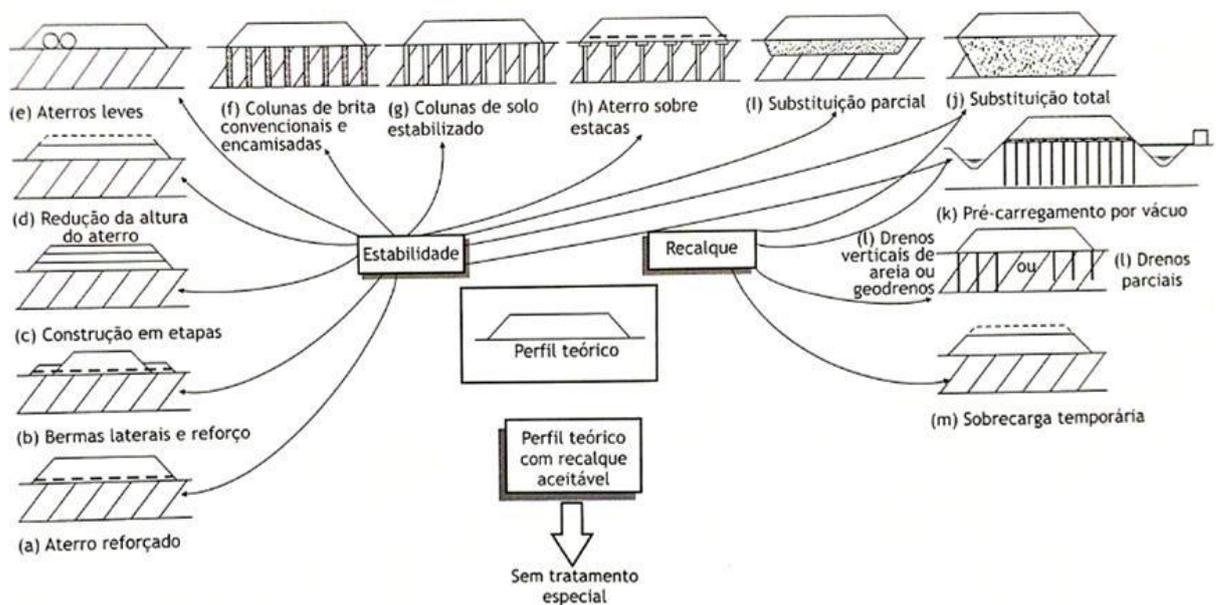
Fonte: Deotti (2015)

Restrições quanto ao prazo podem inviabilizar algumas técnicas convencionais de execução de aterros sobre solos moles, o que favorece as técnicas mais avançadas do ponto de vista construtivo, e ainda, as antigas técnicas de remoção do solo mole de fundação se tornam

cada vez mais restritas, em virtude das espessas camadas de solo mole e da inexistência de áreas disponíveis para o descarte desses materiais. Outro ponto importante, é que muitas vezes há também a restrição de espaço, que pode inviabilizar o uso de bermas de equilíbrio (Carvalhais, 2017).

A seguir temos a Figura 9 com as principais técnicas construtivas de aterros sobre solos moles e desenhos ilustrativos para cada uma delas.

Figura 9- Técnicas de construção de aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2010).

2.2.1 Substituição total e parcial de solos moles

A substituição de solos moles consiste na retirada total ou parcial desses solos por meio de dragas ou escavadeiras e na imediata execução de um reaterro em substituição ao solo mole. Esse método construtivo é utilizado em geral nos depósitos com espessuras de solos compressíveis de até 4 metros e tem como vantagem a diminuição ou eliminação dos recalques e o aumento do fator de segurança contra ruptura (Almeida e Marques, 2010).

Para esse tipo de solução inicialmente é feito um aterro de conquista sobre o solo mole, que permitirá a entrada de equipamentos, e logo após a draga inicia a escavação do solo mole, seguido do preenchimento da cava com material proveniente de áreas de empréstimo. A substituição pode ainda ser efetuada, realizando-se o lançamento de pedra jogada, de tal forma

que o enrocamento expulsa a água presente no solo mole, tornando-o mais resistente e menos deformável (Carvalhais, 2017).

Uma das vantagens desse tipo de solução é o controle da estabilidade e dos recalques, e uma das desvantagens é segundo Almeida, 1996 e Macedo, 2002 é a necessidade de local para disposição do solo extraído, sendo por isso uma solução de difícil viabilidade em grandes cidades segundo Almeida e Marques, 2004. Carvalhais, 2017 traz ainda em seu trabalho a necessidade de uma remoção previamente e adequadamente planejada, devido à baixa capacidade de suporte do solo, para que com isso não ocorra acidentes, como pode ser visto na figura 10:

Figura 10- Acidente envolvendo escavação em solo mole



Fonte: Valle (2012).

A substituição parcial do solo mole foi usada no projeto de parte do aterro para a Refinaria Abreu e Lima no complexo de suape, em Ipojuca-PE, nesse projeto foi determinado a troca de 4 m do solo mole superficial por solo encascalhado tipo estolho de pedreira, seguido de areia, que iria se constituir também em colchão drenante, contribuinte do processo de aceleração dos recalques por adensamento das camadas compressíveis subjacentes.

2.2.2 Aterros sobre drenos verticais

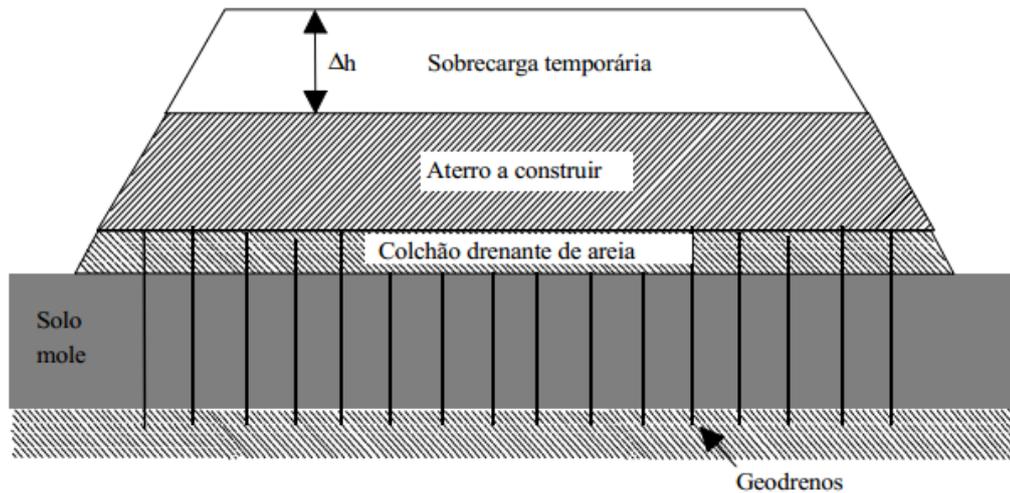
Segundo Oliveira e Almeida (2004), os primeiros drenos verticais eram em areia e foram executados no final da década de 1920 na Califórnia, Estados Unidos. No final da década de 1930 foi desenvolvido um dreno vertical pré-fabricado com núcleo em papelão envolto por um filtro em papel, porém tinham rápida deterioração. Em 1970 o papelão foi substituído por material geossintético ranhurado e o filtro em papel trocado por tecido geotêxtil não-tecido e este é o tipo utilizado atualmente.

Sandroni (2006) cita que até cerca de 30 anos atrás, utilizavam-se drenos, com diâmetro entre 15 e 30 cm, constituído de areia, mas que este tipo de drenos está praticamente abandonado. Existem vários tipos de drenos verticais utilizados em aterros para aceleração de recalques. Os drenos verticais de areia são pouco utilizados atualmente devido a pouca disponibilidade de jazidas de areias e problemas causados pela constante extração de areia. Com isso, o uso dos drenos geossintéticos vem aumentando muito nos dias atuais, devido à rapidez de execução.

Geralmente, faz-se uso de drenos verticais como complemento à sobrecarga temporária para promover a aceleração dos recalques ao diminuir o caminho de drenagem dentro da massa de solo compressível. Os principais tipos de drenos são de materiais granulares como areia ou ainda drenos pré-fabricados, os chamados geodrenos e drenos fibroquímicos (DNER, 1998).

A sobrecarga temporária tem como objetivo a aceleração dos recalques por adensamentos primários e compensam os recalques secundários de forma a minimizarem os recalques pós construtivos. Podem ser classificadas em sobrecargas provisórias, onde são removidas ao final do adensamento desejado ou permanentes, onde são incorporados ao aterro na sua configuração final (BARAN, 2014).

Figura 11- Tratamento de fundação com geodrenos e sobrecarga temporária



Fonte: DNER (1998)

Esse tipo de solução foi usada com êxito segundo Possamai, 2016 no campus da UFSC construído nas proximidades do Km 52 da BR 101 em Santa Catarina, onde o mesmo analisou o comportamento do aterro em termos de deslocamentos e poropressão em um trecho do aterro, informações que podem ser analisadas em seu trabalho.

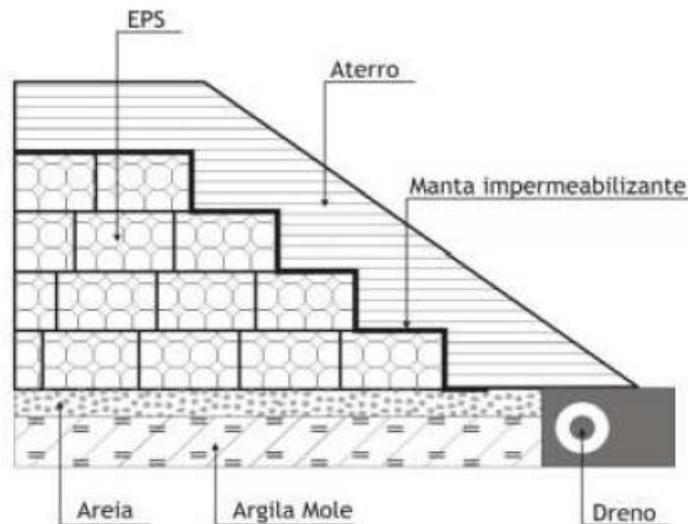
2.2.3 Aterros leves

De acordo com Barreto (2008), quando o aterro tem grande altura e é próximo de produtoras de material leve, o uso destes pode ser um dos métodos mais indicados; contudo, este método executivo deve ser usado em aterros do tipo classe I (aterros junto a estruturas rígidas).

Faz-se uso de materiais alternativos mais leves quando se almeja controlar os recalques primários e também secundários já que estes dependem diretamente do acréscimo de tensão vertical causado pelo aterro construído sobre o solo mole. Portanto, o uso de materiais mais leves proporciona a melhoria das condições de estabilidade permitindo também a implantação mais rápida da obra, diminuindo os recalques (ROZA, 2012).

O EPS tem como grande vantagem também a sua durabilidade: ainda não é conhecida a idade limite para uso do EPS sem que haja alteração de suas propriedades. Apesar disso, dever haver o cuidado com a correta aplicação deste, visto que isso garantirá um desempenho satisfatório ao longo do tempo. O EPS também não é alimento (substrato) para que os microrganismos se desenvolvam, impedindo assim a sua decomposição. Poderá haver surgimento de bolor, mas este não altera as características do EPS (MACHADO, 2012).

Figura 12- Seção Transversal de um aterro construído com EPS



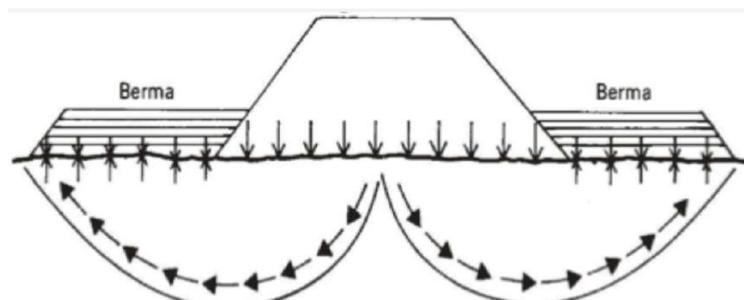
Fonte: Almeida e Marques (2010).

De acordo com Firmino, 2013 esse tipo de solução tem sido muito utilizada em alguns países, por exemplo, o EPS vem sendo utilizado na Noruega na construção de aterros rodoviários por apresentar um peso específico muito baixo, aliado a uma resistência à compressão significativa, desde 1972. Na América do Sul, o Chile e a Venezuela já utilizam o EPS com o mesmo fim há vários anos. No Brasil, existem alguns exemplos de utilização em obras rodoviárias, incluindo encontros de ponte na Linha Verde (Bahia), na duplicação da rodovia BR-101 em Goiana - PE e uma passagem superior em Várzea Paulista (São Paulo).

2.2.4 Aterros com bermas de equilíbrio

O emprego de bermas de equilíbrio é uma solução de estabilização física, que não altera as propriedades geotécnicas do solo mole da fundação, podemos ver essa solução na figura 13:

Figura 13- Uso de Bermas de equilíbrio para aterros



Fonte: Almeida e Marques (2010)

O uso dessa técnica está associado ao equilíbrio dos esforços atuantes pela execução de plataformas laterais de contrapeso, construídas junto ao aterro principal, que são responsáveis por criar um momento contrário ao de ruptura provocado pela carga do aterro, aumentando o confinamento e conseqüentemente a capacidade de carga da fundação (Carvalhais, 2017).

É possível também evitar o deslocamento dos materiais instáveis, durante a execução do aterro, visto que as bermas de equilíbrio servem de contrapeso aos empuxos resultantes da carga do aterro principal (Almeida e Marques, 2010).

Temos como principais condicionantes para o uso dessa solução, o volume necessário de aterro e a disponibilidade das áreas laterais ao aterro principal.

Para a execução desse tipo de solução, deve-se, inicialmente, construir a primeira camada com altura menor que a altura crítica do aterro, e as bermas laterais de mesma altura para contrapeso. Logo depois, o aterro é finalizado com a altura prevista. A sobrecarga gera uma superfície de ruptura, inibida pelo peso das bermas, promovendo a estabilidade do solo. (Silva, 2017)

Essa solução tem sido usado em várias partes do Brasil, vale destacar seu uso em trechos na BR 101 em Santa Catarina segundo Araújo et al(2012).

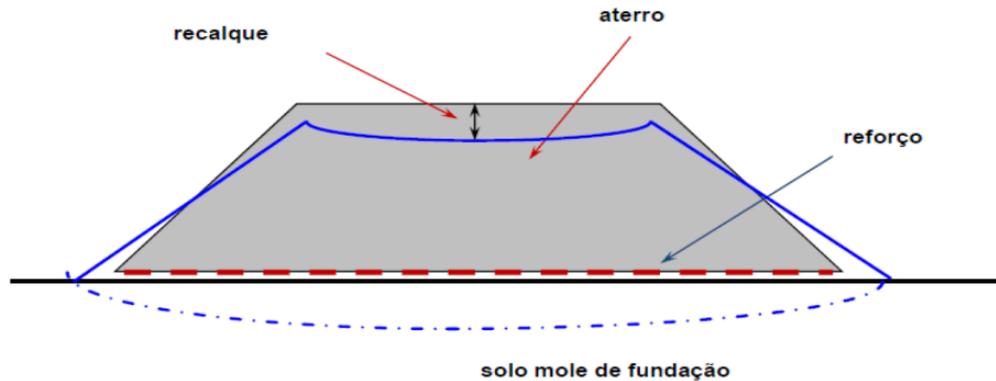
2.2.5 Aterros reforçados com geossintéticos

Essa solução consiste na inclusão de materiais poliméricos de elevada resistência e rigidez na base do aterro, o que aumenta o fator de segurança do sistema em termos de estabilidade global, tanto durante o processo executivo como nas fases subsequentes de adensamento do solo e da fundação (Silva e Palmeira, 1998).

Essas inclusões podem ser na forma de geotêxteis ou geogrelhas, que são elementos bidimensionais, diferenciados pelos mecanismos de interação solo-reforço. No caso dos geotêxteis, a interação resulta basicamente do atrito gerado na interface entre o solo e a superfície de reforço, enquanto que nas geogrelhas os mecanismos responsáveis pela condição estabilizadora do aterro são resultantes do atrito e da resistência passiva ou ancoragem (Perboni, 2003).

Segundo Silva e Palmeira (1998) este método proporciona melhor distribuição das tensões aplicadas pelo aterro sobre o solo de fundação, minimização dos recalques diferenciais, redução dos deslocamentos horizontais, redução do tempo de execução, aumento do fator de segurança do conjunto e o aumento da vida útil da obra.

Figura 14- Reforço de base de aterro com geossintéticos



Fonte: Silva e Palmeira (1998).

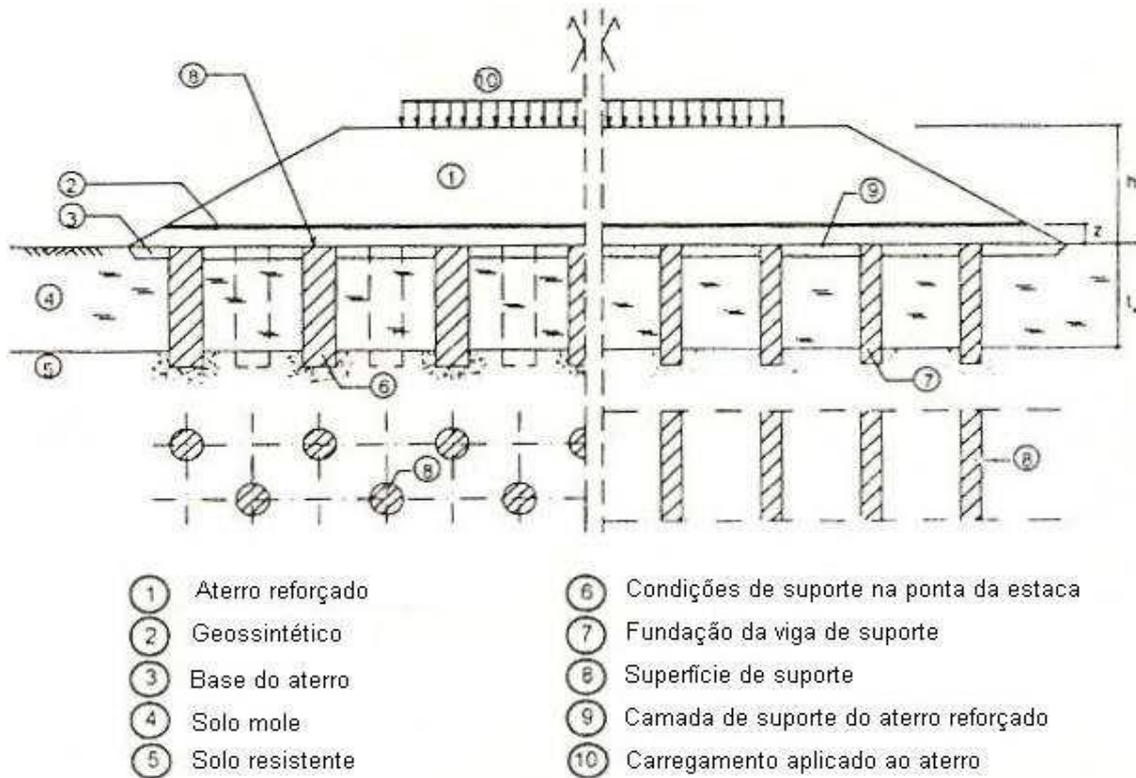
O uso de geossintético para reforço de base de aterro é muito difundido em todo o mundo, segundo Silva, 2017 existe o conhecimento do uso dessa técnica em pontes no Rio Grande do Sul, em rodovias na China e na Argélia e em Cais no Canadá.

2.2.6 Aterros sobre elementos de estacas

O uso de aterros estaqueados reforçados tem como fundamento proporcionar a transferência da carga do aterro diretamente a um substrato mais resistente de solo abaixo da camada compressível, diminuindo as tensões atuantes na camada de solo compressível, evitando desta maneira os recalques excessivos do aterro. A utilização desta metodologia de construção tem se tornado cada vez mais atrativa devido à economia de tempo alcançada com esta solução (Spotti, 2006).

O reforço da base do aterro com geossintéticos é cada vez mais difundido e adotado com o objetivo de garantir a estabilidade da obra. Nas últimas décadas, os geossintéticos vêm desempenhando um papel fundamental, substituindo ou aprimorando técnicas existentes, permitindo associações e combinações com solos e agregados, resultando em soluções mais rápidas, mais leves, mais esbeltas, mais confiáveis e mais econômicas. O uso de reforços geossintéticos na base dos aterros estaqueados melhora o seu desempenho, permitindo otimizar espessuras de aterro, espaçamentos entre estacas e redução ou até eliminação dos capitéis normalmente empregados (Mello e Bilffinger, 2004).

