



Jéssica Pereira Castello

**Avaliação das características de compressibilidade e
adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio
de Janeiro.**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil do Departamento de
Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio

Orientador: Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Co-orientador: Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Rio de Janeiro
Novembro de 2019



Jéssica Pereira Castello

**Avaliação das características de compressibilidade e
adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio
de Janeiro.**

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela
Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio

Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Co-orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio

Profª. Raquel Quadros Velloso

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio

Prof. Ian Schumann Marques Martins

Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ/COPPE

Rio de Janeiro, 28 de novembro de 2019

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da autora, do orientador e da universidade.

Jéssica Pereira Castello

Graduou-se em Engenharia Civil pela UFNF (Universidade Estadual do Norte Fluminense) em Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro em outubro de 2013. Ingressou no mestrado na PUC-Rio em março de 2015, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental.

Ficha Catalográfica

Castello, Jéssica Pereira

Avaliação das características de compressibilidade e adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro / Jéssica Pereira Castello; orientador: Vitor Aguiar Nascimento; co-orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos. – 2019.

213 f.: il. Color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2019.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Argila Mole. 3. Compressibilidade 4. Adensamento 5. Adensamento secundário. 6. Qualidade das amostras. I. Aguiar, Vitor Nascimento. II. Campos, Tácio Mauro Pereira de III Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV Título.

CDD: 624

Agradecimentos

A meu orientador, Vitor Nascimento Aguiar, por toda a orientação, empenho, paciência e apoio oferecidos durante os desafios enfrentados ao longo da produção deste trabalho. Também pela disponibilidade e dedicação em me explicar e ensinar os conceitos de forma clara, sempre com boa vontade.

A meu co-orientador, Tácio Mauro Pereira de Campos, pela oportunidade, e por todas as orientações e ensinamentos dados ao longo deste trabalho.

Ao departamento de engenharia civil da PUC-Rio na figura de seus professores e funcionários com os quais tive o prazer de conviver durante este mestrado. Em especial a Rita e a Luana, pela presteza e boa vontade sempre foi necessário.

A ALTA Geotecnia, pelos horários flexíveis que me permitiram desenvolver este trabalho em paralelo com minhas atividades profissionais, e todos os seus colaboradores pelos constantes estímulos e mensagens de apoio.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

A Light-Zin, pela atenção e pelo fornecimento de dados indispensáveis a realização desse trabalho.

Aos amigos, pelos momentos de descontração que tornaram a caminhada mais leve. Em especial ao Douglas e a Manuella, que acompanharam de perto toda trajetória, sempre com palavras de motivação.

A minha família, sem distinção, pelo amor, pelo apoio, e por acreditar em mim.

E, por fim, a Deus, sem o qual nada disso seria possível.

Resumo

Castello, Jéssica Pereira; Vitor Nascimento Aguiar (Orientador). **Avaliação das características de compressibilidade e adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro, 2019. 214p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta dissertação apresenta análises dos ensaios de caracterização e de adensamento edométrico realizados em amostras indeformadas extraídas em diferentes profundidades de um depósito de argila mole localizado em Santa Cruz, região oeste da cidade do Rio de Janeiro, nos anos de 2005 e 2008. As amostras foram extraídas de uma região onde o depósito foi submetido ao carregamento de um aterro com cerca de 2,5 m de espessura, construído na década de 1970 para a implantação de uma subestação de energia. Para a interpretação dos resultados dos ensaios edométricos realizados em amostras extraídas cerca de 30 anos após o lançamento do aterro, foi necessária a interpretação detalhada dos dados dos ensaios de laboratório em conjunto com dados de investigações geotécnicas de campo, com a finalidade de estimar o perfil de tensões verticais efetivas *in situ* no momento da extração das amostras. São apresentados e discutidos dados de compressibilidade e adensamento obtidos dos ensaios edométricos, além de aspectos relativos à qualidade das amostras e à reconstituição das curvas de compressibilidade edométrica das amostras de baixa qualidade. De forma complementar, é realizado um exercício de estimativa do adensamento do depósito sob a carga do aterro na área de extração das amostras, levando em conta o efeito de submersão do aterro e a ocorrência simultânea dos chamados adensamentos primário e secundário.

Palavras-chave

Argila mole; compressibilidade; adensamento; adensamento secundário; qualidade das amostras.

Abstract

Castello, Jéssica Pereira; Vitor Nascimento Aguiar (Advisor). **On the compressibility and consolidation characteristics of a soft clay deposit in Santa Cruz, Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro, 2019. 214p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This dissertation presents analyses of the characterization and one-dimensional consolidation tests carried out on undisturbed samples taken at different depths from a soft clay deposit located in Santa Cruz, western region of Rio de Janeiro city, in 2005 and 2008. The samples were taken from a region subjected to the loading of a 2.5 m thick embankment, built in the 1970s for the implementation of a power substation. To interpret the results of the one-dimensional consolidation tests performed on samples taken about 30 years after the landfill construction, a detailed analysis of the laboratory test data along with field geotechnical investigation data was necessary to allow estimating the in situ vertical effective stress profile when the samples were taken. Compressibility and consolidation data obtained from the one-dimensional consolidation tests are presented and discussed, as well as aspects related to the samples quality and to the reconstruction of the one-dimensional compression curves obtained from the low quality samples. In addition, an estimate of the deposit consolidation under the landfill load at the area where the samples were taken is carried out taking into account the landfill submergence effect as well as the simultaneous occurrence of the so-called primary and secondary consolidations.

Keywords

Soft clay; compressibility; consolidation; secondary consolidation; quality of samples.

Sumário

1	Introdução.....	10
2	Objetivos.....	12
3	Revisão Bibliográficas	13
3.1	Considerações iniciais.....	13
3.2	Sobre alguns conceitos fundamentais da mecânica dos solos relacionados ao fenômeno do adensamento	13
3.3	Teoria Clássica do Adensamento Unidimensional	16
3.4	Ensaio de adensamento edométrico	22
3.5	Considerações sobre a qualidade das amostras indeformadas	25
3.6	Reconstrução da curva de compressão em amostras de má qualidade ...	27
3.7	Cálculo do recalque final por adensamento primário	33
3.8	Cálculo da evolução dos recalques com o tempo por adensamento primário somente.....	37
3.9	Adensamento Secundário	39
3.9.1	Definição	39
3.10	Abordagens do adensamento Secundário	40
3.10.1	Considerações Iniciais.....	40
3.10.2	$C\alpha$ Buisman (1936)	40
3.10.3	A variação do índice de vazios (e) com a tensão efetiva (σ'_v).....	42
3.10.4	Taylor e Merchant (1940)	44
3.10.5	Abordagem do Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ	48
4	Estudo de caso da subestação Light-Zin.....	59
4.1	Localização	59
4.2	Intervenções realizadas (Breve-histórico)	60
4.3	Sondagens à percussão.....	61
4.4	Investigações geotécnicas	63

5	Análise dos ensaios de adensamento edométrico.....	79
5.1	Definição do perfil geotécnico do subsolo no local de extração das amostras indeformadas.....	79
5.1.1	Considerações Iniciais.....	79
5.1.2	Definição das características do aterro	80
5.1.3	Definição da posição do nível d'água.....	81
5.1.4	Definição das características do depósito de solo mole.....	81
5.2	Definição dos perfis de tensões verticais efetivas no depósito de solo mole	100
5.3	Avaliação da qualidade das amostras indeformadas submetidas aos ensaios edométricos	109
5.4	Avaliação dos parâmetros de compressibilidade	130
5.5	Reconstituição das curvas de compressibilidade das amostras de baixa qualidade.....	134
5.6	Avaliação dos valores de coeficiente de adensamento.....	151
6	Exercício de estimativa do adensamento do depósito sob a carga do aterro na área de extração das amostras indeformadas	154
6.1	Hipóteses e premissas simplificadoras e parâmetros adotados.....	154
6.2	Cálculo da evolução dos recalques ao longo do tempo	161
6.3	Resultados e discussões.....	167
7	Conclusões e sugestões para futuras pesquisas.....	170
8	Referências bibliográficas	175
	ANEXO I-RELATÓRIO DE CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DO ATERRO.....	181
	ANEXO II-BOLETINS DE SONDAGEM.....	186
	ANEXO III-CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.....	191

ANEXO IV- RESULTADOS DO CÁLCULO DO RECALQUES.....	201
ANEXO V - MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS RECALQUES	204
ANEXO VI -VERIFICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE LOUVISE(2015)	210

1 Introdução

O acelerado crescimento populacional, com o conseqüente desenvolvimento dos centros urbanos, bem como o crescimento econômico, com a conseqüente expansão das obras de infraestrutura têm elevado à escassez de áreas formadas por solos competentes sob o ponto de vista geotécnico para a construção de novos empreendimentos. Entende-se por solos competentes aqueles que possuem elevada capacidade de carga e baixa compressibilidade. Em razão disso, tem-se tornado cada vez mais necessária a utilização de áreas formadas por depósitos de solos moles, os quais, ao contrário, possuem baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade.

No Brasil, os grandes centros urbanos desenvolveram-se ao longo do litoral, onde é comum a ocorrência de espessos depósitos de solos moles, como por exemplo as formações da Baixada Fluminense e da Baixada de Jacarepaguá no litoral do estado do Rio de Janeiro, e da Baixada Santista no litoral do estado de São Paulo, entre inúmeros os outros locais ao longo do litoral brasileiro.

A ocupação de áreas formadas por depósitos de solos moles é sempre um grande desafio para engenharia geotécnica. Tal desafio vem sendo enfrentado através de estudos e pesquisas que visam: (a) aprimorar técnicas de investigações geotécnicas de campo de laboratório a fim de aumentar a representatividade e a confiabilidade dos parâmetros geotécnicos obtidos a serem utilizados em projetos, (b) melhorar a compreensão do comportamento mecânico desses solos a fim de elaborar modelos constitutivos mais representativos, permitindo a elaboração de projetos mais otimizados e (c) desenvolver tecnologias de melhoramento de solos moles cada vez mais eficazes.

