

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

Marcos Alberto Kepler

**PREVISÃO DA MAGNITUDE E TEMPO DE RECALQUE DOS
ATERROS DA BR-448 BASEADOS EM RESULTADOS DE
ENSAIOS**

Porto Alegre
dezembro 2010

MARCOS ALBERTO KEPLER

**PREVISÃO DA MAGNITUDE E TEMPO DE RECALQUE DOS
ATERROS DA BR-448 BASEADOS EM RESULTADOS DE
ENSAIOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Antônio Bressani

Porto Alegre
dezembro 2010

MARCOS ALBERTO KEPLER

**PREVISÃO DA MAGNITUDE E TEMPO DE RECALQUE DOS
ATERROS DA BR-448 BASEADOS EM RESULTADOS DE
ENSAIOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 08 de dezembro 2010

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD University of London
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD University of London

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
PhD University of Surrey

Eng. Fábio Bertuol
Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Adolfo Dieter Kepler e Maria Luiza Kepler, que sempre me apoiaram no Curso de Graduação que escolhi.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Luiz Antônio Bressani, orientador deste trabalho, por toda a ajuda e conhecimentos transmitidos durante o desenvolvimento do mesmo. Por todos os emails com dúvidas que foram respondidos por vezes até nos finais de semana e conversas que se estenderam além do horário normal de atendimento dos professores na Universidade.

Não poderia deixar de mencionar meu agradecimento pela oportunidade de estágio oferecida pelo Grupo Sultepa no lote I da BR-448. Agradeço a todos os colegas de trabalho que proporcionaram um ambiente de trabalho motivador e de companheirismo.

Agradeço ainda pelo notável trabalho de orientação desenvolvido pela Prof. Carin através das disciplinas de TCC I e II. Sem a forma criada para as disciplinas e a seriedade com que é ministrada, eu não teria tido real entendimento do que é um trabalho de conclusão de curso do padrão da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Além disso, sou grato pela oportunidade de desenvolver habilidades de apresentações e leituras que são, sem dúvidas, muito importantes para a vida profissional.

Agradeço ainda ao Prof. Fernando Schnaid pelas disciplinas de geotecnia por ele ministradas que despertaram meu interesse por esta área de concentração do curso.

Tudo o que vejo me ensina a confiar no Criador em tudo
aquilo que não vejo.

Ralph Waldo Emerson

RESUMO

KEPLER, M. A. **Previsão da magnitude e tempo de recalque dos aterros da BR-448 baseados em resultados de ensaios.** 2010. 90 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A obra da BR-448 é uma das obras mais importantes dos últimos anos no Rio Grande do Sul e seus estudos geotécnicos vem sendo realizados desde o ano de 2006. A importância da obra e o seu traçado por algumas áreas até então inabitadas determinou o foco deste trabalho, que é o estudo da magnitude e tempo de recalques dos aterros do lote I da BR-448 baseados em resultados de ensaios. Trata-se de um projeto geotécnico inovador na construção de estradas do Estado, pois devido às características do solo de fundação, o depósito de solos moles da denominada Várzea do Rio dos Sinos, na região de Sapucaia do Sul, Esteio e Canoas, foram adotadas diversas soluções de terraplenagem ao longo dos 9,14 km de extensão deste trecho da Rodovia. Assim, esse trabalho buscou também fazer uma exposição da investigação geotécnica empregada na elaboração do projeto com o intuito de compreender as principais ferramentas de campo e laboratório utilizadas na Engenharia Geotécnica em um caso prático. O comportamento do solo em questão é variável em termos de capacidade de carga e condições de drenagem, sendo a etapa de estimativa de parâmetros de comportamento do solo um ponto de fundamental importância para uma boa previsão da magnitude dos recalques e tempo de adensamento. Dessa maneira, torna-se relevante uma reavaliação dos parâmetros preliminares através de novos ensaios e novas estimativas. Assim, a partir dos ensaios de adensamento realizados na verificação do projeto, este trabalho apresenta novos cálculos para a magnitude e tempo de recalque, os quais foram elaborados pelo autor da pesquisa. Com esta nova previsão obteve-se uma avaliação dos critérios de projeto adotados para definição dos parâmetros, como também, uma comparação da magnitude e tempo dos recalques para os aterros construídos em etapas com utilização de geodrenos e sobrecarga. Salienta-se o fato de que tanto a magnitude como o tempo de recalques apresentaram valores subestimados no projeto básico em relação aos previstos nesta pesquisa, os quais foram feitos através da Teoria de Terzaghi.

Palavras-chave: solos moles; investigação geotécnica; parâmetros do solo; tempo de adensamento; recalques.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: diagrama da pesquisa	17
Figura 2: representação esquemática do ensaio SPT	23
Figura 3: principais componentes do equipamento de CPTu	23
Figura 4: equipamento para ensaios de palheta <i>in situ</i>	25
Figura 5: representação esquemática da célula de adensamento	27
Figura 6: ilustração do efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento .	28
Figura 7: determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Casagrande	30
Figura 8: determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco Silva .	31
Figura 9: deslocamentos verticais e horizontais sob pontos na borda e no centro de um aterro em construção	33
Figura 10: analogia ao sistema água-mola de Terzaghi	34
Figura 11: relação idealizada entre índice de vazios e tensão vertical efetiva ($e \times \sigma'_v$) ...	35
Figura 12: cálculo de recalque em argilas sobre adensadas	40
Figura 13: materiais constituintes e funcionamento dos geodrenos	41
Figura 14: localização da linha geral do lote I da BR-448	48
Figura 15: histograma de espessuras de solo mole detectadas nas sondagens geotécnicas	51
Figura 16: espessuras de solo mole ao longo do estaqueamento	51
Figura 17: perfil geotécnico tipo (desenho esquemático) para os trechos compreendidos entres as estacas 3+220 a 12+720, 14+720 a 16+200 e 17+220 a 18+130	56
Figura 18: perfil geotécnico tipo (desenho esquemático) para o trecho compreendido entre as estacas 1+060 a 2+100	57
Figura 19: seção tipo de terraplenagem com remoção de solos moles SEC-04	62
Figura 20: seção tipo de terraplenagem com bermas de equilíbrio e geodrenos	62
Figura 21: amostra preparada para o ensaio	66
Figura 22: vista geral das prensas utilizadas nos ensaios de adensamento	67
Figura 23: coeficientes de adensamento vertical	70
Figura 24: log das tensões x índice de vazios (km 3+750)	70
Figura 25: evolução dos recalques de um aterro sobre solos moles com o tempo: sem e com drenos	71
Figura 26: esquema de um aterro construído em 3 etapas	72
Figura 27: ensaio SPT km 5+500	74
Figura 28: recalque x tempo para o ensaio do km 5+500	77
Figura 29: cálculo da magnitude dos recalques	78

Figura 30: curvas de adensamento para cada ensaio	82
Figura 31: influência de diferentes espaçamentos de drenos no ensaio do km 8+80	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles	20
Quadro 2: procedimentos recomendados para a determinação de parâmetros geotécnicos de argilas moles	21
Quadro 3: comparação entre pressões atual σ'_v e máxima passada σ'_{vm}	32
Quadro 4: fator tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi	44
Quadro 5: plano de ensaios especiais desenvolvidos para investigação do solo mole	52
Quadro 6: valores de S_u (kPa) com a profundidade Z (m).....	54
Quadro 7: locais dos ensaios de palheta relacionados aos ensaios de CPTU mais próximos	54
Quadro 8: parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos em ensaios triaxiais UU ...	55
Quadro 9: definição de segmentos a partir das propriedades de adensamento.....	58
Quadro 10: estimativa do tempo para ocorrência de 70% do recalque total considerando o perfil geotécnico sem alteração	59
Quadro 11: estimativa do grau de adensamento vertical de acordo com a Teoria de Terzaghi e grau de adensamento horizontal segundo Carrilo para U_{vh} de 70%	60
Quadro 12: soluções de terraplenagem ao longo do lote I	61
Quadro 13: estimativas dos recalques ao final de cada etapa de execução e grau de adensamento alcançado após 9 meses	63
Quadro 14: ensaios de adensamento	65
Quadro 15: parâmetros dos ensaios de adensamento	68
Quadro 16: cálculo do grau de adensamento vertical U_v	69
Quadro 17: cálculo do recalque da primeira etapa	73
Quadro 18: cálculo do recalque da primeira etapa para $H_o = 5.6$ m	74
Quadro 19: cálculo do recalque da segunda etapa	76
Quadro 20: cálculo do recalque da terceira etapa	77
Quadro 21: resultados dos recalques para os ensaios analisados	80
Quadro 22: grau de adensamento três meses após a terceira etapa	81
Quadro 23: tempo para atingir o grau de adensamento esperado	83
Quadro 24: influência de diferentes malhas para um mesmo ensaio	85

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 MÉTODO DE PESQUISA	14
2.1 QUESTÃO	14
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	14
2.2.1 Objetivo principal	14
2.2.2 Objetivos secundários	15
2.3 HIPÓTESE	15
2.4 PRESSUPOSTOS	15
2.5 DELIMITAÇÕES	15
2.6 LIMITAÇÕES.....	16
2.7 DELINEAMENTO DA PESQUISA.....	16
3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	19
3.1 ENSAIOS DE CAMPO.....	21
3.1.1 Ensaios à Percussão	22
3.1.2 Ensaios de Piezocone	23
3.1.3 Ensaios de Palheta	24
3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	26
4 TEORIA DO PROCESSO DE ADENSAMENTO E MÉTODOS DE CÁLCULOS	29
4.1 PROCESSO DE ADENSAMENTO	29
4.1.1 Cálculos de parâmetros através de ensaios de adensamento	29
4.1.2 Teoria de Terzaghi	33
4.2 CÁLCULO DE PARÂMETROS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CPTu	36
4.3 CÁLCULO DE PARÂMETROS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PALHETA	38
4.4 ESTIMATIVA DA MAGNITUDE DOS RECALQUE	39
4.5 USO DE DRENOS VERTICAIS PARA ACELERAÇÃO DOS RECALQUES	41
4.6 ESTUDO DO TEMPO DE ADENSAMENTO	43
5 PROJETO GEOTÉCNICO DO LOTE I DA BR-448	48
5.1 ESTUDOS DO SUBLEITO E FUNDAÇÕES DE ATERRO	49
5.1.1 Sondagens à Percussão	50
5.1.2 Ensaios especiais	51
5.1.3 Características do terreno de fundação	55
5.2 MÉTODOS DE CÁLCULO ADOTADOS NO PROJETO	57

5.2.1 Estimativa da magnitude dos recalques	57
5.2.2 Estimativa do tempo de adensamento	58
5.3 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES PREVISTAS NO PROJETO	60
6 PARÂMETROS DERIVADOS DE NOVA CAMPANHA DE ENSAIOS E RECALQUES PREVISTOS	65
6.1 PARÂMETROS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DE LABORATÓRIO	65
6.2 CÁLCULO DA MAGNITUDE DOS RECALQUES	71
6.2.1 Cálculo do recalque correspondente a altura de aterro h_1	72
6.2.2 Cálculo do recalque correspondente a altura de aterro h_2	74
6.2.3 Cálculo do recalque correspondente a altura de aterro h_3	76
6.2.4 Recalques totais	79
6.3 CÁLCULO DO TEMPO DE ADENSAMENTO	81
6.3.1 Comparação com o tempo de adensamento previsto	82
6.3.2 Efeito do espaçamento de drenos no tempo de adensamento	83
7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	86
REFERÊNCIAS	89

1 INTRODUÇÃO

A obra da BR-448, conhecida também por Rodovia do Parque devido ao fato de seu traçado passar ao lado do Parque de Exposições de Esteio, tem fundamental importância nos contextos social, econômico e político da Região Metropolitana de Porto Alegre. Trata-se de uma alternativa encontrada, não de uma solução, para minimizar os problemas gerados pela escassez de acessos à cidade de Porto Alegre e engarrafamentos frequentes na BR-116.

O projeto rodoviário em questão atravessa áreas de terreno com topografia plana e com áreas inundáveis em virtude da sua localização nas proximidades do rio dos Sinos. Existe uma grande área de lavoura de arroz e cultivo de hortaliças na região do empreendimento além de moradias e ocupações irregulares. O solo é sedimentar, constituído por depósitos aluvionares recentes de areia, silte e argila, o que restringe a execução de fundações superficiais de obras de Engenharia.

Em termos geotécnicos é uma obra inovadora, contando com diversas soluções de terraplenagem ao longo dos seus 22 km de extensão, os quais atravessam os municípios de Sapucaia do Sul, Esteio, Canoas e Porto Alegre. Tais soluções geotécnicas são características deste tipo de solo na construção de estradas, pois propõem a construção de aterros utilizando bermas de equilíbrio, geodrenos, colchões drenantes e geogrelhas. Somam-se a isto, as dificuldades impostas na execução de aterros neste tipo de solo de fundação, devido à variabilidade na capacidade de carga, compressibilidade da camada inferior e nível de lençol freático elevado.

Tendo em vista que todas as obras de Engenharia exigem o conhecimento do comportamento do solo, neste caso específico, depósitos de solos moles, a determinação dos parâmetros do solo é de fundamental importância. Sabe-se que os períodos de elaboração de projetos são curtos frente à complexidade envolvida e que os parâmetros de solo já foram estimados para a obra em questão, pois a sua ordem de serviço é de setembro de 2009. Porém, a título de verificação de projeto, fez-se necessário a realização de novos ensaios para corroborar os critérios utilizados para as soluções previstas.

Partindo dessas premissas, o foco deste trabalho é a previsão da magnitude e tempo de recalque dos aterros da BR-448 baseados em resultados de ensaios obtidos na verificação do projeto. Ou seja, com estes dados pretende-se recalcular os recalques e tempos de recalque para, possibilitar uma comparação com as soluções e parâmetros que foram estimados na etapa de inicial de projeto.

Assim, este trabalho foi dividido em sete capítulos sendo que no capítulo 2, pode-se encontrar detalhadamente o método de pesquisa. Este apresenta a questão, objetivos, limitações e a forma como foi desenvolvido o trabalho. Inicialmente, no capítulo 3, são descritos os tipos de ensaios usados para determinação dos parâmetros de solos argilosos. São apresentados os ensaios mais adequados para cada situação, conforme sugerem os principais autores, os equipamentos de cada ensaio, normas e resultados obtidos. Procurou-se citar, também, alguns cuidados que devem ser tomados na execução dos ensaios, mas sem entrar em detalhes práticos de realização dos mesmos, e nas leituras feitas durante o ensaio. Já no capítulo 4 pode-se encontrar uma revisão da teoria do processo de adensamento e os principais cálculos realizados com cada ensaio.

No desenvolvimento do trabalho em si, no capítulo 5, foi feito um resumo dos principais tópicos apresentados no projeto da obra, identificando as soluções previstas, a forma como foram estimados os recalques e tempo de adensamento e, ainda, a exposição dos parâmetros utilizados. Mostrou-se o número de ensaios executados e os perfis geotécnicos encontrados caracterizando o depósito em análise. Já no capítulo 6, são ilustrados os parâmetros derivados da nova campanha de ensaios – número de ensaios, profundidades, forma de ensaio e uma primeira comparação com os coeficientes de adensamento usados no projeto – e, por fim, apresenta-se os novos cálculos de recalque e tempo de recalque através de quadros e gráficos comparativos.

No capítulo 7, conclusões e recomendações, são feitas as análises finais do caso em estudo e comentadas as diferenças obtidas na verificação do projeto. Também são descritas as diversas sugestões de considerações que ainda poderão ser feitas para o projeto em questão.

2 MÉTODO DE PESQUISA

Neste capítulo é apresentado o método de pesquisa do trabalho, no qual deseja-se esclarecer o foco do trabalho e como foi desenvolvido.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: os valores calculados de magnitude dos recalques e tempo de adensamento, tendo por base os parâmetros preliminares de projeto, são compatíveis com aqueles obtidos a partir de valores de características geotécnicas obtidos em uma campanha mais detalhada de ensaios nas camadas compressíveis da fundação dos aterros do Lote I da BR-448?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a comparação da magnitude dos recalques e tempos de adensamento, calculados com base nos parâmetros do solo estimados na etapa de projeto, com os valores calculados a partir de parâmetros geotécnicos do solo de fundação definidos a partir de ensaios complementares realizados durante a verificação do projeto.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) caracterização do comportamento do depósito mole da várzea do Rio dos Sinos na região estudada;
- b) descrição dos ensaios utilizados para definição dos parâmetros;
- c) exposição das soluções previstas;
- d) descrição dos resultados e considerações feitas através dos parâmetros obtidos pelos ensaios de adensamento.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese deste trabalho é que as soluções previstas no projeto condizem com o comportamento obtido pela nova previsão de magnitude e tempo dos recalques.

2.4 PRESSUPOSTOS

É pressuposto desta pesquisa que os tipos de ensaios de campo e de laboratório realizados nas várias fases do projeto, em termos de investigação geotécnica, são adequados para a determinação dos parâmetros geotécnicos de comportamento do solo de fundação em questão, mas não suficientes para a determinação das espessuras do solo mole devido à extensão da rodovia.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a análise das soluções de projeto do lote I da BR-448, com extensão de 9,14 km, tendo como referência o solo de fundação da várzea do Rio dos Sinos.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações da pesquisa, o não acompanhamento da execução dos ensaios de campo e de laboratório iniciais e finais, usados para obtenção dos parâmetros do solo, e somente o estudo de soluções seguindo os mesmos métodos aplicados no projeto, os quais não consideram a submersão do aterro.

2.7 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) estudo do projeto;
- c) descrição das soluções previstas;
- d) métodos de cálculos adotados;
- e) novos parâmetros – ensaios de verificação;
- f) cálculos de recalques e tempo de adensamento;
- g) comparação das soluções;
- i) conclusões e sugestões.

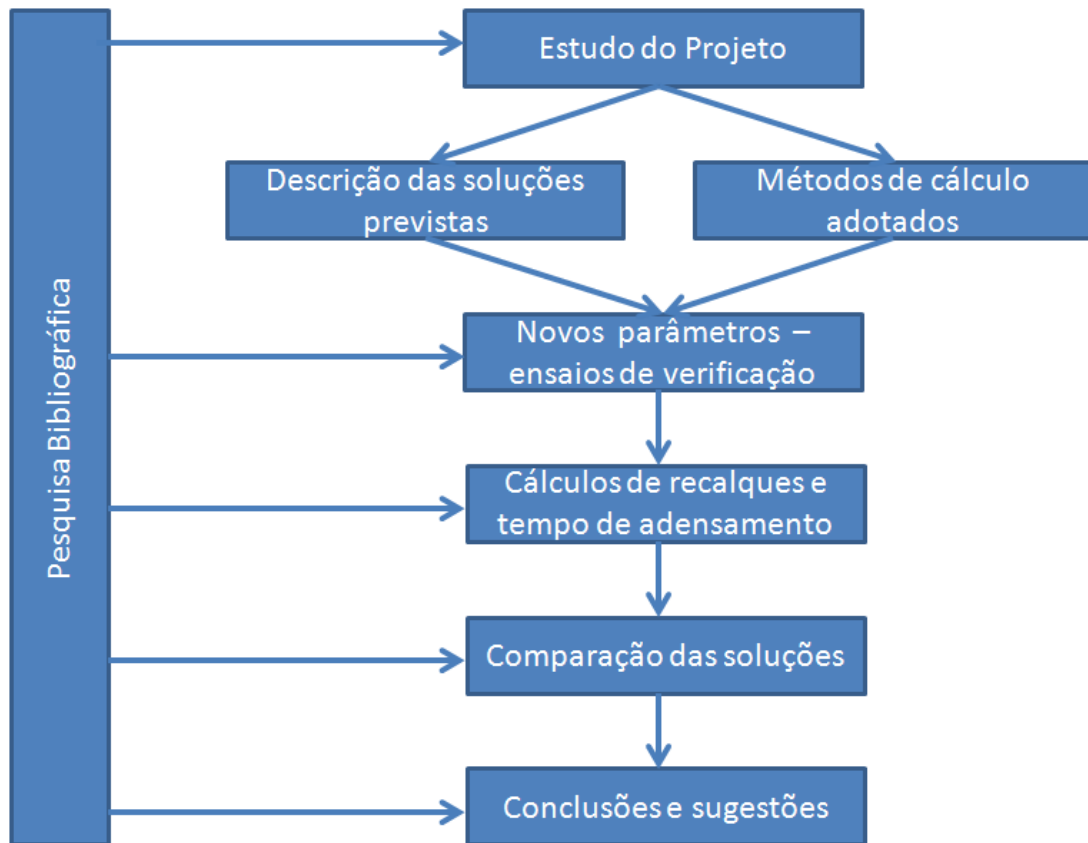


Figura 1: diagrama da pesquisa

A etapa de **pesquisa bibliográfica** foi o ponto de partida do trabalho no que diz respeito ao estudo de investigação geotécnica. Nela buscou-se o que a literatura relata sobre os principais ensaios utilizados no projeto e, também, serviu de base e complementação das etapas posteriores conforme o diagrama apresentado.

O **estudo do projeto** abordou a leitura na íntegra do Volume 3B.1 ¹– Estudos Geotécnicos. Nesta fase foram estudadas e apresentadas, principalmente, as questões referentes à interpretação dos dados obtidos pelos ensaios e às características do terreno de fundação obtidas pelos parâmetros estimados.

Posteriormente, na etapa dividida em **descrição das soluções previstas e métodos de cálculo adotados**, foram apresentados os métodos de cálculo empregados no projeto para estimativa da magnitude dos recalques e tempo de adensamento. Na descrição das soluções previstas foram expostas as alternativas de terraplenagem ao longo do eixo do lote I da Rodovia, as

¹ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

respectivas alturas de execução por etapa com os valores previstos de recalque e o grau de adensamento.

A etapa **novos parâmetros – ensaios de verificação** – contemplou a descrição dos ensaios de laboratório utilizados na verificação do projeto ilustrando os principais equipamentos e métodos de ensaio empregados. Relataram-se ainda os resultados obtidos a partir dos ensaios e as correlações necessárias para a determinação dos parâmetros de comportamento do solo. Além disso, pode-se comparar os parâmetros obtidos.

Na etapa **cálculos de recalques e tempo de adensamento**, fez-se o cálculo a partir dos novos parâmetros geotécnicos, com os mesmos métodos empregados no projeto, da magnitude de recalque e tempo de adensamento do solo. Para isto, foi elaborada uma planilha automática utilizando o software Microsoft Excel ®.