Figura 14- Aterro estaqueado reforçado com geossintético



Fonte: Mello e Bilfinger (2004).

Dentre as vantagens desse tipo de solução, Borba, 2007 destaca as seguintes:

- Permite rápida construção do aterro sem a necessidade de se esperar o adensamento da camada compressível;
- Elimina a necessidade de excesso de solo para acelerar o processo de adensamento (pré-carregamento) ou compensar os efeitos dos recalques excessivos;
- Reduz a interferência no meio ambiente devido aos menores volumes de material de jazida para a construção do aterro.

O emprego de aterros estaqueados é recente no Brasil (Mello e Bilfinger, 2004). Porém, em outros países, como Alemanha, e Austrália, vários são os relatos abordando o tema desde a década de 70 (Mello e Bilfinger, 2004 e Spotti, 2006). No Brasil vale destacar o uso desse tipo de solução na sede nacional do SESC/SENAC, onde foram usadas 10.000 estacas em uma área de 80.000 metros quadrados de acordo com Freitas Araújo et al., 2007.

2.2.7 Aterro sobre solos adensados por vácuo

Esse trabalho irá estudar o comportamento de um aterro experimental submetido ao adensamento por vácuo, então nesse tópico iremos nos aprofundar um pouco mais no tema, buscando trazer mais detalhes sobre a definição, execução, e relevância dessa solução.

O carregamento tradicional, na prática, é aplicado através da construção de aterros com ou sem sistemas de drenagem vertical. Contudo, existem situações que o engenheiro se depara com problemas de estabilidade, escassez de material de empréstimo, problemas ambientais relacionados a áreas de bota-fora, escassez de tempo ou limitações relativas a deslocamentos horizontais, a solução individual de carregamento tradicional torna-se inviável, e a utilização do carregamento por vácuo ou a uma combinação entre o carregamento tradicional e carregamento por vácuo podem se tornar particularmente interessantes para a melhoria das condições mecânicas em depósitos de argilas moles. (Deotti, 2015)

Ou seja, o pré-carregamento a vácuo é adotado para situações em que não permite grandes sobrecargas e o cronograma é curto. Isso se deve ao fato desta técnica reduzir a poropressão enquanto mantém a tensão total constante. Seu efeito é equivalente ao da aplicação de uma sobrecarga adicional ao solo, o que é, frequentemente, feito nas fases iniciais para satisfazer os requisitos de segurança (Zhuang e Cui, 2016).

Deotti (2015) e Marques (2014) definem carregamento por vácuo como a técnica em aplicar o vácuo em uma camada de argila, reduzindo a pressão atmosférica no seu interior e desta forma reduzindo a poropressão (através de um sistema de bombeamento), causando somente incrementos isotrópicos de tensão efetiva, os quais induzem recalques, assim como deslocamentos horizontais para dentro da região sob aplicação de vácuo.

O sistema de bombeamento é composto de bombas capazes de bombear água e ar que geram vácuo quase perfeito dentro de uma cuba. Mas a sucção efetivamente aplicada no terreno atinge, usualmente, valores da ordem de 70 – 80 kPa que são correspondentes a cerca de 70 a 80% de eficiência, que corresponde a uma sobrecarga de um aterro de aproximadamente 4.5 m de altura dependendo do aterro. (Deotti, 2015)

Esse tipo de sistema apresenta diversas vantagens, podemos dizer que em relação a pré-consolidação convencional, o pré-carregamento a vácuo dispensa a construção de bermas de equilíbrio, diminui a sobrecarga, demonstra melhor controle de estabilidade, menor movimento lateral e um tempo de construção mais acelerado. Pode ser utilizado com ou sem membrana.

Há uma necessidade que o sistema de aplicação a vácuo se adapte a cada situação e especificidades do local, para isso existem duas maneiras de se aplicar o carregamento por vácuo (Chai et al., 2018):

- a) Sistema de aplicação de vácuo em camadas estanques.
- b) Sistema de aplicação individual de vácuo nos drenos.

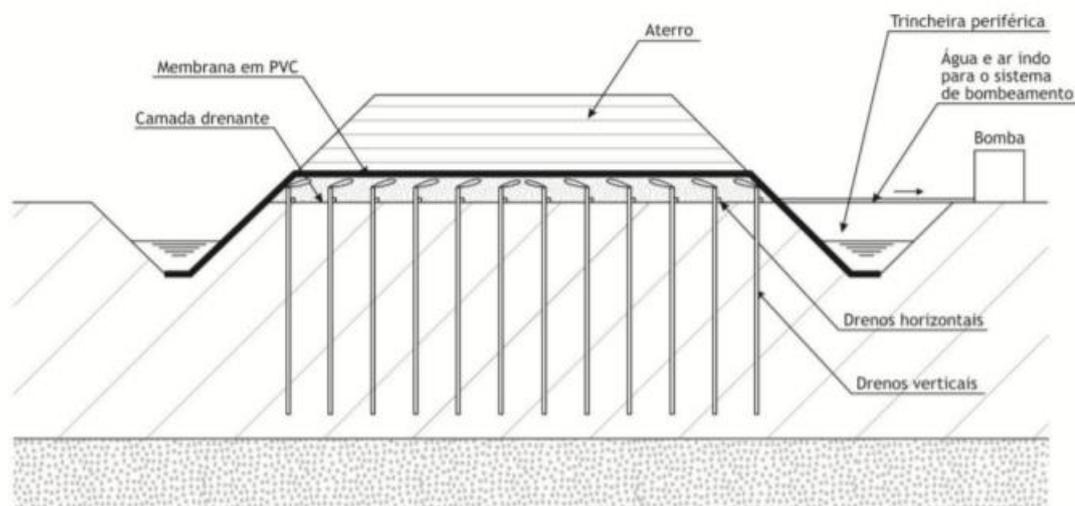
2.2.7.1 Sistema de aplicação de vácuo em camadas estanques

O sistema de aplicação de vácuo em camada estanque consiste em sugar para fora do solo a água e o ar existentes em seu interior através de um sistema de bombas de vácuo ligados em uma camada permeável estanque (Com a utilização de membrana PVC, por exemplo). Drenos verticais, combinados ao sistema de bombas de vácuo, normalmente são instalados para acelerar o processo de adensamento (Deotti, 2015).

Para impedir a entrada de ar no sistema e manter o vácuo, utiliza-se uma membrana impermeável de PVC, que cobre toda a área e desce até trincheiras periféricas para garantir a estanqueidade do sistema (MARQUES, 2001).

Podemos ver esse tipo de sistema na Figura 16:

Figura 15- Pré carregamento por vácuo com a técnica com membranas estanques



Fonte: Marques (2001)

As dificuldades executivas ocorrem quando há lentes de areia atravessando a massa de solo a ser tratada, e quando a camada permeável está na superfície do terreno (Deotti, 2015), o que pode inviabilizar economicamente a aplicação do vácuo. No caso de uma estratigrafia com ocorrência de lentes de areia, a execução de paredes estanques até a base da camada de

areia pode ser uma solução para a melhoria da eficiência do sistema. Também pode-se utilizar trincheiras de bentonita (Roza, 2012). E para quando a camada permeável está na superfície do terreno a estanqueidade do sistema, neste caso, é usualmente garantida através da instalação de uma membrana PVC sobre o terreno ou aterro de areia. Ao redor da área em tratamento são escavadas trincheiras até o nível da camada impermeável inferior e/ou do lençol freático. A instalação da membrana precisa ser feita certificando-se que suas bordas se mantenham constantemente submersas, dentro das trincheiras, garantindo, portanto, a estanqueidade do sistema (Deotti, 2015).

2.2.7.2 Sistema de aplicação individual de vácuo nos drenos

O sistema de aplicação individual de vácuo em drenos selados (CPDV - “caped” PDV) é tido como um sistema relativamente novo. O vácuo é transmitido diretamente para a camada na qual se pretende trabalhar, sem necessidade de membranas ou colchões de areia. Para tanto, cada dreno é individualmente ligado ao sistema de bombeamento através de um tampão geossintético (“cap”) que, além de isolar o trecho de dreno onde o vácuo é transmitido para o solo, promove a interface entre o PDV, usualmente retangular, e o sistema de bombeamento, usualmente circular (Deotti, 2015).

Tal sistema é comumente aplicado em combinação com a utilização de uma camada de solo superficial ou subterrânea, que age hermeticamente, não sendo assim necessária a utilização de membranas geossintéticas para garantir a estanqueidade. Cada dreno é ligado ao sistema de bombeamento de forma individual, o que pode ser mais trabalhoso durante o período de construção e durante a execução do aterro acima do vácuo. Contudo, a versatilidade de aplicação em diferentes condições de subsolo, inclusive situações submersas, torna o sistema uma alternativa ao sistema tradicional com membrana ou camada selante (Chai e Carter, 2011).

Podemos ver na figura 17 a aplicação dessa técnica:

Figura 16- Pré-carregamento por vácuo – Técnica sem membrana



Fonte: Marques (2014).

Dentre as vantagens desse tipo de sistema pode se destacar que é possível manter a eficiência, mesmo em perfis de solo onde existam lentes de materiais permeáveis e perfis com lençol freático abaixo da superfície (Chai *et al.*, 2010) e também a eliminação da “trincheira periférica”, o que pode ser muito relevante para casos com limitação de espaço (Marques, 2014).

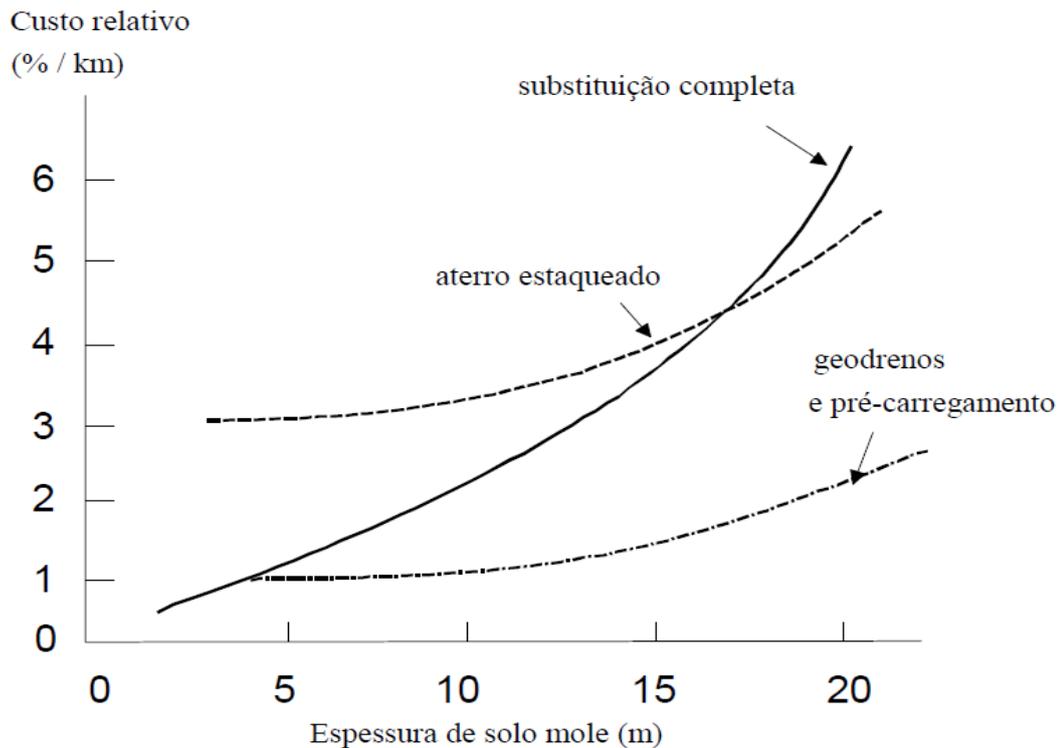
No aterro experimental de Saint-Roch-de-L’Achigan foi utilizado a solução com aplicação de vácuo em camadas estanques, fazendo uso das trincheiras laterais e de membranas estanques, os detalhes desse aterro serão detalhados na análise do estudo de caso.

2.2.8 Comparativo das soluções típicas

Neste item iremos fazer um breve comparativo entre algumas das soluções apresentadas aqui, falando sobre custos, características, dados necessários para o projeto, desvantagens, e confiabilidade.

Como vimos a técnica a ser adotada requer estudos específicos de cada caso. Os principais pontos são norteados basicamente em função dos custos, prazos para estabilização dos recalques e parâmetros geotécnicos da camada compressível a ser tratada, bem como o porte da obra a ser implantada (Carvalhais, 2017). O DNER 1998 traz uma comparação qualitativa típica entre custos relativos entre algumas soluções de aterros sobre solos moles como podemos ver na figura 18:

Figura 17- Comparação entre custas das alternativas de solução



Fonte: DNER (1998).

Com base no trabalho de Carvalhais, 2017; Almeida e Marques, 2010; DNER 1998, Deotti, 2015; Firmino, 2013; foi feita a tabela 6 que traz um resumo comparativo entre as metodologias de aterro sobre solos moles trazidas aqui.

Tabela 6- Resumo das metodologias construtivas e suas características

Resumos das metodologias construtivas e suas características					
Técnicas	Características	Dados necessários	Desvantagens	Confiabilidade	Comentários
Substituição total e parcial dos solos moles.	Eficaz, rápido, necessidade de bota-fora, grandes impactos ambientais, sendo necessário sondagens para aferição da quantidade de solo removido.	Espessura da camada a ser removida.	Local para disposição do solo removido.	Boa em casos de total substituição.	Alto custo, sobretudo para camadas espessas (maiores que 4 metros), ou grandes áreas.
Aterros sobre drenos verticais.	Utilizado para acelerar os recalques, com grande experiência acumulada. Pode-se usar	Espessura da camada, compressibilidade e permeabilidade vertical e horizontal.	Custo.	Boa.	Geralmente caro.

	sobrecarga temporária para diminuir os recalques primários e secundários remanescentes.				
Aterros leves.	É tecnicamente viável se o aterro for alto e próximo a uma região produtora do material leve. Reduz a magnitude dos Recalques.	Espessura do aterro, compressibilidade da camada.	Custo ainda elevado do EPS no Brasil.	Boa	Possui alta durabilidade.
Aterros com bermas de equilíbrio.	Frequentemente adotada, porém requer espaço lateral	Espessura da camada compressível e parâmetros geotécnicos da fundação.	Limitação física.	Boa	Grandes volumes de terraplenagem
Aterros reforçados com geossintéticos.	Proporciona a minimização dos recalques diferenciais, e a redução dos deslocamentos horizontais.	Espessura da camada compressível e parâmetros geotécnicos da fundação.	Alto custo.	Boa	Gera praticidade, facilidade de execução e eficiência.
Aterros sobre elementos de estacas.	Rapidez na execução.	Resistência do solo E espessura da camada de aterro.	Equipamentos pesados e testes preliminares de campo.	Boa após análises e testes em campo.	Alto custo.
Aterros sobre solos moles estruturados e adensados por vácuo.	Dispensa a construção de bermas de equilíbrio, diminui a sobrecarga	Espessura da camada, e permeabilidade vertical e horizontal.	Precisa-se de um fornecimento contínuo de energia elétrica.	Boa	Não necessita de material de aterro adicional, evitando inconvenientes causados pelo uso de aterro adicional.

Fonte: Carvalhais (2017); Almeida e Marques (2010); DNER (1998); Deotti (2015); e Firmino (2013).

2.3 Monitoramento das obras sobre solos moles

O monitoramento feito por meio da instrumentação de aterros sobre solos moles tem como objetivo verificar os critérios adotados no projeto, de maneira a avaliar se os parâmetros utilizados estão adequados ao desempenho da obra. Adicionalmente, o monitoramento contínuo possibilita o acompanhamento da segurança da obra, durante ou mesmo após a construção, permitindo a realização de medidas corretivas, caso necessárias. Por último, as

informações referentes ao comportamento do aterro e fundação permitem o aprimoramento dos métodos de projeto e das técnicas de construção (Dunnicliff, 1993).

De acordo com o trabalho de Almeida e Marques (2010), os objetivos da instrumentação geotécnica e o monitoramento das obras são verificar as premissas de projeto, auxiliar o planejamento da obra, principalmente no que concerne à sua segurança nas fases de carregamentos e descarregamentos, bem como garantir a integridade de obras vizinhas. Tendo por isso grande importância, pois é a partir daí que é verificada se o comportamento está sendo o esperado ou não, para assim se tomar decisões como continuidade do trabalho, suspensões ou mudanças.

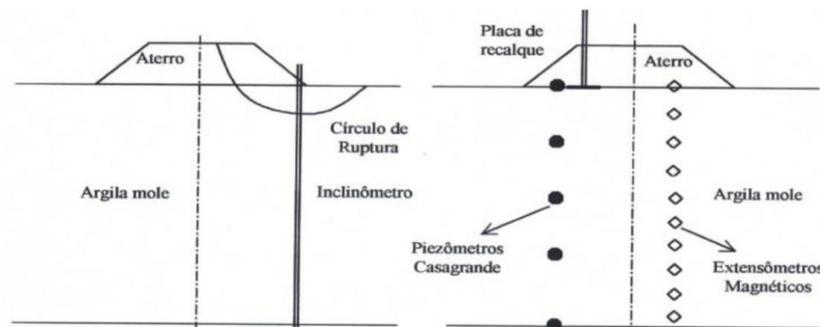
Segundo o DNER, 1998 os objetivos de um programa de instrumentação podem ser resumidos como segue:

- a) acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;
- b) monitorar poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação;
- c) acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- d) monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- e) verificar a adequação de um método construtivo.

O monitoramento em campo é feito mais comumente pelos três grupos definidos por Dienstmann (2011) para aterros sobre solos moles como: Deslocamento vertical, deslocamento horizontal e poropressão.

Existem diversos instrumentos para o monitoramento de aterro sobre solos moles, alguns deles serão detalhados nas seções posteriores, mas trago na figura 19 alguns tipos de instrumentos muito utilizados.

Figura 18- Instrumentação de aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2010).

DNER, 1998 traz a quantidade mínima de alguns instrumentos para certos tipos de situações, podemos então ver na tabela 7:

Tabela 7 - Quantidade mínima de instrumentos por seção instrumentada

Instrumento	Encontro de Pontes	Seção de Aterro Reforçado com Geossintéticos	Seção com Sobrecarga Temporária	Aterro Estaqueado	Seção com Geodrenos
Placas de Recalque	3	3	3	3	3
Piezômetro Elétrico de Corda Vibrante	3	3	3		3
Piezômetro Casagrande					2
Tubo de Inclinômetro	1	1		1	
Extensômetro Magnético Vertical	1			1	1
Tubo para Perfilômetro	1	1	1	1	1

Fonte: Adaptado de DNER (2018).

2.3.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais são causados por recalques no solo. Esses recalques podem ser divididos em Recalques imediato, recalque por adensamento primário, e recalque por compressão secundária.

Segundo Almeida e Marques (2010) o recalque imediato possui suas formulações fundamentadas na teoria da elasticidade, para a determinação das deformações. Ele ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, através da deformação elástica dos solos, sem alteração no teor de umidade, ou seja, não há saída de água (recalque não-drenado), é um recalque de pequena magnitude quando comparo com o recalque por adensamento primário.

Esse recalque é devido não só à compressão do ar intersticial presente no solo, quando o material não é completamente saturado, mas também à influência de deslocamentos horizontais *in situ* nas vizinhanças do ponto considerado, quando a largura do carregamento não é grande em relação à espessura da camada Ortigão (2007).

Outro tipo de recalque causa deslocamentos verticais é o recalque por adensamento primário que é resultado de uma mudança de volume nos solos coesivos saturados provocados pela saída da água que ocupa os vazios do solo, atribuído a um aumento de tensão (Sandoval, 2016).

E por último a compressão secundária abordada em Almeida e Marques (2010) considera que essa se manifesta após o adensamento primário, ocorre um recalque, devido a compressão da estrutura do solo, portanto não são atribuídas à dissipação da poropressão.

Os deslocamentos verticais são medidos tanto na interface do aterro com o solo mole de fundação como em profundidade, dentro da camada compressível, resultando respectivamente em dados de recalques totais e parciais;

Para a medição de deslocamentos verticais pode-se citar as placas de recalque, os extensômetros, os perfilômetros, e tassômetros, que serão brevemente explanados a seguir.