Nesse contexto, um trabalho de pesquisa relacionado ao estudo da evolução de movimentos de estruturas assentes sobre um espesso depósito de solo argiloso mole vem sendo desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio. Tais pesquisas compreenderam, até este momento, a execução e interpretação de diferentes tipos de investigações geotécnicas de campo (e.g. Bello *et al.*, 2006), (e.g. Paes *et al.*, 2017) e de laboratório (e.g. de Campos *et al.*, 2006).

A área de estudo está localizada na Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro, RJ, onde uma subestação de energia da empresa concessionária de distribuição elétrica LIGHT foi construída na década de 70, após o lançamento de um aterro, executado no ano de 1975, de acordo com relatórios fornecidos pela referida empresa. Desde então, reporta-se a ocorrência de recalques em diferentes pontos do empreendimento.

Este trabalho visa contribuir com o sequenciamento desta pesquisa através de uma análise detalhada dos ensaios de caracterização e adensamento edométrico realizados em amostras indeformadas extraídas de diferentes profundidades.

Para subsidiar as análises, são utilizados os dados das investigações geotécnicas de campo e laboratório disponíveis não somente nos trabalhos supracitados como também em documentos de projetos.

Em função da ausência de algumas informações relevantes demandadas pelo estudo, algumas hipóteses são adotadas com base nos conhecimentos adquiridos até a presente data.

2 Objetivos

O principal objetivo deste trabalho é:

Interpretar as investigações geotécnicas de laboratório (caracterização e adensamento edométrico) realizadas em amostras extraídas do depósito de argila mole da área da subestação de energia da LIGHT localizada na Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro, a fim de melhorar a compreensão do comportamento mecânico dos solos moles.

3

Revisão Bibliográfica

3.1

Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados resumidamente alguns conceitos relevantes para a compreensão do presente trabalho, além de serem descritas algumas propostas de modelagem do fenômeno do adensamento em uma camada de solo mole, as quais serão utilizadas nesta dissertação.

3.2

Sobre alguns conceitos fundamentais da mecânica dos solos relacionados ao fenômeno do adensamento

Solos são todos os materiais terrosos particulados, inorgânicos e orgânicos, que ocorrem sobre a crosta da terra como produto do intemperismo físico e químico das rochas. Os solos são formados por partículas que se tocam e vazios que se interconectam e que podem estar parcial ou totalmente preenchidos por água (apud Martins, 2016). Quando o solo possui a totalidade de seu volume de vazios ocupados por água diz-se que o mesmo encontra-se saturado.

A mecânica dos solos é a ciência de engenharia que estuda o comportamento mecânico dos solos quando tensões são aplicadas, no caso de fundações, ou aliviadas, no caso de escavações, ou perante o escoamento de água em seus vazios (apud Souza Pinto, 2006).

Toda estrutura teórica da dita mecânica dos solos “moderna” encontra-se apoiada sobre Princípio das Tensões Efetivas (PTE), enunciado pela primeira vez em língua inglesa por Terzaghi (1936). O Princípio veio destacar a importância da pressão da água que preenche os vazios para a correta interpretação do comportamento mecânico dos solos. A este respeito, vale ressaltar que, antes do anúncio do referido princípio, grandes acidentes em obras geotécnicas ocorriam como decorrência do simples desconhecimento do papel exercido pela pressão da água que preenche os vazios no comportamento mecânico dos solos.

Atkinson & Bransby (1978) propuseram a divisão do Princípio das Tensões Efetivas enunciado por Terzaghi (1936) em duas partes, a saber:

Primeira parte: Definição da tensão efetiva.

“As tensões em qualquer ponto em uma massa de solo podem ser computadas a partir das tensões principais totais σ_1 , σ_2 , σ_3 que atuam neste ponto. Se os vazios do solo estiverem preenchidos com água sob uma pressão u , as tensões principais consistem de duas parcelas. Uma parcela de valor u que age na água e na parte sólida, em todas as direções, com igual magnitude (porém sem “empurrar” os grãos contra os outros). Essa parcela é denominada pressão neutra (modernamente poropressão). As parcelas remanescentes $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$ e $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ são “sentidas” exclusivamente pelo esqueleto sólido do solo. Estas parcelas das tensões principais totais são denominadas tensões principais efetivas”

A equação fundamental do princípio das tensões efetivas é portanto:

$$\sigma' = \sigma - u \qquad \text{Equação 1}$$

Segunda parte: Importância da tensão efetiva.

“Todos os efeitos mensuráveis oriundos da variação do estado de tensões, tais como compressão, distorção e variação da resistência ao cisalhamento, são devidos exclusivamente à variação do estado de tensões efetivas”

Atkinson e Bransby (1978) estabeleceram três corolários do Princípio das Tensões Efetivas, a saber:

Corolário 1: *“O comportamento de dois solos com a mesma estrutura e mineralogia será o mesmo desde que estejam submetidos ao mesmo estado de tensões efetivas”*

Corolário 2: *“Se um solo for carregado e descarregado sem qualquer mudança de volume e sem qualquer distorção, não haverá variação no estado de tensões efetivas.”*

Corolário 3: *“Um solo expandir-se-á (e perderá resistência) ou comprimir-se-á (e ganhará resistência) se a poropressão isoladamente for aumentada ou diminuída.”*

Vale deixar aqui registrado que Martins (1992), apresenta uma ampla discussão acerca da validade de cada um desses corolários.

Um elemento de solo saturado ao ser submetido a um acréscimo de carregamento, sofrerá uma variação em seu estado de tensões totais, que, sob condições drenadas, acarretará em uma igual variação em seu estado de tensões efetivas. Tal variação no estado de tensões efetivas provocará deformações volumétricas no elemento.

Martins (2016) define compressão como a relação entre a variação de volume de um elemento de solo e a variação do estado de tensões efetivas, sem levar em conta o tempo necessário para que tais deformações desenvolvam-se. Ocorre que, em um solo saturado, a variação de volume dá-se, principalmente, pela expulsão de água dos vazios do solo e, como será visto adiante, a velocidade deste processo é diretamente proporcional à permeabilidade do solo e inversamente proporcional à sua compressibilidade

Os solos sedimentares são aqueles formados por acumulação num dado local, de partículas minerais resultantes da decomposição e desintegração de rochas existentes noutro local. No caso dos solos sedimentares argilosos, formados majoritariamente pela deposição de partículas muito finas constituídas pelos chamados argilo-minerais, são comumente observados coeficientes de permeabilidade (k) muito baixos e compressibilidades muito elevadas. Disto resulta que as deformações volumétricas decorrentes da variação dos estados de tensões totais imposta por um acréscimo de carregamento demandem um tempo para serem processadas. Martins (2016) define adensamento como o processo de compressão ao longo do tempo de um solo saturado ocasionada pela expulsão de uma quantidade de água igual à redução de volume de vazios, como resultado da transferência gradual do excesso de poropressão, gerado pelo carregamento por exemplo, para a tensão efetiva.

No processo de formação dos solos sedimentares, as tensões totais verticais que atuam nos elementos de solo devidas à deposição de sucessivas camadas sobrejacentes geram deformações verticais nesses elementos. No entanto, em virtude de, ao longo de planos horizontais, os elementos de solo estarem submetidos ao mesmo estado de tensões efetivas e possuírem mesmas propriedades de deformabilidade, as deformações horizontais decorrentes do processo de formação do depósito são nulas ($\epsilon_h = 0$). Tal condição é definida em mecânica dos solos como condição edométrica e as tensões induzidas nos elementos de solo do depósito formado sob tal condição são chamadas de tensões geostáticas.

Na prática da engenharia geotécnica, após a formação do depósito, a condição edométrica ($\varepsilon_h=0$) continua sendo observada quando se aplica um carregamento cuja largura é muito superior à espessura do depósito. Quanto menor a relação entre a largura da área carregada e a espessura da camada que adensa mais afastado estar-se-á da condição edométrica. Ademais, vale ressaltar que, a rigor, mesmo em um depósito sob um carregamento uniforme de grandes dimensões em planta, quanto maior a distância horizontal do elemento de solo em relação ao centro da área carregada e quanto maior a profundidade do elemento, mais afastado estar-se-á da condição edométrica. Entretanto, na prática da engenharia, em geral admite-se que todo o depósito deforma-se sob condições edométricas.

3.3 Teoria Clássica do Adensamento Unidimensional

A teoria clássica do adensamento foi desenvolvida por Terzaghi e Fröhlich (1936) para solos sujeitos a carregamentos verticais sob condições edométricas. Esta teoria tornou-se a mais usual na prática da engenharia geotécnica até os dias atuais. Terzaghi e Fröhlich (1936) consideraram algumas hipóteses simplificadoras para a dedução de uma equação diferencial que modelo o fenômeno do adensamento, a saber (ver Taylor, 1948):

1. O solo é homogêneo;
2. O solo é saturado;
3. A compressibilidade dos grãos sólidos e da água é desprezível diante da compressibilidade do esqueleto sólido;
4. O solo é considerado um elemento infinitesimal (não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes dimensões);
5. A compressão é unidimensional;
6. O fluxo de água é unidirecional (vertical);
7. O fluxo de água é regido pela Lei de Darcy;
8. Algumas propriedades do solo são admitidas constantes ao longo do processo de adensamento, quando na realidade variam com a tensão vertical efetiva e, portanto, com o tempo;
9. A relação entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva pode ser representada por uma reta, existindo uma relação biunívoca entre as duas grandezas;

Além das hipóteses acima, uma décima deve ser adicionada, a saber:

10. Pressupõem-se pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

Cabe as seguintes observações acerca de cada uma dessas hipóteses, a seguir transcritas:

Observação 1: Ainda que se considere que todos os pontos da camada compressível possuam a mesma estrutura e composição mineralógica, a primeira hipótese faz com que a teoria não considere a variação do índice de vazios ao longo da profundidade devido à variação do estado de tensões efetivas provocado pelo peso próprio do solo.

Observação 2: A segunda hipótese é bastante representativa em solos sedimentares notadamente as argilas moles, solos esses aos quais está ligada a maioria dos problemas de adensamento. Isto ocorre porque estes solos formam-se comumente em regiões inundadas.

Observação 3: A terceira hipótese não se afasta muito da realidade, uma vez que as compressibilidades da água e dos grãos são realmente bastante menores que a compressibilidade do esqueleto sólido.