A etapa **comparação das soluções** incluiu a verificação da viabilidade das soluções adotadas em projeto através da comparação dos resultados e cálculos efetuados nas etapas de projeto e neste trabalho. Além disso, nesta etapa, a hipótese do trabalho foi analisada.

Na etapa **conclusões e sugestões** resumem-se os resultados encontrados e sugerem-se novos trabalhos.

3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A necessidade de se conhecer as características do solo de fundação é de fundamental importância para a elaboração de um projeto rodoviário e é realizada através de um programa de investigação geotécnica. Conforme Pinto (2006, p. 1):

Todas as obras de Engenharia Civil se assentam sobre o terreno e inevitavelmente requerem que o comportamento do solo seja devidamente considerado. A Mecânica dos Solos, que estuda o comportamento dos solos quando tensões são aplicadas, como nas fundações, ou aliviadas, no caso de escavações, ou perante o escoamento de água nos seus vazios, constitui-se numa Ciência de Engenharia, na qual o engenheiro civil se baseia para desenvolver seus projetos.

Na prática de bons projetos de Engenharia, é comum buscar-se as melhores opções para estimar o comportamento do solo de fundação. Mas, como descrito por Schnaid (2000, p. 5):

Em decorrência da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, estabelecer um plano racional de investigação constitui a etapa crítica de projeto. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser considerados durante o processo de “juízo geotécnico” de seleção dos critérios necessários à solução do problema.

Os projetos executivos são, em termos de projeto, a última resposta dos engenheiros projetistas às restrições impostas pelo tipo de obra e aos problemas possíveis para a execução da obra. Anteriormente a este, são realizados os anteprojetos e projeto básico para estudos de viabilidade da obra. Sabendo que na obra em questão se encontram solos moles com baixa capacidade de suporte e que para execução da rodovia serão construídos aterros tem-se por referência normativa a norma – Projeto de Aterros sobre Solos Moles para Obras Viárias – DNER-PRO 381. Por essa norma sabe-se que “Na fase de projeto básico há necessidade de bem caracterizar os depósitos de solos moles identificando extensões, espessuras e propriedades geotécnicas.” (BRASIL, 1998, p. 8).

No entanto, nem sempre concentrar os esforços na investigação realizada no projeto básico é suficiente em se tratando de obras sobre depósitos de argila mole. Conforme Schnaid (2000, p. 6), “Um programa de investigações complementares pode ser necessário durante a fase de projeto e também durante a execução da obra.”.

A investigação pode ser dividida em dois tipos de ensaios: de campo e laboratório. Ambos devem ser executados para a elaboração de um projeto de aterro sobre solos moles conforme preconiza a norma DNER-PRO 381 (BRASIL, 1998). Antes de se verificar quais são estes ensaios é importante ter conhecimento das vantagens e desvantagens de ambos conforme o quadro 1.

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
laboratório	condições de contorno bem definidas	amolgamento em solos argilosos
	condições de drenagem controladas	pouca representatividade do volume ensaiado
	trafetórias de tensões conhecidas durante o ensaio	em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaio de campo
	natureza do solo identificável	
campo	solo ensaiado em seu ambiente natural	condições de contorno mal definidas (exceção pressiômetro auto-cravante)
	medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)	condições de drenagem desconhecidas
	ensaiado maior volume de solo	grau de amolgamento desconhecido
	geralmente mais rápido que ensaio de laboratório	modos de deformação e ruptura diferentes da obra
		natureza do solo não identificada (exceção SPT)

Quadro 1: vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (ALMEIDA, 1996, p. 18)

Como mostrado no quadro 1, os dois tipos possuem uma série de vantagens e desvantagens e por isso é importante saber que a melhor opção é buscar correlações entre os dois tipos de ensaios nas estimativas de parâmetros do comportamento do solo. Ortigão (2007, p. 202) comenta sobre os ensaios de campo:

As principais vantagens dos mesmos são a rapidez e o fato de eliminarem o amolgamento ou perturbação de amostragem, transporte e da preparação do corpo-de-prova, o que é impossível evitar no caso de amostras destinadas a ensaios de laboratório. Entretanto, perde-se o controle das condições de tensão, deformação e drenagem, bem conhecidas nos ensaios de laboratório mas impossíveis de serem controladas integralmente no campo.

Uma sugestão sobre a utilização de ensaios de campo e laboratório mais recomendados para cada parâmetro pode ser vista no quadro 2.

Parâmetro geotécnico	Procedimento recomendado	Procedimento alternativo e Observações
Estratigrafia	Piezocone	Amostragem integral de pequeno diâmetro (Lacerda e Sandroni, 1993)
História de tensões (OCR)	Ensaio edométrico	Considerar qualidade de amostragem
Coefficiente de empuxo em repouso (k_0)	Pressiômetro autocravante (PMT); dilatômetro (DMT)	Ensaio caro; usar correlação $k_0=f(\text{OCR})$ para avaliar resultado do DMT
Parâmetros de compressibilidade	Ensaio edométrico	Considerar qualidade de amostragem
Coefficiente de adensamento	Dissipação com piezocone	Ensaio edométrico não necessariamente confiável
Coefficiente de permeabilidade	Piezocone e/ou permeabilidade <i>in situ</i>	Ensaio edométrico para obter $k=f(\text{índice de vazios})$
Resistência não-drenada	Combinação ensaios de campo e laboratório	Usar correlação $S_u=f(\text{OCR})$ para avaliar resultado
Parâmetros de resistência em tensões efetivas	Ensaio triaxial adensado não-drenado	-
Módulo de elasticidade E_u	Ensaio triaxial adensado não-drenado (com descarregamento/re-carregamento)	Considerar qualidade de amostragem; diagramas $E_u/S_u=f(\text{IP}, \text{OCR})$ pode auxiliar

Quadro 2: procedimentos recomendados para a determinação de parâmetros geotécnicos de argilas moles (ALMEIDA, 1996, p. 43)

3.1 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo, conforme os pressupostos do trabalho são adequados para caracterizar o solo em questão e são descritos nos próximos itens.

3.1.1 Ensaios à percussão

De acordo com Almeida (1996, p. 17), “A primeira investigação geotécnica propriamente dita realizada no caso de aterros sobre solos moles é, a exemplo da maioria das obras civis, a sondagem à percussão SPT, com o objetivo de classificação preliminar das camadas a serem atravessadas.”. Esta prática é muito difundida no Brasil e, em casos de obras rodoviárias, pode ser muito bem utilizada para obter uma primeira impressão do comportamento do solo na região e quais serão as áreas que merecem um estudo geotécnico mais detalhado.

O método de ensaio consiste na cravação à percussão de um amostrador de diâmetro externo de $50,8 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e diâmetro interno de $34,9 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ através da queda de um martelo com peso de 65 kg a partir de uma altura de 0,75 m, conforme padronizado pela norma NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Este ensaio permite:

- a) identificação do tipo de solo, recolhido pelo amostrador;
- b) determinação do N_{spt} – número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm – ;
- c) identificação do nível do lençol freático.

Schnaid (2000, p. 10) comenta que “As vantagens deste ensaio em relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto.”. O valor numérico referido é o N_{spt} o qual, ainda hoje é usado para obtenção de parâmetros de projeto em alguns casos. Porém, como o principal parâmetro de projeto para o caso em estudo é a resistência não-drenada e Schnaid (2000, p. 24) ressalta que “Na experiência do autor e como recomendação geral de projeto, as relações entre S_u [resistência não-drenada] e N_{spt} não devem ser utilizadas para solos moles ($N < 5$) pela falta de representatividade dos valores de N medidos nos ensaios.”, o SPT não poderia ser usado para obtenção do mesmo. O equipamento utilizado no ensaio de SPT pode ser visualizado na figura 2.

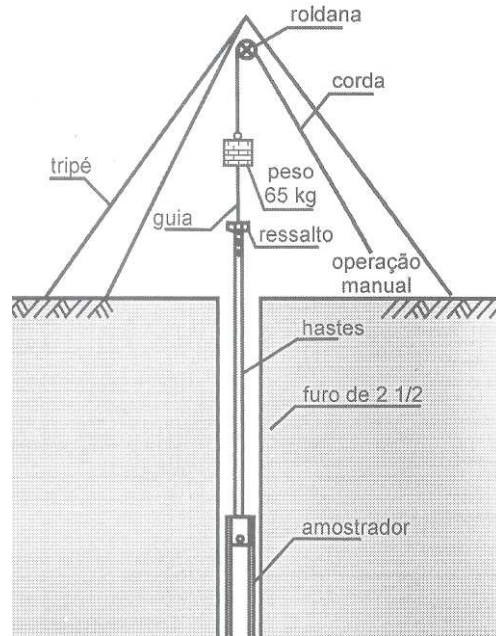


Figura 2: representação esquemática do ensaio SPT (SCHNAID, 2000, p. 10)

3.1.2 Ensaios de Piezocone

Almeida (1996, p. 23) explica que “O ensaio de piezocone consiste na cravação de um elemento cilíndrico com ponta cônica e medida contínua de resistência de ponta q_c , atrito lateral f_s , e poro-pressão u , [...]”. A forma e os componentes do equipamento são mostrados na figura 3.

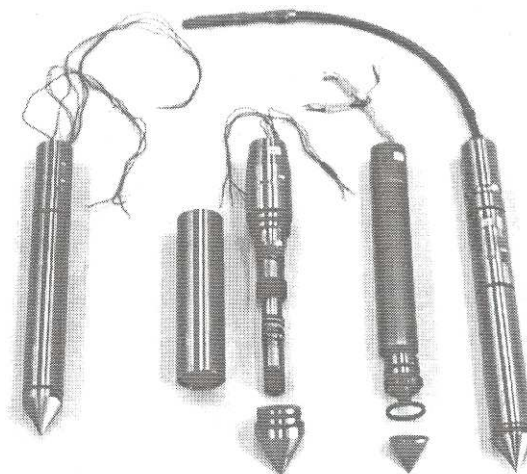


Figura 3: principais componentes do equipamento de CPTu (SCHNAID, 2000, p. 46)

Conforme Schnaid (2000, p. 45), “Seu uso é recomendado principalmente em depósitos de solos compressíveis e de baixa resistência. A precisão do equipamento possibilita estimativas realistas das propriedades do solo, justamente em condições nas quais outras técnicas de ensaio mostram-se inadequadas.”. Sandroni (2006, p. [3]) afirma:

O piezocone é um bom instrumento para a definição de camadas e de variações em cada camada (tais como lentes arenosas e de conchas, passagens de turfa com muito material fibroso, etc). Os resultados de excesso de poropressão do piezocone podem ajudar a definir as características de drenagem das camadas subjacentes ao solo mole, facilitando a decisão sobre as condições de drenagem (se simples, dupla ou intermediária) durante o processo de adensamento. Através dos ensaios de dissipação com piezocone podem ser obtidos bons valores de coeficiente de adensamento, para o estado de tensões *in situ* (os quais vão requerer correção empírica para níveis mais altos de tensão efetiva).

Os parâmetros com maior aplicabilidade e uso por este ensaio para argilas conforme Lunne et al.² (1997 apud SCHNAID, 2000, p. 3) são:

- a) tipo de solo e o perfil geotécnico;
- b) u : poro-pressão;
- c) C_v : coeficiente de adensamento.

O parâmetro de resistência não-drenada S_u pode ser estimado por correlação com o ensaio de palheta através dos fatores de capacidade de carga e medidas de resistência de ponta, assim como pode-se obter o coeficiente de adensamento horizontal C_h pelo ensaio de dissipação, porém, os métodos de cálculo serão apresentados no próximo capítulo.

3.1.3 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta é usado especificamente para os casos de depósitos de argila mole. Conforme Almeida (1996, p. 19):

O ensaio de palheta é o mais utilizado para a determinação da resistência não-drenada S_u do solo mole, consistindo na rotação constante de 6° por minuto de uma

² LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone Penetration Testing**. Londres: Blackie Academic and Professional, 1997.

palheta cruciforme em profundidades predefinidas, [...]. A medida do torque T versus rotação permite a determinação dos valores S_u do solo natural e amolgado.

Após definir a profundidade de ensaio, é necessário inserir a palheta na profundidade desejada, sendo utilizada para isto uma haste de aço envolta por um tubo de proteção, que tem por finalidade eliminar o atrito solo-haste. Vale ressaltar que “Durante o ensaio são feitas leituras de rotação a cada 2 graus para determinar a curva torque x rotação.” (SCHNAID, 2000, p. 93). O equipamento utilizado para o procedimento de ensaio descrito pode ser visto na figura 4.

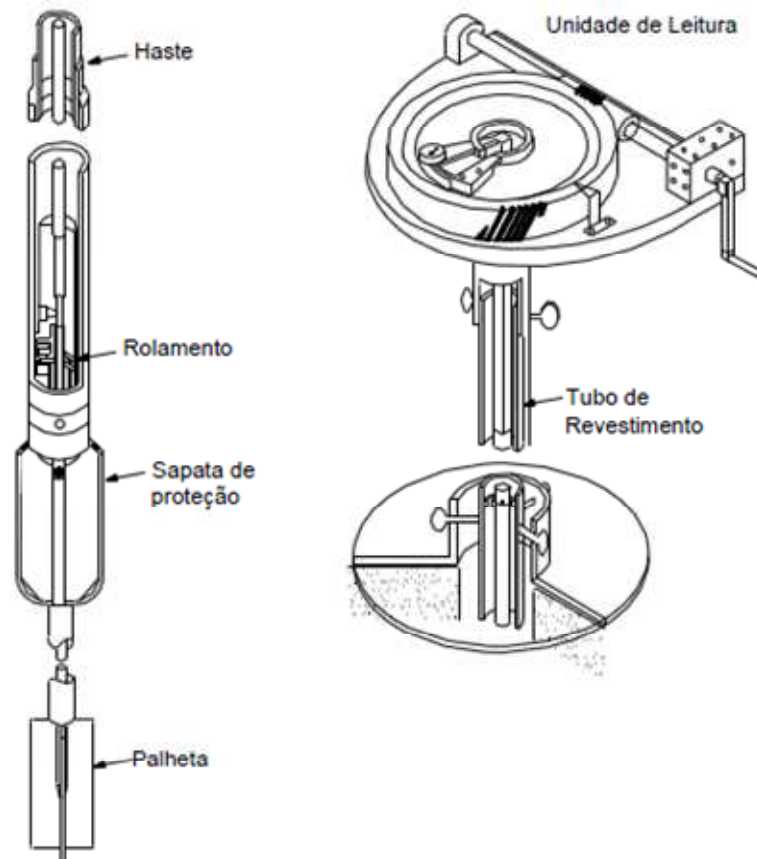


Figura 4: equipamento para ensaios de palheta *in situ* (ORTIGÃO; COLLET, 1987, p. 319)

Ortigão (2007, p. 317) caracteriza este ensaio afirmando que:

O ensaio é utilizado em solos argilosos, cujo comportamento pode ser caracterizado por drenagem impedida, constando da inserção, no solo, de uma palheta cruciforme, com relação entre altura (H) e diâmetro (D) igual a 2, sendo tais dimensões padronizadas pela ABNT NBR 10905: diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm.

3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório feitos como verificação do projeto são ensaios de adensamento. Sabe-se “[...] que o adensamento é o fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com expulsão da água do interior dos vazios do solo.” (PINTO, 2006, p. 193). Logo, adensar um solo significa expulsar a água contida no interior dos vazios do solo, diferentemente de compactar o solo, quando se busca eliminar o ar contido nos vazios do mesmo.

Assim, é preciso determinar os principais parâmetros necessários para que se possa estimar a magnitude e a velocidade com que os recalques podem acontecer, podendo ser utilizado para isto o ensaio de adensamento. Este ensaio é também conhecido como ensaio edométrico ou de compressão confinada, devido à restrição lateral imposto pelo anel metálico que envolve o corpo-de-prova. Uma explicação básica do método de ensaio pode ser vista na norma NBR 12.007 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 1):

O método requer que um elemento de solo, mantido lateralmente confinado, seja axialmente carregado em incrementos, com pressão mantida constante em cada incremento, até que todo excesso de pressão na água dos poros tenha sido dissipado. Durante o processo de compressão, medidas de variação da altura da amostra são feitas, e estes dados são usados no cálculo dos parâmetros que descrevem a relação entre a pressão efetiva e o índice de vazios, e a evolução das deformações em função do tempo. Os dados do ensaio de adensamento podem ser utilizados na estimativa, tanto da magnitude dos recalques totais e diferenciais de uma estrutura ou de um aterro, como da velocidade desses recalques.

O ensaio é uma simulação do comportamento do solo quando este é comprimido pela ação do peso de novas camadas como é o caso dos aterros. Através dele pode-se:

- a) estimar quanto o solo vai adensar, ou seja, a magnitude dos recalques a partir da determinação dos parâmetros de compressão C_c ; índice de recompressão C_{cr} ; tensão de pré-adensamento σ'_{vm} e índice de vazios;
- b) saber em quanto tempo o solo irá adensar pela determinação dos coeficientes de adensamento vertical C_v .

Conforme Almeida (1996, p. 39), “Define-se por ensaio de adensamento edométrico contínuo aquele no qual mede-se continuamente a tensão vertical aplicada σ_v , o deslocamento vertical Δh e a poro-pressão u_b na base da amostra, [...]”. A figuras 5 mostra esquematicamente o equipamento.

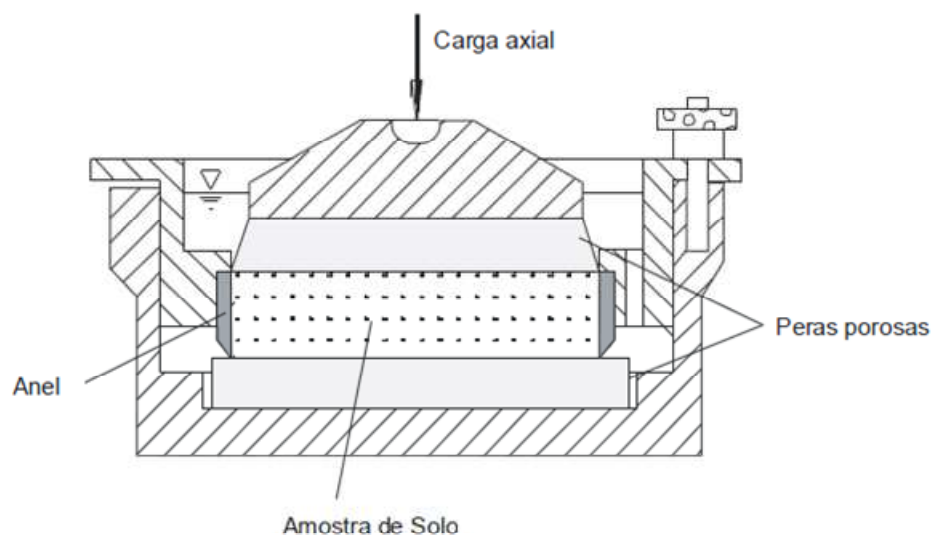


Figura 5: representação esquemática da célula de adensamento (ORTIGÃO, 2007, p. 136)

Pela figura 5, percebe-se que “[...] a carga vertical é transmitida através de uma placa de distribuição rígida, que serve para uniformizar pressões, e uma bacia de saturação permite manter a amostra sob água, evitando a perda de umidade durante o ensaio de solos saturados.” (ORTIGÃO, 2007, p. 136). O resultado típico de um ensaio de adensamento pode ser visto na figura 6, que relaciona a tensão vertical (kPa) com o índice de vazios do solo. Também pode ser observado o efeito negativo do amolgamento das amostras, o que corrobora a necessidade de amostras indeformadas para a realização deste ensaio com valores precisos. Pinto (2006, p. 218) salienta que o amolgamento é a perturbação da amostra através da qual a estrutura da mesma é parcialmente destuída alterando a curva de índice de vazios em função da tensão aplicada.

Como mencionado anteriormente, em alguns casos, na fase de execução da obra é necessário estudar novamente os parâmetros do solo de fundação. Para isso foram determinados uma série de ensaios de laboratório, especificamente de adensamento, a título de verificação dos parâmetros preliminares e que serão apresentados neste trabalho conforme explicado no delineamento da pesquisa. Os resultados dos ensaios estão apresentados no item 6.1.

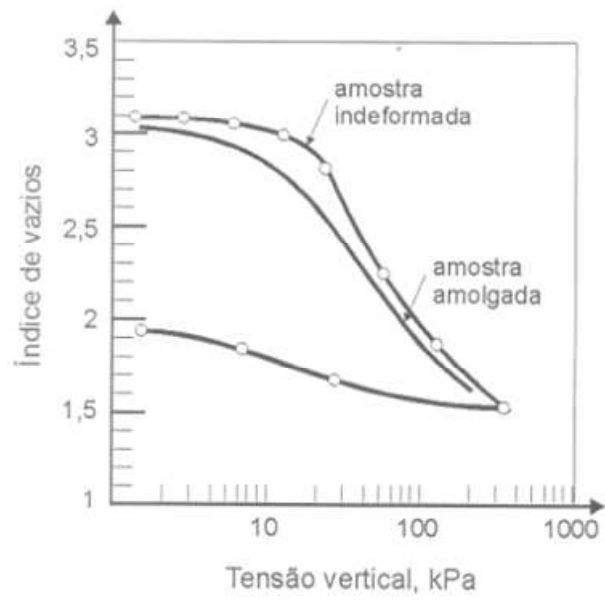


Figura 6: ilustração do efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento (PINTO, 2006, p. 218)

4. TEORIA DO PROCESSO DE ADENSAMENTO E MÉTODOS DE CÁLCULO

Neste capítulo serão abordados os principais métodos de cálculo para a determinação dos parâmetros do solo e, também para os cálculos de recalques, adequados para o caso de depósitos argilosos moles.

4.1 PROCESSO DE ADENSAMENTO

Este item apresenta as considerações teóricas quanto aos mecanismos envolvidos no processo de adensamento e as formulações básicas necessárias para a previsão de recalques. Descreve-se como podem ser obtidos os parâmetros através do ensaio de adensamento e posteriormente, explica-se como ocorre o processo de adensamento de um solo pela teoria clássica proposta por Terzaghi.