2.3.1.1 Placas de Recalque

As placas de recalque são os instrumentos mais simples utilizados em projetos de instrumentação, compostas por uma placa metálica quadrada solidarizada a uma haste (Almeida e Marques, 2010).

As hastes devem ser instaladas internamente a tubos, que são normalmente de PVC, com o objetivo de diminuir o atrito entre a haste e o solo. O monitoramento das placas é feito por topografia, sendo fundamental que estejam próximas de uma referência indeslocável, para se referenciar as medidas. A ampla utilização desse tipo de instrumentação deve-se a sua simplicidade de execução e fácil instalação (Carvalhais, 2017).

As placas de recalque devem ser instaladas antes do lançamento do aterro, com isso não há perda dos dados da instrumentação, devendo as mesmas ter proteção mecânica para que não sejam danificados os equipamentos durante a construção do aterro (Carvalhais, 2017).

Ortigão (1980) afirma que as placas de recalques são instrumentos bastante confiáveis, desde que tomados alguns cuidados básicos:

- a placa deve ser pesada o suficiente para que, com a construção das primeiras camadas de aterro a sua estrutura não venha a se desnivelar, prejudicando as medidas que posteriormente serão feitas;

- antes da instalação das placas, deve-se remover cerca de 20cm do solo natural, condizente a camada vegetal, a fim de assentar a placa diretamente sobre o solo mole de fundação do aterro.

Segundo DNER, 1998 o nivelamento topográfico das placas de recalque deve ser observado com uma acurácia melhor que 0,1 mm.

Podemos ver na Figura 20 algumas placas de recalque.

Figura 19- Placas de recalque



Fonte: Almeida e Marques (2010).

2.3.1.2 Extensômetros verticais

Os extensômetros verticais são utilizados para medir deslocamentos ao longo de uma vertical em diferentes pontos e diferentes camadas. Ao contrário das placas de recalque, os extensômetros são capazes de medir recalques específicos de cada camada (Almeida e Marques, 2010).

Segundo o DNER, 2018 os extensômetros verticais são instrumentos para observar deslocamentos verticais no interior do solo, constituído de um sistema de tubo de acesso em PVC 25 mm de diâmetro e um conjunto de alvos ou anéis magnéticos (chamados de aranhas) instalados em um furo de sondagem com diâmetro 75 ou 100 mm.

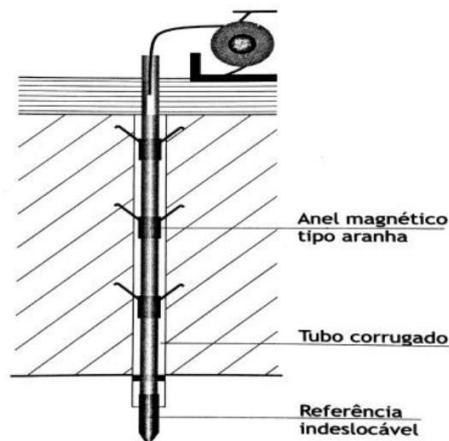
Segundo Dienstmann (2011), os extensômetros são instrumentos mais utilizados em obras de grande porte, eles são compostos por um tubo guia e anéis magnéticos que são

ancorados ao terreno em profundidades pré-estabelecidas. Ao se introduzir uma sonda no tubo, a cada passagem da mesma pelos anéis magnéticos um som é emitido permitindo-se saber a sua profundidade e conseqüentemente seu deslocamento específico.

As leituras são referenciadas ao fundo do tubo, que durante sua instalação deve alcançar uma camada indeslocável (Almeida e Marques, 2010).

Na figura 21 podemos ver um esquema típico de um extensômetro magnético.

Figura 20- Extensômetro magnético vertical



Fonte: Almeida e Marques (2010).

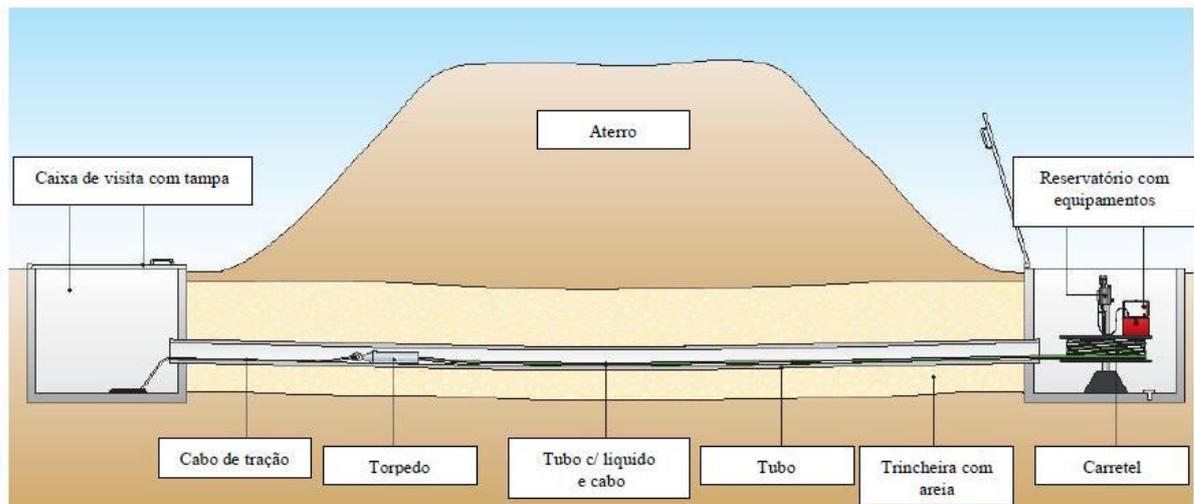
2.3.1.3 Perfilômetros

Para as medições de deslocamentos verticais também são muito usados os perfilômetros, eles são instrumentos que permitem medir recalques ao longo de toda a base do aterro, o que resulta em medidas mais precisas e contínuas quando comparado as placas de recalque (Almeida e Marques, 2010).

Segundo Carvalhais (2017), um tubo é instalado na interface do aterro com o solo de fundação por onde é puxada uma sonda capaz de medir os deslocamentos do tubo. A grande vantagem do perfilômetro com relação às placas de recalque são as medidas contínuas ao longo de toda a base do aterro e o fato de que o instrumento fica enterrado, não atrapalhando assim a movimentação do maquinário e construção do restante do aterro.

Pode-se ver na figura 22 um esquema típico de um perfilômetro.

Figura 21- Aplicação de perfilômetro



Fonte: Geokon Incorporated (2011).

2.3.1.4 Tassômetros

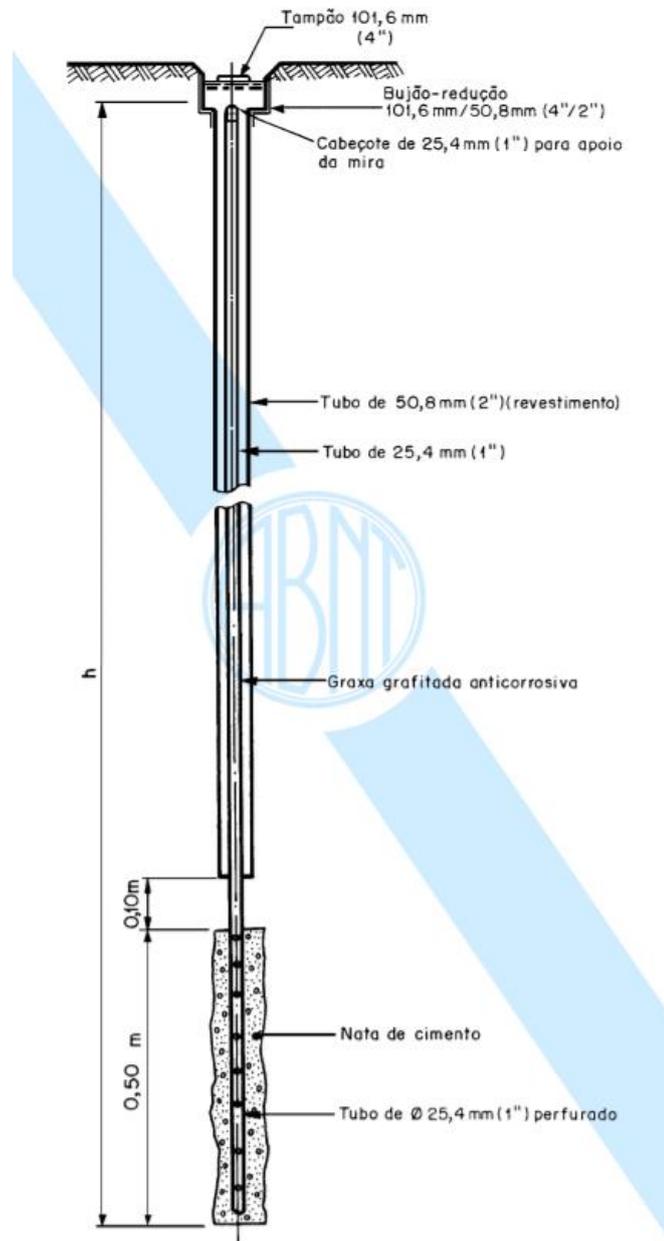
Os tassômetros são instrumentos utilizados para medições de recalques profundos, eles são instalados em cotas determinadas em projetos, nas regiões na qual se deseja monitorar os recalques, cujo recalque é transferido para superfície através de hastes de transferência e quantificado através de leituras topográficas de precisão. O instrumento é largamente utilizado para o monitoramento, pela superfície, da estabilidade de escavações subterrâneas (Commetro Engenharia, 2018).

O instrumento é constituído por uma haste de tubo galvanizado ancorada no interior de um furo realizado pelo processo rotativo. A haste é acabada na parte superior com uma calota esférica para apoio da mira topográfica protegida (opcionalmente) por caixas de concreto ou tubos galvanizados de maior diâmetro.

As leituras de nivelamento e contranivelamento são realizadas a partir de um referencial ("Bench Mark") instalado convenientemente fora da zona de influência da obra.

Podemos ver a seguir a figura 22 desse equipamento:

Figura 22- Esquema do tassômetro de Haste.



Fonte: ABNT NBR 9061 (1985).

2.3.2 Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais são medidos na camada mole de fundação, próximo ao pé do aterro (offsets), onde a formação de superfícies potenciais pode ter origem.

Existem diversos tipos de instrumentos utilizados para a medição dos deslocamentos horizontais, como o principal e o mais usado instrumento tem o inclinômetro na aferição de

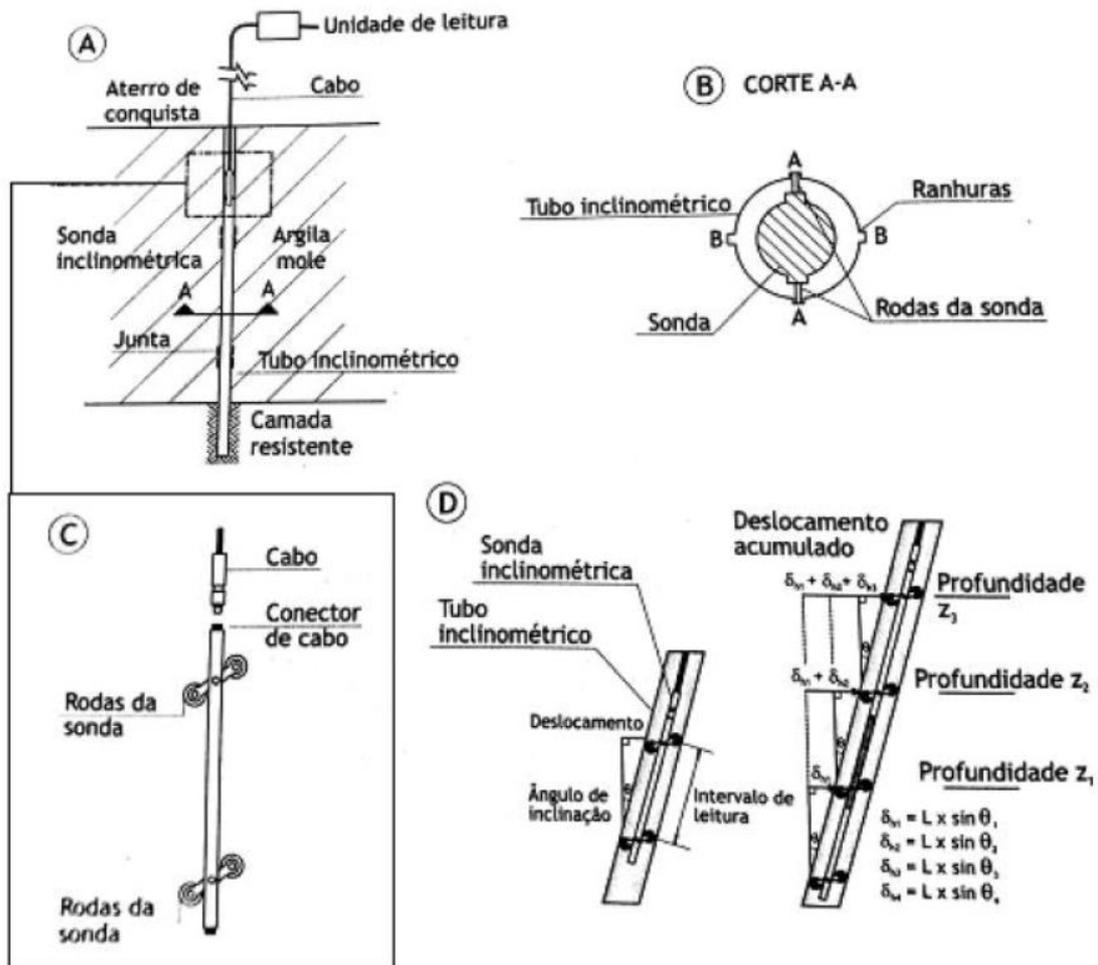
deslocamentos horizontais (Almeida e Marques, 2010), que trataremos a seguir junto com os extensômetros horizontais.

2.3.2.1 Inclínômetros

Segundo Firmino, 2013 e Teixeira, 2012 os inclinômetros são os instrumentos mais utilizados para medir deslocamentos horizontais em solos. O instrumento funciona dentro de um tubo vertical (ou aproximadamente vertical) que é cimentado em um furo de sondagem ou inserido em um aterro, permitindo que sejam determinados o perfil de deslocamentos ao longo do comprimento do tubo. Os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento. (Firmino, 2013)

A aferição desses deslocamentos é feita por meio da medida do desvio do tubo guia com relação à vertical, conforme mostrado na Figura 24 a seguir:

Figura 23- Detalhe esquemático de um inclinômetro: (A) e (B) tubo inclinométrico e sonda inclinométrica, (C) sonda inclinométrica e (D) detalhe das leituras



Fonte: Almeida e Marques (2010).

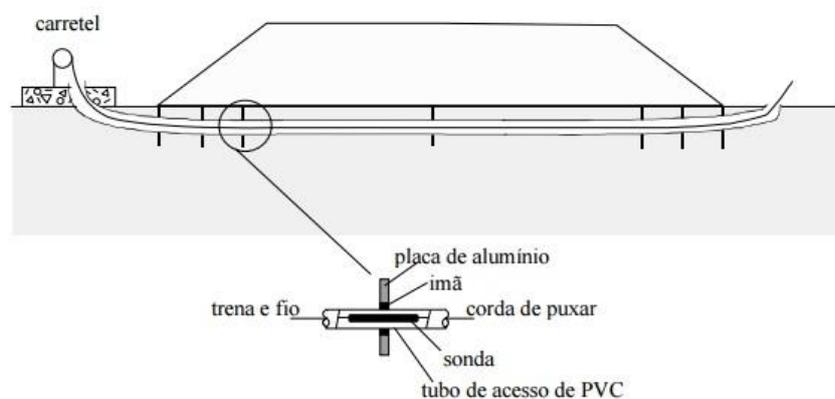
A sequência de leituras no tempo permite determinar a progressão dos movimentos do talude e localizar a profundidade de uma eventual superfície de ruptura. A utilização de inclinômetros é uma prática bastante conhecida em obras geotécnicas. Os procedimentos de instalação são apresentados em detalhes na literatura (Dunnicliff e Green, 1988; Ortigão e Sayão, 2004).

2.3.2.2 Extensômetros horizontais

O extensômetro magnético horizontal (mede deslocamentos horizontais) funciona da mesma maneira que o vertical, mas o tubo de acesso é posicionado horizontalmente na base do aterro a ser construído. Os alvos são placas contendo um ímã circular. O princípio de

medição é o mesmo utilizado no extensômetro magnético vertical, com a diferença de que, ao invés de se ter aranhas magnéticas, empregam-se placas quadradas com ímãs circulares centrais ou placas circulares em ferro fundido magnetizado. A placa magnética de referência, fixa na base indeslocável de referência, é utilizada para o cálculo dos deslocamentos horizontais das demais placas.

Figura 24 - Extensômetro horizontal



Fonte: Commetro (2018)

2.3.3 Poropressão

É necessário que haja um monitoramento da amplitude e da velocidade de dissipação das poropressões, pois a redução de poropressões no solo é um indicador que parte da carga aplicada está sendo absorvida pelas partículas do solo sob a forma de tensões efetivas.

Ao notar que toda a pressão neutra foi dissipada, percebe-se, que para aquele estágio de carregamento, o solo está em seu menor volume de vazios, portanto o mesmo já está pronto para receber um novo carregamento (Carvalhais, 2017).

As poropressões são medidas no solo mole, em diferentes profundidades e pontos, de modo a avaliar o andamento das obras em seus processos de carregamento e adensamento.

Para as medidas de poropressão se faz uso dos piezômetros dos mais diversos tipos, dentre eles cabe destaca por serem os mais comuns em obras sobre solos moles o piezômetro de Casagrande e o piezômetro de corda vibrante, que podemos ver brevemente a seguir.

Tabela 8- Vantagens e limitações do piezômetro de Casagrande de tubo aberto

Vantagens	Limitações
Confiabilidade / durabilidade / sensibilidade.	Interferência na área do empreendimento susceptível a serem danificados.
Possibilidade de verificação de seu funcionamento através de ensaio de recuperação do nível d'água.	Não é possível a aquisição remota de leituras.
Permite uma estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo próximo ao instrumento.	Tempo de resposta elevado em solos de baixa permeabilidade.
Componentes de baixo custo e não necessitam ser calibrados.	A precisão da leitura depende da habilidade do operador.
Simplicidade para realizar leitura.	Mais lento para mostrar mudanças bruscas de poropressão.
Não elétrico.	
Confiabilidade em longo prazo.	

Fonte: Machado (2017).

2.3.3.2 Piezômetro de Corda Vibrante

O uso de piezômetros de Casagrande vem sendo substituído pelo emprego dos piezômetros de corda vibrante. Este instrumento consiste em um sensor piezométrico de corda vibrante, inserido em um furo de sondagem pré-perfurado por meio de uma estrutura de suporte, ou até mesmo, em determinadas ocasiões, cravados em solo mole. O sensor pode (método convencional de instalação) ou não ser envolto em areia, por onde o fluxo da água subterrânea percola até atuar também no sensor, que por sua vez é submetido a uma determinada poropressão. No caso de se empregar a célula de areia, um selo de bentonita evita que a leitura seja influenciada pelas condições piezométricas das camadas superiores à célula de areia. A inexistência do tubo de PVC ou tubo geomecânico conectando a célula à superfície do terreno é que confere ao sensor a característica de estar confinado e, portanto, não terem suas variações sujeitas às condições barométricas (Cerqueira, 2017).