Observação 4: A quarta hipótese está ligada a questão da representatividade do elemento infinitesimal utilizado para dedução da equação diferencial que modela o fenômeno (*apud* Taylor, 1948).

Observação 5: A quinta e a sexta hipóteses são garantidas nos ensaios edométricos de laboratório, uma vez que as deformações laterais do corpo de prova são impedidas por um anel rígido e o acréscimo de tensão vertical total é aplicado de forma uniformemente distribuída em toda área superior do mesmo. Todavia, no campo, estas hipóteses podem acarretar em erros mais ou menos

significativos em função da relação entre a largura da área carregada e a espessura da camada que adensa.

Observação 6: A sétima hipótese é aceita, porém deve-se estudar a validade da Lei Darcy quando os gradientes são muito altos ou muito baixos.

Observação 7: A oitava hipótese refere-se a parâmetros do solo como o coeficiente de permeabilidade (k) e o coeficiente de compressibilidade (a_v) que na realidade variam durante o adensamento. Segundo Taylor (1948), esta hipótese introduz alguns erros não muito relevantes.

Observação 8: A nona hipótese é a mais restritiva por não prever a relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva (e x σ'_v) de forma representativa por dois motivos, a saber:

- a) A relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva (e x σ'_v) não pode ser representada por uma reta;
- b) Segundo Taylor (1948), para solos de elevada plasticidade, tal relação é fortemente dependente do tempo do carregamento e da velocidade de deformação volumétrica específica ($\dot{\epsilon}_v$).

Observação 9: A teoria admite que alguns parâmetros geométricos da camada compressível são constantes. Assim sendo, a décima hipótese pode acarretar em erros significativos para o caso de grandes deformações não só devido ao fato de não considerar o deslocamento do topo da camada que adensa, que é adotado como origem para a variável independente z (profundidade), mas principalmente por ignorar a variação da distância de drenagem (H_d) ao longo do processo.

A partir destas hipóteses simplificadoras, Terzaghi e Fröhlich (1936) desenvolveram uma equação (Equação 2) que descreve a variação do excesso de poropressão (Δu) em relação ao tempo (t) e a profundidade (z) dentro de uma camada de solo submetida ao processo de adensamento unidimensional de fluxo exclusivamente vertical, promovido por um carregamento uniforme vertical ($\Delta \sigma_v$) aplicado instantaneamente ao longo de toda a área do topo da camada de solo. A equação a seguir é conhecida como Equação do Adensamento Unidimensional segundo a Teoria Clássica:

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

Δu : excesso de poropressão no tempo t e na profundidade z (ou seja, variável depende de z e t);

t : tempo (variável independente);

z : profundidade de um elemento na camada que adensa em relação à superfície de aplicação do carregamento;

c_v : coeficiente de adensamento vertical, definido como:

$$c_v = \frac{k_v (1 + e_0)}{\gamma_w a_v} = \frac{k_v}{\gamma_w m_v} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

k_v = coeficiente de permeabilidade do solo na direção vertical (direção z);

γ_w = peso específico da água;

e_0 = índice de vazios inicial;

a_v = coeficiente de compressibilidade, sendo $a_v = -\Delta e / \Delta \sigma'_v$;

Δe = variação do índice de vazios;

$\Delta \sigma'_v$ = variação da tensão vertical efetiva.

m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica;

O coeficiente de adensamento vertical (c_v) reflete as características do solo, a saber, suas propriedades de permeabilidade e compressibilidade. A velocidade do processo de transferência de tensões entre a água (poropressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva) é governada pelo valor de c_v .

Integrando-se a Equação 4 obtêm-se o excesso de poropressão (Δu) em função da profundidade (z) e do tempo (t). Para um determinado tempo t a distribuição de excesso de poropressão ao longo da profundidade z é parabólica e denominada isócrona.

A equação do adensamento unidimensional é uma equação diferencial linear parcial de segunda ordem, de coeficientes constantes, cujas variáveis independentes são z (– profundidade, cuja origem é o topo da camada que adensa) e t (tempo, cuja origem é o instante de aplicação do adensamento). Trata-se de um problema de valor inicial e de valores de contorno.

O valor inicial e os valores de contorno do problema para o caso de drenagem somente pelo topo de uma camada de solo que adensa com uma espessura H são:

Condição 1: para $t = 0$; $\Delta u = \Delta u_0$, para $0 \leq z \leq H$,

Condição 2: para $z = 0$; $\Delta u = 0$, para qualquer $t > 0$

Condição 3: para $z = H$; $\frac{\partial \Delta u}{\partial z} = 0$ para qualquer $t > 0$

Estabelecidos o valor inicial e os valores de contorno, chega-se à seguinte solução para o problema (apud Taylor, 1948):

$$\Delta u(z, t) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta u_0}{M} \operatorname{sen}\left(\frac{M z}{H_d}\right) e^{(-M^2 T)} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo que:

$$M = \frac{1}{2}\pi(2m + 1) , m = 0,1,2 \dots \quad \text{Equação 5}$$

e

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

Δu_0 : excesso de poropressão inicial, $\Delta u_0 = \Delta \sigma_v$

H_d : é a máxima distância de drenagem, que no caso de drenagem somente pelo topo da camada é a própria espessura da camada H .

A grandeza T é adimensional e é chamada de fator tempo.

Em termos de grau de adensamento (U_z), tem-se que:

$$U_z(z, t) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \operatorname{sen} \left(\frac{Mz}{H_d} \right) e^{(-M^2 T)} \quad \text{Equação 7}$$

O grau de adensamento médio (\bar{U}_z) para toda a camada em função do tempo (t) é calculado da seguinte maneira:

$$\bar{U}_z(t) = \frac{1}{H} \int_{z=0}^{z=H} U_z(z, t) dz \quad \text{Equação 8}$$

Resolvendo a integral chega-se à seguinte expressão:

$$\bar{U}_z(t) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 T)} \quad \text{Equação 9}$$

O grau de adensamento médio (\bar{U}_z) indica a relação entre o recalque sofrido pela camada que adensa até um determinado instante (t) e o recalque total a tempo infinito.

A Figura 1 ilustra a relação entre o grau de adensamento médio (\bar{U}_z) e o fator tempo (T_v) dada pela teoria do adensamento de Terzaghi e Fröhlich (1936).

Existe ainda a condição de dupla drenagem, quando o depósito possui as duas extremidades como fronteiras drenantes, topo e base da camada. Nesse caso, para $t = 0$, a poropressão nessas extremidades é nula (numa extremidade $z = 0$ e na outra $z = 2H_d$), sendo H_d portanto, a metade da espessura (H) do depósito. H_d indica a maior distância de percolação da água, pois a água que se encontra na metade superior da amostra percolará para a face superior (topo da camada), enquanto que a água da metade inferior percolará para a face inferior (base da camada).

Ao comparar-se duas situações com a mesma espessura de camada que adensa, onde só variam as condições de drenagem (simples ou dupla drenagem), conclui-se que, o tempo para a ocorrência de um determinado grau de adensamento em um dado elemento de solo da camada ou o grau de adensamento médio em toda a camada é quatro vezes maior quando existe uma só face de drenagem (simples) do que quando a drenagem processa-se tanto pelo topo como pela base (dupla drenagem). Isto explica-se pelo fato da distância de drenagem (H_d) ser o dobro para o caso de drenagem simples e o tempo para a ocorrência de um determinado grau de adensamento ser proporcional ao quadrado da distância de drenagem (H_d), conforme apresentado na Equação 6.

Deve-se chamar a atenção ainda para o fato da Equação 9 aplicar-se somente para os casos em que o excesso de poropressão inicial (Δu_0) é constante ao longo de toda a camada que adensa. Entretanto, existem soluções para outras distribuições de excesso de poropressão inicial (u_0) ao longo da camada que adensa, ver Taylor (1948).

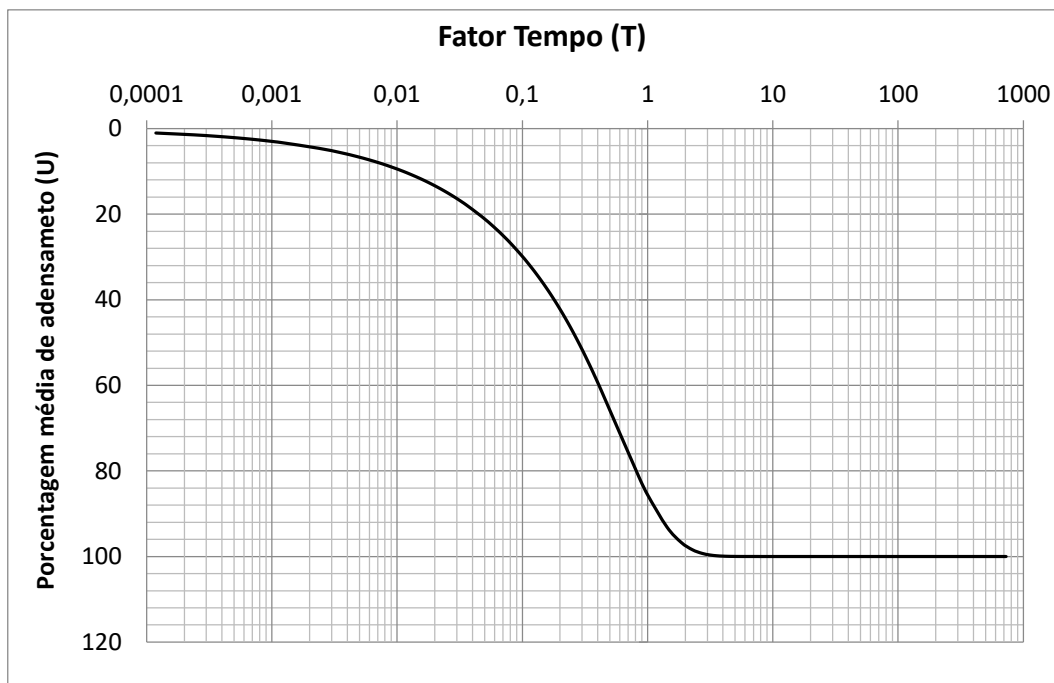


Figura 1 - Gráfico percentagem média de adensamento vs fator tempo (em escala logarítmica).