4.1.1 Cálculos de parâmetros através de ensaios de adensamento

Um dos principais parâmetros que pode ser obtido por meio do ensaio de adensamento é a tensão de pré-adensamento – σ'_{vm} –. Para Ortigão (2007, p. 142), “O conhecimento do valor de σ'_{vm} é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois é a fronteira entre deformações relativamente pequenas e muito grandes.”. Schnaid (2000, p. 58) também afirma que o conhecimento da magnitude deste valor é fundamental à análise de comportamento dos depósitos em questão, pois, se o material for carregado abaixo de σ'_{vm} as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, enquanto no caso contrário as deformações serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável.

Sabendo disto, faz-se necessário conhecer as formas de determinação de σ'_{vm} por meio deste ensaio, as quais podem ser tanto pelo método de Casagrande, desenvolvido em 1936, como

pelo método de Pacheco Silva, desenvolvido em 1970. O cálculo de σ'_{vm} pelo método de Casagrande é feito da seguinte maneira:

- obter na curva índice de vazios x logaritmo da tensão efetiva o ponto de maior curvatura ou menor raio, figura 7;
- traçar uma tangente e uma horizontal por este ponto;
- determinar e traçar a bissetriz do ângulo formado;
- prolongar a reta virgem até a abscissa, o ponto encontrado corresponde à pressão de pré-adensamento.

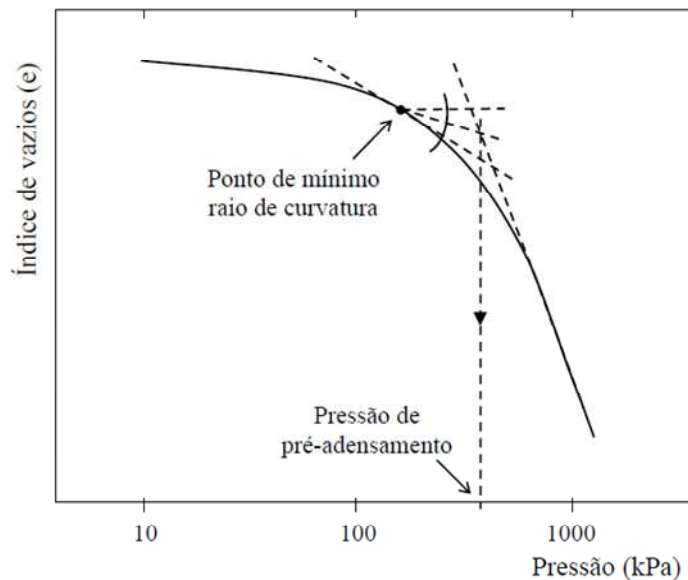


Figura 7: determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Casagrande (ORTIGÃO, 2007, p. 143)

Já o método de Pacheco Silva pode ser utilizado do seguinte modo, visualizado na figura 8:

- traçar uma horizontal passando pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial;
- prolongar a reta virgem e determinar seu ponto de intersecção com a reta definida no item anterior;
- traçar uma reta vertical por este ponto até interceptar a curva índice de vazios x logaritmo da tensão efetiva;
- traçar uma horizontal até interceptar o prolongamento da reta virgem. A abscissa correspondente a este ponto define a pressão de pré-adensamento.

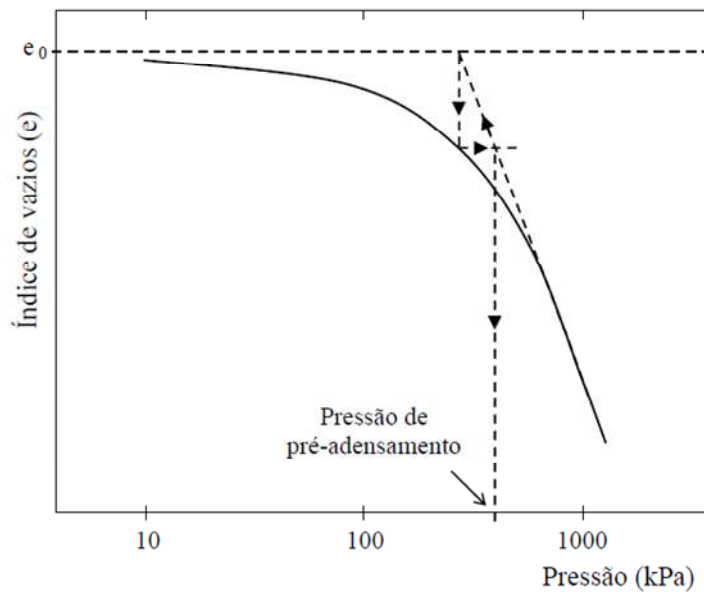


Figura 8: determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Pacheco Silva (ORTIGÃO, 2007, p. 143)

Assim, após a determinação da tensão de pré-adensamento, que corresponde à máxima tensão registrada anteriormente, pode-se definir o comportamento do solo em questão através do histórico de tensões, OCR, definindo se o solo é normalmente adensado ou pré-adensado:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

OCR = razão de pré-adensamento;

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento;

σ'_v = tensão efetiva.

Este valor pode ser obtido também através de correlações do ensaio de dissipação como será visto no item 4.3. As interpretações com base no cálculo do OCR são resumidas no quadro 3.

Pressão	Comportamento da argila
$\sigma'_v < \sigma'_{vm}$	Solo pré-adensado (PA)
	Deformações pequenas e reversíveis
	Comportamento elástico
	OCR>1
$\sigma'_v \geq \sigma'_{vm}$	Solo normalmente adensado (NA)
	Deformações grandes e irreversíveis
	Comportamento plástico
	OCR=1

Quadro 3: comparação entre pressões atual σ'_v e máxima passada σ'_{vm}
(ORTIGÃO, 2007, p. 145)

No caso de solos normalmente adensados – NA –, o solo nunca foi submetido a uma tensão efetiva maior que a atual. Para o caso pré-adensado, conclui-se que, no passado, o depósito já foi submetido a um estado de tensões efetivas superior ao atual.

Outros valores importantes do ensaio de adensamento são os coeficientes de compressão – C_c – e recompressão – C_r –. O cálculo do coeficiente de compressão, C_c , que indica a inclinação da reta virgem, pode ser obtido conforme a equação de Terzaghi:

$$C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_2 - \log \sigma_1)} \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

C_c = coeficiente de compressão;

e_1 = índice de vazios no instante 1;

e_2 = índice de vazios no instante 2;

σ_2 = tensão no instante 2;

σ_1 = tensão no instante 1.

Pinto (2006, p. 181) defende que o valor de C_r , índice de recompressão, também pode ser calculado através do ensaio de adensamento e costuma ser da ordem de 10 a 20% do valor do índice de compressão, conforme o tipo de solo.

4.1.2 Teoria de Terzaghi

A teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, também conhecida como teoria clássica do adensamento, estuda os casos em que as deformações e o fluxo são exclusivamente verticais. Isto quer dizer que não são consideradas tensões cisalhantes no solo, como no ponto B da figura 9, podendo ser feita esta consideração para os casos em que a espessura da camada compressível é pequena em relação às dimensões da área carregada.

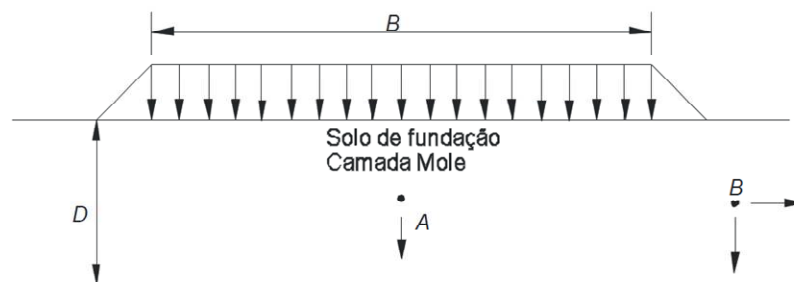


Figura 9: deslocamentos verticais e horizontais sob pontos na borda e no centro de um aterro em construção (ORTIGÃO, 2007, p. 135)

Para melhor entender o modelo físico da teoria, é feita uma analogia do solo com um sistema água-mola denominado analogia do sistema água-mola de Terzaghi. Taylor (1948, p. 222-223) exibe a figura 10 e descreve que de (a) a (e) são mostradas as variações de comprimento sofridas pela mola submetida a vários carregamentos. Abaixo a mesma mola é imersa em um cilindro indeformável preenchido com água (ilustrados de (f) a (l)). Ortigão (2007, p. 177) resume que na analogia a água corresponde à água intersticial da amostra do solo, a permeabilidade é representada pela abertura parcial da válvula e a deformação do esqueleto sólido pela mola.

Em Schnaid et al. (2001, p. 181) tem-se que:

Quando um carregamento é aplicado a uma massa de solo compressível, saturada, de baixa permeabilidade, o carregamento é inicialmente suportado pela água. O acréscimo de tensão resultante é chamado de excesso de poropressão. Se a água drena dos poros, o excesso de poropressão vai sendo dissipado e as tensões vão sendo gradativamente transferidas à estrutura do solo, ocasionando um acréscimo de tensão efetiva. Este fenômeno deve ser considerado, na medida em que as variações volumétricas do solo produzem recalques, cuja magnitude pode afetar a superestrutura e a infraestrutura de obras de Engenharia.

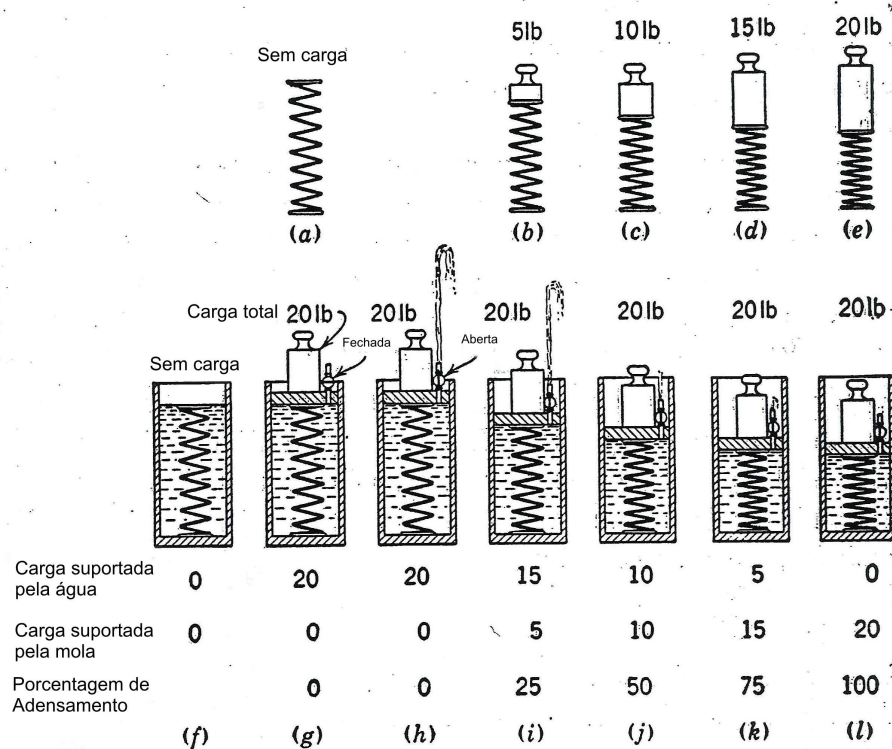


Figura 10: analogia ao sistema água-mola de Terzaghi (TAYLOR, 1948, p. 223)

De Taylor (1948, p. 223) pode-se concluir que a interpretação é feita analisando-se, por exemplo, o primeiro carregamento, igual a 5 lb em (b). Esta situação é idêntica a situação abaixo da mesma em (i), na qual pode ser visto que a mola está suportando 5 lb de um total de 20 lb, o que resulta em 25% de adensamento do solo. Assim, quanto mais compressível o solo mais tempo será necessário para o adensamento acontecer e quanto mais permeável o solo, menor será esse tempo.

A interpretação da teoria de Terzaghi é facilmente entendida com a analogia acima, pois sabendo que as partículas do solo e a água são consideradas incompressíveis, toda a compressibilidade do conjunto solo-água será atribuída ao esqueleto sólido. Pinto (2006, p. 194-195) mostra as demais hipóteses da teoria de Terzaghi:

- a) o solo é totalmente saturado;
- b) a compressão uniforme é unidimensional;
- c) o fluxo da água é unidimensional;
- d) o solo é homogêneo;
- e) as partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- f) o solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- g) o fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- h) as propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- i) o índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Aguiar (2008, p. 7) afirma que “A mecânica do adensamento é baseada na premissa de que para cada índice de vazios existe uma tensão vertical efetiva máxima que pode ser suportada pelo esqueleto sólido.”. De acordo com Taylor (1948, p. 220), assume-se na teoria que a relação pressão x índice de vazios é uma linha reta para qualquer incremento, uma suposição que pode ser aceita como correta para pequenas deformações. Esta suposição pode ser vista na figura 11. Aguiar (2008, p. 7-8) complementa indicando que, de acordo com a teoria, a relação idealizada entre a tensão vertical efetiva e o índice de vazios é única e, portanto, não admite que a mesma varie em função de efeitos de tempo, velocidade de deformação específica, viscosidade, temperatura ou qualquer outro fator.

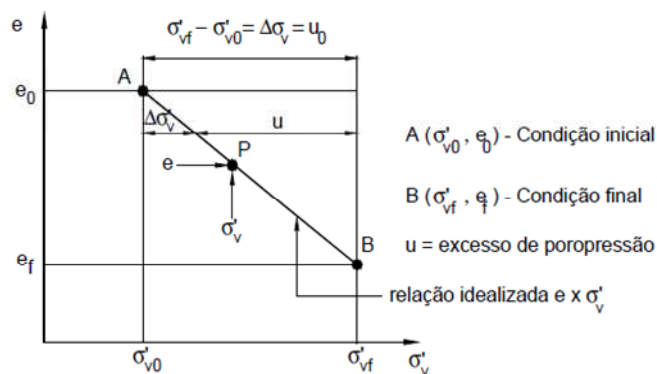


Figura 11: relação idealizada entre índice de vazios e tensão vertical efetiva (e x σ'_v)
(AGUIAR, 2008, p. 7)

4.2 CÁLCULO DE PARÂMETROS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CPTu

Através do ensaio de cone pode-se utilizar a equação proposta por Chen e Mayne³ (1996 apud SCHNAID, 2000, p. 58) para estimar o valor da tensão de pré-adensamento:

$$\sigma'_{vm} = \frac{0,305 \cdot (q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento;

q_t = resistência de ponta real mobilizada no ensaio de CPTU;

σ_{v0} = tensão vertical total;

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva

Além disso, “Ao se paralisar a cravação do piezocone e se observar a dissipação do excesso de poro-pressão é possível se determinar o coeficiente de adensamento horizontal *in situ* C_h do solo.” (ALMEIDA, 1996, p. 27). O método de estimativa usado para calcular o coeficiente de adensamento foi proposto por Houlsby e Teh⁴ (1988 apud ALMEIDA, 1996), pela equação:

$$C_{h2} = \frac{(T \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_r})}{t} \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

C_h = coeficiente de adensamento;

T = fator tempo;

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

⁴ HOULSBY, G. T., TEH, C. I. **Analysis of the Piezocone in Clay**. Orlando: ISOPT I, 1988. v. 2.

R = raio da base do cone;

I_r = índice de rigidez;

t = tempo de dissipação

O coeficiente de adensamento horizontal na faixa de comportamento normalmente adensada pode ser obtida através da abordagem semi-empírica proposta de Jamiolkowski et al.⁵ (1985 apud SCHNAID, 2000, p. 67):

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} \cdot C_h(\text{piezocone}) \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

C_h = coeficiente de adensamento normalmente adensado;

RR/RC = valores experimentais;

C_h = coeficiente de adensamento obtido pelo ensaio de piezocone

Por Schnaid (2000, p. 68), de posse do coeficiente de adensamento horizontal normalmente adensado pode-se obter por correlação o coeficiente de adensamento vertical, C_v , em função da anisotropia entre permeabilidade horizontal, K_h , e permeabilidade vertical K_v :

(equação 6)

$$C_v(NA) = \frac{K_v}{K_h} \cdot C_h(NA)$$

Onde:

⁵ JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985. San Francisco. Proceedings...[SAN FRANCISCO]: [s.n.], 1985. p. 57-155.

C_v (NA) = coeficiente de adensamento vertical normalmente adensado;

K_v = anisotropia de permeabilidade vertical;

K_h = anisotropia de permeabilidade horizontal;

C_h (NA) = coeficiente de adensamento horizontal normalmente adensado

Pelo ensaio de cone é possível calcular o valor da resistência não-drenada S_u como visto em Schnaid (2000, p. 55):

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (\text{equação 7})$$

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

S_u = resistência não-drenada;

q_c = resistência de ponta medida no ensaio de cone;

σ_{vo} = tensão vertical total;

N_k ou N_{kt} = fatores de capacidade de carga;

q_t = resistência de ponta real mobilizada no ensaio de CPTU.

4.3 CÁLCULO DE PARÂMETROS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PALHETA

Como explicado na descrição do ensaio do capítulo anterior, no item 3.1.3, o principal resultado do ensaio de palheta é a determinação da resistência não-drenada que se dá pela equação 9 vista em Schnaid (2000, p. 95) para uma relação de H (altura)/D (diâmetro) da palheta de 1 para 1:

$$S_u = \frac{0.86M}{\pi D^3} \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

S_u = resistência não-drenada;

M = torque máximo medido (kNm);

D = diâmetro da palheta (m).

4.4 ESTIMATIVA DA MAGNITUDE DOS RECALQUES

Antes de calcular a magnitude dos recalques é importante entender o que é este fenômeno e como ele ocorre. Taylor (1948, p. 268) afirma que uma edificação que tem sua fundação sobre um estrato de solo compressível sofrerá recalques por causa da compressão que ocorre no solo de fundação. Por sua vez, além do fato de a compressibilidade ajudar neste fenômeno, baseado em Ortigão (2007), sabe-se que “Um depósito de solo saturado e de baixa permeabilidade, quando submetido a uma sobrecarga, apresenta recalques que tendem a aumentar lentamente com o tempo.”. Assim, por ser o solo da região com estas características de compressibilidade, saturação e permeabilidade, pode-se prever que os recalques serão grandes.

Com o valor da tensão de pré-adensamento, mostrado nos itens anteriores, pode-se calcular a estimativa de recalque a longo prazo para solos pré-adensados pela equação da teoria de adensamento conforme o modelo de Terzaghi:

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot \left[C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vi}}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) \right] \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

ρ = recalque a longo prazo;

H_0 = altura inicial do solo compressível;

e_0 = índice de vazio inicial;

C_r = coeficiente de recompressão;

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento;

σ'_{vi} = tensão vertical efetiva inicial no ponto médio da camada compressível;

σ'_{vf} = tensão efetiva no ponto médio da camada de solo compressível a longo prazo, após o carregamento

Neste caso, quando o carregamento ultrapassa a tensão de pré-adensamento conforme a figura 12, Pinto (2006, p. 182) descreve que “[...] o recalque é calculado em duas etapas: da tensão existente até a tensão de pré-adensamento (do ponto A até o ponto P) e deste até a tensão final resultante do carregamento (do ponto P até o ponto C).”.

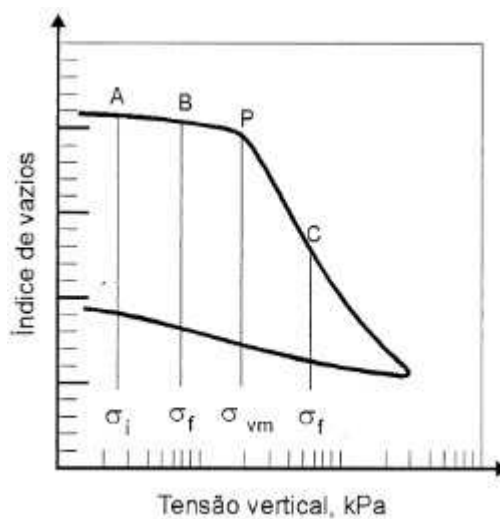


Figura 12: cálculo de recalque em argilas sobre adensadas (PINTO, 2006, p. 181)

4.5 USO DE DRENOS VERTICAIS PARA ACELERAÇÃO DOS RECALQUES

O uso de drenos verticais é muito comum em obras com solos pouco permeáveis devido à sua grande contribuição nas condições de drenagem da camada compressível. Em Sandroni (2006, p. [7]) tem-se que:

A aceleração dos recalques é conseguida introduzindo drenos verticais na camada muito mole e, depois carregando-a com aterro. Os drenos diminuem a distância que a água, nos vazios do solo mole, tem que percorrer para escapar. Os drenos podem reduzir muito (de décadas para meses) o tempo necessário para que o processo de adensamento aconteça.

Para melhor entender este fenômeno pode-se verificar a figura 13 que apresenta a forma de um geodreno e como se dá a criação da drenagem horizontal (radial).