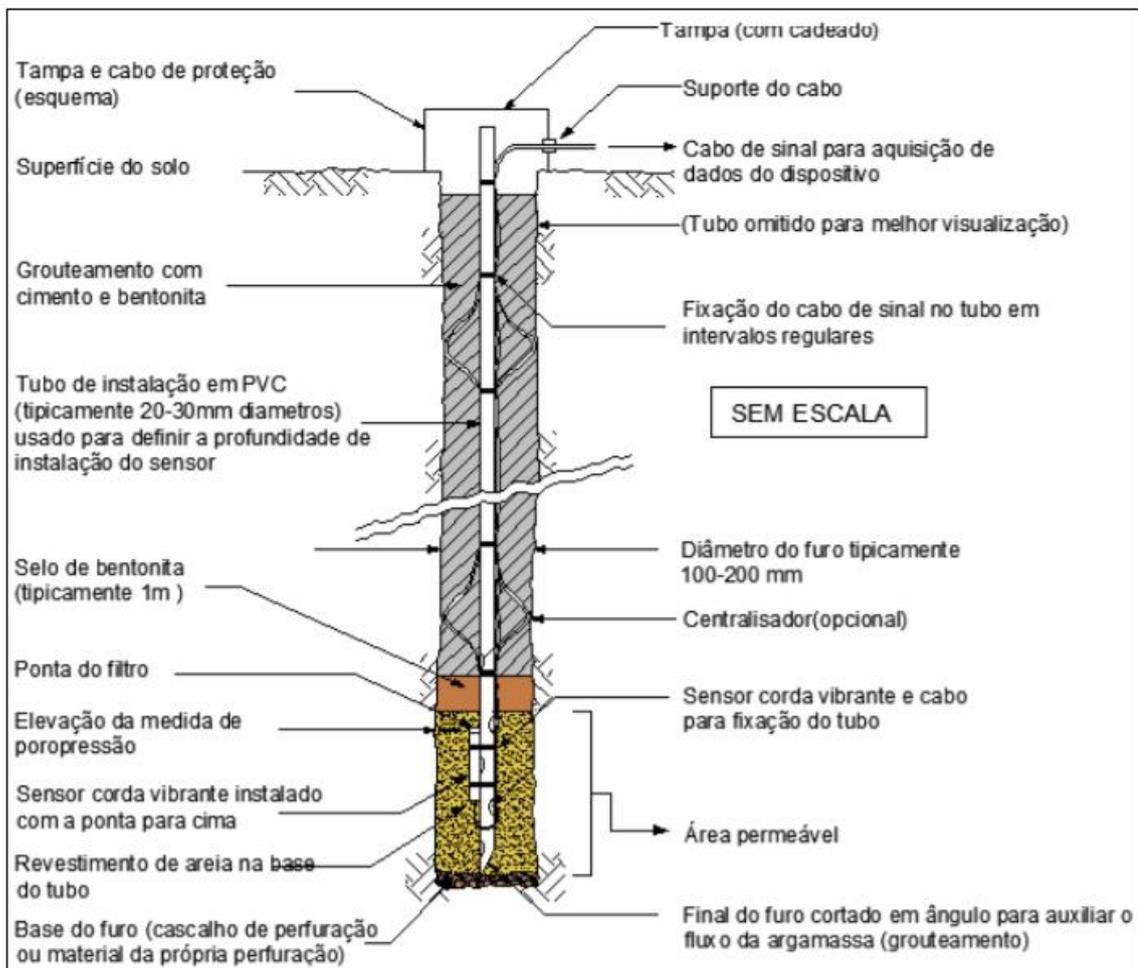
Neste instrumento, a medição da poropressão é feita por uma corda tensionada, acoplada ao centro do diafragma; um deslocamento do diafragma causa uma mudança de tensão na corda. O piezômetro de corda vibrante possui um diafragma metálico separando a água do solo do sistema de medição (Teixeira, 2012). Dunnicliff (1993) afirma que piezômetros de corda vibrante blindados, são confiáveis, precisos e têm tempo de resposta reduzido.

O piezômetros, quando devidamente instalados, apresentam comportamento muito satisfatório por várias décadas. Destacamos também a compatibilidade destes instrumentos com os sistemas de monitoramento remoto, ou seja, se também for instalado o

sistema de transmissão de dados, não há necessidade de leituristas no empreendimento (Commetro Engenharia, 2018).

O piezômetro de corda vibrante instalado pelo método convencional conta com a maioria das etapas de execução de um piezômetro de Casagrande (célula de areia, selo de bentonita, aterro do furo, etc.). Porém, ao invés de um tubo de PVC ou geomecânico com a função de conduzir e representar uma variação da carga piezométrica na célula de areia, o sensor de corda vibrante é posicionado e envolto em areia lançada a partir da boca do furo. Desta forma, o parâmetro a ser medido deixa de ser a carga piezométrica (nível ao qual a água no interior do tubo subiu ou desceu) e passa a ser a média da poropressão equalizada na célula de areia (Cerqueira, 2017), como podemos ver na figura 27:

Figura 26- Piezômetro de corda vibrante



Fonte: VALE/Coffey (2016)

Dentre as características do piezômetro de corda vibrante ele apresenta algumas vantagens e limitações trazidos por Machado, 2007. As quais apresento na Tabela 9:

Tabela 9 - Vantagens e limitações do piezômetro de corda vibrante

Vantagens	Limitações
Alta resolução e precisão.	Podem ser danificados por descarga elétrica.
Resposta rápida.	
Os sinais podem ser transmitidos à longa distância.	Custo elevado de aquisição.
Facilidade de instalação e simples leitura.	
Possibilidade de automação das leituras.	

Fonte: Machado (2007)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para que fosse possível alcançar os objetivos do trabalho foi necessário fazer uso de alguns recursos disponíveis. Primeiro definimos que seria necessário encontrarmos uma tese de doutorado de uma universidade respeitada e com um orientador reconhecido pelos seus excelentes trabalhos, para que assim pudéssemos confiar nos dados fornecidos que serviram de base para o desenvolvimento no presente estudo.

3.1 Escolha do objeto de estudo

Com base no disposto acima recorreremos aos trabalhos publicados no site da Coppe – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, pois se trata de um grande centro de ensino e pesquisa em engenharia, sendo considerada como referência nacional e internacional no ensino e pesquisa em engenharia. Sendo assim, procuramos por teses que tratassem sobre aterros em solos moles disponibilizadas no portal que nos fornecesse informações suficientes e estivesse indo ao encontro dos nossos interesses de estudo. Dessa forma, encontramos na tese de doutorado de Maria Esther Soares Marques de 2001, orientada por Marcio de Souza Soares de Almeida, Ian Schumann Marques Martins e Serge Leroueil com o seguinte tema: “INFLUÊNCIA DA VISCOSIDADE NO COMPORTAMENTO DE LABORATÓRIO E DE CAMPO DE SOLOS ARGILOSOS”. Onde a autora faz um estudo analisando o comportamento viscoso do depósito argiloso de Saint-Roch-de-L’Achigan, situado na província de Québec, Canadá.

Para a obtenção dos resultados foi instalado um sítio experimental neste local, com dois aterros de 13 x 13 m cada, para avaliar o comportamento *in situ* do depósito argiloso, quando submetido a pré-carregamentos por vácuo e por vácuo e aquecimento do depósito argiloso até 7.5 m de profundidade. No nosso trabalho, nós iremos analisar o aterro que foi submetido ao pré-carregamento por vácuo.

3.2 Análise do objeto de estudo

Após a escolha do trabalho de Marques (2001), começamos a estudar os pontos relevantes sobre carregamento por vácuo no adensamento de solos moles, onde vimos esse tipo de solução para aterros sobre solos moles, e os dois tipos de sistemas de aplicação de vácuo. Após entendermos sobre essa metodologia estudamos os aspectos relevantes

envolvendo o aterro teste Saint-Roch-de-L'Achigan e suas características específicas, tais como: os ensaios de campo e de laboratório; as características do solo de fundação; a instrumentação utilizada; as etapas de carregamento e o cronograma de atividades desenvolvidas em campo. Em seguida, tendo entendido a forma de aplicação do estudo e os resultados obtidos, traremos aqui os resultados e as interpretações pertinentes sobre eles.

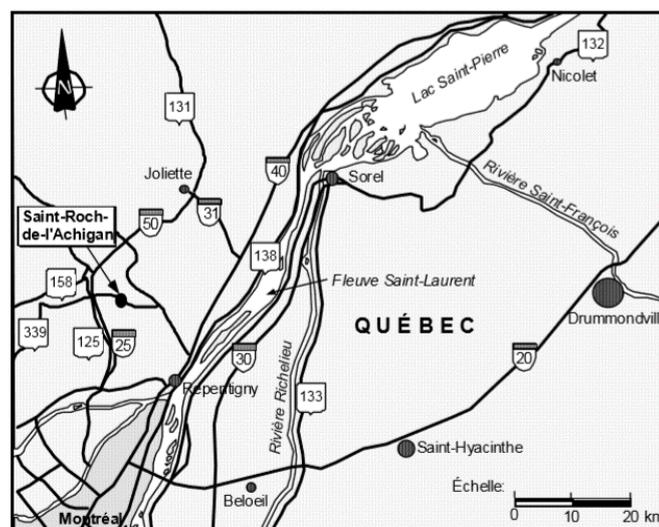
4 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso vai trabalhar nas atividades em campo e os resultados trazidas por Marques (2001). Em seu trabalho a autora analisou o comportamento e o desempenho de dois aterros experimentais, o aterro A, onde o adensamento é apenas por vácuo, e o aterro B, onde o adensamento é por vácuo e aquecimento. O foco dessa monografia é análise do aterro A. Para começarmos a mostrar esses resultados é necessário entendermos um pouco da formação do solo mole da região, a localização desse aterro e suas características iniciais.

A maioria dos depósitos argilosos do leste do Canadá formou-se após o recuo da calota glacial em direção ao norte, no período entre 18 a 6 mil anos atrás, sendo, dessa forma, de origem glacial ou pós-glacial. As argilas do golfo do Rio Saint Laurent formaram-se quando o Mar de Champlain invadiu a região deste golfo há aproximadamente 12,5 a 8,5 mil anos atrás, constituindo camadas de solos finos, que podem atingir até 100m de espessura (Marques, 2001).

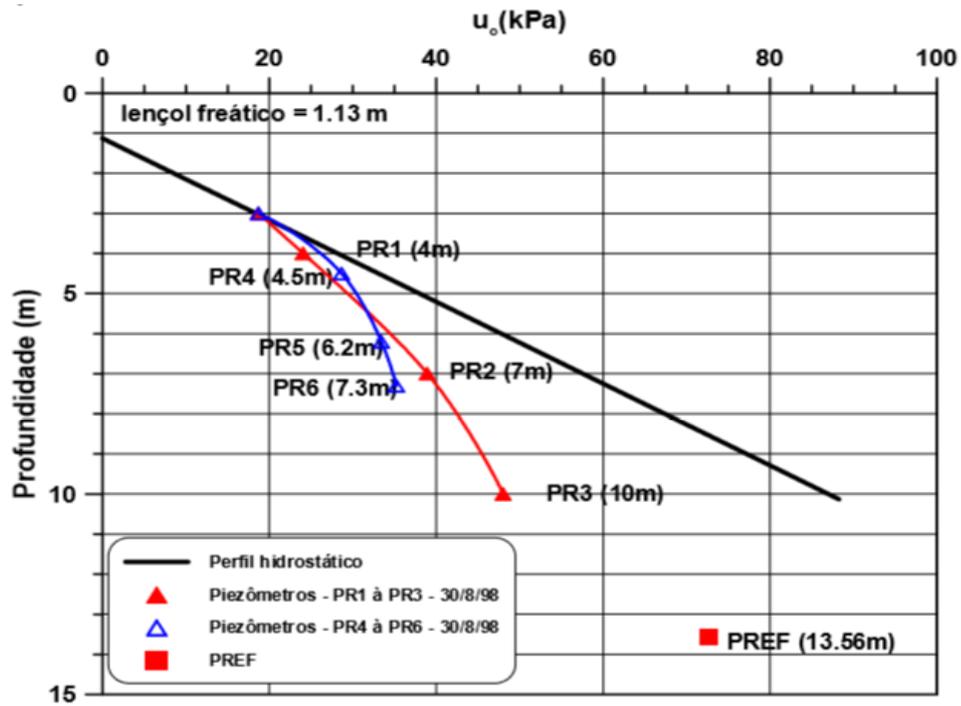
É sobre esse tipo de solo mole que foi instalado o aterro de Saint-Roch-de-L'Achigan, que encontra-se a cerca de 30 km ao norte da cidade de Montreal, no município de Saint-Roch-de-L'Achigan a cerca de 800 m ao norte do riacho de L'Achigan (Figura 28), numa elevação de aproximadamente 56 m, e apresenta um depósito argiloso de cerca de 10 m de espessura, como podemos ver na figura 28:

Figura 27- Localização do sítio experimental de Saint-Roch-de-L'Achigan



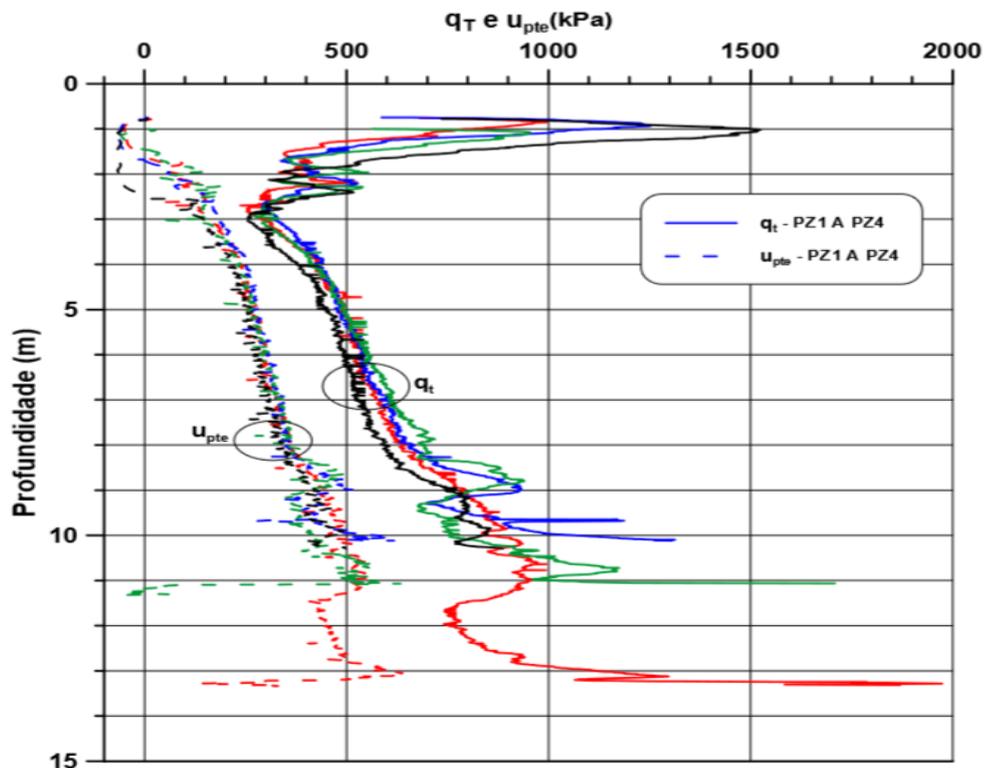
Fonte: Marques (2001).

Figura 29- Perfil de poropressão inicial - Saint-Roch-de-L'Achigan



Fonte: Marques (2001).

Figura 30- Ensaios de piezocone PZ1 a PZ4: resistência de ponta e poropressão em função da profundidade



Fonte: Marques (2001).

Marques (2001) executou uma sequência de 12 ensaios oedométricos convencionais em amostras de 19 mm de altura e 50 mm de diâmetro, executados em amostras retiradas (amostrador de Laval) do sítio em estudo a cada metro a partir da profundidade de 2m até a profundidade de 9 metros. Para a medição das condutividades hidráulicas das amostras foram executados ensaios de permeabilidade realizados através de carga variável aplicada após 24h de carregamento e durante um período de 24h sob tensão efetiva constante.

Na Tabela 10 pode-se ver um resumo dos resultados obtidos nos ensaios oedométricos.

Tabela 10- Resumo dos resultados obtidos nos ensaios oedométricos

ENSAIO	AMOSTRAS	PROF.(m)	σ'_p (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	w_n (%)	γ_h (kN/m ³)	e_0	e_{vo}	k_0 (m/s)	C_k	OCR	C_s		C_c	$C_p/(1+e_0)$	C_{vcalc}^* (m ² /s)	$-(e_{vo}-e_0)/e_0$
												sob.	desc.				
OED 1	F1-T2-E3	1.96	240	25.5	67.0	15.4	1.946	1.930	-	-	9.4	0.02	0.14	1.12	0.38	-	0.008
OED2	F1-T4-E3	3.07	70	31.1	93.1	14.8	2.535	2.470	2.0E-9	1.14	2.2	0.05	0.12	2.07	0.59	3.6E-8	0.026
OED3	F1-T6-E1	3.89	107	39.3	90.3	14.9	2.465	2.430	-	-	2.7	0.03	0.11	3.05	0.88	-	0.014
OED4	F1-T8-E1	4.93	114	49.0	90.1	14.9	2.456	2.360	3.2E-9	1.04	2.3	0.09	0.11	2.75	0.80	5.7E-8	0.039
OED5	F1-T10-E1	5.99	130	60.2	86.4	15.0	2.375	2.340	-	-	2.2	0.03	0.12	3.84	1.14	-	0.015
OED6	F1-T12-E1	7.11	149	72.6	87.7	15.0	2.399	2.320	1.6E-9	1.22	2.1	0.05	0.11	4.62	1.36	4.9E-8	0.033
OED7	F1-T13-E3	7.93	153	86.0	82.6	15.1	2.271	2.210	-	-	1.8	0.04	0.10	2.84	0.87	-	0.027
OED8	F1-T15-E3	9.08	190	100.2	79.2	15.2	2.185	2.080	2.3E-9	0.97	1.9	0.03	0.09	2.79	0.88	9.8E-8	0.048
OED9	F1-T6-E1	3.89	108	39.3	90.5	14.9	2.469	2.370	3.3E-9	1.03	2.8	0.05	0.12	3.08	0.89	4.3E-8	0.040
OED10	F1-T10-E1	5.99	112	60.2	88.3	15.0	2.401	2.300	2.2E-9	1.11	1.9	0.04	0.10	2.43	0.71	4.2E-8	0.042
OED11	F1-T13-E3	7.93	158	86.0	82.3	15.3	2.236	2.160	1.8E-9	1.02	1.8	0.03	0.09	2.60	0.80	6.4E-8	0.034
OED12	F1-T15-E3	9.08	200	100.2	72.5	15.6	1.991	1.940	2.2E-9	0.94	2.0	0.04	0.08	2.08	0.70	6.6E-7	0.026

Fonte: Marques (2001).

Foram realizados 7 ensaios triaxiais (à temperatura de 20°C) de compressão isotrópica(CIU) a cada 1,1 m de profundidade, para a camada de argila compreendida entre 3,5 e 8 m de profundidade. Os corpos de prova utilizados nesses ensaios possuíam 71 mm de altura e 37 mm de diâmetro. A fase de cisalhamento não drenada foi realizada a uma velocidade constante de 0,0061 mm/min.

Após a realização dos ensaios Marques, 2001 obteve os seguintes resultados:

Tabela 11- Ensaios triaxiais de compressão isotrópica , CIU

ENSAIOS	AMOS- TRAS	PROF. (m)	σ'_{poed} (kPa)	s'_L (kPa)	w_n (%)	T (°C)	σ'_c (kPa)	Características do pico									
								ϵ_{1f} (%)	u_f (kPa)	q_f (kPa)	s_f (kPa)	t_f (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)	$q_{\epsilon 1 = 15\%}$ (kPa)	ϕ' pic(°)	ϕ' gd(°)
CIU1	F1-T6-E1	3.95	107	75	92.7	20	260	2.1	149.0	136.7	179.3	68.3	247.6	111.0	115.9	22.4	29.0
CIU2	F1-T8-E1	4.99	114	83	85.2	20	233	2.3	122.1	148.2	185.0	74.1	259.1	110.9	124.2	23.6	30.0
CIU3	F1-T9-E3	5.78	130	83	89.9	20	220	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CIU4	F1-T12-E1	7.18	149	90	84.1	20	306	2.7	154.5	158.6	230.8	79.3	310.1	151.5	135.8	20.1	25.0
CIU11	F1-T11-E1	6.62	149	97	85.6	10	167	2.6	96.1	101.7	121.8	50.9	172.6	70.9	80.5	24.7	31.0
CIU12	F1-T11-E1	6.62	149	90	84.1	10	131	2.6	82.3	101.5	99.3	50.8	150.1	48.6	71.5	30.7	40.5
CIU28	F1-T12-E1	7.18	149	93	84.4	20	140	2.8	104.2	99.1	85.3	49.5	134.9	35.8	71.7	35.5	-

σ'_c = tensão de adensamento isotrópico.

σ'_{poed} = tensão de sobreadensamento do ensaio oedométrico convencional.