3.4 Ensaio de adensamento edométrico

O adensamento unidimensional é reproduzido no laboratório pelo ensaio edométrico, a partir do qual os parâmetros de compressibilidade e adensamento do solo são obtidos. Tais parâmetros são imprescindíveis para o cálculo do recalque final, assim como para a previsão da evolução dos recalques ao longo do tempo.

No ensaio de adensamento edométrico convencional, o corpo de prova saturado é confinado lateralmente por um anel metálico rígido, o qual impede a ocorrência de deformações horizontais, garantindo a condição edométrica (compressão unidimensional), conforme mostra o esquema da Figura 2. O corpo de prova é carregado axialmente por incrementos de carga que são mantidos constantes durante cada estágio de carregamento. A dissipação dos excessos de poropressão gerados pelos estágios de carregamento ocorre através de toda a área tanto da base quanto do topo do corpo de prova através de pedras porosas posicionadas junto a cada uma dessas extremidades,

garantindo um fluxo exclusivamente vertical. Tais pedras porosas devem possuir permeabilidade suficientemente alta de modo a não retardar a drenagem do corpo de prova.

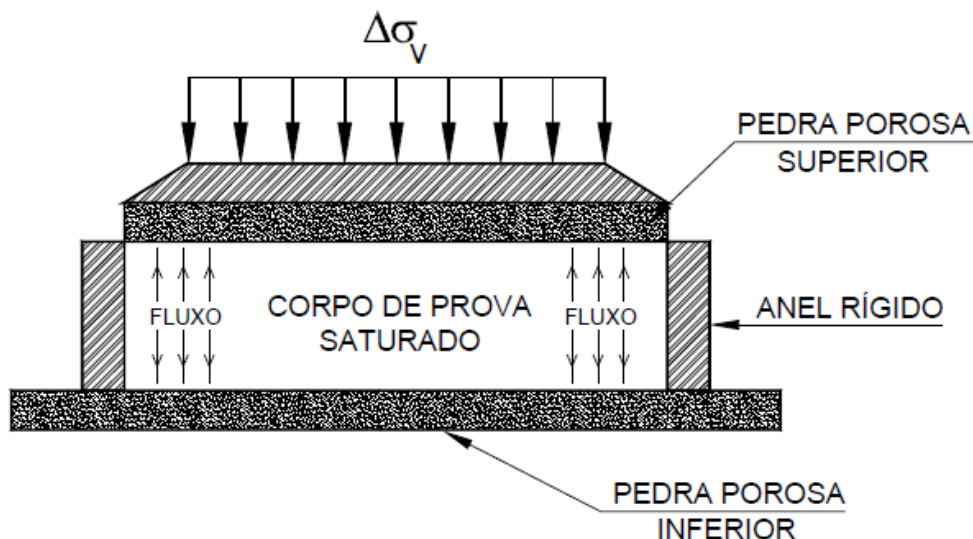


Figura 2 - Esquema do ensaio de adensamento edométrico (Aguiar, 2008).

Durante cada estágio de carregamento, leituras da altura do corpo de prova são feitas ao longo do tempo através de um extensômetro. Tais leituras são plotadas em função do tempo, gerando uma curva de adensamento para cada estágio de carregamento. A prática corrente de laboratório estipula o tempo de duração de cada estágio de carregamento em 24 horas.

Um coeficiente de adensamento (c_v) é obtido para cada estágio de carregamento ajustando-se à curva de adensamento teórica definida pela teoria de Terzaghi e Frölich à curva experimental obtida do estágio. Tal ajuste pode ser feito através de dois métodos bastante difundidos, o método de Taylor e o método de Casagrande.

A curva que relaciona a tensão vertical efetiva final de cada estágio de carregamento com a deformação vertical específica (ou índice de vazios) correspondente ao final de 24 horas do estágio é chamada de curva de compressibilidade.

A Figura 3 mostra um exemplo de uma curva de compressibilidade típica em termos de índice de vazios obtida em um ensaio de adensamento edométrico.

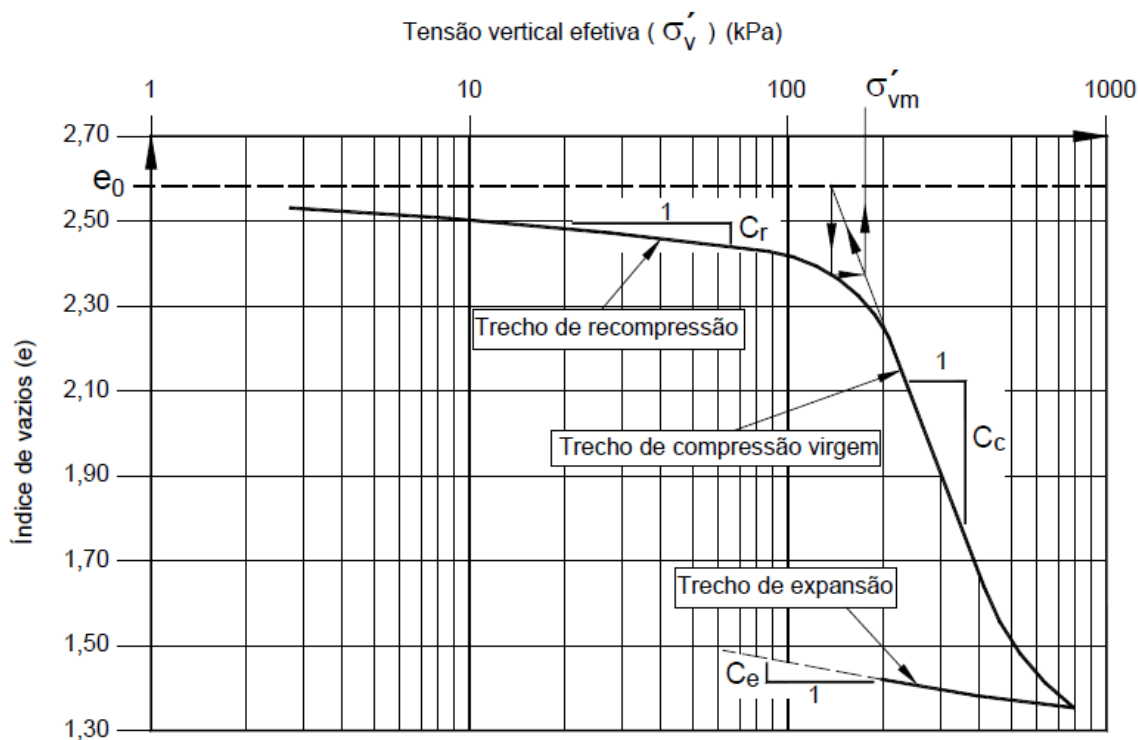


Figura 3 - Exemplo de curva de compressibilidade em termos de índice de vazios de um ensaio de adensamento edométrico (Aguiar, 2008)

A partir da curva de compressibilidade, os seguintes parâmetros de compressibilidade são obtidos: tensão de sobreadensamento (σ'_p), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c) e índice de expansão (C_e).

O índice de recompressão é a inclinação da curva de recompressão e, portanto, é igual a:

$$C_r = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}, \text{ definido no trecho de recompressão.} \quad \text{Equação 10}$$

O índice de compressão é a inclinação da curva de compressão virgem e, portanto, é igual a:

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}, \text{ definido no trecho de compressão} \quad \text{Equação 11}$$

virgem.

O índice de expansão é a inclinação da reta de expansão e, portanto, é igual a:

$$C_e = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}, \text{ definido no trecho de expansão.} \quad \text{Equação 12}$$

3.5 Considerações sobre a qualidade das amostras indeformadas

A qualidade dos processos que envolvem a operação de amostragem é um quesito fundamental para a obtenção, a partir de resultados de ensaios de laboratório, de parâmetros de resistência e de deformabilidade que sejam de fato representativos do comportamento do solo *in situ*.

A influência da qualidade de amostras em ensaios de adensamento é observada desde Casagrande (1936). Entretanto, apesar da existência não apenas de normatização, mas também de artigos técnico-científicos e notas técnicas sobre o assunto (ver, por exemplo, Ladd & Degroot, 2003), ainda são bastante comuns resultados de ensaios que revelam indícios de má qualidade das amostras.

Entre as causas comuns para obtenção de corpos de prova de má qualidade, além do processo de amostragem propriamente dito, pode-se citar também: o manuseio, o acondicionamento, o transporte do campo para o laboratório, além dos próprios procedimentos e vícios, muitas vezes rotineiros, na execução dos ensaios.

Louise (2015) explica o amolgamento como a destruição parcial ou total do arranjo original que o conjunto de grãos apresentava em campo. No caso de argilas moles saturadas, o amolgamento é um processo não drenado que, por esta razão, ocorre sem variação volumétrica. Desta forma, o amolgamento é a destruição da estrutura do solo pelas distorções a ele impostas.

Ensaio de laboratório realizados em corpos de prova de má qualidade podem acarretar muitos prejuízos nos resultados e nas conseqüentes interpretações a partir dos parâmetros determinados. Rutledge (1944) sugere que os efeitos do amolgamento no resultado de ensaios de adensamento edométrico são:

- i) Diminuição do índice de vazios para qualquer nível de tensão efetiva;
- ii) A história de tensões do solo (e conseqüentemente a tensão de sobreadensamento) torna-se mascarada ou indefinida;
- iii) Redução do valor estimado da tensão de sobreadensamento;
- iv) A compressibilidade é majorada na região de recompressão e reduzida na região de compressão virgem.

Para avaliar então a qualidade das amostras das quais se dispõe, e logo ponderar sobre a validade dos resultados obtidos a partir dos ensaios realizados, diversas metodologias foram propostas por diversos autores. A Tabela 1 apresenta o critério

proposto por Lunne *et al.*, (1997). Este critério é proposto para amostras de argila mole submetidas a ensaios edométricos e utiliza a relação $\frac{\Delta e}{e_0} = \frac{(e_0 - e_{v0})}{e_0}$, onde e_0 é o índice de vazios inicial do corpo de prova, e e_{v0} é o índice de vazios corresponde à tensão vertical efetiva de campo na curva de compressibilidade obtida do ensaio edométrico.