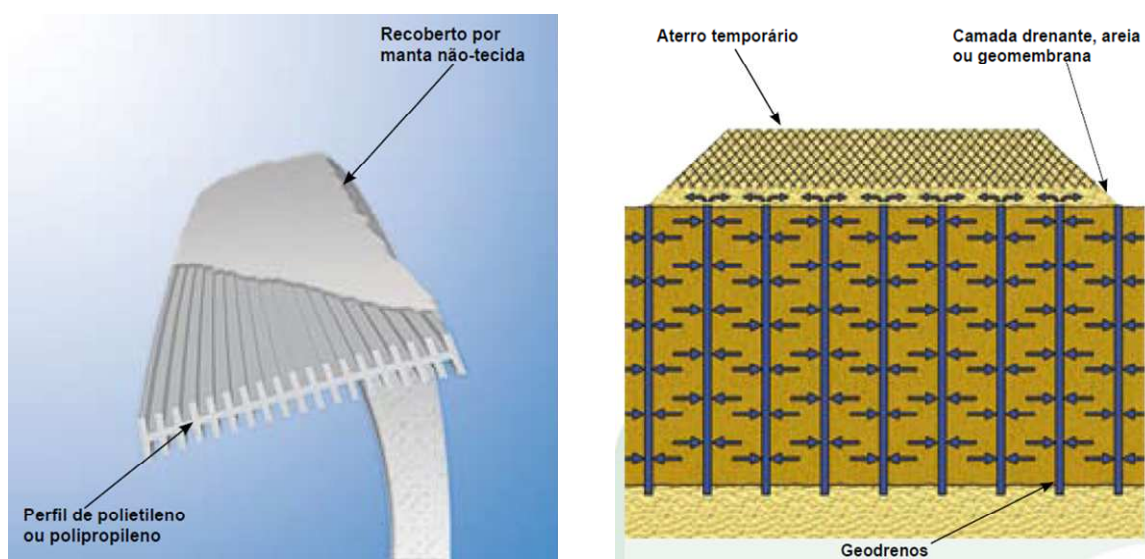


Figura 13: materiais constituintes e funcionamento dos geodrenos (SOLOTRAT⁶)

É importante salientar para o fato de que acima do terreno natural deve-se construir uma camada drenante – colchão drenante – com espessura mínima que permita com que a água percolada escape. Isto é observado por Almeida e Marques (2010) que explicam que o colchão drenante deve ter espessura e declividade suficientes para que a água coletada tenha seu lançamento para a atmosfera seja por gravidade ou por bombeamento, a depender do

⁶ SOLOTRAT. Manual de Drenos Fibroquímicos. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/ws/manual/pt_ManDrenosFibroquimicos.pdf>. Acesso em: 13 out. 2010.

comprimento do colchão. Um efeito que pode afetar o colchão drenante é a submersão ocorrida devido ao recalque da camada e nível da água superficial, mas esta discussão não será analisada, pois a melhor forma de obtê-la é por meio de métodos numéricos. Em Sandroni (2006, p. [8]) encontram-se algumas considerações importantes a respeito da eficácia do sistema:

A água captada pelo sistema de aceleração com drenos verticais deve poder escapar livremente, sem que se desenvolvam gradientes hidráulicos significativos no tapete drenante. [...] Em aterros mais largos, devem ser implantados drenos franceses a cada 20 metros, de maneira que a distância máxima percorrida pela água, no tapete de areia, não exceda cerca de 10 metros.

Igualmente importante, para garantir a eficiência do sistema de drenos, é que o escape da água captada pelo tapete drenante seja em direção a um ponto de saída com a menor carga hidráulica possível. Nos solos muito moles em foco, em presença dos acentuados recalques, o tapete drenante acaba ficando em posição baixa e, por consequência, a água que por ele percola, vem a ser obrigada a subir em direção ao ponto de escape. Em casos assim, a eficiência do sistema de drenos verticais pode ser aumentada instalando, em pontos estratégicos, poços de bombeamento para remover a água coletada no tapete drenante.

Quanto ao tipo de malha pode-se dizer que a malha quadrada é mais fácil de ser executada do que a triangular sendo os cálculos praticamente os mesmos para os dois casos. Em resumo os cálculos são feitos a partir da determinação do grau de adensamento radial necessário para atingir o grau de adensamento combinado esperado utilizando as fórmulas mostradas no item 4.5. De Saye⁷ (2001 apud SANDRONI, 2006) tem-se que “Independentemente dos cálculos, a experiência tem mostrado que espaçamentos, entre os drenos, menores do que cerca de 1,5 m, não resultam em ganho de velocidade de adensamento.”.

Quanto às perturbações do solo na cravação dos drenos, Pinto (2006, p. 227) afirma que “O amolgamento da argila em torno dos drenos não só aumenta o valor dos recalques como ainda torna a argila mais impermeável, dificultando a percolação que se tem como objetivo.”. Para evitar que isso aconteça geralmente à cravação das fitas de drenos é feita por máquinas hidráulicas com um mandril – utilizado para cravar os drenos – e uma **chapinha** – que fixa os drenos no terreno – que tenham a menor área possível, a fim de minimizar o volume de solo amolgado durante a cravação. Conforme Sandroni (2006) quanto maior esse volume de solo amolgado, menor é a eficiência do sistema de drenos. Esse efeito é chamado de **Smear** e não

⁷ Saye, S.R. Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains. **Geotechnical Special Publication**. [ASCE], n. 119, p. 325-362, 2001.

será estudado neste trabalho sendo apenas importante o seu conhecimento, pois afetam diretamente nos valores de recalque.

4.6 ESTUDO DO TEMPO DE ADENSAMENTO

O método utilizado para estimar o tempo de adensamento é a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi já apresentada. Com base nas hipóteses desta teoria tem-se a equação fundamental do adensamento unidimensional conforme (TAYLOR, 1948, p. 228):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

u = excesso de poropressão;

t = tempo real a partir da aplicação do carregamento;

z = distância entre a superfície da camada de argila e a profundidade considerada;

C_v = coeficiente de adensamento vertical.

O coeficiente de adensamento pode ser obtido diretamente do ensaio de adensamento, do ensaio de dissipação, do método de Taylor (raiz quadrada do tempo) ou ainda pela teoria do adensamento proposta por Terzaghi. Conforme a proposição de Terzaghi este valor pode ser obtido por (SCHNAID et al., 2001, p. 183):

$$C_v = \frac{k_v(1 + e)}{\alpha_v \gamma_w} = \frac{k_v}{\gamma_w m_v} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

C_v = coeficiente de adensamento vertical;

k_v = coeficiente de permeabilidade vertical;

γ_w = peso específico da água;

e = índice de vazios;

m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica;

α_v = coeficiente de compressibilidade.

Sabe-se que o tempo de recalque é influenciado pelas características de permeabilidade e condições de drenagem do solo. Para calcular o tempo estimado em que ocorre uma determinada porcentagem de recalque, é preciso determinar o fator tempo T, conforme o quadro 4.

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0.0001	21	0.035	41	0.132	61	0.297	81	0.588
2	0.0003	22	0.038	42	0.139	62	0.307	82	0.61
3	0.0007	23	0.042	43	0.145	63	0.318	83	0.633
4	0.0013	24	0.045	44	0.152	64	0.329	84	0.658
5	0.002	25	0.049	45	0.159	65	0.34	85	0.684
6	0.0028	26	0.053	46	0.166	66	0.352	86	0.712
7	0.0038	27	0.057	47	0.173	67	0.364	87	0.742
8	0.005	28	0.062	48	0.181	68	0.377	88	0.774
9	0.0064	29	0.066	49	0.189	69	0.39	89	0.809
10	0.0079	30	0.071	50	0.196	70	0.403	90	0.848
11	0.0095	31	0.075	51	0.204	71	0.417	91	0.891
12	0.0113	32	0.08	52	0.212	72	0.431	92	0.939
13	0.0133	33	0.086	53	0.221	73	0.446	93	0.993
14	0.0154	34	0.091	54	0.229	74	0.461	94	1,055
15	0.0177	35	0.096	55	0.238	75	0.477	95	1,129
16	0.0201	36	0.102	56	0.246	76	0.493	96	1,219
17	0.0227	37	0.108	57	0.255	77	0.511	97	1,336
18	0.0254	38	0.113	58	0.264	78	0.529	98	1,500
19	0.0284	39	0.119	59	0.273	79	0.547	99	1,781
20	0.0314	40	0.126	60	0.283	80	0.567	100	∞

Quadro 4: fator tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi (PINTO, 2006, p. 203)

Por fim, aplica-se a equação 13 que resulta no tempo:

$$t = \frac{T \cdot C_v}{H_d^2} \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

t = tempo estimado para que ocorra o determinado grau de adensamento;

T = fator tempo;

H_d = altura da camada drenante;

C_v = coeficiente de adensamento vertical.

Como para a obra já foi determinado um tempo de três meses para que ocorra um determinado grau de adensamento, será utilizado este valor para as análises de recalque. Além disso, conforme Almeida e Marques (2010, p. 111), “No caso de utilização de dreno vertical em camadas de espessuras relativamente pequenas (menores que 10 m, por exemplo), deve-se considerar, além da drenagem radial, também a drenagem vertical.”. Assim, para a drenagem radial, deve-se utilizar as seguintes equações:

$$U_r = 1 - e^{-(8T_h/F(n))} \quad (\text{equação 14})$$

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{d_g^2} \quad (\text{equação 15})$$

$$F_n = \ln(n) - 0.75 \quad (\text{equação 16})$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (\text{equação 17})$$

Onde:

U_h = grau de adensamento horizontal;

T_h = fator de tempo para drenagem horizontal;

C_h = coeficiente de adensamento horizontal;

t = tempo em meses;

d_e = diâmetro de influência de um dreno;

$F(n)$ = função da densidade dos drenos;

n = razão do diâmetro de influência do dreno e o seu diâmetro efetivo

d_w = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular;

Conforme Almeida e Marques (2010, p. 109), “O diâmetro de influência de um dreno é função do espaçamento de drenos e de sua disposição em um sistema de malha quadrada ou triangular de lado igual a l .”. No projeto foi escolhida malha quadrada devido a facilidade de execução e, para este caso, o diâmetro de influência é dado por:

$$d_e = 1.13l \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

d_e = diâmetro de influência de um dreno;

l = espaçamento entre drenos.

Os geodrenos, em geral, têm formato retangular, e as suas dimensões são da ordem de 10 cm e 0,5 cm segundo proposto por Hansbo (1979 apud ALMEIDA E MARQUES, 2010) que

considera ainda o fato do diâmetro equivalente, d_w , ser o do mesmo perímetro de um dreno circular. Assim, o diâmetro equivalente pode ser calculado por:

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (\text{equação 19})$$

Onde:

d_w = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular;

a = largura do dreno;

b = espessura do dreno.

Por fim, após a obtenção dos valores correspondentes ao grau de adensamento vertical e horizontal, tem-se a equação da drenagem combinada proposta por Carrillo (1942):

$$(1 - U_{hv}) = (1 - U_v) * (1 - U_h) \quad (\text{equação 20})$$

Onde:

U_{hv} = grau de adensamento combinado;

U_v = grau de adensamento vertical;

U_h = grau de adensamento horizontal.

5. PROJETO GEOTÉCNICO DO LOTE I DA BR-448

Neste capítulo serão abordados os principais itens referentes ao projeto geotécnico do lote I da BR-448, o qual será analisado posteriormente. Antes de falar do projeto propriamente dito é importante entender a localização da obra (figura 14) e o tipo de solo da região.

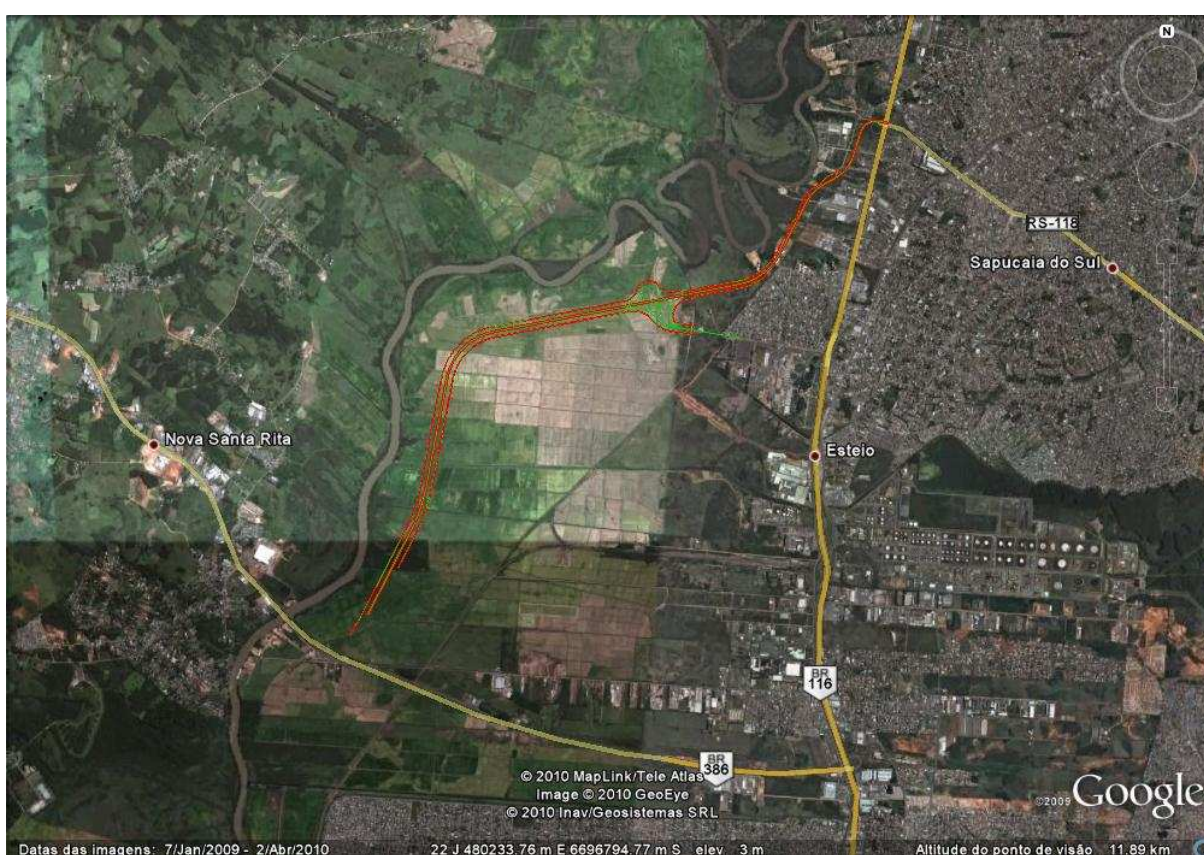


Figura 14: localização da linha geral do lote I da BR-448 (GOOGLE, 2010)

Pela figura 14 observa-se que o lote I irá ligar a RS 118 com a BR-386, servindo como rota alternativa para quem deseja se deslocar em direção ao interior do estado sem passar pela BR-116. Além disso, o traçado do lote I da rodovia permite observar a proximidade do Rio dos Sinos, região esta que possui um solo sedimentar formado por camadas sucessivas de areia, silte e argila. A topografia da área é praticamente plana tendo poucas áreas de interferência nativa (mata) e sendo ocupada preponderantemente por lavouras de arroz.

É interessante salientar o vazio urbano nas proximidades do rio devido às características de baixa capacidade de suporte do solo de fundação da área e que restringe a ocupação destas regiões. É indiscutível a importância de se estudar os conhecimentos e técnicas empregadas para a construção de obras para este tipo de solo, especialmente em grandes centros urbanos, nos quais nos últimos anos isto vem se tornando frequente. Pode-se citar como exemplo de outras obras deste tipo no Estado a Ampliação do Aeroporto Salgado Filho, o projeto do novo edifício garagem para atender as necessidades do aeroporto, além das obras de prolongamento dos Molhes da Barra do Rio Grande. No Brasil, duas das maiores obras assentadas sobre este tipo de solo, com profundidades de camada compressível diferentes, são o Rodoanel em São Paulo e a Vila Olímpica no Rio de Janeiro. Conforme Almeida e Marques ⁸(2010):

Uma peculiaridade dessas obras é a necessidade de se projetar com coeficientes de segurança relativamente baixos, em comparação com outros projetos geotécnicos, sem o que as obras se tornariam antieconômicas ou mesmo inexecutáveis, justificando o aprofundamento em investigações e projetos.

Para tanto, pretende-se apresentar os principais critérios utilizados no estudo do subleito e fundações de aterro, os métodos de cálculo adotados e, por fim, as soluções previstas com a magnitude dos recalques e o tempo de adensamento esperado.

5.1 ESTUDOS DO SUBLEITO E FUNDAÇÕES DE ATERRO

O reconhecimento geológico-geotécnico da faixa do projeto foi elaborado através de um plano de investigações geotécnicas. Segundo Almeida (1996, p. 17), um plano de investigações consiste no estudo geológico da área através de mapeamento cartográfico e elaboração da descrição geológica do mesmo. É importante salientar que o projeto não prevê nenhum segmento em corte, ocorrendo somente aterros sobre solos de baixa resistência.

O plano de sondagem proposto em projeto divide-se em duas etapas. A primeira etapa consta simplesmente de sondagens a percussão, sendo pelo menos uma em cada depósito mole. Já a segunda etapa, baseada no plano de sondagem já executado e com dados iniciais das condições do solo, caracteriza com maiores detalhes os locais de ocorrência de solos moles.

⁸ Frase de Carlos de Souza Pinto usada para apresentação do livro de ALMEIDA e MARQUES (2010) Aterro sobre solos moles – projeto e desempenho.

5.1.1 Sondagens à Percussão

O primeiro tipo de sondagem realizado na etapa de projeto foi o SPT. Os ensaios SPT foram realizados segundo a norma a NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001) e executados com espaçamento de 100 m em todo o segmento de projeto, com exceção dos locais inacessíveis. As informações constantes no projeto (trabalho não publicado⁹) ressaltam que:

[...], o substrato geológico, de maneira geral, é constituído por uma camada superior de solo orgânico preto de consistência mole (SPT= 0 a 4 golpes/30 cm), para a qual 50% dos pontos analisados nas sondagens geotécnicas são inferiores a 4m. Ao mesmo tempo, em 75% dos casos as espessuras desta argila orgânica não ultrapassam os 5m. Este foi um dos pontos avaliados para definição do perfil geotécnico tipo do terreno de fundação do aterro da rodovia, onde se considerou a camada de solo muito mole a mole com 5m de espessura.

Através da apreciação dos resultados de SPT, foram traçadas análises estatísticas que podem ser visualizadas nas figuras 15 e 16, mostrando respectivamente a distribuição das frequências e as espessuras de solo mole em função da extensão do trecho.

Verifica-se que menos de 25% dos resultados levam a espessuras da camada de argila mole maiores de 5 m (linha vermelha da figura 16) e, também, que a faixa de projeto apresenta ao longo da sua extensão grande variabilidade na espessura dessa camada. Considerando que em grande parte do segmento os aterros medem, em média, aproximadamente 6 m de altura e nos pontos de encontro com as obras de arte especiais esses aterros são mais altos, chegando à altura máxima de 14 m, para efeito de investigação e estudo geotécnico deste segmento foram avaliados os aterros em solos moles e classificados em sua maioria na Classe II. Essa classificação permitiu estabelecer pela norma do DNER-PRO 381 (BRASIL, 1998), a quantidade mínima de ensaios complementares.

⁹ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

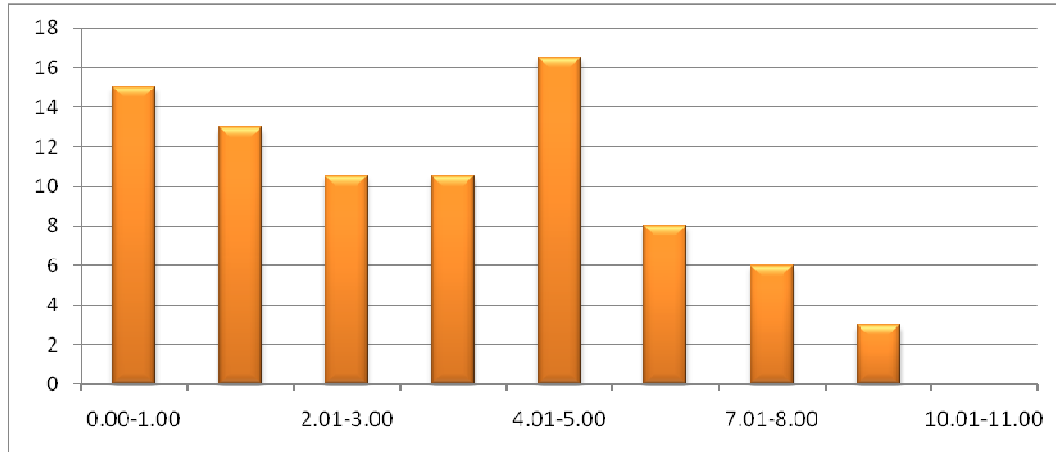


Figura 15: histograma de espessuras de solo mole, sendo o eixo das abscissas (X) = classes de espessura em metros, detectadas nas sondagens geotécnicas; o eixo das ordenadas (Y) = percentuais de cada classe (trabalho não publicado¹⁰)

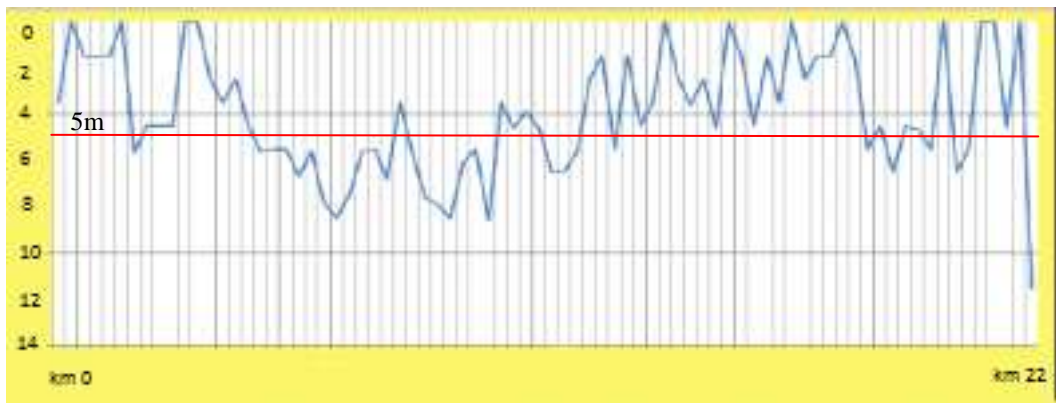


Figura 16: espessuras de solo mole, sendo o eixo das ordenadas (Y) = espessuras em metro; o eixo das abscissas (X) = estaqueamento (trabalho não publicado¹¹)

5.1.2 Ensaios especiais

Assim, a partir de dados iniciais, foi levantada a quantidade de ensaios especiais constantes na segunda etapa do plano de sondagem estabelecido em projeto conforme o quadro 5.

¹⁰ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

¹¹ Idem.

ENSAIOS	ATERROS CLASSE II	QUANTIDADE	ENSAIOS DE LABORATÓRIO
Furo para coleta de amostras e ensaios de laboratório	Dois furos a cada 500m	88 furos	4 ensaios de adensamento e 4 ensaios triaxiais UU
Ensaio de palheta (EP)	Um EP a cada 0,5m ao longo das verticais	Variável com a profundidade	-
Ensaio de piezocone sísmico (CPTUS)	Um furo a cada 500m	44 furos	-

Quadro 5: plano de ensaios especiais desenvolvidos para investigação do solo mole (trabalho não publicado¹²)

É importante salientar que o quadro 5 mostra os resultados obtidos no projeto para toda a extensão da rodovia. Porém, como já mencionado nos objetivos da pesquisa, são analisadas apenas as soluções previstas para o lote I. Outro fator a ser ressaltado é que os ensaios de piezocone foram realizados ao longo do segmento de solos moles e, mais densificados próximos das obras-de-arte especiais.