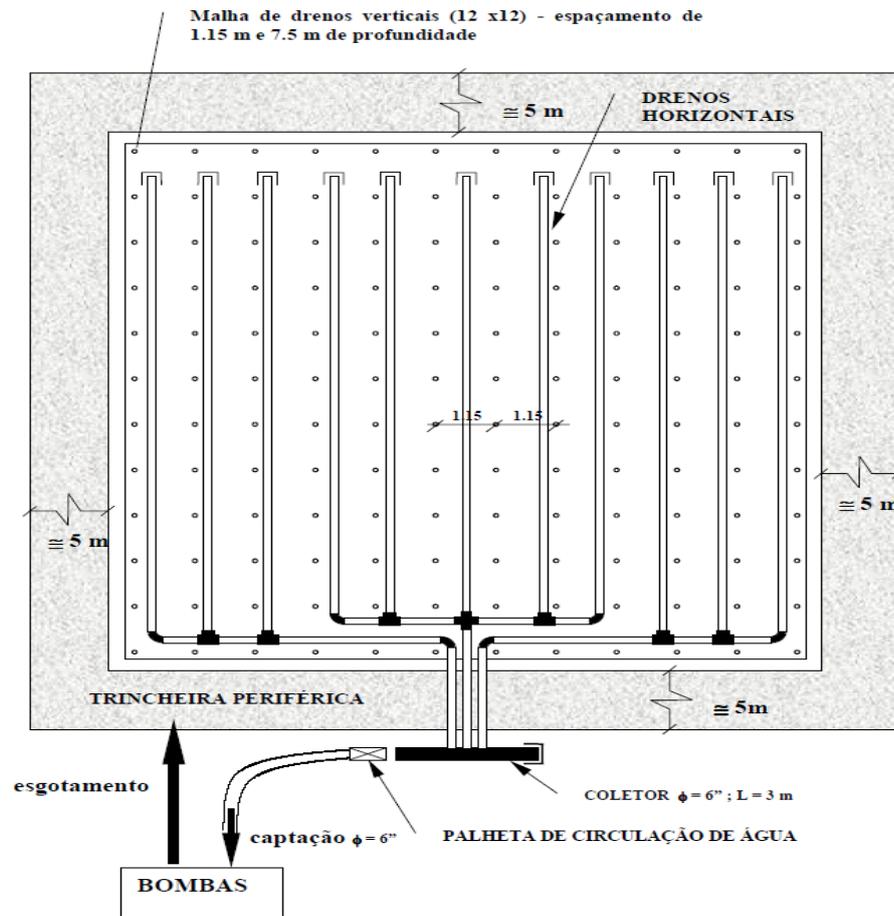
$s'_L = \sigma'_{pi}$ = tensão de sobreadensamento isotrópica do ensaio de compressão isotrópica (hidrostático).

Fonte: Marques (2001).

4.2 Características do aterro Saint-Roch-de-L'Achigan

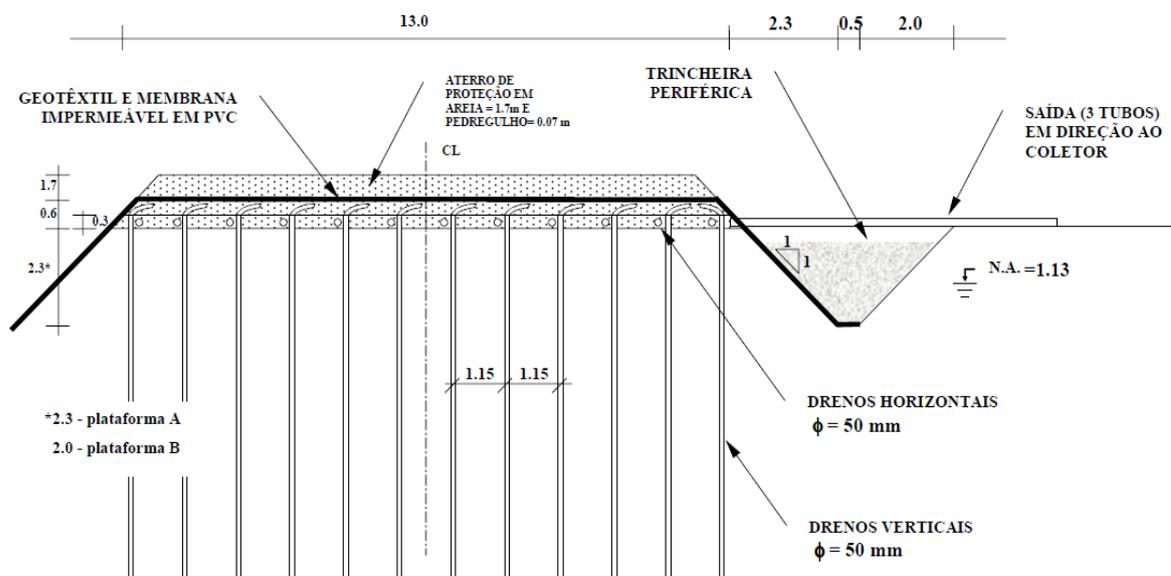
Para a obtenção dos resultados foi estudado um aterro teste de 13 m x 13 m. Onde foi submetido à aplicação de um carregamento por vácuo. Nesse aterro foi instalada uma malha quadrangular de drenos verticais (12 x 12 drenos), espaçados de 1,15 m até uma profundidade de 7,5 m. Tal profundidade foi selecionada considerando a camada drenante subjacente, que se encontrava entre as profundidades de 10,2 e 13,4 m, e buscando preservar a eficiência do sistema de vácuo. Foram utilizados drenos verticais pré-fabricados em PVC compressível (d = 5 cm) recobertos de geotêxtil. O sistema de aplicação do vácuo selecionado foi o sistema da membrana estanque, foram também instalados drenos horizontais ao lado dos drenos verticais na base de uma camada arenosa de aproximadamente 60 cm de espessura. Podemos ver nas figuras 32 e 33 uma planta da geometria e do sistema de aplicação de vácuo, e o corte da geometria e drenos do aterro.

Figura 31- Planta da geometria e sistema de aplicação de vácuo



Fonte: Marques (2001)

Figura 32- Corte representativo da geometria e drenos do aterro A



Fonte: Marques (2001).

Em torno do aterro A há uma trincheira periférica de aproximadamente 2 m de profundidade. Para a aplicação do vácuo, uma membrana estanque de PVC foi instalada sobre a camada de areia de 60 cm, estendida ao longo do talude e indo até o fundo das trincheiras, para que a membrana se mantivesse abaixo do N.A. As trincheiras foram a seguir preenchidas com cerca de 50 cm de altura d'água, para recobrir e estancar a membrana em PVC durante a aplicação do vácuo. Dentro das trincheiras, para melhorar sua estanqueidade, a membrana foi também recoberta por uma camada fina de argila.

Para se atingir a tensão de pré-carregamento desejada, foi executado 60 cm de aterro de areia sob a membrana em PVC, mais 1.7 m de espessura de areia e 0.07 m de pedregulho sobre a membrana, totalizando 2.37 m de aterro.

4.3 Instrumentação utilizada para análise do comportamento do aterro

O aterro teste A foi instrumentado utilizando piezômetros, tassômetros e inclinométricos. Foram instalados, ainda, um piezômetro e um inclinômetro fora da área de estudo para obtenção de valores de referência. Os tubos para leituras inclinométricas foram instalados em torno do aterro para acompanhamento dos deslocamentos laterais da camada de argila. A instalação foi feita até 10 m, profundidade essa em que se previa movimentações nulas (Marques, 2001).

Podemos ver na Tabela 11 a profundidade de instalação dos equipamentos do aterro experimental em estudo.

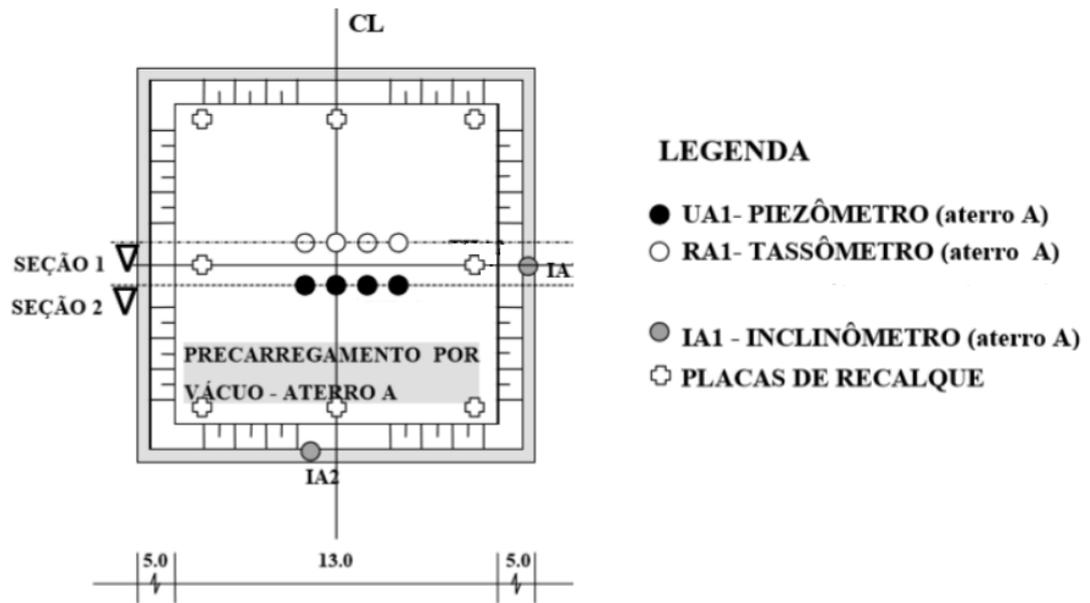
Tabela 12 - Profundidade de instalação dos equipamentos do aterro

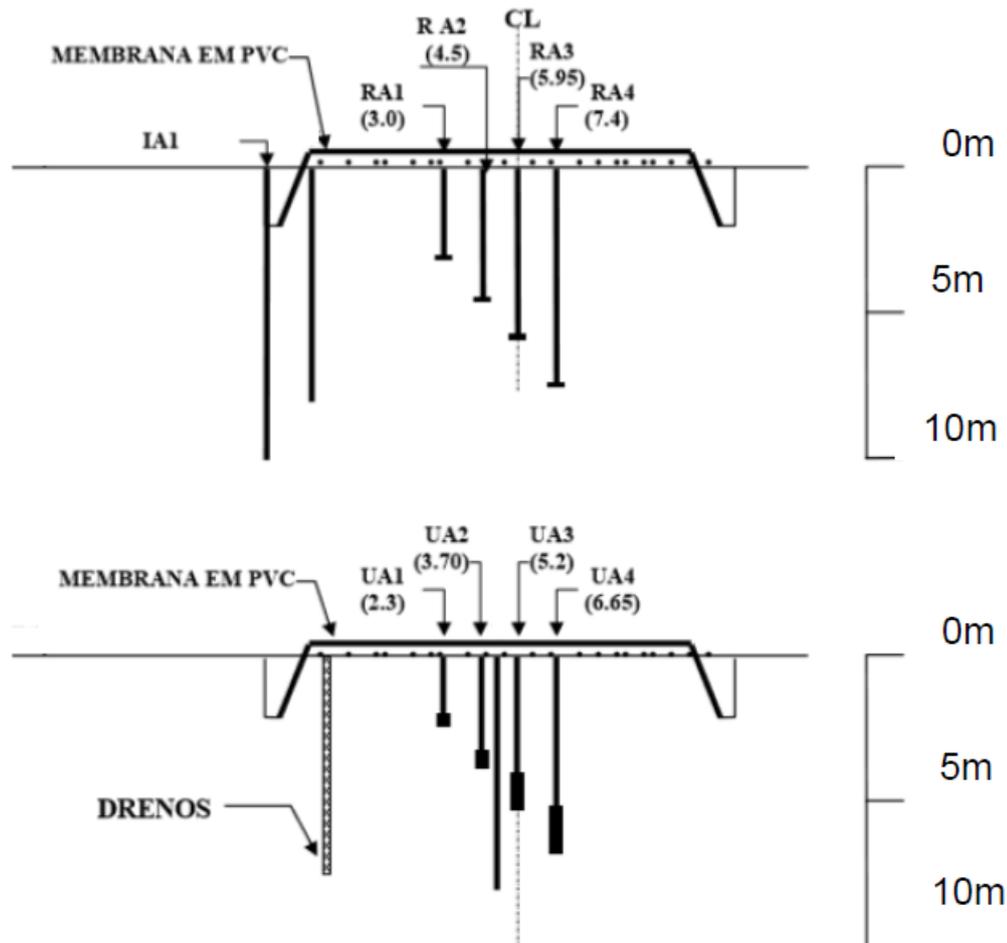
INSTRUMENTOS	PLATAFORMA A	
	NOME	PROF.(m)
PIEZÔMETROS	UA1	2.30
	UA2	3.70
	UA3	5.20
	UA4	6.65
TASSÔMETROS	RA1	3.05
	RA2	4.50
	RA3	5.95
	RA4	7.40
INCLINÔMETROS	IA1	10
	IA2	10

Fonte: Marques (2001)

A seguir podemos ver na Figura 34 a planta e os cortes do posicionamento da instalação dos instrumentos:

Figura 33- Planta e corte esquemáticos da instrumentação do aterro A





Fonte: Marques (2001)

4.4 Cronograma de atividades desenvolvidas em campo

Os trabalhos realizados no aterro A do sítio experimental ocorreram de junho de 1998 a setembro de 1999. A mobilização do canteiro deu-se em meados de junho de 1998 (locação e preparação dos aterros; nivelamento topográfico).

Os drenos verticais e horizontais foram instalados entre 29 de junho e 10 de julho 1998. A instrumentação e os ensaios de campo foram efetuados de 13 de julho a 31 de outubro de 1998. Após a execução de ambos, de 16 de setembro a 5 de novembro de 1998, foram escavadas as trincheiras periféricas e instalada a membrana estanque em PVC. A instalação dos tassômetros e a execução do aterro de proteção foram cumpridas de 1º a 31 de outubro de 1998. No dia 9 de dezembro de 1998, um carregamento complementar de areia foi executado. A aplicação do vácuo foi interrompida no dia 16 de março de 1999.

Para efeito de organização e ordenamento cronológico, as diversas atividades desenvolvidas no aterro A do sítio experimental foram divididas em etapas descritas abaixo de maneira mais detalhada:

- Etapa A1: condições iniciais do sítio, com o perfil de poropressões natural do depósito argiloso. Na época da instalação do sítio experimental, o lençol freático encontrava-se a uma profundidade de aproximadamente 1,5 m; sendo, entretanto, o perfil de poropressões não hidrostático (conforme será apresentado adiante);
- Etapa A2: após a preparação do terreno - escavação de 20 cm do topo do terreno e execução de 30 cm de um colchão de areia e instalação dos drenos verticais e horizontais. Com a instalação dos drenos verticais, o perfil de poropressões tornou-se hidrostático.
- Etapa A3: Lançamento de uma segunda camada de 30 cm de areia (total de 60 cm de aterro);
- Etapa A4: Escavação da trincheira periférica e instalação da membrana PVC;
- Etapa A5: Início da aplicação do vácuo;
- Etapa A6: Problemas no sistema de aplicação do vácuo;
- Etapa A7: Acréscimo de 70 cm de areia e 7 cm de pedregulho (total de 1,37m);
- Etapa A8: Acréscimo de 1 m de areia (total de 2,37m);
- Etapa A9: Problemas com as bombas de vácuo;
- Etapa A10: Fim da aplicação do vácuo.

Podemos ver na Tabela 12 um resumo do cronograma dessas atividades:

Tabela 7 - Cronograma das atividades desenvolvidas no aterro A

Saint-Roch-de-l'Achigan - Projeto de pré-carregamento por vácuo											
SERVIÇOS	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	
ETAPAS	A ₁		A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈	A ₉	A ₁₀
1 Preparação do terreno h _{aterro} = 0.3 m	—										
2 Execução dos drenos		—									
3 Instalação da instrumentação		—	—								
4 h _{aterro} = 0.6 m			—								
5 Execução das trincheiras				—							
6 Instalação da membrana PVC					—						
7 Aplicação do vácuo - plat. A h _{aterro} = 1.37 m						Início 8-out-98				Fim 16-março-99	
9 Aplicação do vácuo - plat. B h _{aterro} = 2.37 m							Início 5-nov-98			Fim 16-março-99	
10							—				

Fonte: Adaptado de Marques (2001).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse tópico iremos apresentar os resultados obtidos em campo, primeiro analisando o comportamento do aterro em termos da aplicação do vácuo, das poropressões durante a fase de aplicação do vácuo, da variação das poropressões com o tempo, dos deslocamentos verticais e horizontais. E depois analisaremos os resultados do desempenho do aterro após a aplicação do vácuo, vendo o aumento de resistência medidas nos ensaios de palheta e piezocone, bem como os resultados dos ensaios oedométricos e triaxiais.

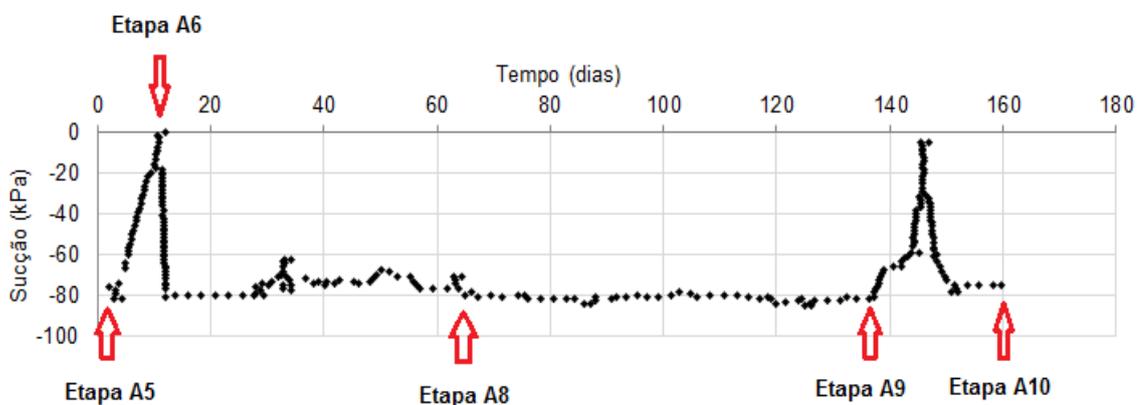
5.1 Comportamento de campo do aterro

Os resultados trazidos nessa seção foram obtidos no sítio experimental fazendo referência as etapas que foram seguidas no cronograma de atividades desenvolvidas em campo que consta no item 4.4:

5.1.1 Aplicação do vácuo

O vácuo foi aplicado sobre a camada de argila subjacente ao aterro A, do dia 8 de outubro de 1998 até o dia 16 de março de 1999. Na figura 35 podemos ver a variação da sucção aplicada no colchão drenante em função do tempo. Os valores registrados foram obtidos através de medidores de pressão de vácuo dentro da camada de areia, sob a membrana estanque de PVC.

Figura 34- Variação da sucção aplicada nos drenos X tempo



Fonte: Adaptado de Marques (2001)

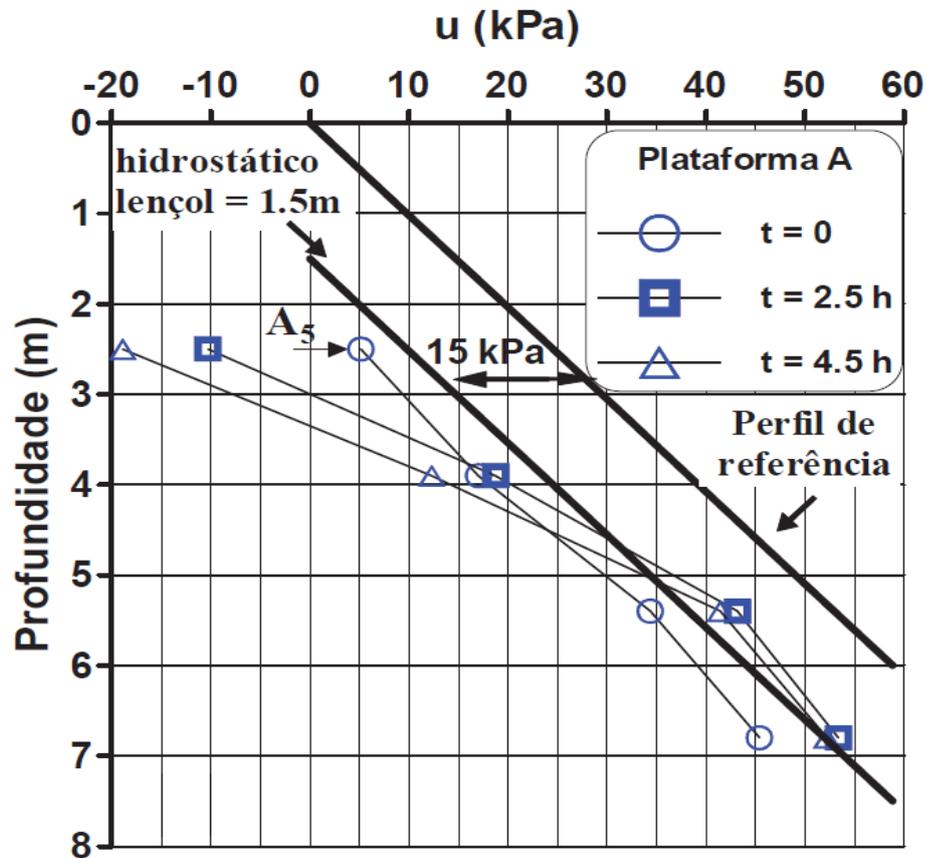
Podemos observar que sucção atingiu valores médios de 81kPa de sucção, isso significa que o sistema de bombeamento teve um bom desempenho, melhor que o normalmente obtido em obras de carregamento a vácuo, uma boa sucção para condições ideais é na ordem de 70kPa. Também é possível observar dois picos, localizados na etapa 6 e entre a etapa 9 e 10, onde em ambos os casos a sucção aplicada no colchão drenante foi reduzida a valores próximos de zero, segundo Marques (2001) esses picos foram causados devido aos problemas no sistema de aplicação de vácuo. Embora estes acontecimentos não tenham sido planejados, obteve-se um descarregamento e um carregamento relativamente controlado, e algumas horas após o reinício da aplicação do vácuo a sucção retorna ao seu valor inicial.