Tabela 1 – Critério de avaliação de qualidade de amostras segundo Lunne *et al.*, (1997).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10

Com base em resultados de ensaios em argilas moles do litoral brasileiro, Coutinho (2007) propôs alterações nos limites da tabela de Lunne *et al.*, (1997), tornando o critério menos rigoroso, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Critério de avaliação de qualidade de amostras segundo Coutinho (2007).

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1 - 2,5	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	> 0,14

Apenas para facilitar a classificação de amostras com valores de $\Delta e/e_0$ no limite entre duas categorias (ver Tabela 2), Andrade (2009) propôs uma modificação da tabela proposta por Coutinho (2007) para a Tabela 3, a seguir.

Tabela 3 – Critério de avaliação de qualidade de amostras segundo Andrade (2009).

OCR	$\Delta e/e_0$					
	Muito boa a excelente	Muito boa a boa	Boa a regular	Regular a pobre	Pobre a muito pobre	Muito pobre
1 - 2,5	< 0,05	0,05-0,065	0,065 - 0,08	0,08 - 0,11	0,11 - 0,14	> 0,14

3.6

Reconstrução da curva de compressão em amostras de má qualidade

Schmertmann (1955) desenvolveu um método baseado em dados experimentais, para “corrigir” as curvas de compressão edométrica obtidas a partir de amostras de má qualidade. Oliveira (2011), dispondo de curvas de compressão edométrica obtidas a partir de amostras de argilas moles, extraídas em diferentes locais do litoral brasileiro, de excelente e de baixa qualidade, aplicou o método de Schmertmann (1955) às curvas de compressão de baixa qualidade com o intuito de “corrigi-las”. Oliveira (2011) comparou então as curvas edométricas corrigidas pelo método de Schmertmann (1955) às curvas obtidas com as amostras de excelente qualidade. O referido autor concluiu que os resultados obtidos não foram satisfatórios.

A partir deste fato, baseada em um estudo teórico acerca de uma nova relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva em solos desenvolvidos por Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994), Louvise (2015) propôs uma metodologia de reconstituição da curva de compressibilidade obtida de amostra de má qualidade que ficasse mais próxima daquela que seria obtida caso a amostra fosse de boa qualidade. Para tal, considerou a divisão da curva de compressão edométrica em três partes que apresentam comportamentos diferenciados: o trecho de compressão virgem, o trecho de recompressão e o trecho de descompressão.

Como citado no tópico 3.4, a curva de compressão edométrica ou compressão unidimensional é usualmente representada num gráfico $e \times \sigma'_v$ (log) ou num gráfico $\varepsilon_v \times \sigma'_v$ (log). Isto ocorre porque, segundo Kezdi (1974), Terzaghi (1936) teria observado que, usando a escala logarítmica para o eixo das tensões verticais efetivas, o trecho virgem da referida curva apresentava-se retilíneo neste tipo de gráfico.

No entanto, Butterfield (1979), ao perceber que, no gráfico $e \times \sigma'_v$ (log), o trecho virgem não mais apresentava-se retilíneo para algumas argilas, propôs a representação da curva de compressão edométrica num gráfico volume específico ($v = 1 + e$) \times tensão vertical efetiva (σ'_v), usando a escala logarítmica para os dois eixos.

Assim como Butterfield (1979), Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994) também sugeriram o gráfico v (log) \times σ'_v (log) para a representação da curva de compressão edométrica após terem desenvolvido uma abordagem teórica para a relação $e \times \sigma'_v$ em que o trecho virgem da curva de compressão edométrica deveria apresentar-se retilíneo

num gráfico v (log) x σ'_v (log). De acordo com tal abordagem, a relação e x σ'_v na compressão edométrica virgem seria dada pela seguinte expressão:

$$\sigma'_v = \frac{\Psi}{(1 + e)^\Omega} + C_0 \quad \text{Equação 13}$$

Onde Ψ e Ω são constantes do solo e C_0 é uma constante de integração.

Martins (1983) discute o significado destas constantes. O coeficiente Ψ representa, em termos relativos, a rigidez média dos minerais constituintes dos solos. O expoente Ω , embora não tenha significado físico, também é um parâmetro de compressibilidade e, quanto menor, maior a compressibilidade do solo. C_0 é uma constante de integração cujo valor Martins (1983) adotou arbitrariamente como sendo igual a zero. Com isso, a expressão que dá a relação entre a tensão vertical efetiva (σ'_v) e o índice de vazios (e) na compressão edométrica virgem seria:

$$\sigma'_v = \frac{\Psi}{(1 + e)^\Omega} = \frac{\Psi}{v^\Omega} \quad \text{Equação 14}$$

No entanto, cerca de trinta anos após ter proposto a expressão (14), Martins (2013) observou que, para a situação limite em que a tensão vertical efetiva σ'_v é nula, o índice de vazios (e) teria que ser infinito.

Entretanto, se o índice de vazios for infinito, não há solo, pois, as partículas não estariam em contato umas com as outras. Esta conjectura, levou Martins (2013) à conclusão de que a relação e x σ'_v não poderia ser representada pela expressão (14), e, portanto, a decisão tomada por Martins (1983) e Martins e Lacerda (1994) de adotar $C_0 = 0$ esbarrava nesta limitação. Com isso, Louvise (2015) propôs reestudar a expressão (14), considerando $C_0 \neq 0$. Assim, considerando que na situação limite em que a tensão vertical efetiva (σ'_v) é nula existe um índice de vazios máximo ($e_{m\acute{a}x}$) a ela correspondente, Martins (2013) apresentou a seguinte expressão:

$$C_0 = \frac{\Psi}{(1 + e_{m\acute{a}x})^\Omega} \quad \text{Equação 15}$$

$$\sigma'_v = \frac{\Psi}{(1 + e)^\Omega} - \frac{\Psi}{(1 + e_{m\acute{a}x})^\Omega} \quad \text{Equação 16}$$

Voltando para a explicação da metodologia proposta por Louvise (2015), Martins (2013) atentou também para o fato de que as argilas moles se formam em bacias

sedimentares sob condições de submersão e grau de saturação 100%, e que nessas condições, o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) seria aquele que, fisicamente, caracterizaria o maior índice de vazios que um solo poderia ter e ainda assim se comportar como sólido-plástico, isto é, ter resistência ao cisalhamento ínfima, o que significaria que o material estaria no limite entre o estado plástico e o estado líquido, ou seja, no limite de liquidez.

Desta forma, propôs-se associar o índice de vazios máximo de um solo à umidade na qual ele deixa de se comportar como sólido-plástico e passasse a se comportar como líquido. Tal índice de vazios máximo pode ser determinado lançando-se mão da expressão $Se = Gw$. Considerando-se, ainda, que tais argilas moles se formam com grau de saturação $S = 100\%$, o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) seria determinado por:

$$e_{máx} = Gw_l \quad \text{Equação 17}$$

Sabendo que o limite de liquidez de um solo (LL) é definido como a umidade (w_l) em que, se a concha do aparelho de Casagrande for deixada cair por 25 vezes de 1cm de altura sobre uma base de baquelite, ocorre a ruptura de um pequeno talude de solo remoldado, Martins (2013), propôs a consideração de um **limite de liquidez físico**, denotando-se por w_l^* , que seria a umidade associada ao número de golpe igual a 1 (um) de queda da concha no ensaio de limite de liquidez.

Desta forma, Martins (2013) propôs que **o limite de liquidez físico** poderia ser obtido extrapolando ajustada aos -se a reta pontos número de golpes x umidade do ensaio de limite de liquidez, tomando-se a umidade associada a 1 golpe, como mostrado na Figura 4.

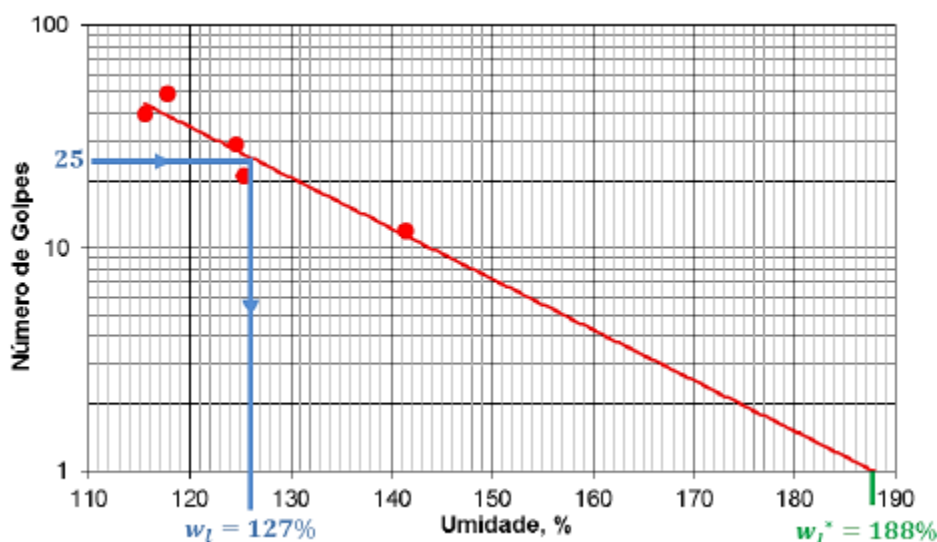


Figura 4 - Determinação da umidade w_l^* associada ao limite de liquidez físico, Louvise (2015).