Quanto aos ensaios de palheta, foram feitos oito ensaios especialmente nas proximidades das obras-de-arte especiais, objetivando visualizar o perfil do solo no qual a camada de fundação apresentou baixa capacidade de suporte. Os ensaios de palheta foram realizados com equipamento **tipo A** conforme preconiza a norma NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989) e foram adotadas duas hipóteses para a determinação deste parâmetro (trabalho não publicado¹³):

A primeira, mais conservadora (Linha de tendência A), considera uma envoltória inferior a todos os valores dos ensaios de palheta. Uma segunda hipótese, mais realista (Linha de tendência B), considera uma envoltória inferior a todos os valores, excetuando-se valores inferiores a 15 kPa [...].

As equações para as hipóteses Linha de Tendência A (equação 21) e Linha de Tendência B (equação 22) são:

¹² Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

¹³ Idem.

$$S_u = 0,42Z^2 - 2,08Z + 13,02 \quad (\text{equação 21})$$

$$S_u = 0,24Z^2 - 1,18Z + 18,34 \quad (\text{equação 22})$$

Onde:

S_u = resistência não-drenada;

Z = profundidade em metros.

Os resultados da resistência não-drenada pelas hipóteses mostradas podem ser vistos no quadro 6. Além do ensaio de palheta, foram executados ensaios de piezocone com medição de poro-pressão (CPTu), os quais permitiram a obtenção precisa da estratigrafia das camadas do depósito de argila mole. As espessuras obtidas por estes ensaios correspondem às espessuras estimadas pelos ensaios de SPT. Com os ensaios de CPTu os projetistas puderam ainda, calcular o parâmetro de resistência não drenada (S_u) conforme será visto mais adiante, além de obter pelos ensaios de dissipação as características de adensamento do solo. A correlação de ensaios é muito importante para a determinação precisa dos parâmetros de comportamento do solo, por isso, os ensaios de palheta e piezocone foram realizados em locais próximos e em profundidades que permitam comparação, conforme visto no quadro 7.

Os ensaios especiais de laboratório realizados na etapa de projeto são do tipo triaxial não adensado e não drenado – UU – e ensaios de adensamento. Os ensaios triaxiais foram feitos a partir de amostras indeformadas obtidas por meio do amostrador tipo **Shelby** e coletadas a profundidades de 2,1 m a 3,5 m de acordo com o projeto. Com este ensaio, pelo projeto, se obteve os parâmetros mostrados no quadro 8. Já os ensaios de adensamento, três no total, indicaram índices de compressão, C_c , entre 1,71 a 1,80, como também, solos moles pouco permeáveis com coeficientes de adensamento, C_v , entre 2 a 9×10^{-4} cm²/s.

Profundidade (Z=m)	Su (kPa)	
	Linha de Tendência "A"	Linha de Tendência "B"
1	-	-
2	10,54	16,94
3	10,56	16,96
4	11,42	17,46
5	13,12	18,44
6	15,66	19,90
7	19,04	21,84
8	23,26	24,26

Quadro 6: valores de S_u (kPa) com a profundidade Z (m) (trabalho não publicado¹⁴)

km	Ensaio	Cota (m)	Estaca	Ensaio	Cota
1+198	EP - 01	1,85	1+195	CPTU - 04	1,85
3+734	EP - 02	1,76	3+734	CPTU - 24	1,76
9+780	EP - 03	2,55	9+779	CPTU - 11	2,56
12+170	EP - 04	2,56	12+175	CPTU - 29	2,6
13+700	EP - 05	1,937	13+700	CPTU - 30	1,937
15+002	EP - 06	2,20	15+000	CPTU - 31	1,66
5+600	EP - 07	1,78	5+600	CPTU - 25	1,78
8+150	EP - 08	1,95	8+577	CPTU - 46	1,6

Quadro 7: locais dos ensaios de palheta relacionados aos ensaios de CPTU mais próximos (trabalho não publicado¹⁵)

¹⁴ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

¹⁵ Idem.

Amostra	Estaca	Afastamento	Prof. (m)	Φ total	c total (kN/m ²)	γ nat. (kN/m ³)
579/97	10+343	76,7 m LE	2,1 - 2,6	3,9	11,19	13,06
580/97	10+146	41,2 m LE	2,3 - 2,8	3,1	13,45	12,87
595/97	10+047	23,5m LE	3,0 - 3,5	0,6	13,04	16,88

Quadro 8: parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos em ensaios triaxiais UU (trabalho não publicado¹⁶)

5.1.3 Características do terreno de fundação

Como resultado final das duas etapas anteriores, foram adotados dois perfis geotécnicos para o solo de fundação. A estrutura estratigráfica, espessuras das camadas, de ambos os perfis são idênticas, porém, os parâmetros de resistências considerados diferem. Em termos de espessura a estrutura considerada é de 5 m de argila orgânica mole, 2 m de argila siltosa mole, 2 m de argila arenosa de mole a média e uma camada de areia medianamente compacta.

As conclusões quanto ao terreno de fundação são (trabalho não publicado¹⁷):

A definição dos parâmetros de resistência não drenada partiu da análise dos ensaios de palheta, onde se procurou adotar valores intermediários considerando as duas linhas de tendência obtidas, principalmente para a primeira camada. Os ensaios triaxiais UU corroboraram com os parâmetros de resistência adotados para a camada de argila muito mole, estabelecendo valores próximos a 12 kPa para o S_u , valor este adotado como sendo o de projeto. As demais camadas acompanharam os resultados obtidos nos ensaios de palheta. Para a camada entre 5 a 7 m foi adotado $S_u = 19$ kPa e para a camada subjacente (2 m seguintes) o S_u utilizado nas análises de estabilidade foi de $S_u = 25$ kPa. Abaixo destas camadas, foi considerado um solo arenoso medianamente compacto com os seguintes parâmetros de resistência: $\Phi = 20^\circ$ e $c' = 35$.

Os valores adotados para a camada de subleito para a linha geral estão resumidos na figura 17.

¹⁶ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

¹⁷ Idem.

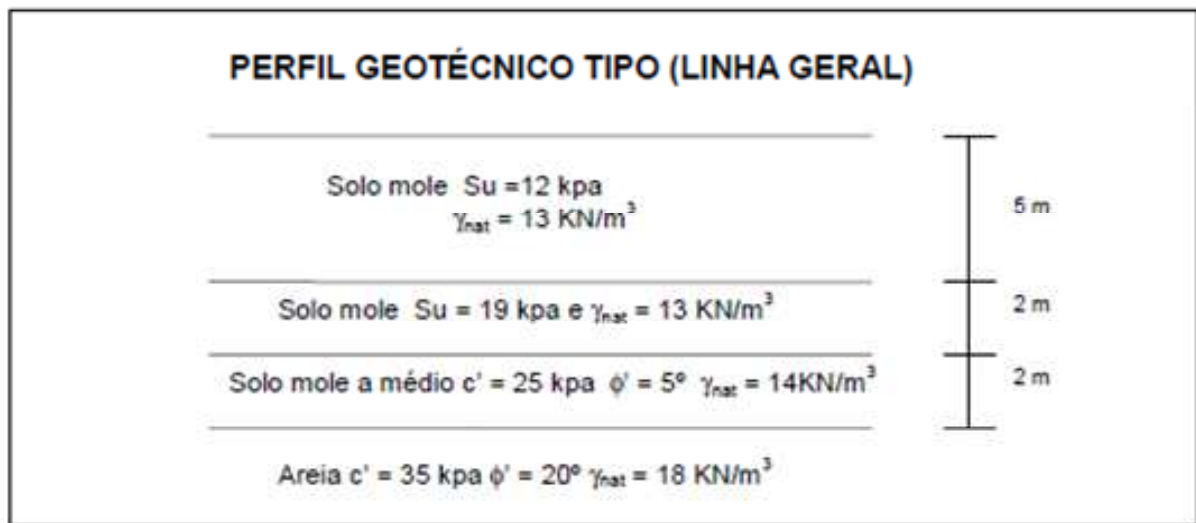


Figura 17: perfil geotécnico tipo (desenho esquemático) para os trechos compreendidos entres as estacas 3+200 a 12+720, 14+720 a 16+200 e 17+220 a 18+130 (trabalho não publicado¹⁸)

Pela figura 17, percebe-se que parte do início do lote I, da estaca 0+000 a 3+200, não apresenta o perfil geotécnico mostrado acima. Os demais trechos apresentam áreas com remoção de solos moles ou aterros reforçados com geogrelhas. Os trechos com remoção, nos intervalos do km 0+500 ao km 1+100 e do km 2+120 ao km 3+200 tiveram esta solução devido à profundidade do solo mole ser menor que 4 metros e pelas restrições da faixa de domínio não possibilitarem a utilização de bermas de equilíbrio. Do km 1+100 ao km 2+100, o perfil geotécnico é apresentado na figura 18 e é previsto em projeto a utilização de geogrelhas com bermas, as quais passam a ter a função de atuar como momento estabilizante devido ao seu peso próprio e de aumentar a área de ancoragem da geogrelha.

¹⁸ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

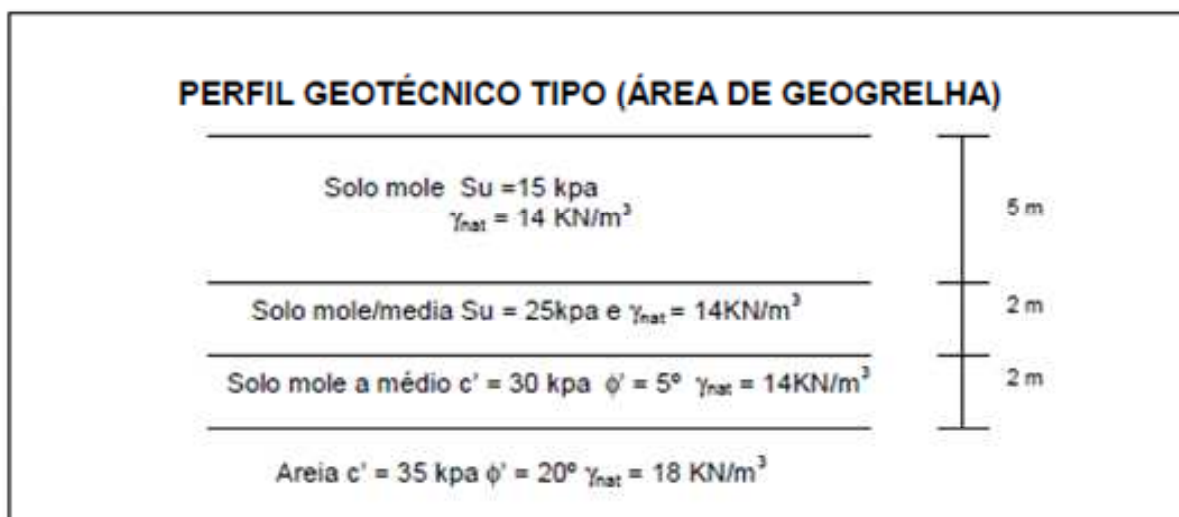


Figura 18: perfil geotécnico tipo (desenho esquemático) para o trecho compreendido entre as estacas 1+060 a 2+100 (trabalho não publicado¹⁹)

5.2 MÉTODOS DE CÁLCULO ADOTADOS NO PROJETO

Neste item são abordados os principais métodos de cálculo apresentados no projeto geotécnico da obra da BR-448. Não serão aqui apresentados o método de dimensionamento de drenos verticais e o cálculo do grau de adensamento vertical.

5.2.1 Estimativa da magnitude dos recalques

Através das investigações geotécnicas é possível verificar se as tensões efetivas atuantes no terreno de fundação são menores que a tensão de pré-adensamento. A comparação destas tensões permite concluir se o solo é pré-adensado ou normalmente adensado através do valor conhecido por histórico de tensões, OCR, estimado em projeto em 5 para a linha geral e 6 para os aterros estabilizados com geogrelha. Ambos os valores são característicos de solos pré-adensados. A tensão de pré-adensamento determinada por meio do ensaio de piezocone pela equação 3 é de 54 kPa para a linha geral e 75 kPa para os aterros estabilizados com geogrelha.

¹⁹ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

Com o valor da tensão de pré-adensamento pode-se calcular a estimativa de recalque a longo prazo pela equação 10 da teoria de adensamento conforme o modelo de Terzaghi apresentado. Os valores obtidos na estimativa de recalque serão mostrados na descrição das soluções previstas.

5.2.2 Estimativa do tempo de adensamento

O coeficiente de adensamento horizontal, C_h , pode ser determinado através de ensaios de adensamento, porém, os valores obtidos no projeto foram estimados a partir dos ensaios de dissipação de poro-pressão. O cálculo do coeficiente de adensamento foi feito utilizando a equação 4 e as variáveis da equação – fator tempo, tempo de dissipação e raio da base do cone – foram obtidas do ensaio de dissipação. Já o índice de rigidez utilizado foi buscado pelos projetistas em Soares (1997, p. 251). É proposto pelo autor um valor médio do índice de rigidez igual a 135 para a região próxima ao aeroporto.

Através de uma análise estatística dos cálculos dos parâmetros C_h e C_v , pelo projeto, dividiu-se os 22 km de extensão em cinco faixas de comportamento considerados homogêneos, levando em conta as propriedades de adensamento do solo. A divisão dos segmentos e os respectivos valores dos coeficientes de adensamento característico são apresentados no quadro 9.

Trecho		C_h (m ² /s)	C_v (m ² /s)
Início	Final		
0+000	6+000	9,81E-08	8,14E-08
6+000	8+000	3,74E-07	3,10E-07
8+000	14+000	1,51E-07	1,25E-07
14+000	17+000	3,59E-08	2,98E-08
17+000	22+000	1,82E-07	1,51E-07

Quadro 9: definição de segmentos a partir das propriedades de adensamento (trabalho não publicado²⁰)

²⁰ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

O método utilizado para estimar o tempo de adensamento foi a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi. Inicialmente foi estimado um tempo para que ocorresse 70% de adensamento em cada etapa de execução dos aterros. O quadro 10 mostra a magnitude destes tempos estimados.

Trecho		Cv (m ² /s)	t (meses)
Início	Final		
0+000	6+000	8,14E-08	48
6+000	8+000	3,10E-07	13
8+000	14+000	1,25E-07	31
14+000	17+000	2,98E-08	131
17+000	22+000	1,51E-07	26

Quadro 10: estimativa do tempo para ocorrência de 70% do recalque total considerando o perfil geotécnico sem alteração (trabalho não publicado²¹)

Tem-se que os tempos para cada etapa de execução são bastante elevados, muito superiores ao período de um ano, ou seja, incompatível com o período de execução da obra que é de 30 meses. Assim, os projetistas perceberam que é necessário aumentar a velocidade de adensamento da camada de solo mole devido ao tempo excessivo de espera. Para isso, foi incorporado ao projeto a utilização de drenos verticais no intuito de acelerar a drenagem da água da camada, dissipando o excesso de poro-pressão gerado pelo peso próprio do aterro e, conseqüentemente, acelerando os recalques. Os graus de adensamento radial utilizando os drenos verticais foram estimados para um grau de adensamento combinado de 70% e considerando a drenagem vertical existente. Dessa forma, pela equação 14 obteve-se os seguintes resultados para U_h de acordo com o quadro 11. Com os graus de adensamento determinados, foram obtidos os tempos de adensamento de três meses para cada etapa.

²¹ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

Projeto Básico						
Trecho		C_v (m ² /s)	T_v	U_v	U_h	U_{vh}
Início	Fim					
0+000	6+000	8.14E-08	0.0253	0.18	0.63	0.70
6+000	8+000	3.10E-07	0.0966	0.35	0.54	0.70
8+000	14+000	1.25E-07	0.0389	0.22	0.61	0.70
14+000	17+000	2.98E-08	0.0093	0.11	0.66	0.70
17+000	22+000	1.51E-07	0.0471	0.24	0.60	0.70

Quadro 11: estimativa do grau de adensamento vertical de acordo com a Teoria de Terzaghi e grau de adensamento horizontal segundo Carrilo para U_{vh} de 70% (trabalho não publicado²²)

5.3 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES PREVISTAS

O lote I da BR-448 foi dividido em vários segmentos com comportamento semelhante ao longo dos 9,14 km de sua extensão, tendo dez soluções diferentes de terraplenagem conforme o quadro 12. A solução mais simples entre todas é aquela que prevê a remoção do solo mole da camada de fundação e posterior preenchimento com reaterro de areia. A seção tipo desta solução pode ser vista na figura 19. Já a seção mais complexa envolve a cravação de geodrenos, execução de colchão drenante, aterros construídos em etapas, utilização de geogrelha e construção de bermas de equilíbrio, conforme figura 20. Pode-se dizer que o lote I terá como solução mais comum a que utiliza bermas de equilíbrio, geodrenos e sobrecarga, sendo esta em 5940 m do segmento de 9140 m.

²² Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

Seções de terraplanagem ao longo do trecho - LOTE 1			
km Inicial	km Final	Solução Adotada	Descrição
0+500m	0+920m	SEC-04	Aterro com remoção de solos moles
0+920m	1+100m	SEC-04	Aterro com remoção de solos moles
1+100m	1+180m	S 23	Aterro com 10m de altura com bermas de equilíbrio e geogrelhas
1+180m	1+320m	S 21	Aterro com 8m de altura com bermas de equilíbrio e geogrelhas
1+320m	1+700m	S 19	Aterro com 6m de altura com geogrelhas
1+700m	1+860m	S 18	Aterro com 5m de altura com geogrelhas
1+860m	2+120m	S 17	Aterro com 4m de altura com geogrelhas
2+120m	2+440m	SEC-04	Aterro com remoção de solos moles
2+440m	3+200m	SEC-04	Aterro com remoção de solos moles
3+200m	7+080m	S 5	Aterro com 6m de altura com bermas de equilíbrio
7+080m	7+460m	S 7	Aterro com 7m de altura com bermas de equilíbrio
7+460m	7+780m	S 5	Aterro com 6m de altura com bermas de equilíbrio
7+780m	8+460m	S 3	Aterro com 5m de altura com bermas de equilíbrio
8+460m	9+140m	S 6	Aterro com 6m de altura com bermas de equilíbrio 3 faixas de trafego

Quadro 12: soluções de terraplenagem ao longo do lote I

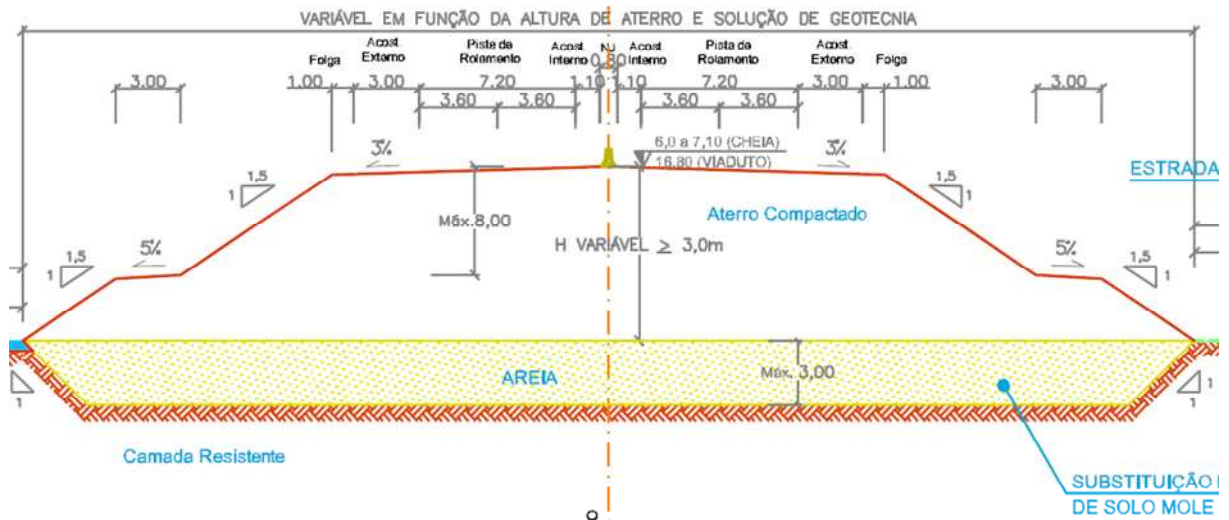


Figura 19: seção tipo de terraplenagem com remoção de solos moles SEC-04 (trabalho não publicado²³)

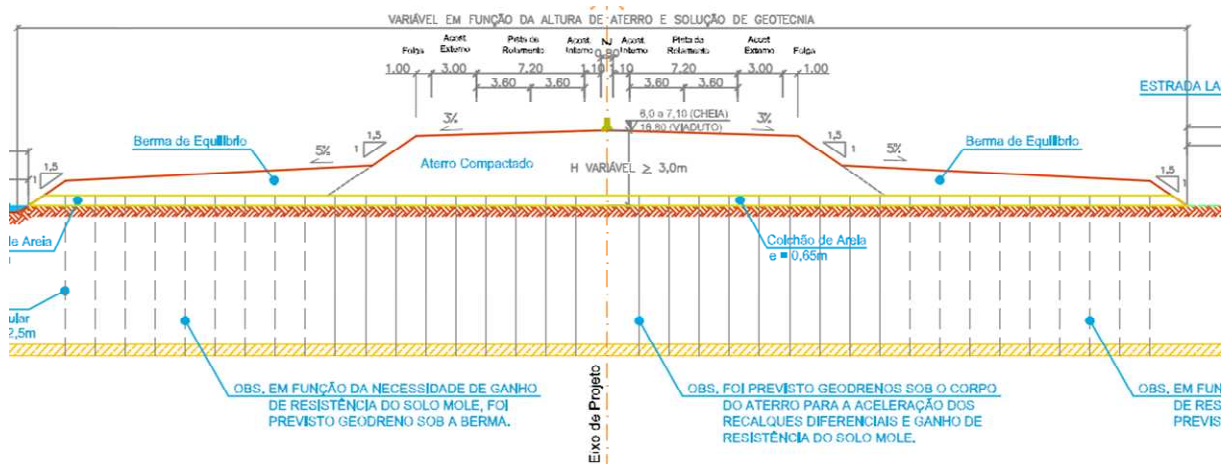


Figura 20: seção tipo de terraplenagem com bermas de equilíbrio e geodrenos (trabalho não publicado²⁴)

Quanto à descrição da construção dos aterros por etapa (trabalho não publicado²⁵):

Considerou-se nas análises, a construção dos aterros em 3 etapas, levando-se em conta o ganho de resistência não drenada proporcionado pela aceleração dos recalques por adensamento (dissipação da poro-pressão) da camada de solo mole.