5.1.2 Poropressão

5.1.2.1 Fase de aplicação do vácuo

A aplicação do vácuo provoca uma elevação do lençol freático, pois a água foi bombeada até o nível dos drenos horizontais. Logo, o perfil não-hidrostático inicial com 1,5m de profundidade até a etapa A2 tornou-se hidrostático com lençol à cerca de 0m de profundidade. Este perfil hidrostático, que se inicia nos drenos horizontais, será denominado perfil de referência (etapa A5), ou seja, $u_{ref} = u_0 + 14.9 \text{ kPa}$. A subida do lençol freático foi observada durante as primeiras horas de bombeamento, tal como podemos ver na figura 36.

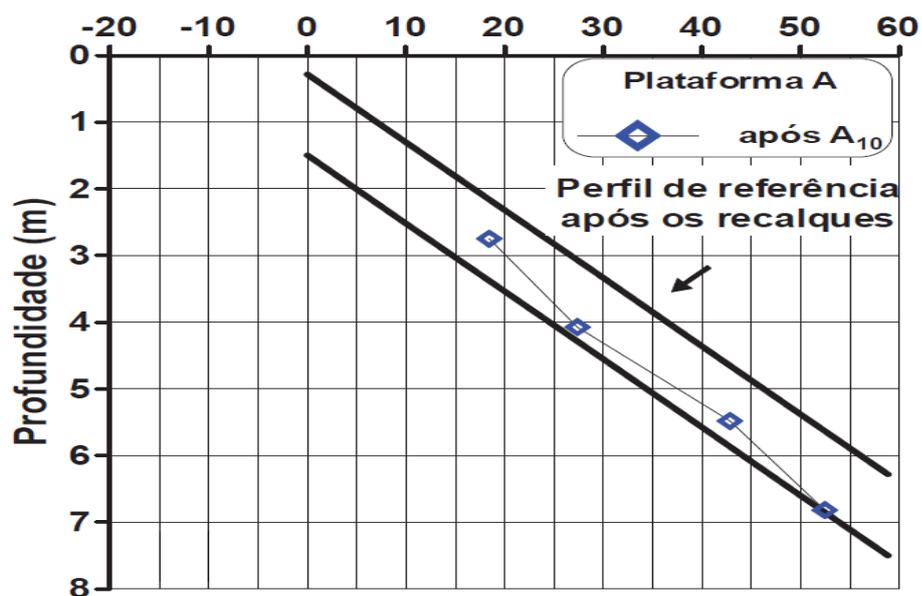
Figura 35- Variação de poropressão nas primeiras horas de bombeamento



Fonte: Marques (2001)

Após o fim da aplicação do vácuo:

Figura 36- Variação de poropressão após a etapa A10 (Fim de aplicação do vácuo)

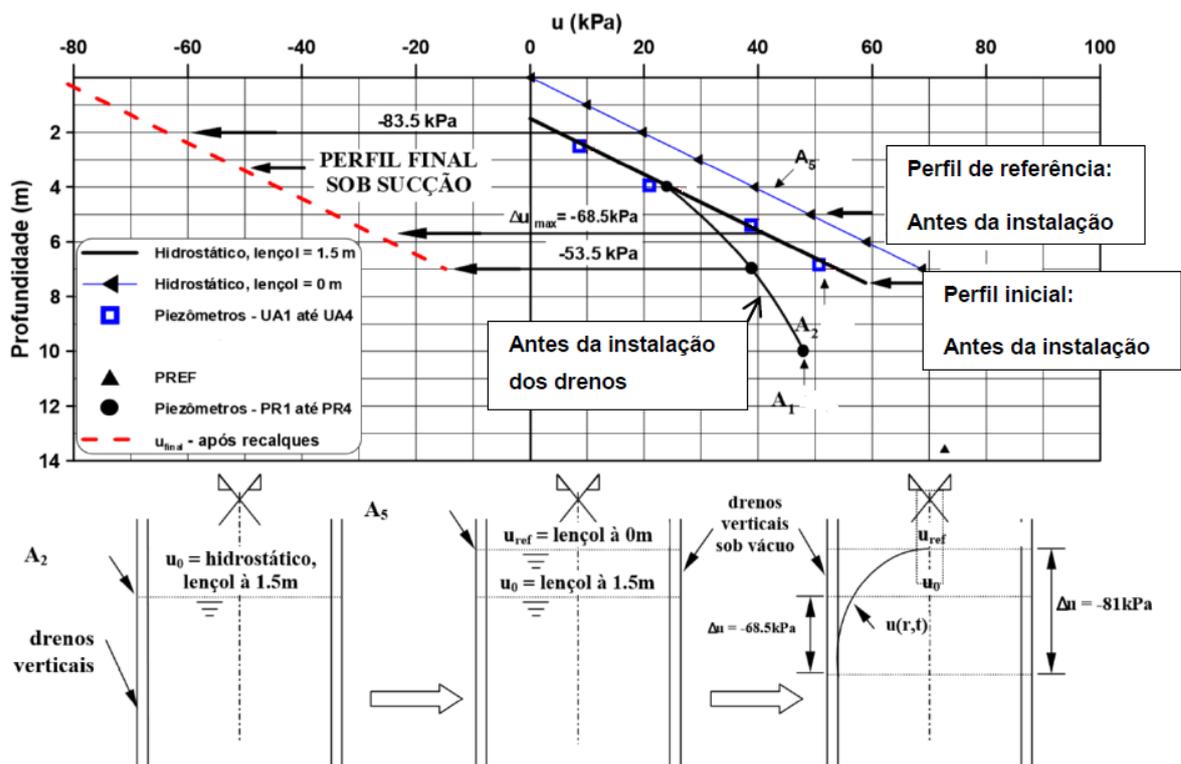


Fonte: Marques (2001).

Observa-se pela figura 37 que quando a aplicação do vácuo foi interrompida o perfil de referência era um pouco mais profundo, isso aconteceu devido a recalque diferencial nos drenos horizontais. As medidas de u obtidas nos piezômetros são um pouco inferiores às do perfil de referência, pois o lençol freático sobe ao mesmo tempo que a sucção atua sobre o perfil.

Na Figura 38 é apresentado o esquema da variação de u durante a aplicação do vácuo. Uma sucção média de 81 kPa atua sobre o perfil de referência no início do bombeamento, entretanto, no fim do bombeamento, devido aos recalques na superfície da ordem de 25 cm, o efeito da sucção seria de 83,5 kPa, em relação ao perfil de referência, e de 68,5 kPa, em relação ao perfil inicial.

Figura 37- Variação de poropressão devido a aplicação do vácuo



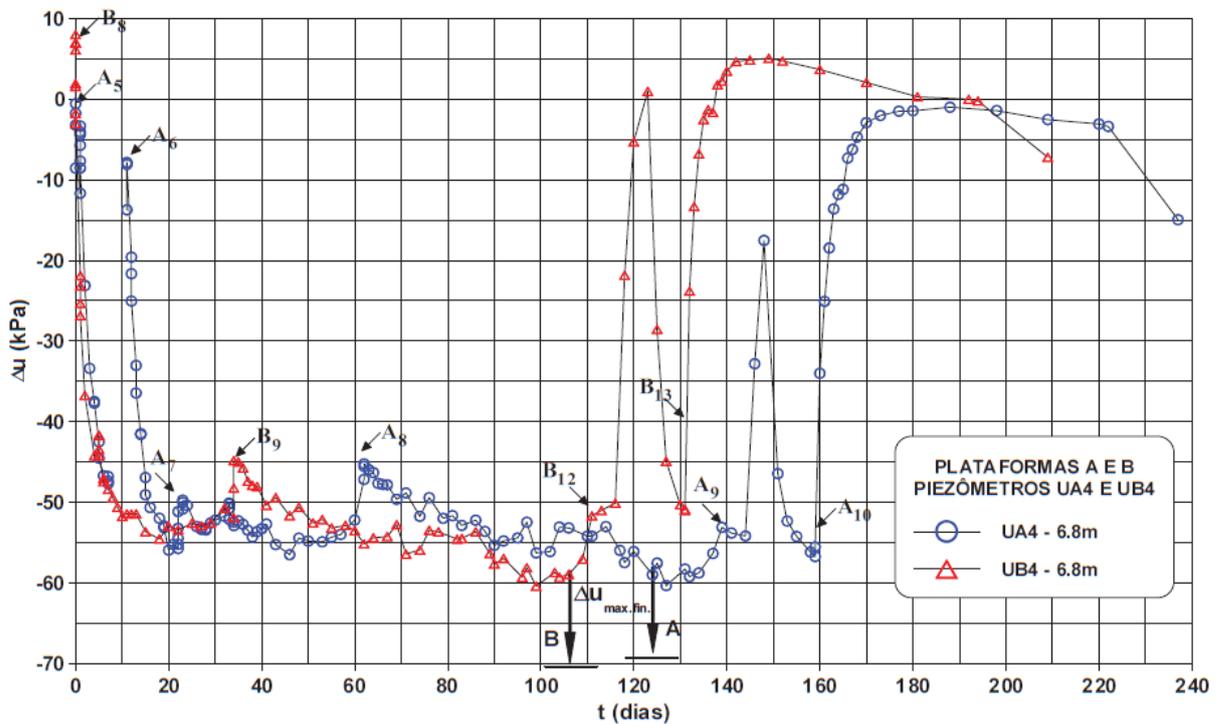
Fonte: Adaptado de Marques (2001)

5.1.2.2 Variações das poropressões com o tempo

Marques (2001) traz em seu trabalho os resultados típicos obtidos pela instrumentação para a variação das poropressões com o tempo para as profundidades de 6,8m, 5,4m, 3,9m, 2,5m. Essas medidas foram obtidas pelos piezômetros a corda vibrante, que funcionaram durante todo o período de aplicação de vácuo, inclusive durante o inverno.

A seguir podemos ver a figura com os resultados para a variação das poropressões a 6,8m de profundidade. Representada pelos círculos azuis está o aterro A que é o aterro com adensamento á vácuo, interesse do nosso trabalho, com triângulos vermelhos está o aterro B que é o aterro adensado por aquecimento e vácuo, esse aterro também foi analisado por Marques (2001) mas não é objeto de estudo do nosso trabalho, essas representações de cada aterro também é seguida para as demais profundidades que virão adiante.

Figura 38- Variação de poropressões a 6,8m de profundidade

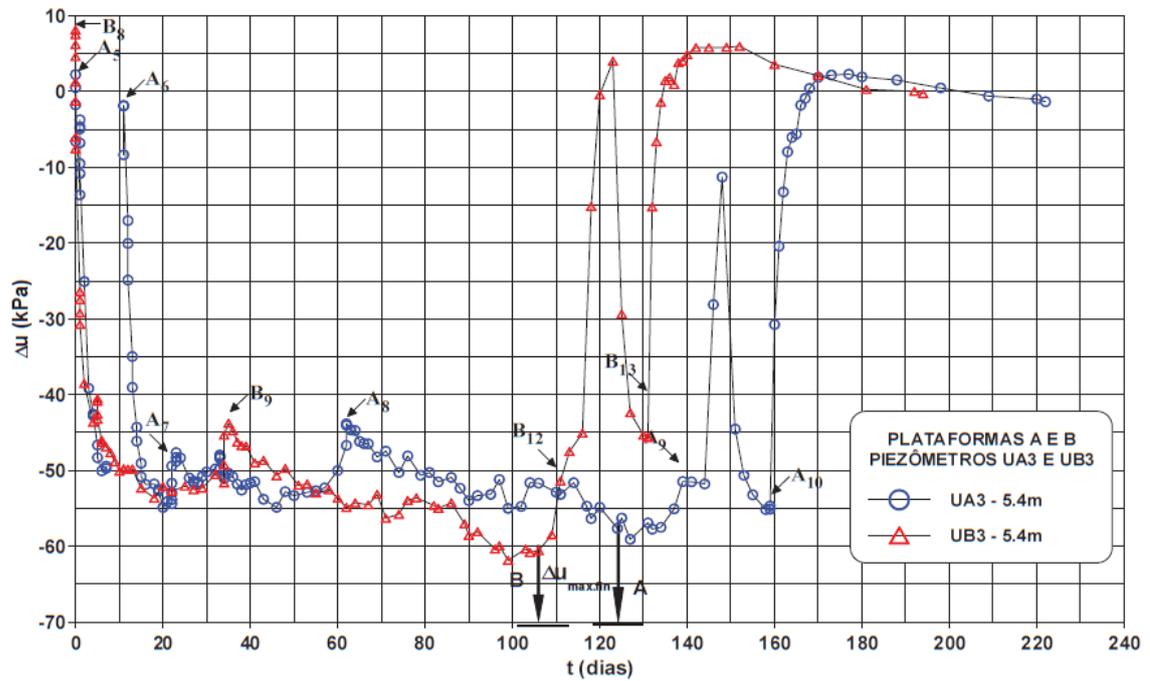


Fonte: Marques (2001)

A 6.8 m de profundidade, conforme apresentado na Figura, as poropressões medidas não estavam ainda estabilizadas devido aos problemas com as bombas de vácuo e o fim do adensamento primário não havia sido alcançado.

A seguir podemos ver a Figura 40 com os resultados para a variação das poropressões a 5,4m de profundidade.

Figura 39- Variação de poropressões a 5,4m de profundidade

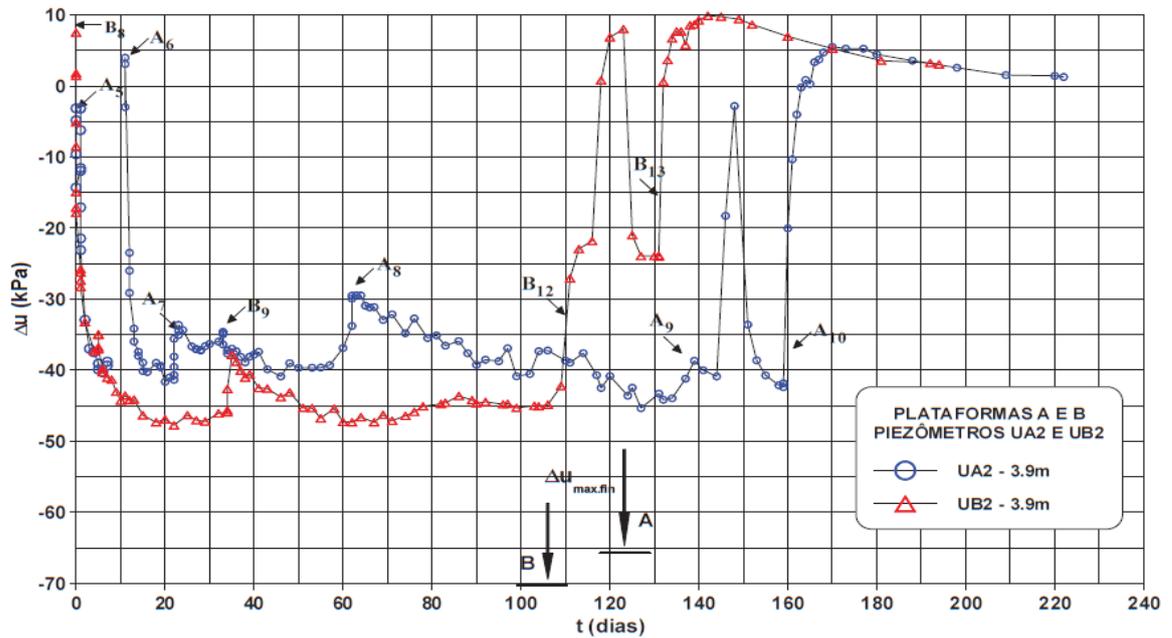


Fonte: Marques (2001).

A 5.4 m de profundidade, conforme apresentado na Figura, as poropressões medidas não estavam ainda estabilizadas devido aos problemas com as bombas de vácuo e o fim do adensamento primário não havia sido alcançado.

A seguir podemos ver a figura 41 com os resultados para a variação das poropressões a 3,9m de profundidade.

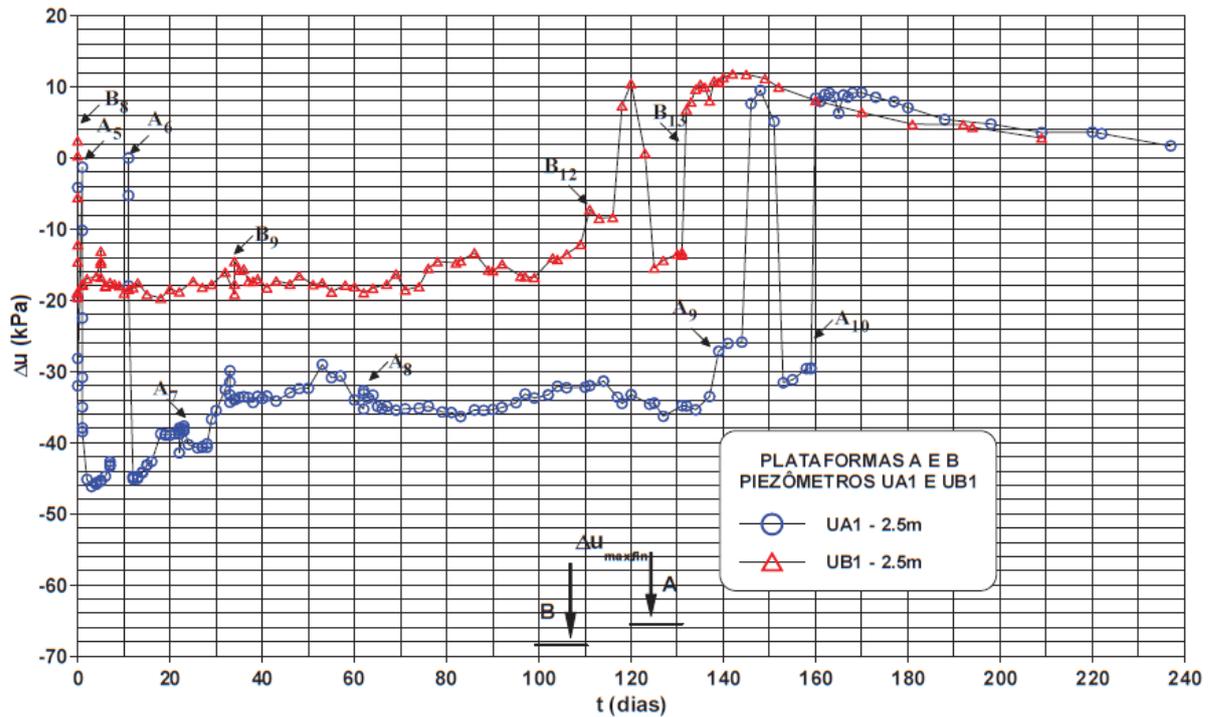
Figura 40- Variação de poropressões a 3,9m de profundidade



Fonte: Marques (2001).

A seguir podemos ver a Figura 42 com os resultados para a variação das poropressões a 2,5m de profundidade.

Figura 41- Variação de poropressões a 2,5m de profundidade



Fonte: Marques (2001)

A variação da poropressão indicada na Figura 42 corresponde à variação máxima de u com relação ao perfil inicial. O valor de u parece se estabilizar à -35 kPa para o aterro A.