Um ponto adicional na metodologia de reconstituição da curva proposta por Louvise (2015), consiste em adotar o índice de vazios inicial de campo (e_{v0}) como distinto do índice de vazios da amostragem (e_0), conforme mostrado na Figura 5, considerando a folga interna existente nos amostradores de parede fina. Nesse caso, para correção dessa diferença, propôs-se considerar que, para amostras de excelente qualidade (ver Tabela 1) $(e_0 - e_{v0})/e_0 \leq 0,05$. Com isso, poder-se-ia determinar o valor de e_{v0} de campo como sendo o valor do índice de vazios associado à σ'_{v0} correspondente, por exemplo, a uma diferença em relação ao e_0 de metade do valor de $0,05e_{v0}$ ou seja:

$$\frac{(e_0 - e_{v0})}{e_0} = 0,025 \quad \text{Equação 18}$$

O que leva a seguinte expressão para cálculo de e_{v0} :

$$e_{v0} = 0,975 e_0 \quad \text{Equação 19}$$

Louvise (2015) observou ainda que para uma mesma argila, as curvas de compressão edométrica obtidas em amostras de boa qualidade e má qualidade, se juntam num certo ponto A sobre a curva virgem e daí em diante seguem juntas, como ilustra o trecho AB, Figura 5. Segundo a referida autora, isso ocorre porque, à medida que a compressão avança, as distorções impostas à amostra de boa qualidade vão destruindo sua estrutura e reorientando os seus grãos. Tal reorientação também acontece na amostra amolgada e, em ambos os casos, o avanço da compressão apaga o “passado” das amostras, o que acontece a partir do ponto A. Com isso, conclui-se que as distâncias horizontais 1-2 e 3-4, mostradas na Figura 5, são medidas diretas da estrutura da argila.

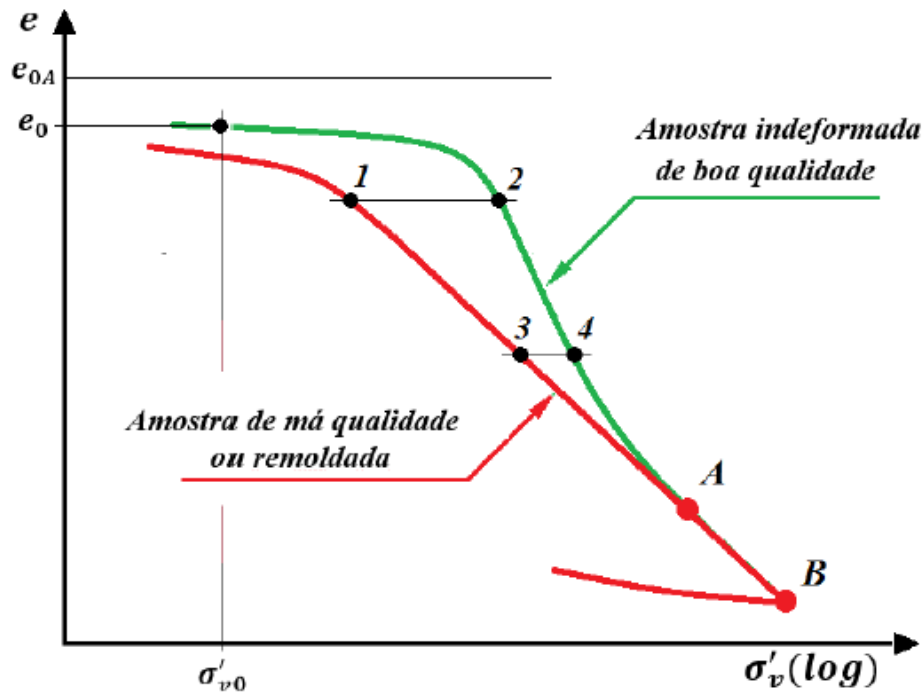


Figura 5 - Curvas de compressão edométrica para amostras de boa e má qualidades, (apud, Louvise, 2015).

Tendo em mente o que foi discutido acima e dispendo-se dos pontos A e B da Figura 5, cujas coordenadas são (e_A, σ'_{vA}) e (e_B, σ'_{vB}) , pode-se reconstituir a curva edométrica virgem determinando-se as constantes Ψ e Ω a partir do seguinte sistema de equações:

$$\sigma'_{vA} = \frac{\Psi}{(1 + e_A)^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 20}$$

$$\sigma'_{vB} = \frac{\Psi}{(1 + e_B)^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 21}$$

Por fim, para reconstituição do trecho de recompressão, Louvise (2015) considerou que, ao final do ensaio, após realizar o último estágio de carregamento (carregamento AB da Figura 5), executar o laço descarregamento-recarregamento BCD, gerando um $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ onde σ'_p está definida na Figura 6.

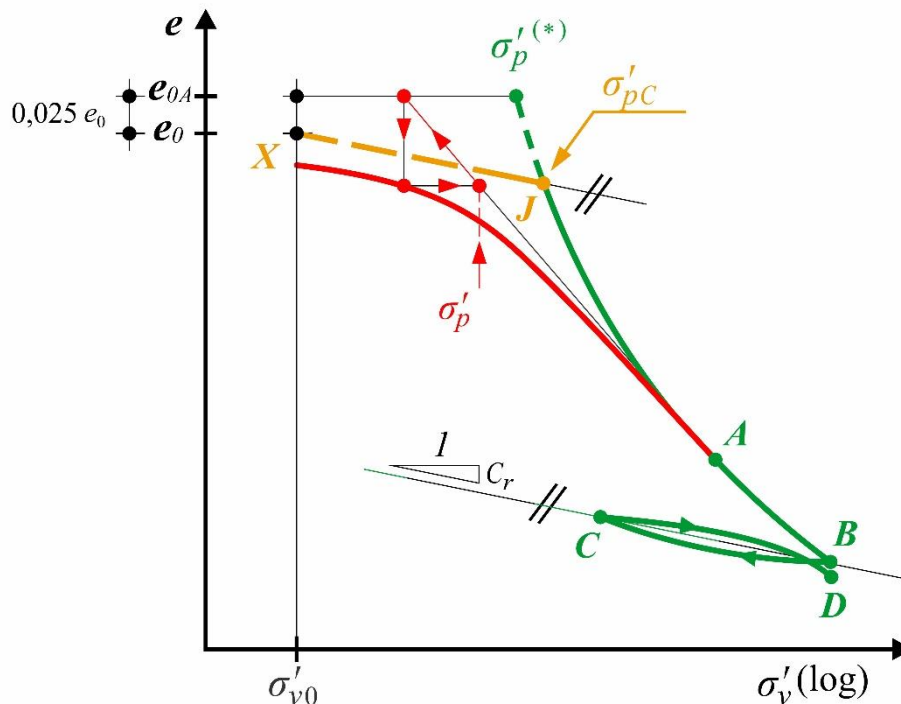


Figura 6 - Passos para a reconstrução da curva de compressão edométrica (apud, Louvise, 2015).

Schmertmann (1955), a partir de evidências experimentais, concluiu que o ponto A, a partir da qual as curvas se unem, ocorre para $e = 0,42 e_0$. Assim sendo, para a aplicação do procedimento preconizado, o ensaio de adensamento deve ser submetido a um carregamento sequencial de tal forma que a penúltima tensão da sequência (ponto A da Figura 6) produza um índice de vazios $e_A \leq 0,42 e_0$.

Assim como Schmertmann (1955), Louvise (2015) observou que o amolgamento pouco afeta o “laço” de descarregamento-recarregamento. Partindo dessa premissa, a e referida autora propôs executar o “laço” BCD, determinar C_r e reconstituir a curva de recompressão de campo, “pendurando-se” no ponto X da Figura 6 uma reta cuja declividade é C_r . Com isso, a tensão de sobreadensamento corrigida (σ'_{pC}) estará automaticamente determinada pelo ponto J, interseção da linha de recompressão XJ com a curva de compressão virgem reconstituída BAJ.

Em resumo, Louvise (2015), propôs os seguintes passos a serem seguidos:

- 1) Determinar w_1^* como indicado na Figura 4.
- 2) Determinar e_0 e passar por e_0 uma horizontal (ver Figura 6).

3) Determinar o ponto (e_{v0}, σ'_{v0}) . O valor de e_{v0} é obtido a partir de e_0 como indicado na Figura 6 e na expressão (19). O valor de σ'_{v0} é obtido a partir do perfil geotécnico e do peso específico γ determinado com o peso e o volume do corpo de prova.

4) Realizar o ensaio de adensamento carregando o corpo de prova até entrar francamente no trecho virgem (nas amostras amolgadas o trecho virgem é, em geral, retilíneo). Determinar a tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva (σ'_p na Figura 6).

5) Carregar o corpo de prova até o ponto A, cuja tensão vertical σ'_{va} produza $e_a \leq 0,42 e_0$. Carregar o corpo de prova até o ponto B, cuja tensão vertical é $\sigma'_{vb} = 2 \sigma'_{va}$.

6) Com as coordenadas dos pontos A e B, determinar, através do sistema de equações (21) e (22)), as constantes Ψ e Ω .

7) Traçar a curva de compressão virgem reconstituída e determinar σ'_p^* pela interseção da curva de compressão edométrica virgem reconstituída e a horizontal passando por e_0 (ver Figura 6).

8) Determinar o valor de $OCR = \sigma'_p^* / \sigma'_{v0}$.

9) Ao final do estágio de carregamento AB, realizar o “laço” de descarregamento-recarregamento BCD gerando o mesmo valor de OCR do item (8), ou seja, $OCR = \sigma'_p^* / \sigma'_{v0} = \sigma'_{vB}^* / \sigma'_{vC} = \sigma'_{vD}^* / \sigma'_{vC}$.

10) Com o “laço” BCD, determinar o índice de recompressão (C_r).

11) Traçar, pelo ponto (e_{v0}, σ'_{v0}) uma reta de declividade C_r e determinar o ponto J.

12) A curva de compressão edométrica reconstituída será, então, XJAB.

3.7

Cálculo do recalque final por adensamento primário

Ao construir um aterro de grandes dimensões sobre um depósito de argila mole, inexoravelmente, desenvolver-se-á um recalque cuja magnitude depende das características da argila e do aterro a ser construído. A mostra a situação hipotética de um aterro de espessura H_{at} imediatamente após a sua construção, e antes de qualquer recalque ter ocorrido. A título de simplificação, é admitido a coincidência entre o nível d'água (NA) e o nível do terreno (NT).