²³ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

²⁴ Idem.

²⁵ Idem.

Na primeira etapa foi considerado a altura dos aterros com no máximo 2,5 m de altura, de modo a garantir a estabilidade do maciço durante a execução desta etapa. [...].

Para a segunda etapa, a altura máxima do aterro corresponde a cota final de terraplenagem, para todas as alturas de aterro. Em todos os casos deve-se manter as inclinações correspondentes das bermas e do corpo do aterro.

A terceira fase corresponde ao aterramento da sobrecarga [...].

No quadro 13 percebe-se que existem recalques significativos nas soluções de terraplenagem chegando em alguns casos a valores maiores que 1 metro. No quadro, H_{exe} (m) corresponde a altura executada e ρ (m) o recalque esperada para a etapa correspondente.

Soluções de terrapl.	1ª Etapa – 3 meses - (aterro inicial)		2ª Etapa – 6 meses - (camada final terraplanagem)		3ª Etapa – 9 meses - (sobrecarga)		Grau de adensamento alcançado - 9 meses (%)	
	H_{exe} (m)	ρ (m)	H_{exe} (m)	ρ (m)	H_{exe} (m)	ρ (m)		
Aterros Estabilizados com Bermas de Equilíbrio	S ₁ e S ₂	2,5	0,12	1,5	0,38	1,5	0,63	85
	S ₃ e S ₄	2,5	0,12	2,5	0,50	2,0	0,79	85
	S ₅ e S ₆	2,5	0,12	3,5	0,60	2,5	0,93	86
	S ₇ e S ₈	2,5	0,12	4,5	0,68	3,0	1,05	87
	S ₉ e S ₁₀	2,5	0,12	5,5	0,75	3,0	1,12	87
	S ₁₁ e S ₁₂	2,5	0,12	6,5	0,82	3,0	1,19	87
	S ₁₃ e S ₁₄	2,5	0,12	7,5	0,88	3,0	1,24	87
	S ₁₅ e S ₁₆	2,5	0,12	8,5	0,93	3,0	1,31	89
Aterros Estabilizados com Geogrelha	S ₁₇	2,5	0,09	1,5	0,21	1,5	0,41	84
	S ₁₈	2,5	0,09	2,5	0,33	2,0	0,56	84
	S ₁₉	2,5	0,09	3,5	0,42	2,5	0,70	84
	S ₂₀	2,5	0,09	4,5	0,50	3,0	0,82	85
	S ₂₁	2,5	0,09	5,5	0,58	3,0	0,88	85
	S ₂₂	2,5	0,09	6,5	0,64	3,0	0,95	86
	S ₂₃	2,5	0,09	7,5	0,70	3,0	1,02	88
	S ₂₄	2,5	0,09	8,5	0,75	3,0	1,07	88

Quadro 13: estimativas dos recalques ao final de cada etapa de execução e grau de adensamento alcançado após 9 meses (trabalho não publicado²⁶)

²⁶ Apresentado no projeto básico do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos confeccionado no ano de 2009.

Deve-se salientar ainda que os valores de grau de adensamento apresentados no quadro 13, para o tempo de adensamento de nove meses, não atingem o exigido pela norma – DNER-PRO 381 (BRASIL, 1998) – e, por isso, foi estimado em projeto mais um mês de espera para que os recalque dos aterros Classe II atinjam 90% e os aterros das proximidades de obras de arte atinjam 96% de adensamento.

6. PARÂMETROS DERIVADOS DE NOVA CAMPANHA DE ENSAIOS E RECALQUES PREVISTOS

O objetivo deste capítulo é apresentar as novas previsões de cálculos de magnitude e tempo de recalque efetuados pelo autor do trabalho. Os dados utilizados para as novas previsões foram extraídos pelo autor dos ensaios de laboratório executados na fase de verificação de projeto e presentes na Minuta do Projeto Executivo Volume 3B.1 – Estudos Geotécnicos de maio de 2010. Primeiramente são exemplificados, passo a passo, os cálculos da magnitude de recalques para posterior comparação com os valores de projeto. Além disso, foram calculados e comparados os tempos de adensamento e, também, as malhas de geodrenos utilizados no projeto e propostas pelo autor.

6.1 PARÂMETROS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DE LABORATÓRIO

Os ensaios de adensamento foram executados em amostras de solo coletadas por meio de tubo **Shelby** no início de 2010 e têm as seguintes localizações e profundidades conforme o quadro 14.

km	Profundidade (m)	Espessura amostrada (cm)
1+500	3.00 - 3.60	60.0
3+750	3.00 - 3.45	45.0
4+500	3.15 - 3.50	35.0
5+500	3.00 - 3.45	45.0
6+547	3.17 - 3.35	18.0
8+080	3.00 - 3.45	45.0
9+250	3.00 - 3.35	35.0

Quadro 14: ensaios de adensamento

Após a amostragem foram moldados os corpos de prova desprezando as extremidades da amostra. Isto se deve aos cuidados tomados para evitar o amolgamento do solo seja pela própria coleta – cravação manual do amostrador –, seja pelo corte do tubo amostrador ou mesmo a extrusão do solo do interior do amostrador. A figura 21 apresenta o aspecto da amostra após a moldagem do anel utilizado no ensaio.



Figura 21: amostra preparada para o ensaio (trabalho não publicado²⁷)

O funcionamento prático do ensaio pode ser descrito da seguinte forma:

- a) a amostra saturada é confinada em um anel rígido que é colocado em uma célula de adensamento (pedra porosa acima e abaixo);
- b) o anel possui diâmetro interno de ordem de 2,5 a 3 vezes a altura para reduzir o atrito lateral;
- c) a célula de adensamento é colocada em uma prensa para aplicação das cargas verticais;

²⁷ Apresentado no projeto executivo do lote I da BR-448 no Volume 3B. 1 Estudos Geotécnicos TOMO II confeccionado no ano de 2010.

- d) o carregamento é feito com pesos que são dobrados a cada etapa dos ensaios. Nos casos analisados, estes carregamentos foram em forma sequencial da ordem de 12,5, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa;
- e) para cada carregamento são feitas leituras de deformação em tempos específicos, no caso em questão, cada nível de carga foi mantido por um período de 24 horas ou até que as deformações cessassem;
- f) descarregamento da amostra em no mínimo 3 etapas. Depois de atingida a carga de 400 kPa procedeu-se com o descarregamento nas tensões da ordem de 100, 25 e 1,34Kpa.

As prensas utilizadas nos ensaios são mostradas na figura 22 e pertencem ao Laboratório de Geotecnologia – LAGEOtec/UFRGS –.



Figura 22: vista geral das prensas utilizadas nos ensaios de adensamento (BERTUOL, 2009, p. 118)

Os principais parâmetros obtidos pelos ensaios podem ser vistos no quadro 15. Observa-se que o ensaio do km 1+500 apresenta valores atípicos dentro do universo apresentado com um peso específico alto e índice de vazios baixo sendo provável que estes parâmetros geotécnicos variem devido a diferente localização da amostra – fora da faixa de plantação de arroz – ou até mesmo pelo ensaio.

km	e_0	C_c	C_r	γ	C_v (m ² /s)	σ'_{vm}
1+500	0.741	0.23	0.016	18.41	1.69E-07	42.4
3+750	3.256	1.809	0.042	13.15	1.43E-07	45
4+500	3.038	1.405	0.083	13.34	1.79E-12	43
5+500	3.249	1.975	0.092	13.28	1.64E-08	47
6+547	3.041	0.917	0.323	13.16	1.55E-08	18
8+080	3.102	1.573	0.084	13.48	5.71E-09	32
9+250	3.014	1.98	0.038	13.54	6.11E-09	47.8

Quadro 15: parâmetros dos ensaios de adensamento (C_v para a tensão de 100 kPa)

Solos deste tipo possuem valores de C_v muito baixos em relação aos coeficientes horizontais e, no projeto, foram obtidos por meio de correlações com os ensaios de dissipação. Sabe-se que com o aumento das tensões efetivas há um decréscimo do valor de C_v e isto permite a utilização de C_v diferentes para o cálculo de recalques de aterros construídos por etapas. Em Almeida e Marques (2010) tem-se a indicação para este detalhe no cálculo de recalques para o caso em verificação:

Pode-se adotar um valor de C_v para a etapa 2 diferente do valor correspondente à etapa 1, pois a tendência é o coeficiente de adensamento diminuir com o aumento da tensão efetiva, em decorrência da passagem da argila da condição sobreadensada para a condição normalmente adensada.

Os valores de consolidação vertical – C_v – são usados para o cálculo do grau de adensamento vertical, conforme mostrado no item 4.6, e podem ser observados no quadro 16.

Um fator a ser salientado quanto ao grau de adensamento vertical está nos baixos valores obtidos, fazendo com que a contribuição para o adensamento da camada seja praticamente através da criação de uma drenagem radial, imposta pelos geodrenos, em adição à drenagem existente. Isto justifica a utilização dos geodrenos, pois estes elementos diminuem a distância de percolação da água, aproveitando o fato de que a permeabilidade horizontal é maior do que a vertical em depósitos argilosos.

Grau de Adensamento Vertical - U_v									
Parâmetros	km 1+500	km 3+750	km 4+500	km 5+500	km 6+547	km 8+80	km 9+250		
C_v (cm ² /s) (100 kPa)	1.692E-03	1.430E-03	1.790E-08	1.643E-04	1.550E-04	5.710E-05	6.106E-05		
C_v (cm ² /s) (200 kPa)	9.815E-04	1.920E-04	-	1.322E-04	1.770E-04	9.800E-05	8.322E-05		
C_v (cm ² /s) (400 kPa)	8.936E-04	2.560E-04	-	1.418E-04	3.000E-04	1.530E-04	7.028E-05		
2 Etapa	3 meses	T1	0.25	0.29	0.28	0.02	0.02	0.00	0.01
		U_v 1(%)	56	60	60	17	15	7	8
3 Etapa	3 meses	T2	0.17	0.14	0.14	0.02	0.02	0.01	0.02
		U_v (%)	47	42	42	15	15	9	15

Quadro 16: cálculo do grau de adensamento vertical U_v

Para os cálculos que serão mostrados no item 6.2 foram feitos gráficos dos valores de C_v para cada tensão e assim usou-se o C_v correspondente ao valor de tensão efetiva final da etapa em análise. No ensaio do km 4+500 foi utilizado o único valor de C_v medido e nos três últimos, km 6+547, km 8+080 e km 9+250, observa-se que o C_v aumentou com o aumento das tensões efetivas.

Em relação aos valores utilizados no projeto básico, pode-se afirmar que os valores de C_v dos ensaios de adensamento possuem valores com menor variação ao longo do trecho da Rodovia. Pode-se dizer ainda que nos primeiros três ensaios os valores de C_v pelos ensaios de adensamento estão coerentes com os dos ensaios de dissipação, mas os quatro últimos possuem distorções significativas e explicam a diferença entre os graus de adensamento encontrados e os considerados no projeto – quadro 11 –. Essa comparação pode ser vista na figura 23.

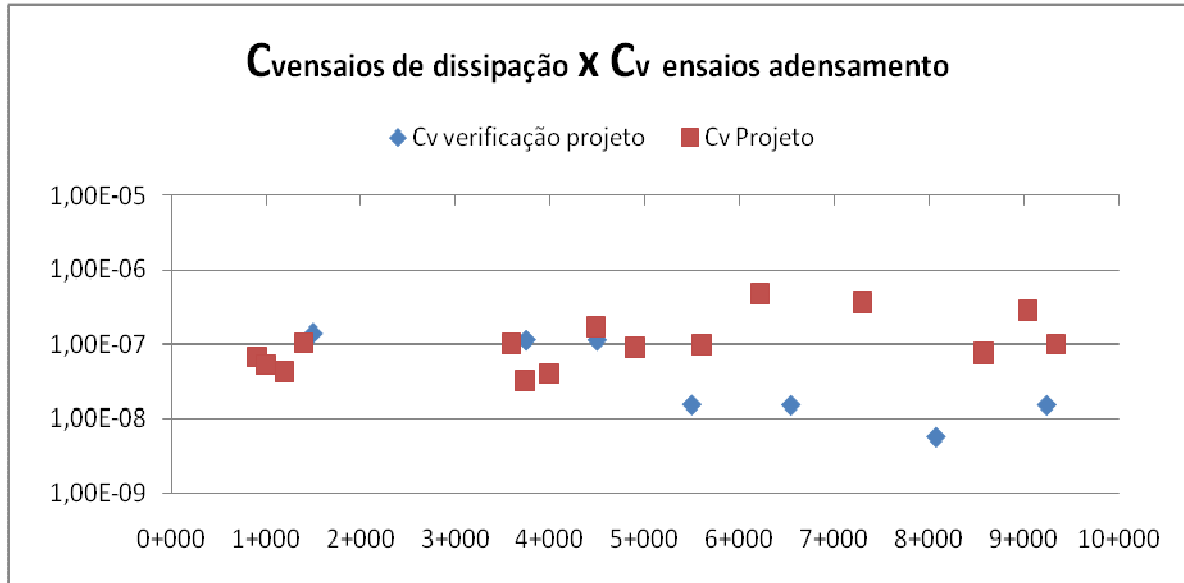


Figura 23: coeficientes de adensamento vertical

Já as tensões de pré-adensamento foram calculadas pelos dois métodos mostrados no item 4.1.1, porém, para os cálculos de recalque optou-se por usar os valores do método de Casagrande por não apresentar grandes diferenças. Uma curva típica dos ensaios, realizado no km 3+750, pode ser vista na figura 24.

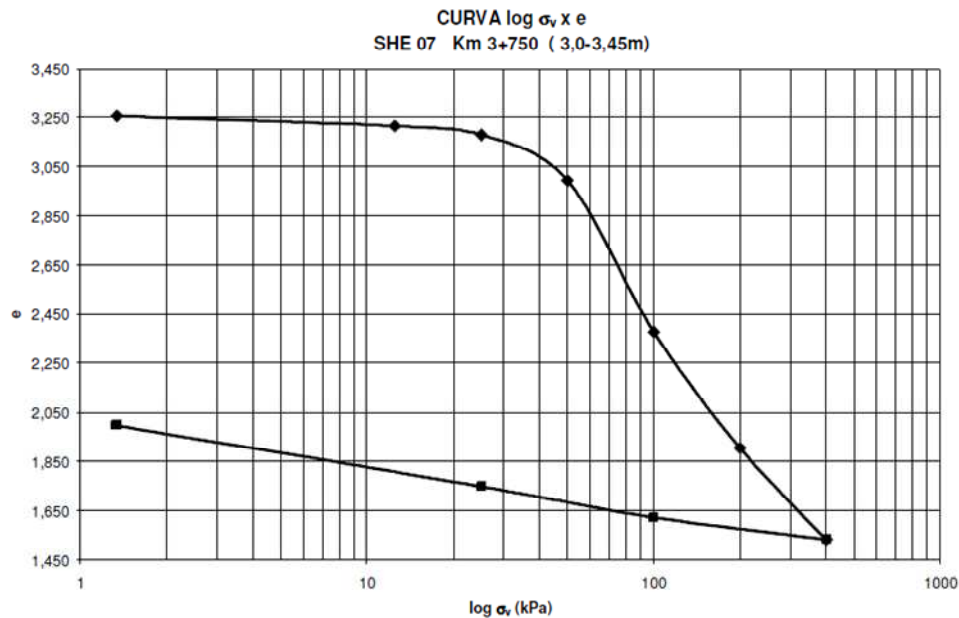


Figura 24: log das tensões x índice de vazios (km 3+750)

6.2 CÁLCULO DA MAGNITUDE DOS RECALQUES

De Almeida e Marques (2010), tem-se que se o aterro não for estável para a construção em uma única etapa, devem ser utilizados métodos construtivos alternativos para que o solo mole de fundação adquira resistência com o tempo antes da colocação da camada seguinte. Como descrito no item 5.3, o método construtivo escolhido foi a construção de aterros por etapas associada à utilização combinada de geodrenos e sobrecarga. A figura 25 mostra o efeito da utilização de geodrenos.

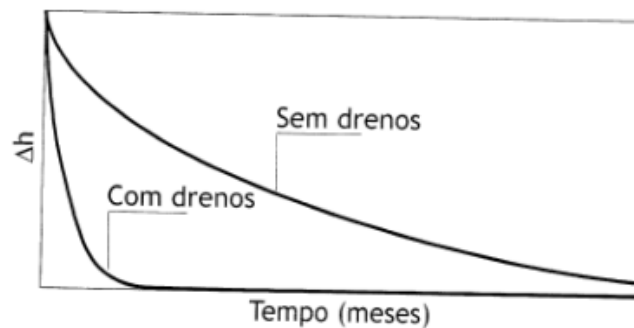


Figura 25: evolução dos recalques de um aterro sobre solos moles com o tempo: sem e com drenos (ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 106)

Pela observação da figura 25 ressalta-se que a utilização dos drenos verticais não altera o valor total que o solo irá recalcar, pois sua influência se limita à antecipação dos recalques em função do tempo. Quanto à sobrecarga, Sandroni e Consoli (2010, p. 99) explicam que:

A sobrecarga é uma espessura de aterro aplicada acima da espessura necessária. Denomina-se “espessura necessária” do aterro à soma do alteamento desejado para o terreno com o recalque esperado. O uso de sobrecargas sobre aterros convencionais é, praticamente, compulsório em terrenos com solo extremamente mole posto que, se for construída apenas a espessura necessária, o tempo para que os recalques (primários e secundários) cessem será muito grande.

Antes de apresentar os resultados e compará-los, faz-se necessário explicar sucintamente a forma com que foram calculados os recalques. Pelo projeto foram estimados três meses de espera entre cada etapa de construção dos aterros para que ocorra o adensamento da camada. Por esta condição foram considerados os mesmos tempos no cálculo dos recalques com os novos dados, o que pode ser visto na figura 26.

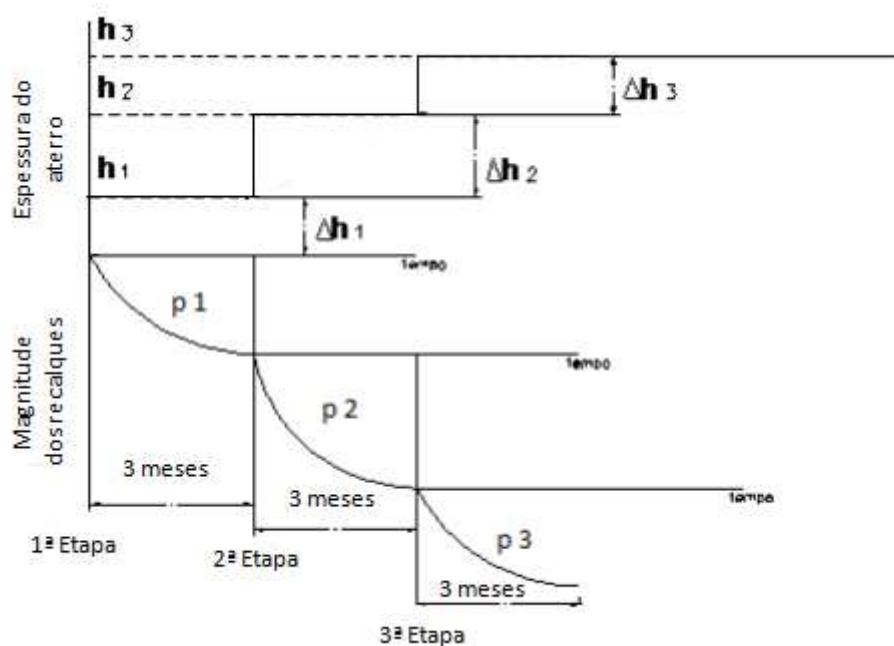


Figura 26: esquema de um aterro construído em três etapas

A descrição detalhada do cálculo de cada etapa pode ser vista nos próximos itens. Sabendo que os cálculos seriam os mesmos para os sete ensaios realizados, foi criada uma planilha no software Microsoft Excel® que permitiu o cálculo automático de todos os casos alterando-se apenas os dados de entrada – parâmetros do solo, largura, comprimento e espaçamento de drenos e altura dos aterros por etapas –.

6.2.1 Cálculo do recalque correspondente a altura de aterro h_1

O cálculo do recalque da primeira etapa é realizado da forma convencional usando as equações apresentadas no capítulo 4 – Teoria do Processo de Adensamento e Métodos de Cálculo –. No quadro 17 pode ser visto o valor obtido para o recalque da primeira etapa (em amarelo) para o ensaio localizado no km 5+500.