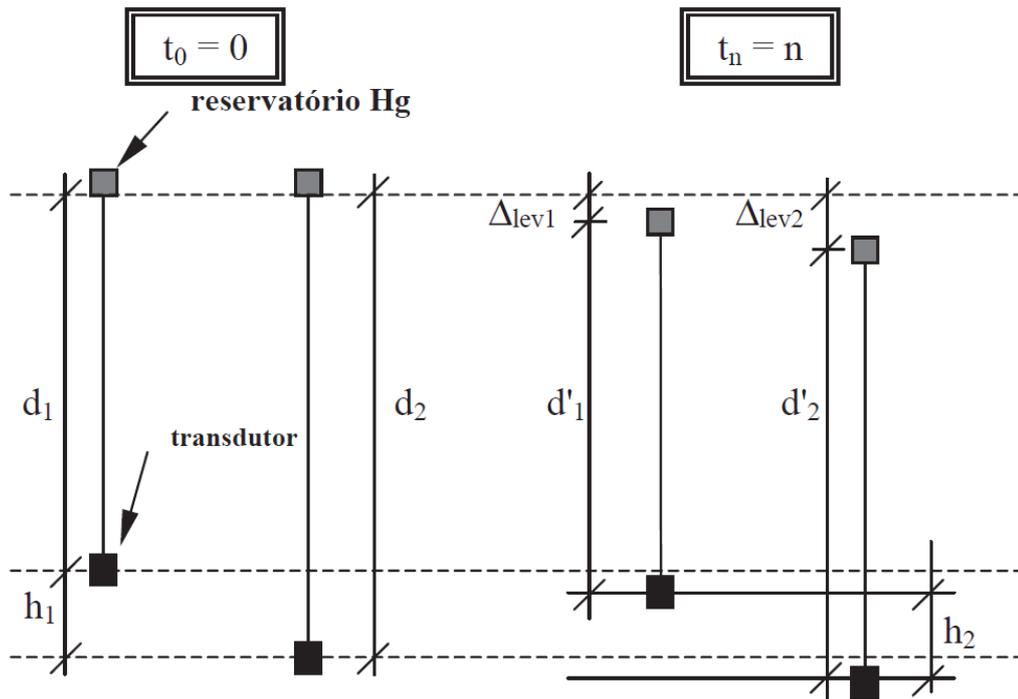
5.1.3 Deslocamentos verticais

Para a obtenção das deformações verticais foram usados os tassômetros, instrumentos medidores de recalques profundos descritos no item 2.3.1.4 desse trabalho, e das placas de recalque instaladas nos bordos do aterro, a seguir iremos descrever o método de cálculo para deformação vertical, e os deslocamentos verticais na fase de aplicação do vácuo.

5.1.3.1 Método de cálculo para deformação vertical

A deformação vertical das camadas foi calculada a partir da diferença entre os deslocamentos medidos pelos tassômetros instalados nas fronteiras das camadas. Como vimos no referencial teórico o deslocamento medido por um tassômetro é dado pela diferença entre o nível do reservatório de mercúrio instalado acima da membrana em PVC, dentro do aterro, e do transdutor de pressão, instalado na camada de argila. Ou seja, é necessário considerar os deslocamentos verticais dos topos dos tassômetros, obtidos por nivelamento topográfico, nos tempos $t_0 = 0$ e $t_n = n$, assim a deformação vertical pode ser calculada segundo o esquema apresentado na figura 43:

Figura 42- Esquema dos deslocamentos medidos nos tassômetros



Fonte: Marques (2001)

Onde:

Δ_{lev1} = deslocamento vertical do topo do tassômetro 1 medido no nivelamento;

Δ_{lev2} = deslocamento vertical do topo do tassômetro 2 medido no nivelamento;

$\Delta_{1medido} = d_1 - d'_1$ = deslocamento vertical do transdutor com relação ao reservatório de mercúrio medido pelo tassômetro 1;

$\Delta_{2medido} = d_2 - d'_2$ = deslocamento vertical do transdutor com relação reservatório medido pelo tassômetro 2;

$h_1 = d_2 - d_1$ = espessura inicial da camada de argila;

$h_2 = d'_2 + \Delta_{lev2} - (d'_1 + \Delta_{lev1})$ = espessura final da camada de argila;

$\Delta h = h_1 - h_2 = (\Delta_{2medido} - \Delta_{1medido}) + (\Delta_{lev1} - \Delta_{lev2})$ = variação da espessura da camada de argila;

$\Sigma_1 = -\Delta h / (h_1 - \Delta h)$ = deformação vertical.

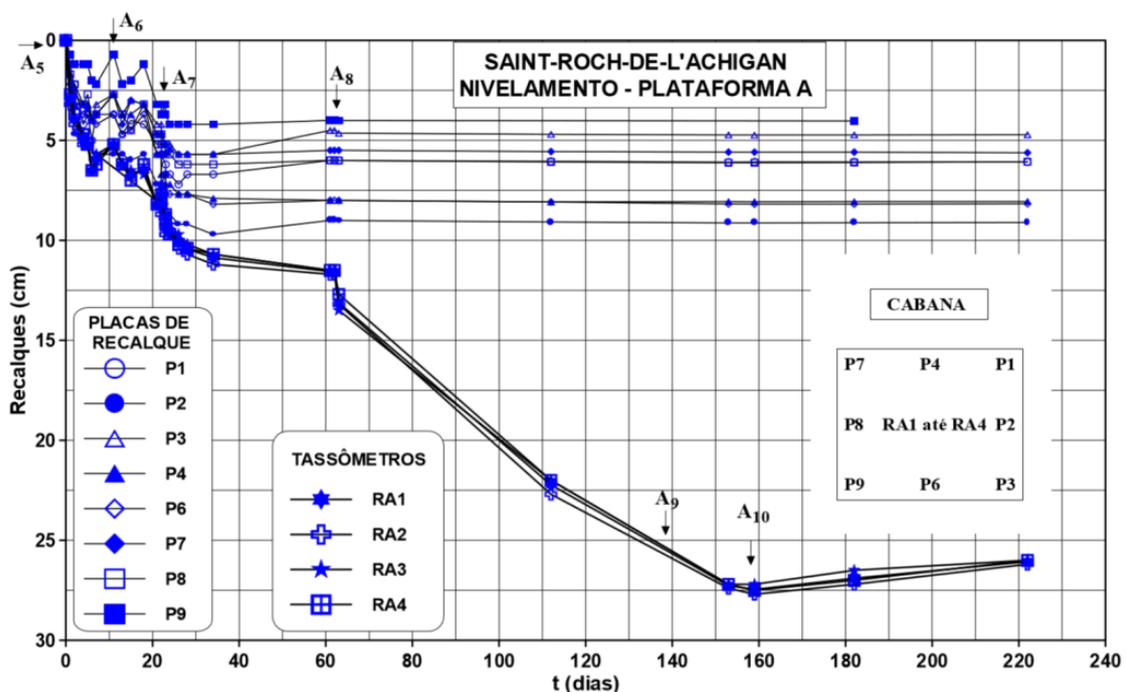
5.1.3.2 Na fase de aplicação do vácuo

A medição dos deslocamentos verticais no topo dos aterros foi realizada por nivelamento no topo dos tassômetros e das placas de recalque instaladas nas bordas dos aterros. No início da aplicação do vácuo as medidas foram feitas diariamente, mas após um mês as medidas foram

mais espaçadas. Na figura 44 é possível verificar uma variação inicial nos recalques medidos, esse variação foi causada pela ocorrência de interrupções de bombeamento. Também foi observado que os recalques de borda foram da ordem de 14 a 33% dos valores dos recalques do centro o que significa um efeito de bordo importante. Por nivelamento tassômetro foi verificado que após a retirada do bombeamento houve uma expansão de cerca de 2cm no aterro.

Podemos ver os resultados dos deslocamentos verticais em função do tempo, obtidos por nivelamento, na figura 44:

Figura 43- Deslocamentos verticais medidos por nivelamento topográfico



Fonte: Marques (2001).

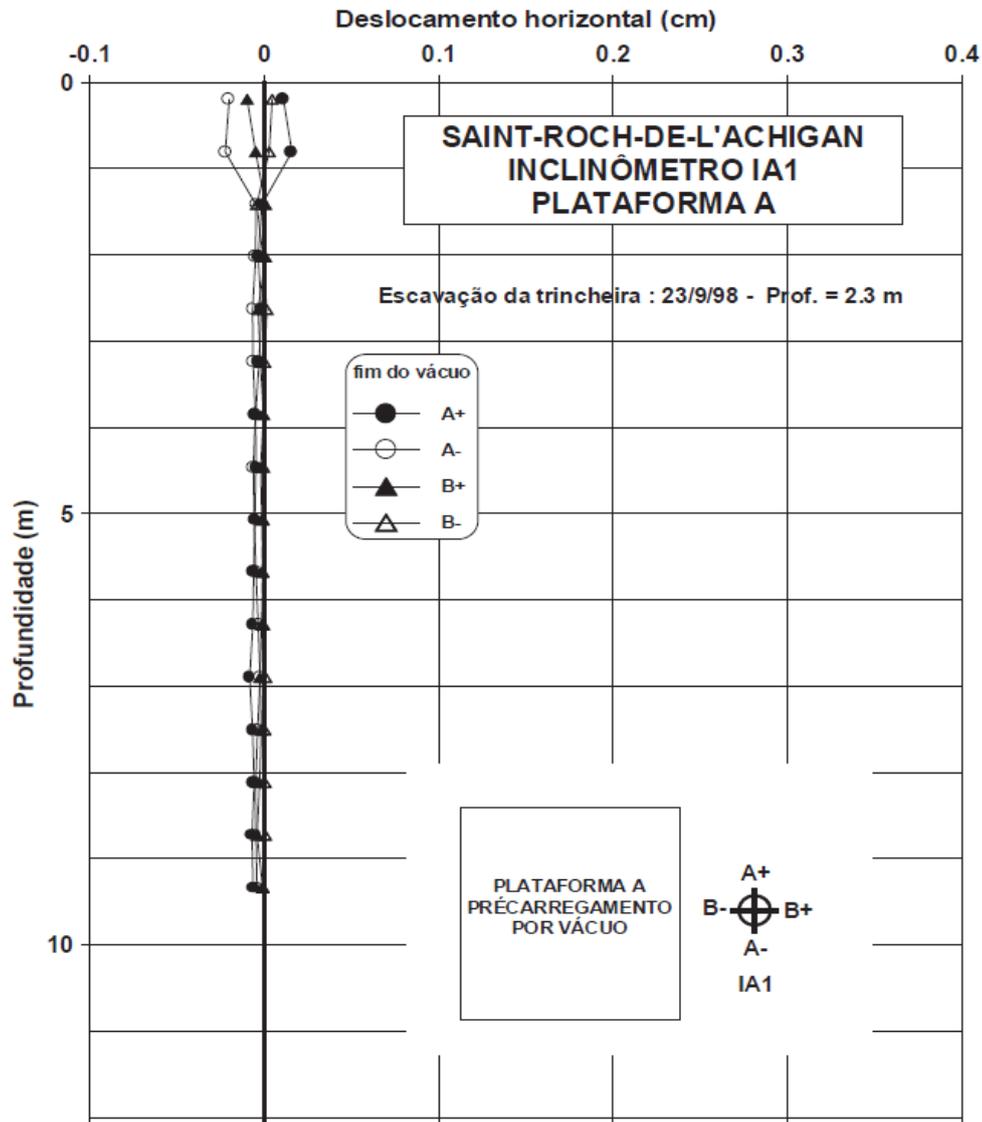
5.1.4 Deslocamentos horizontais

Para a obtenção dos dados de deslocamentos horizontais foram usados quatro inclinômetros dentro das trincheiras periféricas, Marques (2001) apresenta apenas os resultados do inclinômetro IA1, mas afirma que comportamento similar também foi observado nos outros inclinômetros.

Uma grande vantagem do método de pré-carregamento por vácuo é que durante sua aplicação os deslocamentos horizontais são pequenos, não ocorrendo deslocamentos instabilizantes, diferente de carregamentos convencionais onde os deslocamentos em direção ao exterior são significativos.

Na figura 45 podemos observar o perfil dos deslocamentos horizontais medidos por IA1.

Figura 44- Perfil de deslocamentos horizontais medidos pelo inclinômetro IA1



Fonte: Marques (2001).

O deslocamento horizontal da parte superior do perfil deve-se a escavação da trincheira, pois a partir desta etapa a parte superior do inclinômetro permaneceu centralizado na ponte de madeira, mas sem apoio lateral na parte superior do tubo, dentro da trincheira.

Durante a aplicação e mesmo após a interrupção do vácuo, os deslocamentos foram

muito pequenos. Na parte superior, onde em geral são observados deslocamentos horizontais mais significativos, não foram observados deslocamentos em direção ao interior do aterro, talvez devido a grande profundidade das trincheiras.

5.2 Desempenho após a aplicação do vácuo

Após a finalização do adensamento a vácuo, para analisar o desempenho dessa solução foram executados ensaios de campo e de laboratório sobre amostras coletadas do aterro, para isso um programa de investigações geotécnicas *in situ* em junho de 1999 foi feito sobre o aterro A. Foi executada uma amostragem com o amostrador laval (F4), um ensaio de palheta (V2), e dois ensaios de piezocone (PZ5 e PZ6). Foram também executados ensaios de laboratório sobre as amostras coletadas.

5.2.1 Amostragem

A amostragem foi executada no furo F4 no centro de um quadrado definido por quatro drenos, no centro do aterro, em junho de 1999 com a temperatura da camada de argila constante, da ordem de 6,5°C.

Várias amostras do furo F4 apresentaram fissuras subverticais e o plano de ensaios foi elaborado de forma a evitar as zonas fissuradas, visíveis a olho. Segundo Marques (2001), essa é a primeira vez que fissuras subverticais são observadas num depósito de argila da região de Champlain.

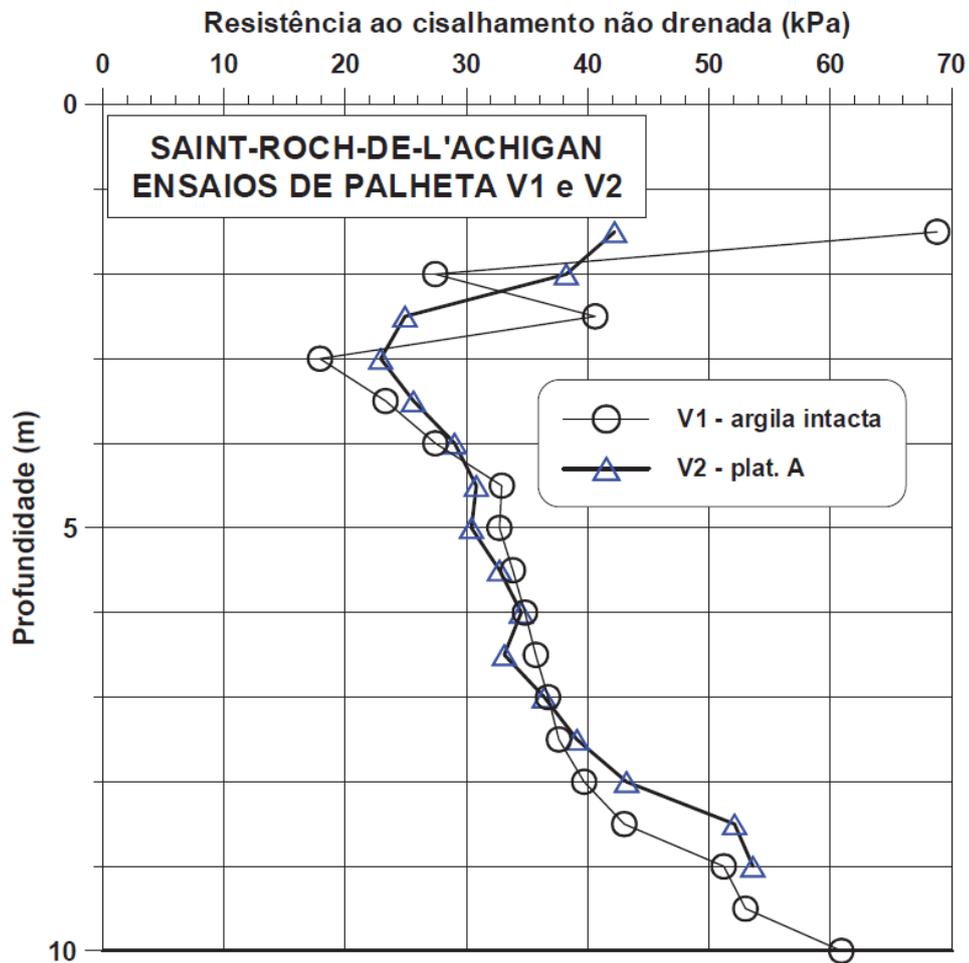
Acredita-se que essas fissuras tenham ocorrido devido as tensões geradas pela aplicação do vácuo em drenos verticais, sobre um material, no caso uma argila Champlain, que é bastante frágil (sensível).

5.2.2 Resistências medidas no ensaio de palheta

Um ensaio de palheta (ensaio V2) foi executado no centro de um quadrado cujos vértices eram quatro drenos verticais, no centro do aterro A.

A Figura 46 mostra o perfil de resistência ao cisalhamento medido pelo ensaio V2, executado após o pré-carregamento sob o aterro A, em comparação com o perfil de resistência obtido pelo ensaio de palheta V1, executado antes do pré-carregamento.

Figura 45 - Variação da resistência ao cisalhamento não drenada medida pelos ensaios de palheta V1 e V2 - Saint-Roch-de-L'Achigan



Fonte: Marques (2001).

Como podemos observar na Figura 46, não foi observado um ganho significativo de resistência da camada de argila após o ensaio de pré-carregamento. Isto se deve certamente ao fato de que as tensões finais sob os aterros estavam muito próximas das tensões de sobreadensamento.

5.2.3 Resistências e poropressão medidas nos ensaios de piezocone

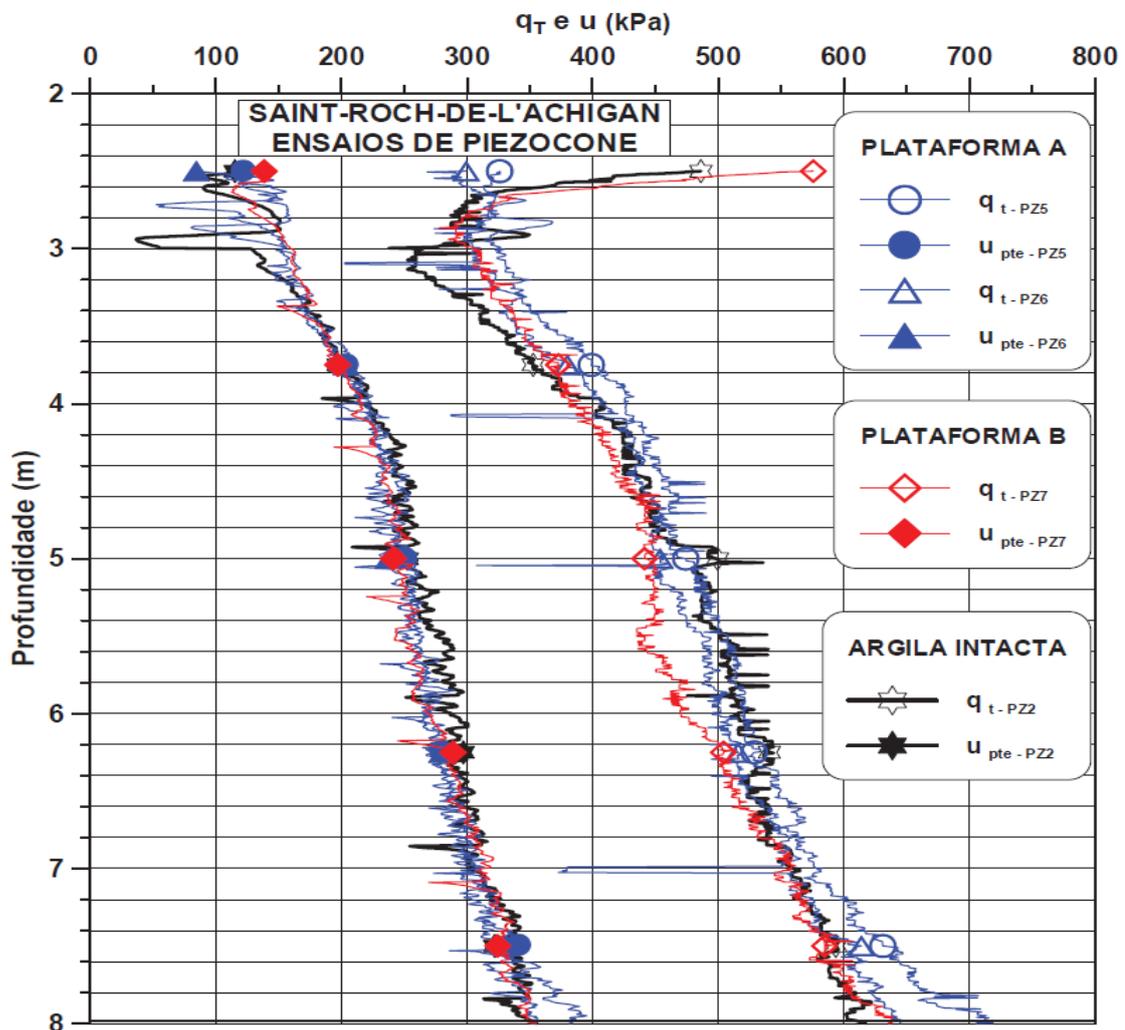
Dois ensaios de piezocone (PZ5 e PZ6) foram realizados no centro de um quadrado cujos vértices eram quatro drenos verticais, no centro do aterro A, após os ensaios de pré-carregamento *in situ*.