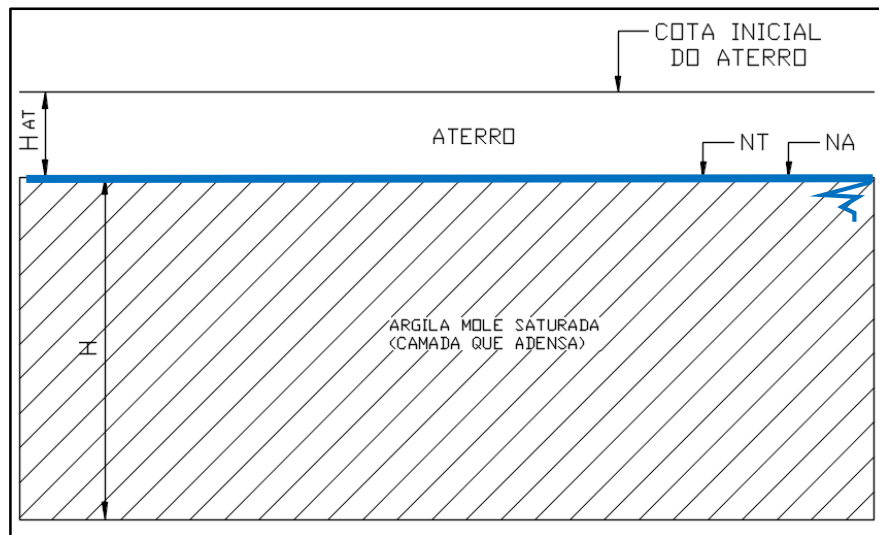


Figura 7 - Aterro de espessura H_{AT} após a construção e antes de qualquer recalque ter ocorrido (Aguilar, 2008).

A camada compressível é dividida em subcamadas em função da disponibilidade de parâmetros de compressibilidade (C_r , C_c e σ'_p) ao longo da profundidade e do grau de refinamento que se queira dar ao cálculo. Desta maneira, o valor do recalque total por compressão primária (ρ) corresponde à soma dos recalques (ρ_i) de cada subcamada (Equação 22) submetida ao acréscimo de tensão vertical (Equação 23) conforme as expressões:

$$\Delta\sigma_v = \gamma_{at}H_{at} \quad \text{Equação 22}$$

$$\rho = \sum_{i=1}^n \rho_i \quad \text{Equação 23}$$

Calculando cada ρ_i de acordo com o procedimento a seguir.

$$\Delta\sigma'_{vfi} = \sigma'_{voi} + \Delta\sigma'_v. \quad \text{Equação 24}$$

Se, $\sigma'_{voi} < \sigma'_{pi} < \sigma'_{vfi}$, então:

$$\rho_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ri} \log \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} \right) C_{ci} \log \left(\frac{\sigma'_{vfi}}{\sigma'_{pi}} \right) \right] \quad \text{Equação 25}$$

Se, $\sigma'_{vfi} < \sigma'_{pi}$, então:

$$\rho_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ri} \log \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} \right) \right] \quad \text{Equação 26}$$

Se $\sigma'_{v0i} = \sigma'_{pi}$, então:

$$\rho_i = \frac{H_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{ci} \log \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} \right) \right] \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

ρ : recalque final de toda a camada que adensa,

ρ_i : recalque final da subcamada i ,

n : número de subcamadas em que é dividida a camada que adensa,

H_i : espessura da subcamada i ,

e_{0i} : índice de vazios inicial da subcamada i ,

C_{ri} : índice de recompressão da subcamada i ,

C_{ci} : índice de compressão da subcamada i ,

σ'_{pi} : tensão de sobreadensamento no centro da subcamada i ,

σ'_{v0i} : tensão vertical efetiva inicial no centro da subcamada i ,

σ'_{vfi} : tensão vertical efetiva final no centro da subcamada i ,

$\Delta\sigma'_v$: acréscimo de tensão vertical efetiva final sofrido pelo elemento no centro da subcamada i devido ao carregamento decorrente da construção do aterro,

γ_{at} : peso específico do aterro e

É importante ressaltar que o cálculo apresentado acima não leva em consideração o efeito de submersão do aterro que ocorre devido ao adensamento. O problema da submersão significa que o acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma'_v$) não é constante ao longo do tempo, uma vez que ocorre alívio da carga imposto pelo aterro à camada que adensa devido ao empuxo exercido pela água que passa a atuar no aterro, que vai submergindo a medida da ocorrência do recalque ao longo do tempo.

A quantificação do acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_v$, que, ao fim do processo, é transformado em acréscimo de tensão vertical efetiva $\Delta\sigma'_v$, é dado pela expressão:

$$\Delta\sigma'_v = (H_{AT} - \rho)\gamma_{at} + \rho\gamma_{at\ sub} \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

$\gamma_{at\ sub}$: peso específico submerso do aterro.

Observa-se da Equação 28, que a primeira parcela do membro direito indica a sobrecarga imposta pela parte que não está submersa, enquanto a segunda parcela

corresponde à sobrecarga imposta pela parte submersa do aterro. Vale enfatizar que o peso específico a ser utilizado na segunda parcela da Equação 28, é o submerso do material do aterro.

A maior dificuldade para determinação do recalque a tempo infinito de toda a camada que adensa (ρ) considerando o efeito da submersão do aterro é estabelecer o valor de $\Delta\sigma'_v$ a ele associado, já que nesse caso, tem-se duas variáveis numa só equação, $\Delta\sigma'_v$ e ρ . Desta forma, Martins e Abreu (2002) propuseram uma abordagem iterativa para o cálculo dos valores do acréscimo de tensão vertical efetiva e do recalque final a tempo infinito.

Inicialmente, admite-se que o acréscimo de tensão vertical efetiva ($\Delta\sigma'_v$) seja igual ao valor do acréscimo de tensão vertical total ($\Delta\sigma_v$) sem considerar o efeito de submersão, sendo calculado pela Equação 29:

$$\Delta\sigma'_v = \gamma_{AT}H_{AT} \quad \text{Equação 29}$$

Com o valor assim obtido de $\Delta\sigma'_v$ estima-se um primeiro valor do recalque (ρ) através das equações supracitadas.

Na segunda iteração, usa-se o valor do recalque obtido na primeira iteração para calcular, através da Equação 30, o novo acréscimo de tensão vertical efetiva, considerando o efeito da submersão do aterro:

$$\Delta\sigma'_v = (H_{AT} - \rho)\gamma + \rho\gamma_{sub} \quad \text{Equação 30}$$

O processo iterativo deve prosseguir até que a diferença do recalque calculado entre a última e a penúltima iteração seja menor do que uma tolerância previamente estabelecida. Martins e Abreu (2002) sugerem que a referida tolerância seja menor ou igual a 1%.

Finalmente, vale ressaltar que, quando o nível d'água (N.A.) antes da construção do aterro estiver acima do nível do terreno (N.T.), o processo é similar e pode ser aplicado, bastando para isso que o valor de $\Delta\sigma'_v$ a ser utilizado na primeira iteração seja calculado já considerando que parte da espessura do aterro está submersa e, após cada iteração, a espessura do aterro submersa deverá ser acrescida do valor de ρ calculada na iteração anterior.

3.8 Cálculo da evolução dos recalques com o tempo por adensamento primário somente

Uma vez determinado o recalque por adensamento primário a tempo infinito (ρ), é possível calcular a evolução do recalque ao longo do tempo $\rho(t)$ mediante a seguinte equação:

$$\rho(t) = \bar{U}(t) \cdot \rho \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

$\bar{U}(t)$: grau de adensamento médio de toda a camada que sofre adensamento.

É importante ressaltar que, neste caso, considera-se a simplificação de que o aterro é construído instantaneamente no tempo $t = 0$.

Entretanto, a fim de aumentar a representatividade do cálculo da curva recalque x tempo, torna-se necessário levar em consideração o efeito de submersão do aterro não somente no cálculo do recalque a tempo infinito, mas também na evolução do recalque com o tempo.

Para essa finalidade, Martins e Abreu (2002) propõem uma metodologia funcional, que consiste em inicialmente traçar uma curva de recalque versus tempo sem que se considere a submersão do aterro, e em seguida, traçar, sobre o mesmo gráfico, uma segunda curva recalque versus tempo considerando-se que a submersão ocorra de forma instantânea no início do processo. Isto pode ser feito porque trata-se de aplicar a teoria clássica duas vezes com a tensão vertical mantida constante.

No primeiro caso, o incremento de tensão vertical é considerado como o correspondente ao aterro sem submersão durante todo o processo. No segundo caso, o incremento de tensão vertical é considerado, como o correspondente à situação de aterro com submersão igual ao valor do recalque final durante todo o processo. A curva real de campo deve estar situada entre as duas obtidas (curvas limitantes), coincidindo, inicialmente, com a curva traçada sem a consideração da submersão (pois, no início do processo, a parcela do aterro que submergirá ainda não teve tempo de fazê-lo) e, no final do processo, coincidindo com a curva que considera a submersão ocorrendo de forma instantânea no início do processo.

Nos estágios mais próximos do início, a curva real de campo estará muito mais próxima da curva sem a consideração da submersão e, nos estágios mais próximos do final do processo, a curva real de campo estará muito mais próxima da curva com a consideração da submersão ocorrendo de forma instantânea no início do processo. A Figura 8 ilustra a aplicação desse procedimento.

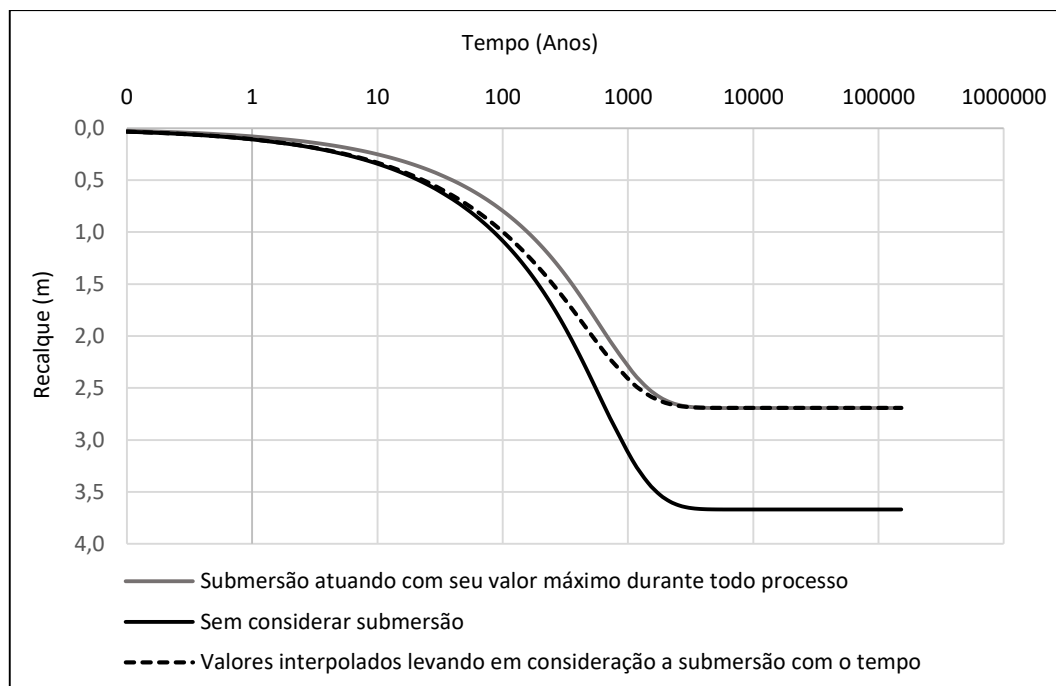


Figura 8 - Evolução dos recalques com o tempo considerando a submersão do aterro.