Cálculo do recalque - km 5+500 (A)											
Parâmetros constantes						Equação do modelo clássico de Terzaghi					
e ₀	3.249	índice de vazios inicial do solo				$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot \left[C_r \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vi}} \right) + C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \right]$					
C _r	0.092	coeficiente de recompressão									
σ' _{vm}	47	tensão de pre-adensamento (Casagrande)									
C _c	1.975	coeficiente de compressão									
Grau de Adensamento Vertical - U _v						Grau de Adensamento Horizontal - U _h			Drenagem Combinada		
σ' _v (kPa)	C _v (cm ² /s)	C _v (m ² /s)	C _v x 10 ⁸	t (meses)	t (s)	malha	1.4	dw	0.067	Fórmula de Carrilo (1942)	
100	0.000164	1.6E-08	1.643	3	7776000	de	1.582	n (de/dw)	23.667	(1 - U) = (1 - U _v) * (1 - U _h)	
200	0.000132	1.3E-08	1.322			a (m)	0.1	F (n)	2.414068		
400	0.000142	1.4E-08	1.418			Hd (m)	5	b (m)	0.005		K
1° Cálculo do recalque p1 correspondente a altura de aterro h1 (caso pré-adensada):											
Dados de entrada					tensões no ponto médio da camada					Recalque	
subsolo	H ₀ (m)	5	aterro	h ₁ (m)	2.5	tensão efetiva inicial		tensão efetiva final			p 1
	u (kN/m ²)	10		γ _{aterro} (kN/m ²)	18	σ' _{vi} = (H ₀ /2)*(γ-u)		σ' _{vf} = H ₀ /2*(γ-u)+h*γ _{aterro}			
	γ (kN/m ²)	13.28				σ' _{vi}	8.2	σ' _{vf}	53.2		

Quadro 17: cálculo do recalque da primeira etapa

Pode-se observar que os valores em vermelho correspondem aos dados de entrada da planilha e foram usados dos ensaios de laboratório, exceto o valor de C_h que foi utilizado do ensaio de dissipação. Este valor foi escolhido do ensaio de dissipação devido a sua obtenção direta do ensaio em campo conforme explicado no item 3.1.2 – ensaios de piezocone – e no item 4.2 – cálculo de parâmetros através de ensaios CPTu – . Os valores denominados parâmetros constantes para os demais casos foram apresentados no item 6.1 e correspondem aos valores utilizados diretamente na equação do cálculo de recalque. Como o tipo de drenagem utilizada é a drenagem combinada, foi preciso dividir os dois tipos de contribuições de drenagem – drenagem vertical e drenagem horizontal – e as equações podem ser vistas no item 4.6.

Pelos valores de tensões efetivas iniciais e finais, sabe-se que o cálculo do recalque deve ser feito para a condição pré-adensada. Um valor que foi considerado no cálculo igual ao valor de projeto é a altura da camada não drenante – H₀ = 5 m – e tem direta influência na magnitude dos recalques. Para verificar o quanto este valor pode alterar a magnitude dos recalques, foi usado o valor da espessura da camada de argila, obtido pelo ensaio SPT mais próximo, como mostra a figura 27 para o caso do ensaio de adensamento do km 5+500.

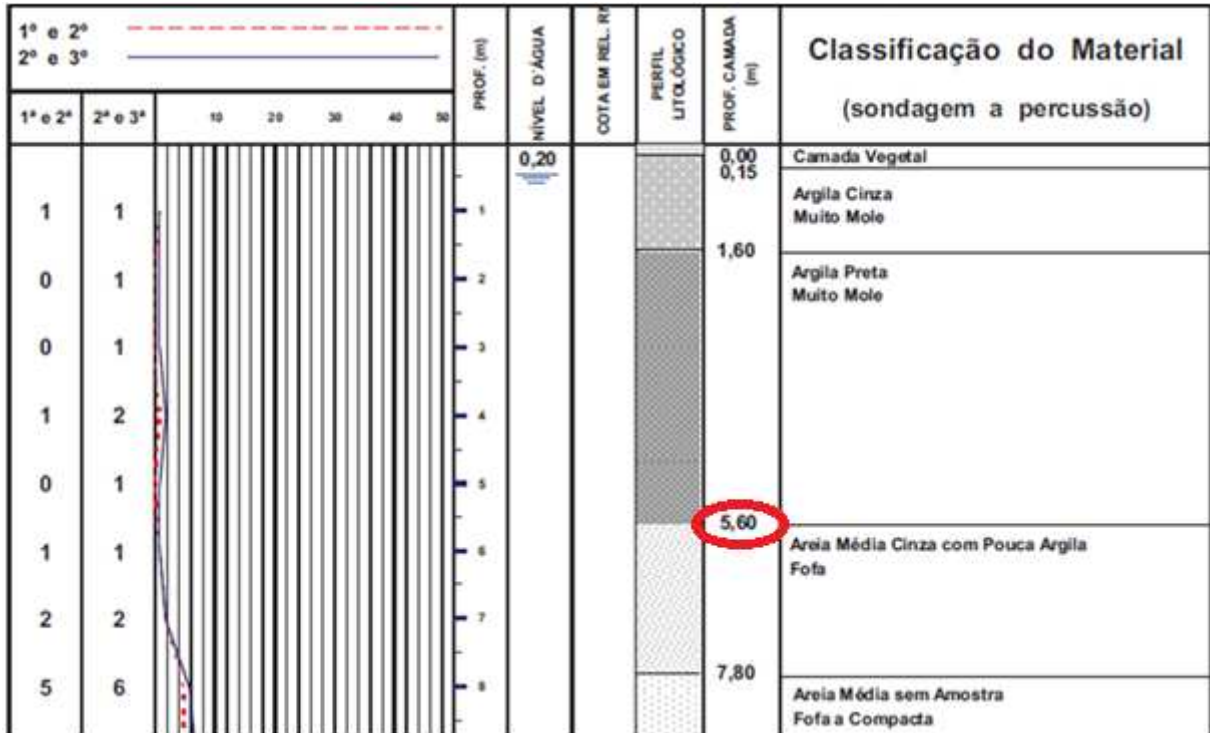


Figura 27: ensaio SPT km 5+500

Alterando o valor da espessura da camada não drenante para 5.6 m obteve-se o valor de 0.25 m de recalque da primeira etapa, conforme o quadro 18.

1° Cálculo do recalque p_1 correspondente a altura de aterro h_1 (caso pré-adensada):									
Dados de entrada				tensões no ponto médio da camada					Recalque
subsolo	H_0 (m)	u (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	h_1 (m)	γ_{aterro} (kN/m ³)	tensão efetiva inicial	tensão efetiva final	p_1	
	5.6	10	13.28	2.5	18	$\sigma'_{vi} = (H_0/2) \cdot (\gamma - u)$	$\sigma'_{vf} = H_0/2 \cdot (\gamma - u) + h \cdot \gamma_{\text{aterro}}$		
						9.184	54.184	0.25	

Quadro 18: cálculo do recalque da primeira etapa para $H_0 = 5.6$ m

6.2.2 Cálculo do recalque correspondente a altura de aterro h_2

Para o cálculo do recalque correspondente a segunda etapa, ou seja, após o tempo t_1 de três meses, os valores de cada subcamada devem ser atualizados:

$$H_2 = H_0 - \rho_1 \cdot U_1 \quad (\text{equação 23})$$

$$\sigma'v_{i2} = \sigma'v_1 + U_1(\gamma_{at} \cdot \Delta h_1) \quad (\text{equação 24})$$

Onde:

H_2 = altura inicial do solo compressível da segunda etapa;

H_0 = altura inicial do solo compressível;

ρ_1 = recalque da primeira etapa;

U_1 = grau de adensamento combinado resultante da primeira etapa

$\sigma'v_{i2}$ = tensão vertical efetiva inicial da segunda etapa;

$\sigma'v_{f1}$ = tensão efetiva final da primeira etapa;

γ_{at} = peso específico do aterro;

Δh_1 = altura de aterro correspondente da primeira etapa.

O recalque na etapa 2 decorre de duas parcelas, do incremento de tensão efetiva da altura de aterro h_1 e o incremento de tensão efetiva da altura de aterro h_2 , conforme as equações:

$$\Delta \sigma'v_1 = (1 - U_1) \cdot (\gamma_{at} \cdot h_1) \quad (\text{equação 25})$$

$$\Delta \sigma'v_2 = \gamma_{at} \cdot \Delta h_2 \quad (\text{equação 26})$$

Onde:

$\Delta \sigma'v_1$ = incremento de tensão correspondente ao que irá dissipar da primeira etapa;

U_1 = grau de adensamento combinado resultante da primeira etapa

γ_{at} = peso específico do aterro;

h_1 = altura de aterro correspondente da primeira etapa;

$\Delta \sigma'v_2$ = incremento de tensão devido ao aterro da segunda etapa;

Δh_2 = altura de aterro correspondente da segunda etapa.

A equação 25 corresponde ao recalque ainda por ocorrer devido às poropressões que ainda irão dissipar (adensamento da camada não é completo) e a equação 26 é referente à altura de aterro executada na etapa correspondente. O recalque total é calculado pela equação de Terzaghi e, como a tensão vertical efetiva inicial não ultrapassou a tensão de pré-adensamento, é calculado para a condição pré-adensada. O grau de adensamento obtido nesta etapa foi de 73, 26% e o recalque total 0,89 m (Quadro 19). Os valores da magnitude de recalque com a altura de drenagem real são apresentados no item 6.2.4.

2 ° Cálculo do recalque p2 correspondente a execução do aterro h2:											
Dados de entrada											
solo de fundação	aterro		Uv - Cv calculado pelo gráfico				Uh		U - drenagem combinada		
H2 (m)	4.848238	h1 (m)	2.5	X	53.2	T	0.00582	Ch (m ² /s)	1.20E-07	Eq. de Carrilo	
U (kN/m ²)	10	γaterro	18	Y	1.871222	Uv (%)	8	Th	3.73E-01	1-U=(1-Uv)*(1-Uh)	
γ (kN/m ³)	13.28	Δh 2 (m)	3.5	Cv (m ² /s)	1.87E-08	Uv	0.08	Uh	0.71	U	0.73
tensões no ponto médio da camada											
tensão efetiva inicial					tensão efetiva final						
$\sigma'_{vi} t2 = \sigma'_{v1} + U*(\gamma*h1)$					$\sigma'_{vf} 2 = \sigma'_{vi} t2 + \Delta \sigma'_{v1} + \Delta \sigma'_{v2}$						
$\sigma'_{vi} 1$ (kN/m ²)	8.2	$\Delta \sigma'_{v1}$ (kN/m ²)	12.03377	incremento de carga restante suportado pela água que ainda não dissipou							
$U*(\gamma*h1)$	32.9662	$\Delta \sigma'_{v2}$ (kN/m ²)	63	incremento de carga devido a nova camada de aterro							
$\sigma'_{vi} t2$ (kN/m ²)	41.1662	$\sigma'_{vf} 2$ (kN/m ²)	116.2								
recalque na condição pre-adensada									p 2	0.89	

Quadro 19: cálculo do recalque da segunda etapa

6.2.3 Cálculo do recalque correspondente a altura de aterro h₃

O caso da terceira etapa tem a mesma sequência de cálculo apresentada para o caso da segunda etapa. Os únicos dados de entrada novos são a altura da camada da terceira etapa (Δh_3) e o novo C_v calculado pela tensão vertical efetiva. Pelo projeto esta camada corresponde ao aterro de sobrecarga, responsável pela aceleração dos recalques, e o acréscimo de terraplenagem ocasionado pelos recalques varia diretamente com a altura de recalque estimada. Portanto, para atingir a mesma cota final de terraplenagem, com um recalque maior ou menor, os volumes de terraplenagem serão maiores ou menores, respectivamente.

Na terceira etapa para o km 5+500, o recalque estimado será de 0,41 m com um grau de adensamento de 73% em três meses após a conclusão desta camada (quadro 20).

3 ° Cálculo do recalque p3 correspondente a execução do aterro h3:											
Dados de entrada											
solo de fundação	aterro			Uv -Cv calculado pelo gráfico ao lado			Uh		U - drenagem combinada		
H3 (m)	4.1974218	h2 (m)	3.5	X	116.2	T	0.0048	Ch (m²/s)	1.20E-07	Eq. de Carrilo	
u (kN/m³)	10	γaterro	18	Y	1.543244	Uv (%)	7	Th	3.73E-01	1-U=(1-Uv)*(1-Uh)	
γ (kN/m³)	13.28	Δh 3 (m)	2.5	Cv (m²/s)	1.54E-08	Uv	0.07	Uh	0.71	U	0.73
tensões no ponto médio da camada											
tensão efetiva inicial			tensão efetiva final								
$\sigma'_{vi \ 13} = \sigma'_{vi \ 2} + \Delta \sigma'_{v1} + U^*(\gamma^*h_2)$			$\sigma'_{vf \ 3} = \sigma'_{vf2} + \Delta \sigma'_{v2} + \Delta \sigma'_{v3}$								
$\sigma'_{vi \ 2}$ (kN/m²)	41.166225	$\Delta \sigma'_{v2}$ (kN/m²)	17.03041	incremento de carga restante suportado pela água que ainda não dissipou							
$U^*(\gamma^*h_2)$	45.969593	$\Delta \sigma'_{v3}$ (kN/m²)	45	incremento de carga devido a nova camada de aterro							
$\sigma'_{vi \ 13}$ (kN/m²)	99.169593	$\sigma'_{vf \ 3}$ (kN/m²)	161.2	recalque na condição normalmente adensada							
recalque na condição normalmente adensada									p 3	0.41	

Quadro 20: cálculo do recalque da terceira etapa

Dessa forma, a curva de recalque com tempo para o ensaio km 5+500 tem o seguinte comportamento visto na figura 28, onde a Linha de Tendência A, representa os valores obtidos para uma espessura da camada de fundação média de cinco metros (considerado em projeto), e a Linha de Tendência B ilustra os valores de recalque considerando a espessura real do solo compressível.

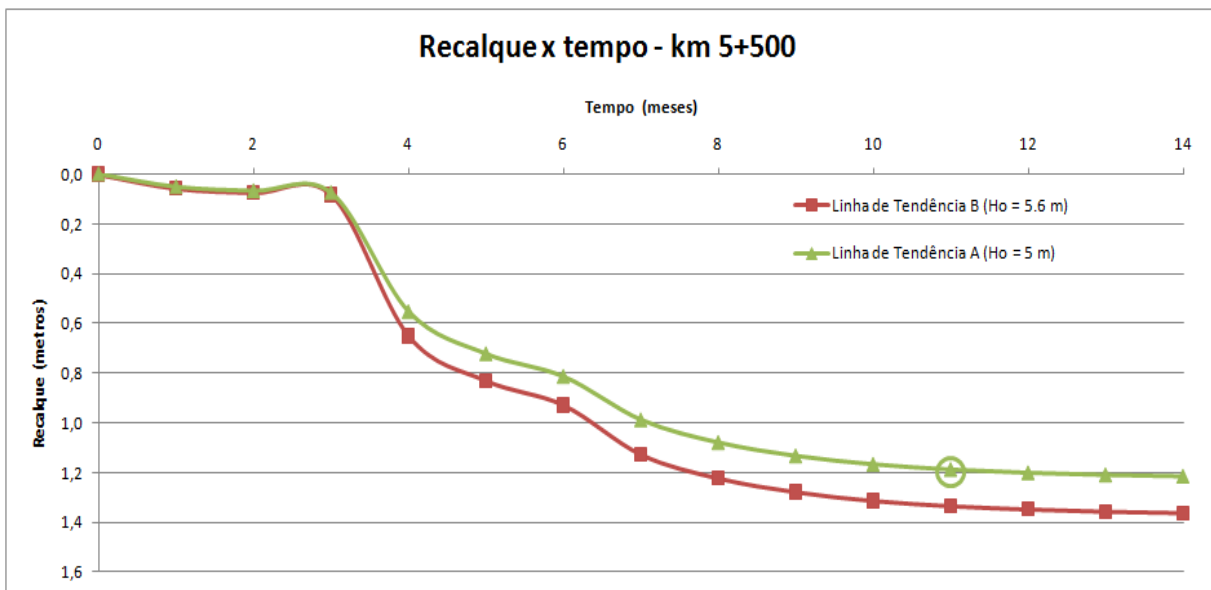


Figura 28: recalque x tempo para o ensaio do km 5+500

Observa-se que a curva de recalque segue a tendência esperada como mostrado na figura 26 onde se vê a formação de três curvas iniciando cada uma logo após a construção dos aterros de cada etapa, ou seja, os recalques aumentam logo após a construção e tendem a estabilizar conforme o tempo. Assim, pela figura 28, nota-se que a primeira etapa está praticamente estabilizada antes da construção da segunda. Logo após a construção do aterro da etapa dois,

espera-se que os recalques aumentem significativamente devido à maior altura desta etapa e isto pode ser visto pelo início da nova curva. Já para a terceira etapa, é importante observar se é atingido o grau de adensamento determinado pela norma, o que determinará a retirada ou não da sobrecarga.

6.2.4 Recalques totais

Os recalques totais podem ser visto no quadro 21. Se plotados em um gráfico, os valores de recalque para as duas condições consideradas, pode-se verificar as variações em relação ao projeto pela figura 29.

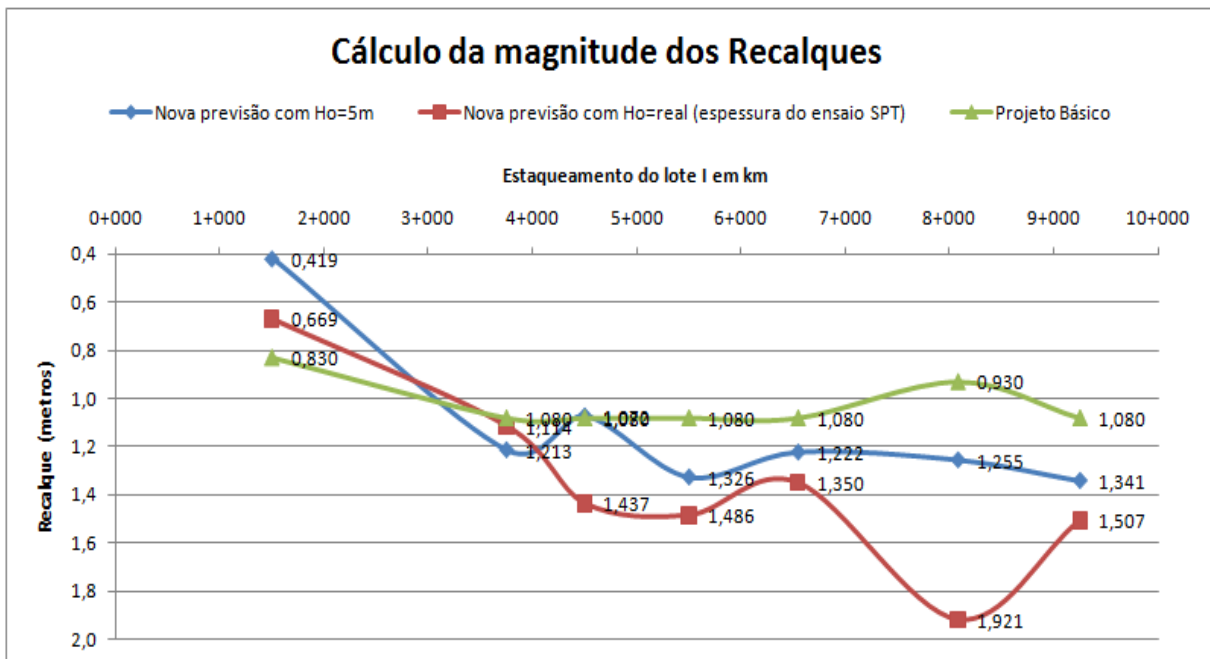


Figura 29: cálculo da magnitude do recalques

É possível observar claramente que os valores absolutos da magnitude de recalques variam muito em relação ao previsto em projeto sendo que esta variação chega, no caso mais crítico, a uma diferença de 107%. Em geral para os outros ensaios esta diferença varia bastante conforme o quadro 21 e isto comprova a necessidade de um plano de investigações geotécnicas que se complementem. Como visto na revisão bibliográfica é importante fazer correlações entre os ensaios de campo e laboratório devido as suas vantagens e desvantagens

e, neste projeto, devido à magnitude dos recalques serem grandes pode-se por a prova a utilização da Teoria de Terzaghi para grandes deformações.

Além disto, este gráfico mostra que os recalques previstos no projeto variam numa faixa de 17% a 22% do total da espessura da camada de argila mole considerada nos cálculos. Já para os recalques recalculados com os parâmetros do ensaio de adensamento, a faixa de variação é de 8% a 27% da camada de 5 m de argila mole. Como explicado anteriormente, se for considerada a espessura real da camada de argila, obtida pelos ensaios de campo, a variação dessa camada nos locais dos ensaios de adensamento seria de 4,6 m a 7,8 m e os recalques teriam sua variação de 9% a 27% das respectivas espessuras. A respeito das equações usadas para os cálculos automáticos na elaboração da planilha, pode-se dizer que os recalques totais utilizando os valores do projeto básico resultaram em valores de mesma ordem de grandeza com erro aproximado de 1%. Já os resultados que apresentam maior variação em relação ao projeto, km 1+500 e km 8+080, podem ser explicados pelos parâmetros de comportamento bastante distintos, onde o primeiro ensaio tem um valor elevado de peso específico (maior resistência e menor recalque) e o segundo uma espessura de solo mole maior.