A Figura a seguir mostra os perfis de resistência de ponta e poropressão medidos nos

piezocones PZ5 (cota = 55.79 m), PZ6 (cota = 55.69 m) executados sob o aterro A.

O procedimento na execução dos piezocones foi similar ao descrito em 2.1.1.2. O perfil obtido pelo piezocone PZ2 (cota = 55.66 m), executado sobre a argila intacta, antes dos pré-carregamentos, foi também incluído na Figura 4, ela também traz resultados obtidos para a plataforma B, mas como vimos anteriormente, não é objeto do nosso trabalho.

Figura 46- Ensaio de piezocone PZ2, PZ5, PZ6 e PZ7 : resistência de ponta e poropressão em função da profundidade



Fonte: Marques (2001)

Ao analisarmos a Figura 47 pode-se perceber que não houve um ganho significativo da resistência medida pelos piezocones após os ensaios de pré-carregamento, assim como já pudemos ver para os resultados obtidos pelos ensaios de palheta. Isto deve-se certamente ao

fato de que as tensões finais sob os aterros estavam muito próximas das tensões de sobreadensamento.

5.2.4 Ensaios oedométricos após a aplicação do vácuo

Após o término da aplicação do vácuo, foram executados oito ensaios oedométricos nas plataformas A e B do aterro, com procedimento similar aos feitos para a caracterização geotécnica do sítio argiloso, podemos ver na Tabela 14 o programa de ensaios e os resultados resumidos para os que foram executados na plataforma A do aterro, com a profundidade em relação à amostragem F1 trazida no item 4.1.

Tabela 14 - Resumo dos resultados dos ensaios oedométricos executados após os ensaios de pré-carregamento

ENSAIO	AMOSTRA	COTA (m)	Prof. (m)*	σ'_{POED} (kPa)	W_n (%)	C_s		C_c
						sob.	desc.	
OED 18	F4-T7-E2	50.04	5.92	127	80.77	0.03	0.11	3.56
OED 19	F4-T9-E2	48.97	6.99	127	85.68	0.05	0.12	2.94
OED 20	F4-T4-E3	51.46	4.50	122	83.69	0.05	0.08	2.41
OED 21	F4-T2-E3	52.50	3.46	95	70.94	0.06	0.09	1.36

Fonte: Adaptado de Marques (2001).

Pela análise da figura e comparando com os resultados dos ensaios oedométricos antes da execução do adensamento a vácuo, podemos concluir que os valores de C_s estão dentro da faixa de valores obtidos para os ensaios da série que foram feitos para as características iniciais do adensamento a vácuo. Bem como que os valores do coeficiente de compressão (C_c) da argila intacta são ligeiramente maiores que os obtidos sob o aterro A.

5.2.5 Ensaios triaxiais após a aplicação do vácuo

Após a aplicação do vácuo, foram executados 4 ensaios triaxiais de compressão isotrópica a 20°C sobre amostras de argila coletadas na mesma profundidade da série de ensaios triaxiais trazidas em 4.1. Podemos ver na Tabela 15 a seguir os resultados obtidos:

Tabela 15 - Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais na plataforma A do aterro executados após os ensaios de pré-carregamento

PLATAFORMA A							Características de pico										
ENSAIO	AMOS-TRA	COTA (m)	s' _L (kPa)	w _n (%)	T (°C)	σ' _c (kPa)	ε _{1f} (%)	u _f (kPa)	q _f (kPa)	s _f (kPa)	t _f (kPa)	σ' _{1f} (kPa)	σ' _{3f} (kPa)	q _{e1 = 15%} (kPa)	φ' pic(°)	φ' qd(°)	
CIU31*	F4-T7-E1	50.17	-	83.0	20	30	3.2	22.1	66.6	41.2	33.3	74.5	7.9	45.4	-	-	
CIU32	F4-T7-E1	50.17	87	85.1	20	199	3.5	113.5	181.8	176.6	90.9	267.5	85.7	132.8	-	37.6	
CIU33*	F4-T7-E1	50.17	-	83.1	20	60	1.9	39.6	82.4	61.6	41.2	102.9	20.4	42.0	-	-	
CIU38*	F4-T7-E1	50.17	-	84.1	20	46	1.9	36.5	81.7	50.4	40.8	91.2	9.5	-	-	-	

Fonte: Adaptado de Marques (2001).

Comparando esses resultados com os mostrados na figura 34, podemos ver que para a cota de 50,17 m, que representa uma profundidade de 5,79 m, tendo em vista a cota nominal do aterro de 55,96 m, que houve uma diminuição na umidade, o que era esperado, pois com o adensamento a vácuo parte da água que se encontra no solo é retirada.

6 CONCLUSÕES

Como foi visto, em diversas situações de obras de engenharia é necessário o melhoramento do solo, seja para aumentar sua capacidade de suporte, diminuir o tempo de recalque, ou aumentar a estabilidade do aterro, é nesse sentido que estudos nesse caminho se tornam importantes. Para se propor soluções de melhoramento do solo é pré-requisito que se conheça os parâmetros geotécnicos do mesmo, essas características são conhecidas através de ensaios de campo e de laboratório, uma vez com esses dados e com o conhecimento das características do aterro que se deseja implantar, é possível definir a melhor solução de aterro sobre o solo mole. É também de grande importância o conhecimento de diversas soluções, pois quanto mais soluções forem conhecidas mais possibilidade terá da escolha da solução mais adequada. Na execução da obra deve-se fazer uso da instrumentação para monitorar o aterro, verificando se os resultados estão sendo como esperado, foi nesse intuito que analisamos o comportamento do aterro submetido a adensamento por vácuo, onde vimos seu comportamento durante a aplicação do vácuo e o desempenho após o término da operação.

6.1 Importância do conhecimento dos parâmetros geotécnicos

O conhecimento dos parâmetros geotécnicos permite uma estimativa dos recalques e da estabilidade do aterro, como vimos, esses parâmetros são obtidos através de investigações geotécnicas que fazem uso dos ensaios de campo e de laboratório que vêm a determinar o perfil geotécnico, o nível d'água, espessura e inclinação das camadas, caracterização do solo, propriedades de resistência e compressibilidade e possibilidade de danos às construções vizinhas.

Para isso estudamos diversos ensaios de campo e de laboratório existentes, onde foram apresentados ao longo do trabalho, a obtenção desses dados nos permite o desenvolvimento de soluções de projeto adequadas a cada tipo de solo, com suas mais diversas singularidades. Cabe aqui destacar a grande importância dos ensaios de campo na obtenção do perfil geotécnico, no nível d'água, da poropressão, e da resistência não drenada, obtidos pelos ensaios SPT, piezocone, e de palheta. Já os ensaios de laboratório possuem sua importância na capacidade de determinar características do solo, tais como índices físicos e limites de consistência, quantificação de deformações induzidas, evolução das deformações no tempo, e

resistência ao cisalhamento, obtidos por ensaios de caracterização, ensaios oedométricos, e ensaios triaxiais.

6.2 Importância do conhecimento das diversas soluções de aterros sobre solos moles

Para que a escolha da solução do aterro sobre solo mole seja a mais apropriada possível é necessário o conhecimento das diversas soluções existentes, pois alguns métodos contemplam o controle de recalques, outros o controle de estabilidade, ou ambos. Também é importante conhecer bem as diversas soluções de aterro, pois alguns podem não se adaptar as particularidades do local de implantação, por exemplo, o uso de bermas de equilíbrio demanda espaço lateral ao aterro para a construção das bermas, havendo assim uma limitação física, a substituição total do solo mole exige a existência de local apropriado para a deposição do material, em algumas situações é necessário que o aterro seja construído e esteja consolidado rapidamente, o que não é possível em algumas soluções, mas é possível para aterro sobre elementos de estacas.

Conhecendo então as limitações e as necessidades do aterro que se deseja construir, juntamente com as soluções técnicas disponíveis, a escolha da solução a ser adotado no projeto se torna muito confiável, o que ajudará na escolha da solução construtiva mais adequada.

6.3 Importância do monitoramento do comportamento na execução da solução escolhida

Para que se possa fazer um acompanhamento da segurança da obra, verificar os critérios adotados no projeto para, em casos de necessidade, poder efetuar medidas corretivas, detectar perigo iminente e obter informações vitais durante a construção, é de grande importância o monitoramento da obra em solo mole, para isso é necessário fazer uso da instrumentação.

Através de equipamentos como tassômetros, piezômetros, e inclinômetros, dentre outros equipamentos, é possível acompanhar deslocamentos verticais, poropressão, e deslocamentos horizontais, respectivamente, podendo então monitorar a estabilidade do aterro, bem como verificar a adequação de um método construtivo. É muito importante

monitorar o comportamento do solo, desde as primeiras etapas da obra, visando a prevenção de acidente ao longo da vida útil do empreendimento.

6.4 Demais considerações sobre o estudo de caso

Os estudos geotécnicos de campo e laboratório executados sobre a argila de Saint-Roch-de-L'Achigan, feitos em 1996 e início de 1997 apresentaram-se coerentes com os valores fornecidos na literatura para argilas da região do mar de Champlain, com relação às suas propriedades características.

Estes estudos indicavam também que o sítio escolhido seria adequado para a execução de um projeto de pré-carregamento por vácuo, que foi o aterro A estudado nesse trabalho, e por aquecimento, que foi o aterro B onde pode ser analisado do trabalho de Marques (2001), pois o perfil de tensões de sobreadensamento obtido a partir de resultados dos ensaios oedométricos, fornecia tensões inferiores às previstas pelo carregamento por vácuo. Além disto a camada de argila era homogênea e não apresentava lentes de areia, o que poderia afetar a eficiência do sistema de vácuo.

Devido às baixas tensões alcançadas *in situ* (muito próximas das tensões de sobreadensamento) os ensaios *in situ* e de laboratório executados sobre a argila após o pré-carregamento por vácuo não apresentaram um ganho importante de resistência comparativamente aos executados sobre a argila intacta. Este comportamento dificultou a análise do desempenho dos piezômetros das camadas superiores pois planejava-se comparar o estado de tensões máximo alcançado, medido pelos ensaios executados após o pré-carregamento *in situ* e o obtido a partir das medidas dos piezômetros que apresentaram medidas questionáveis.

6.5 Recomendações para a aplicação do vácuo

Pelo que podemos observar, esse tipo de solução é muito interessante quando nos deparamos com problemas de instabilidade, pois possibilita o aumento de tensão vertical efetiva aumenta a estabilidade, porém, para uma melhor aplicação, devemos observar algumas recomendações com base no conhecimento adquirido na construção desse trabalho e do estudo do aterro experimental de Saint-Roch-de-L'Achigan.

A respeito do perfil geotécnico deve-se saber que ocorrência de camadas drenantes dentro da camada argilosa pode diminuir a eficiência do sistema, em alguns casos impossibilitando a utilização do vácuo, pois nesse caso estaria bombeando água da camada drenante.

A profundidade do lençol freático também é um ponto que afeta o desempenho do sistema de aplicação do vácuo, lençol freático profundo dificulta a aplicação do vácuo, quando ele se encontra a profundidade superior que 1,5 m a perda de eficiência torna-se excessiva. Outro problema causado quando o lençol freático é profundo é que para como as trincheiras em torno dos aterros têm que descer cerca de 50 cm abaixo do lençol freático para que a membrana em PVC mantenha-se estanque durante a aplicação do vácuo, em caso de lençol freático profundo as trincheiras tornam-se muito profundas, o que pode causar problemas de estabilidade nos taludes das trincheiras e também demandar maior área de ocupação lateral.

Deve-se ter muito cuidado com a estanqueidade do sistema, sendo assim, é importante que quando a instrumentação atravessar a membrana em PVC, cada ponto perfurado seja selado para garantir a estanqueidade da membrana. Todos os pontos de fraqueza devem ser verificados cuidadosamente contra vazamento, pois o funcionamento do sistema depende da estanqueidade da membrana.

Como as bombas de vácuo funcionam 24 h por dia, é necessário o fornecimento de energia elétrica sem paralisações durante o bombeamento. Deve-se prever um sistema de segurança contra vandalismo. Também é necessária a manutenção destas bombas tais como limpeza de filtros, troca de óleo etc. É aconselhada também a instalação de bombas de reserva no canteiro para em caso de problemas com as bombas, a aplicação do vácuo não ser interrompida.

REFERÊNCIAS

- ABNT, NBR. 6459-*Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.
- ABNT NBR 6484, (2001), *Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT, NBR. 7180, *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. São Paulo, 1984.
- ALMEIDA M. S. S. (1996) – “*Aterros Sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho*”, Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
- ALMEIDA, M.S.S e MARQUES, M.E.S (2010) – “*Aterros sobre Solos Moles – Projeto e Desempenho*”, ed.Oficina de Textos, São Paulo;
- BARAN, Marin. – *Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC*. – 2014. 335 p. Dissertação (Mestrado). – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC.
- BORBA, Ancelmo Machado. *Análise de desempenho de aterro experimental na vila panamericana, 2007*
- BATISTA, I. B. Santini. *Aterros sobre solos moles com soluções de melhoramento caso de obra: investigação e desempenho*. 2007. 174 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco – Recife-PE.
- CARVALHAIS, Rafael Mendonça (2017) – *Comportamento geotécnico de Aterros Aeroportuários sobre fundações compressíveis: estudos e análises do Aterro do Aeroporto de Itajubá/MG/ 2017* – Ouro Preto-MG.
- CERQUEIRA, Helio Marcio Lopes de (2017) – *CRITÉRIOS DE PROJETO PARA INSTRUMENTAÇÃO PIEZOMÉTRICA DE DIVERSAS ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS EM MINERAÇÃO* – Ouro Preto-MG.
- CHAI, J.; CARTER, J. P. *Deformation Analysis in Soft Ground Improvement*. Springer, ISBN 9789400717213. 2011. Disponível em: <<http://books.google.com.br/books?id=qdafz6kKXMQC>>.
- CHAI, J.; HONG, Z.; SHEN, S. “Vacuum-drain consolidation induced pressure distribution and ground deformation”. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 28, p. 525-535, 2010.
- COUTINHO, R. Q. (1986) - “*Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos - Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba*”, Tese D. Sc., COPPE/UFRJ.
- COUTINHO, R. Q. (2005). *Apostila da disciplina Mecânica dos Solos 2 – Aterro sobre solos moles*, ministrada pelo professor Roberto Coutinho na UFPE.

COUTINHO, R.Q. & BELLO, M. I. (2005) – “*Obras de Terra – Aterro sobre Solos Moles*”, Geotecnia no Nordeste. Editora Universitária da UFPE.

COUTINHO, R. Q. e BELLO, M. I. M. C. V. (2004). “*Geotecnia do Nordeste*” – Capítulo: Aterros sobre solos moles, Livro ABMS – Núcleo Nordeste. Pp 1-26.

COUTINHO, R. Q. e Severo, R. N. F. (2009). *Conferência: Investigação Geotécnica para Projeto de estabilidade de Encostas*. In: V COBRAE. Anais, São Paulo – SP.

DEOTTI, Leonardo de Oliveira Guerra (2015) – *Modelagem numérica de adensamento por vácuo em aterro experimental sobre solo mole estruturado* – Rio de Janeiro/RJ: UFRJ/COPPE.

DNER, (2008). *Departamento Nacional de Estradas de Rolagem. Projeto de aterro sobre solos moles para obras viárias*. Rio de Janeiro/RJ.

FIRMINO, Ronaldo Moura (2013) – *Análise do comportamento de aterros sobre solos moles: Um estudo de caso de um aterro leve com Poliestireno expandido (“Isopor”) na rodovia BR-101 – Goiânia-PE*.

FERNANDES, M. M. (2006), “*Mecânica dos Solos – Conceitos e princípios fundamentais*”, Volume I, Edições FEUP.

FREITAS ARAÚJO, N.C., ALMEIDA, M.S.S., NUNES, A.L.L.S., 2007, “*Instrumentação e monitoramento de aterro estaqueado reforçado com geogrelha*”. In: VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO’ 2007 e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos’ 2007, 3ª seção técnica (geossintéticos), artigo 31-1, 7 pp., Recife-PE.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C., GERMAINE, J. T. & LANCELLOTTA, R. (1985) – “*New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*”, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, vol. 1, pp. 57-153.

MACHADO, Willian Gladstone de Freitas (2007) – *Monitoramento de barragens de contenção de rejeitos da mineração* – São Paulo-SP. 155p

MACHADO, L. V. de S. Santos. *Avaliação do deslocamento vertical de aterro sobre solo mole executado no projeto de duplicação da BR-101/PE. 2012*. 198 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE

MARANGON, M. – *Geotecnia das fundações* – UFJF, Juiz de Fora, MG, 2009

MARQUES, M. E. S., 1996, *Influência da velocidade de deformação e da temperatura no adensamento de argilas naturais*. Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, Pesquisa realizada na Université Laval, Ste-Foy, Canadá.

MARQUES, Maria Esther Soares., 2001, *Influência da viscosidade no comportamento de laboratório e de campo de solos argilosos*. Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

MARQUES, Maria Esther Soares. *Curso "Obras sobre Solos Moles"*. COPPE/URFJ, 2014

MELLO, L.G.F.S., BILFINGER, W., 2004, "Aplicação em Reforço de Solo". In: Vertematti, J.C. (eds), *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, 1ª ed., capítulo 4, São Paulo, Edgard Blucher

NOGUEIRA, Estela Grassi. *Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no Trecho Sul do Rodoanel - SP*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. doi:10.11606/D.3.2010.tde-20102010-163130. Acesso em: 2017-03-24.

OLIVIERA. H. M. de; ALMEIDA. M. S. *Aplicações em Adensamento de Solos Compressíveis*. VERTAMATTI. J. C. (Coord). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. São Paulo: Ed. Edgard Blucher; São Paulo. 2004. p.275-294.

ORTIGÃO, J. A. R., 1980, *Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro*. Tese D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Perboni, J. P., (2003), *Análise de Estabilidade e de Compressibilidade de Aterros sobre Solos Moles – Caso dos Aterros de Encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381)*. Tese de M.Sc., UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

POSSAMAI. Rafael Charles (2016). *Análise dos recalques por adensamento primário: Aterro sobre solos moles no campus da UFSC na curva do arroz*. Florianópolis-SC

RODRIGUES, Ary Paulo (2004). *Influência de parâmetros geotécnicos e de propriedades geomecânicas de pneus inservíveis em obras geotécnicas e rodoviárias*. Dissertação (Mestrado em Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP

ROZA, Felipe Costa (2012). *Comportamento de obras sobre solos moles com colunas de brita*. 165 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ.

SANDRONI, S. S. (2006) – "Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles", COBRAMSEG 2006.

SILVA, A.R.L. e Palmeira, E.M. (1998). *Estabilidade de Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, v. 2, p. 1213 – 1220. Brasília, DF.

SILVA, Carolyny Azevêdo Gonçalo (2017). *Soluções geotécnicas adotadas para o reforço de aterros sobre solos moles: revisão da literatura*.

SKEMPTON, A. W., *The Vane in the Alluvial Palin of the River Forth near Grangemouth*, *Geotechnique*, V.1, No. 2, p. 111-124, 1948.

VALE / Coffey (2016): *Estudos Comparativos e Avaliação de Piezômetros de Corda Vibrante e Casagrande*, 234p.

ZHUANG, Y.; CUI. X. Y. *Evaluation of Vacuum Preloading With Vertical Drains as a Soft Soil Improvement Measure. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 53, No. 3, July, 2016.