Cálculos dos recalques totais para cada um dos ensaios																															
Parâmetros	km 1+500			km 3+750			km 4+500			km 5+500			km 6+547			km 8+80			km 9+250												
	1° et.	2° et.	3° et.	1° et.	2° et.	3° et.	1° et.	2° et.	3° et.	1° et.	2° et.	3° et.	1° et.	2° et.	3° et.	1° et.	2° et.	3° et.	1° et.	2° et.	3° et.										
p	0.14	0.23	0.11	0.19	0.87	0.36	0.24	0.63	0.25	0.21	0.89	0.41	0.67	0.64	0.13	0.49	0.96	0.42	0.04	0.95	0.55										
H _o	5.00	4.89	4.71	5.00	4.85	4.19	5.00	4.79	4.22	5.00	4.85	4.20	5.00	4.34	4.00	5.00	4.77	4.32	5.00	4.91	4.37										
e _o	0.74	0.74	0.74	3.26	3.26	3.04	3.04	3.04	3.04	3.25	3.25	3.25	3.04	3.04	3.04	3.10	3.10	3.10	3.01	3.01	3.01										
C _r	0.02	0.02	-	0.04	-	0.08	0.08	-	0.09	0.09	-	0.32	-	0.08	-	0.08	-	-	0.04	0.04	-										
σ _{vm} @	42.40	42.40	42.40	45.00	45.00	43.00	43.00	43.00	47.00	47.00	43.00	43.00	47.00	18.00	18.00	32.00	32.00	32.00	47.80	47.80	47.80										
σ _{vi}	21.03	57.35	116.04	7.88	43.91	101.70	8.35	48.54	109.61	8.20	41.17	99.17	7.90	51.98	114.61	8.70	29.57	74.82	8.85	34.21	89.65										
C _c	0.23	0.23	0.23	1.81	1.81	1.41	1.41	1.41	1.41	1.98	1.98	1.98	0.92	0.92	0.92	1.57	1.57	1.57	1.98	1.98	1.98										
σ _{vf}	66.03	129.03	174.03	52.88	115.88	160.88	53.35	116.35	161.35	53.20	116.20	161.20	52.90	115.90	160.90	53.70	98.70	134.70	53.85	116.85	161.85										
Previsão A (H _o =5m)			0.42			1.21			1.07		1.33			1.22		1.25			1.92		1.34										
Previsão B (H=real)			0.67			1.11			1.44		1.49			1.35		1.92			1.92		1.51										
Recalque Total			0.83			1.08			1.08		1.08			1.08		0.93			1.08		1.08										
σ _{vi} ponto médio da camada																															
H/2	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10										
u	18.41	18.41	18.41	13.15	13.15	13.34	13.34	13.34	13.34	13.28	13.28	13.28	13.16	13.16	13.16	13.48	13.48	13.48	13.54	13.54	13.54										
σ _{vi}	21.025	-	-	7.875	-	8.35	-	8.35	-	8.2	-	8.2	-	7.9	-	8.7	-	-	8.85	-	-										
	σ _{vit} 2	57.351921	-	σ _{vit} 1	43.90549	-	σ _{vit} 1	48.5369	-	σ _{vit} 1	41.1662	-	σ _{vit} 1	51.9821	-	σ _{vit} 1	29.5682	-	σ _{vit} 1	34.2146	-										
σ _{vf} no ponto médio da camada																															
H/2	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10	2.5	10	10										
u	18.41	18.41	18.41	13.15	13.15	13.34	13.34	13.34	13.34	13.28	13.28	13.28	13.16	13.16	13.16	13.48	13.48	13.48	13.54	13.54	13.54										
h _{aterro}	2.5	3.5	6	5	3.5	2.5	2.5	3.5	6	2.5	3.5	2.5	2.5	3.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2	2.5	3.5										
y _{aterro}	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18										
Δ σ _{v1}	-	8.6730792	-	-	8.969511	-	-	4.8131	-	-	12.0338	-	-	0.91791	-	-	24.1318	-	-	19.6354	-										
Δ σ _{v2}	-	63	12.9855	-	63	14.17183	-	63	6.73834	-	63	17.0304	-	63	1.28508	-	45	23.883	-	63	27.2031										
Δ σ _{v3}	-	-	45	-	-	45	-	-	45	-	-	45	-	-	45	-	-	-	-	36	45										
σ _{vf}	66.025	129.025	174.025	52.875	115.875	160.875	53.35	116.35	161.35	53.2	116.2	161.2	52.9	115.9	160.9	53.7	98.7	134.7	53.85	116.85	161.85										

Quadro 21: resultados dos recalques para os ensaios analisados

6.3 CÁLCULO DO TEMPO DE ADENSAMENTO

Sabe-se que o tempo de adensamento corresponde à evolução do recalque ou à velocidade de deformação da camada de fundação e foi calculado conforme as fórmulas já apresentadas no capítulo 4. Este tempo é influenciado diretamente pelo grau de adensamento, explicado no item 4.6, e o grau de adensamento final (U_{hv}) obtido três meses depois da construção da terceira etapa ou etapa de sobrecarga é mostrado no quadro 22.

Grau de Adensamento Combinado - U_{hv}						
km	Ch	Th	Uh	Tv	Uv	U_{hv}
km 1+500	1.28E-07	0.40	0.73	0.044	0.23	0.79
km 3+750	1.22E-07	0.38	0.72	0.036	0.21	0.78
km 4+500	2.09E-07	0.65	0.88	0.006	0.08	0.89
km 5+500	1.20E-07	0.37	0.71	0.005	0.07	0.73
km 6+547	5.91E-07	1.84	1.00	0.005	0.07	1.00
km 8+080	9.17E-08	0.28	0.61	0.002	0.04	0.63
km 9+250	1.22E-07	0.38	0.72	0.002	0.05	0.73

Quadro 22: grau de adensamento três meses após a terceira etapa.

Percebe-se que se comparados com os valores apresentados no quadro 13 a média do grau de adensamento combinado é de 79% com os novos dados contra 86% obtido no projeto básico. Isso resulta em tempos maiores para atingir o grau de adensamento esperado. Pode-se verificar também que a contribuição dada pela drenagem horizontal (radial) tem um valor médio de 77% e a drenagem vertical 10%, o que corrobora que a contribuição da drenagem horizontal proporcionada pelos geodrenos acelera o adensamento do solo de fundação e é muito maior que a contribuição da drenagem vertical. Para obter uma visualização melhor e verificar a relação do tempo com o grau de adensamento, foram obtidas as curvas características para cada um dos ensaios, mostrados na figura 30.

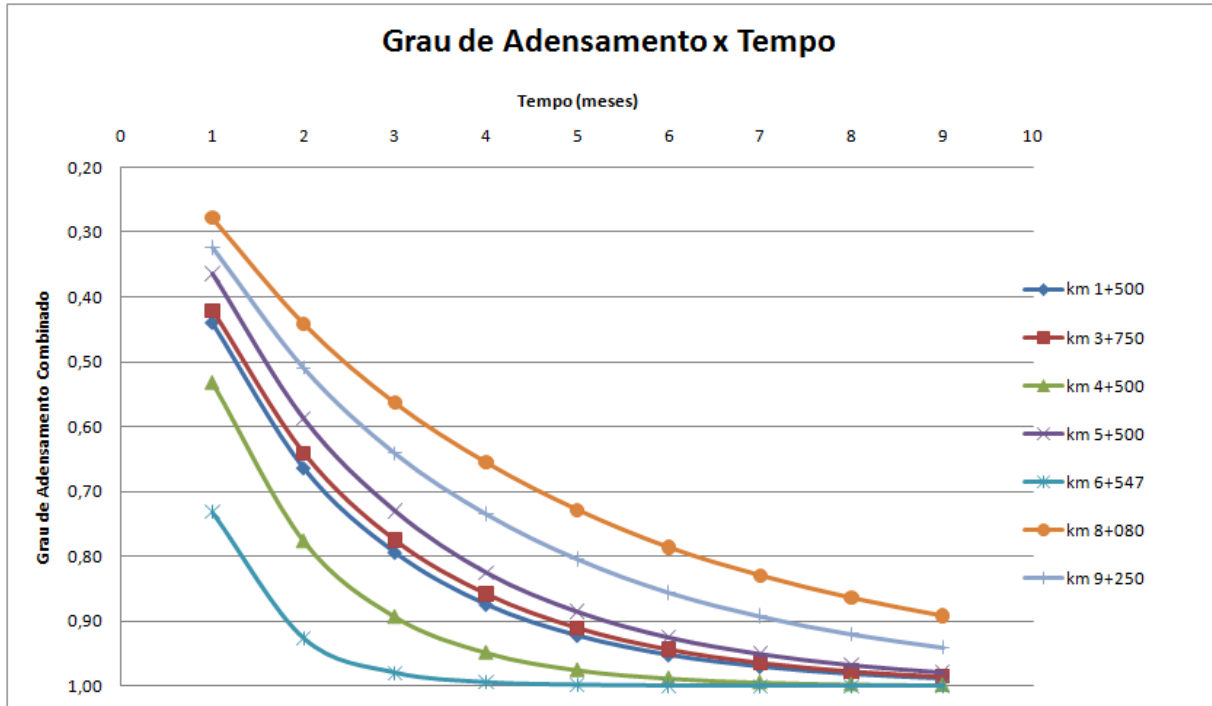


Figura 30: curvas de adensamento para cada ensaio

Percebe-se que as curvas se assemelham muito na forma de crescimento do grau de adensamento, pois são dependentes predominantemente da drenagem radial proporcionada pelos geodrenos, mas, claramente, é possível verificar que os ensaios apresentados têm uma variação de tempo entre cada segmento devido aos valores diferentes obtidos para um grau de adensamento de 90%. A figura 30 mostra também que não necessariamente os ensaios mais próximos têm características semelhantes sendo dependentes dos valores dos parâmetros de velocidade de recalque, C_v e C_h , obtidos nos ensaios.

6.3.1 Comparação com o tempo de adensamento previsto

Em relação ao tempo em que poderá ser retirada a sobrecarga – quando for atingido o grau de adensamento de 90% para aterros classe II – pode-se verificar que nem todos os ensaios estão de acordo com o previsto em projeto. Nos cálculos de tempo de adensamento efetuados pelo autor foram considerados os valores de C_v dos ensaios de adensamento, de C_h do ensaio de dissipação e que a profundidade de cravação dos geodrenos será até a camada resistente. Não foram analisadas o efeito real no tempo de adensamento caso os geodrenos não sejam cravados até a camada drenante. Porém, cabe salientar, “[...] que variações de 1000% (10

vezes) nesta estimativa são observadas com frequência em obras geotécnicas.” (NACCI, 2000, p. 98). As novas previsões alcançadas para um grau de adensamento de 90% podem ser vistas no quadro 23.

Resumo das Curvas Tempo x Grau de Adensamento							
t (meses)	km 1+500	km 3+750	km 4+500	km 5+500	km 6+547	km 8+80	km 9+250
	U _{hv}	U _{hv}	U _{hv}	U _{hv}	U _{hv}	U _{hv}	U _{hv}
1	0.44	0.42	0.53	0.36	0.73	0.28	0.32
2	0.66	0.64	0.78	0.59	0.93	0.44	0.51
3	0.79	0.78	0.89	0.73	0.98	0.56	0.64
4	0.87	0.86	0.95	0.82	0.99	0.66	0.73
5	0.92	0.91	0.98	0.89	1.00	0.73	0.80
6	0.95	0.94	0.99	0.92	1.00	0.79	0.86
7	0.97	0.96	0.99	0.95	1.00	0.83	0.89
8	0.98	0.98	1.00	0.97	1.00	0.86	0.92
9	0.99	0.99	1.00	0.98	1.00	0.89	0.94

Quadro 23: tempo para atingir o grau de adensamento esperado

Pelo quadro 23 vê-se que o tempo de adensamento necessário para os ensaios do km 1+500, km 3+750 e km 5+500 é de cinco meses, um mês a mais que o previsto em projeto, sendo que apenas dois ficam dentro dos quatro meses após a construção da terceira etapa, os ensaios do km 4+500 e km 6+547. Já para os dois últimos ensaios observa-se que os tempos são maiores e um dos motivos para isto é o espaçamento dos geodrenos como é explicado no próximo item.

6.3.2 Efeito do espaçamento de drenos no tempo de adensamento

Como já explicado, o uso de geodrenos não diminui a magnitude dos recalques – figura 25 – e contribui significativamente para a drenagem da camada compressível conforme visto no quadro 22. De Almeida e Marques (2010, p. 106) tem-se que “Os resultados de monitoramentos de recalques de aterros construídos sobre drenos, quando comparados aos

aterros convencionais, comprovam a aceleração dos recalques.”. Porém, esta aceleração de recalques está diretamente ligada ao espaçamento utilizado entre os drenos. Se plotados em um gráfico de tempo versus grau de adensamento, malhas diferentes resultam em valores de tempo distintos para atingir o mesmo grau de adensamento (figura 31).

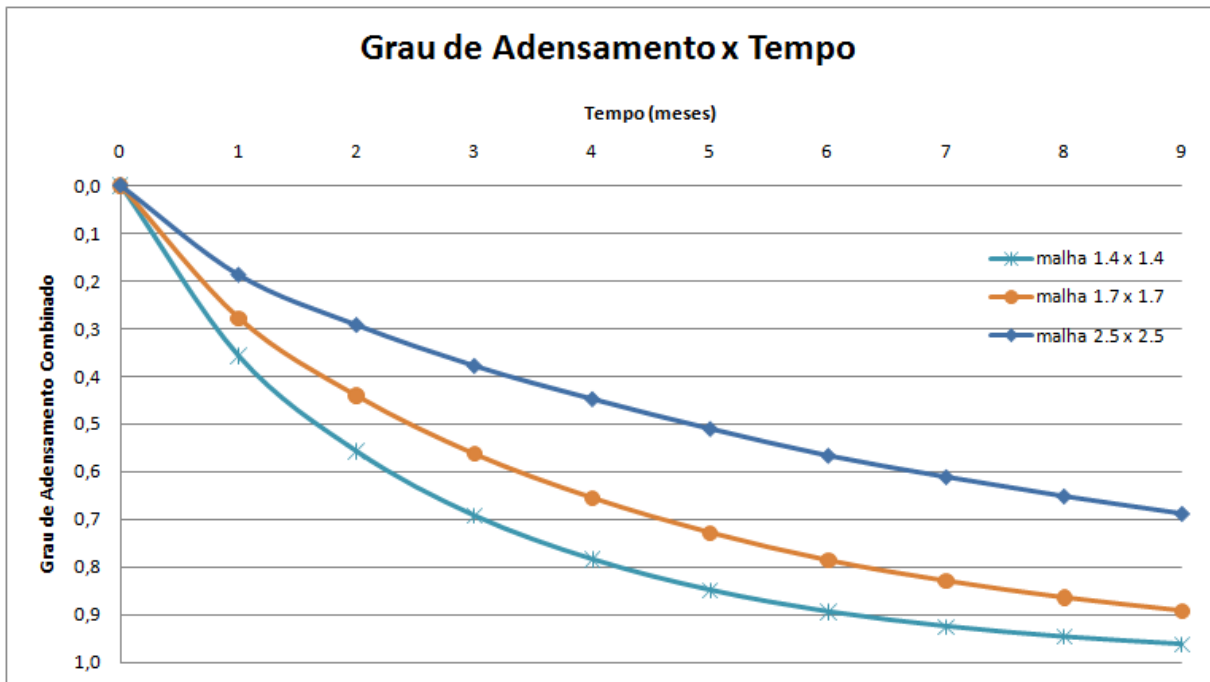


Figura 31: influência de diferentes espaçamentos de drenos no ensaio do km 8+80

Pela figura 31 comprova-se que diferentes espaçamentos entre os drenos levam a tempos de adensamento distintos e, portanto, seria necessário esperar mais tempo do que o previsto para retirar a sobrecarga e obter a cota final de terraplenagem nesse segmento. Se variarmos as malhas de drenos para espaçamentos menores do que os previstos em projeto, pode-se verificar o efeito direto no tempo necessário para atingir 90 % de adensamento combinado (quadro 23). O quadro 23 ilustra nas colunas em cinza a malha determinada no projeto, em vermelho pode-se observar o tempo necessário se executado esse espaçamento de drenos e ainda, em amarelo, tem-se os novos tempos caso fosse executada uma malha de drenos menor. Percebe-se que o ensaio do km 8+080 teria reduzido de nove para sete meses o tempo necessário para atingir o grau de adensamento exigido e o ensaio do km 9+250 reduziria de sete para cinco meses este tempo.

Influência do espaçamento dos drenos						
tempo -meses	U _{hv}					
	km 6+547		km 8+080		km 9+250	
	Malha Proposta 1.70	Malha de Projeto 2.50	Malha Proposta 1.40	Malha de Projeto 1.70	Malha Proposta 1.40	Malha de Projeto 1.70
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.75	0.47	0.36	0.28	0.42	0.32
2.00	0.93	0.70	0.56	0.44	0.64	0.51
3.00	0.98	0.83	0.69	0.56	0.78	0.64
4.00	1.00	0.90	0.78	0.66	0.86	0.73
5.00	1.00	0.94	0.85	0.73	0.91	0.80
6.00	1.00	0.97	0.89	0.79	0.94	0.86
7.00	1.00	0.98	0.92	0.83	0.96	0.89
8.00	1.00	0.99	0.95	0.86	0.98	0.92
9.00	1.00	0.99	0.96	0.89	0.99	0.94

Quadro 24: influência de diferentes malhas para um mesmo ensaio

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os três estudos mais importantes na análise de um aterro sobre solos moles são a magnitude dos recalques e o tempo em que eles ocorrem e a análise da estabilidade do aterro. Neste trabalho somente as questões de recalque e tempo foram enfocados. O recalque influencia diretamente no tipo de solução geotécnica adotada e repercute no custo das obras. Assim, foi realizado neste trabalho uma nova previsão das magnitudes e tempos de recalques da obra da BR-448 a partir dos resultados de novos ensaios realizados. Estes novos valores foram comparados com os valores calculados no projeto básico, resultando em uma faixa de comportamento distinta.

Em relação à investigação geotécnica, pode-se dizer que para a obtenção do perfil longitudinal do solo, os ensaios de campo do projeto foram parcialmente suficientes para a identificação das espessuras e extensões da camada de subleito, pois poderiam ter sido utilizados outros ensaios para confirmação das espessuras como, por exemplo, o ensaio de eletrorresistividade. Já para a determinação dos parâmetros de compressibilidade e histórico de tensões, usados nas previsões de recalques, foi fundamental realizar ensaios de adensamento de laboratório. Porém, estes devem ser considerados juntamente com os ensaios de campo, o que, no projeto poderia ter sido mais explorado.

A partir dos ensaios de adensamento, realizados na segunda etapa da investigação geotécnica, foram obtidos novos parâmetros que permitiram uma comparação com os valores considerados no projeto inicial. Esta comparação mostrou que o índice de vazios considerado no projeto básico era muito semelhante aos índices de vazios obtidos nos ensaios de adensamento, com exceção do ensaio do km 1+500, o único abaixo de 3,0 – o que resultou em um valor calculado de recalque bem mais baixo do que os outros casos. Vale salientar que os valores de índice de vazios da região acima de 3,0 são considerados altos e conduzem a recalques calculados maiores do que as regiões de mesma espessura, mas com índices de vazios menores.

Quanto aos pesos específicos adotados, eles estão muito perto dos reais e não induzem diferenças significativas na análise, exceto para o caso do km 1+500 que apresenta um valor

muito alto (maior que o peso específico do aterro), levando a discrepância em relação ao previsto em projeto.

A tensão de pré-adensamento tem uma grande influência no valor dos recalques. Para as condições de carregamento pré-adensado (PA), as deformações são pequenas e os recalques são mínimos se comparados aos recalques para a condição normalmente adensada (NA), como visto no quadro 20. Assim, para os ensaios do km 4+500, 6+547 e km 8+080, considerando a tensão de pré-adensamento de projeto (54 kPa), teremos uma condição de cálculo de recalque PA para a segunda etapa, o que diminuiria os recalques, explicando porque os recalques de projeto deram menores. Porém, as novas previsões de recalques apresentaram valores muito diferentes do projeto, principalmente em relação à previsão utilizando a espessura real do solo mole o que deveria ter sido considerado.

Os recalques previstos para a obra foram recalculados considerando os mesmos tempos de adensamento propostos (construção em etapas) e para o tempo necessário para atingir o grau de adensamento exigido por norma. Dessa forma verificou-se que apenas as seções correspondentes aos ensaios do km 4+500 e km 6+547 forneceram resultados dentro do tempo previsto em projeto. Se for confirmado em campo, isto poderá causar problemas para a retirada da sobrecarga e atrasar o término de terraplenagem e início da pavimentação devido às cotas finais não estarem completadas.

Os cálculos foram implementados através de planilha automática elaborada pelo autor, e a análise dos resultados obtidos permitiu fazer as seguintes considerações:

- a) em relação ao coeficiente de adensamento, os valores em geral mostraram-se mais realistas quanto à contribuição vertical na drenagem combinada;
- b) os valores de Ch foram obtidos a partir de ensaios de dissipação e os valores de Cv foram obtidos de ensaios de adensamento;
- c) em alguns trechos a espessura real das camadas de argila mole é maior do que havia sido considerado, o que causará recalques ainda maiores do que estimados. Além disto, caso os geodrenos não sejam levados até a profundidade adequada, a contribuição da drenagem combinada – parcela radial – só funcionará parcialmente, fazendo com que os recalques nestes trechos fiquem atrasados em relação aos demais trechos;
- d) Cc nos ensaios de adensamento variou entre 0,93 e 1,98. No projeto o valor considerado foi de 1,73 para todos os cálculos e isto afetou positiva e negativamente, dependendo do trecho;

- e) o uso de diferentes espaçamentos de drenos na planilha como esperado não alterou o valor do recalque, mas influenciou diretamente o tempo de adensamento.

Como já demonstrado no trabalho, este tipo de solo possui várias restrições para a construção de aterros e a maior dificuldade, em termos geotécnicos, está em avaliar as condições de contorno que descrevem o comportamento do mesmo. Esse grau de incerteza é acompanhado através de monitoramento constante da obra por meio da instrumentação, a qual é exigida por norma e serve para comprovar o desempenho do solo e as previsões de projeto.

Como sugestão para trabalhos futuros, sugere-se (a) estudar o efeito do “**smear**” causado pela instalação dos geodrenos, (b) considerar a influência da submersão do aterro, (c) analisar o efeito da utilização de bombeamento na aceleração do processo de adensamento, (d) considerar a variação da tensão de pré-adensamento com a profundidade; (e) avaliar a validação da Teoria Clássica de Terzaghi para grandes deformações.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, V. N. **Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé**. 2008. 223 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M. S. S. **Aterros Sobre Solos Moles: da concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro: Editora da UFRJ, 1996.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 10905**: solo – ensaios de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.
- _____. **NBR 12007**: solo – ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.
- _____. **NBR 6484**: solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- BRASIL. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. **DNER-PRO 381/98**: projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro, 1998. Disponível em:
<http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/normas/DNER-PRO381-98.pdf>. Acesso em: 13 jul. 2010.
- BERTUOL, F. **Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de Ensaios de Laboratório**. 2009. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- CARRILLO, N. Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soil. In: JOURNAL OF MATHEMATICS AND PHYSICS, 21., 1942.
- ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007. Disponível em: <<http://www.terratek.com.br/downloads/>>. Acesso em: 27 maio 2010.
- ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. Erros caused by friction in field vane testing. In: ASTM SYMPOSIUM ON LABORATORY AND FIELD VANE SHEAR STRENGTH TESTING, 1987., Florida. **Anais...** Florida: American Society for Testing and Materials, 1987.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- SANDRONI, S. S. Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. **Anais...** Curitiba: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 2006. p. [1-20].

SANDRONI, S. S.; CONSOLI, N. C. Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com dois solos difíceis: os extremamente moles e os expansivos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15., 2010, Gramado. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 2010. p. 504.

SOARES, J. M. D. **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre**. 1997. 300 f. Dissertação (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F.; NACCI, D.; MILITITSKY, J. **Aeroporto Internacional Salgado Filho Infra-Estrutura Civil e Geotécnica**. 1. ed. Porto Alegre: Sagra Luzzatto, 2001.

TAYLOR, D. **Fundamentals of Soil Mechanics**. 1. ed. New York: John Wiley e Sons, 1948.