A obtenção da curva intermediária da Figura 8 (que representa a submersão do aterro ocorrendo ao longo do tempo) pode ser calculada da seguinte forma:

$$\rho(t) = \bar{U}(t) \{ \rho_{ss} [100 - \bar{U}(t)] + \rho_{cs} \bar{U}(t) \} \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

ρ_{ss} : recalque por adensamento primário a tempo infinito sem considerar o efeito de submersão do aterro;

ρ_{cs} : recalque por adensamento primário a tempo infinito considerando o efeito de submersão do aterro;

$\bar{U}(t)$: grau de adensamento médio de toda a camada que sofre adensamento, em porcentagem.

3.9 Adensamento Secundário

3.9.1 Definição

A curva de adensamento fornecida pela teoria clássica e a curva de adensamento experimental de laboratório apresentam boa concordância até um determinado instante, a partir do qual as curvas divergem. Enquanto a curva teórica tende para o valor da deformação final previsto pela teoria, a curva experimental continua a acusar deformações que não podem ser atribuídas à dissipação dos pequenos excessos de poropressão ainda remanescentes no corpo de prova. A essas deformações dá-se o nome de compressão secundária (ou adensamento secundário). A Figura 9, a seguir, mostra a divergência entre as curvas teórica e experimental obtida de um ensaio de adensamento edométrico convencional em laboratório.

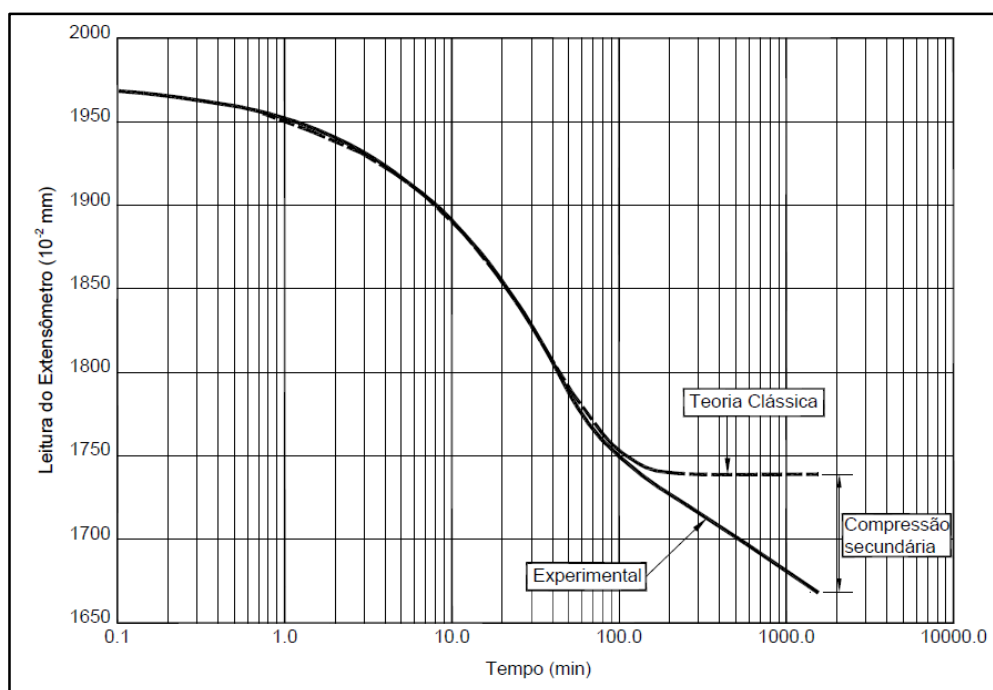


Figura 9 - Comparação entre a curva teórica clássica e a curva experimental para um ensaio de adensamento edométrico convencional (Aguiar, 2008)

Tal fato ocorre porque a teoria clássica só contempla as deformações que ocorrem devido à dissipação dos excessos de poropressão gerados pelo carregamento, fenômeno conhecido como adensamento primário. O adensamento secundário não é modelado pela teoria clássica.

Ladd (1973) define adensamento secundário como o decréscimo de volume que ocorre sob tensão efetiva essencialmente constante, isto é, após todo o excesso de poropressão ter praticamente dissipando-se.

Martins (2005) critica, na definição acima, o uso do advérbio “*praticamente*”, dizendo que uma definição não pode deixar margens de dúvida e propõe a seguinte definição: “*Às deformações que ocorrem principalmente ao fim do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação dos excessos de poropressão (pequenos), ainda remanescentes no corpo de prova, dá-se o nome de adensamento secundário.*”.

3.10 **Abordagens do adensamento Secundário**

3.10.1 **Considerações Iniciais**

Atualmente, as abordagens existentes acerca da modelagem do fenômeno do adensamento secundário podem ser divididas em dois grandes grupos, a saber: hipótese A e hipótese B (ver Jamiolkowski *et al.*, 1985). A hipótese A considera que o adensamento secundário inicia-se apenas após o “fim” do adensamento primário, quando o excesso de poropressão é praticamente nulo. Já a segunda hipótese considera que o adensamento primário e o adensamento secundário ocorrem concomitantemente.

Nos itens seguir são apresentadas algumas dessas abordagens iniciando por Buisman (1936).

3.10.2 **C α Buisman (1936)**

De acordo com Buisman (1936), o adensamento secundário está relacionado com a redução do índice de vazios sob tensão vertical efetiva constante, sendo o fenômeno uma função exclusiva do tempo para um dado solo. Admite-se que o adensamento secundário ocorra apenas após o “fim” do adensamento primário e, portanto, a abordagem enquadra-se na hipótese A.

Na abordagem, a relação entre o recalque ocorrido após o “fim” do adensamento primário e o logaritmo do tempo é representado por uma reta, denominada de reta de compressão secundária, sendo sua inclinação um indicador da velocidade do adensamento secundário.

Na curva de adensamento em termos de índice de vazios, a inclinação da reta de compressão secundária é definida pelo parâmetro C_α , chamado de índice de compressão secundária, através da seguinte expressão:

$$C_\alpha = -\frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad \text{Equação 33}$$

Ladd (1971) admite as seguintes hipóteses simplificadoras para essa abordagem:

1. C_α independe do tempo.
2. C_α independe da espessura da camada que adensa.
3. C_α independe da razão de incremento da tensão ($\Delta\sigma/\sigma$), desde que o carregamento alcance a curva de compressão virgem na curva de compressibilidade.
4. C_α independe da tensão de adensamento para argilas normalmente adensadas que apresentam o trecho de compressão virgem retilíneo.

Mesri e Castro (1987) ainda acrescentaram uma proposta que diz que quando o índice de compressão virgem (C_c) e o parâmetro C_α são variáveis, a razão C_α/C_c é constante.

Martins (2005) faz as seguintes críticas a respeito dessa abordagem:

1. Segundo essa abordagem, existe um tempo limite (t_{lim}), grande, porém finito, tal que para $t > t_{lim}$, onde o índice de vazios torna-se menor que zero ($e < 0$), o que é uma impossibilidade física.
2. Segundo Mesri e Castro (1987), o mecanismo do adensamento secundário é o mesmo que o do adensamento primário. Todavia, no adensamento primário, o índice de vazios é função exclusiva da tensão vertical efetiva, $e = f(\sigma'_v)$, enquanto que a abordagem admite que o adensamento secundário ocorre sob tensão vertical efetiva constante, $\sigma'_v = cte$, o que é uma contradição.
3. A abordagem não explica porque quanto menor o valor de $\Delta\sigma/\sigma$ mais os resultados experimentais afastam-se dos previstos pela teoria clássica.

Diante de tais constatações, Martins (2005) tem a opinião de que o mecanismo físico do adensamento secundário tem que ser diferente daquele que comanda o adensamento primário.

3.10.3

A variação do índice de vazios (e) com a tensão efetiva (σ'_v)

As abordagens apresentadas a seguir estão relacionadas à hipótese B do adensamento secundário. Nesta hipótese, duas ideias básicas estão estreitamente relacionadas:

- O adensamento primário e secundário ocorrem ao mesmo tempo.
- O índice de vazios não é função exclusiva da tensão vertical efetiva.

Por isso, antes de apresentar as abordagens que se seguem, vale aqui reproduzir a discussão apresentada por Aguiar (2008) a respeito da validade da hipótese da teoria clássica que considera que, no domínio virgem, a tensão vertical efetiva é uma função exclusiva do índice de vazios. Tal discussão está baseada em Taylor (1948).

Taylor (1948) apresentou de forma simples, através da análise de um resultado de um ensaio de adensamento edométrico convencional, que a hipótese que considera a tensão vertical efetiva como função exclusiva do índice de vazios pode acarretar em erros grosseiros.

A Figura 10, apresenta o resultado de um ensaio de adensamento edométrico convencional correspondente ao fim do adensamento primário (“*end of primary*” - EOP), onde a linha ABC corresponde ao trecho de compressão virgem, a qual pode ser representada aproximadamente por uma reta quando a tensão vertical efetiva é plotada em escala logarítmica.

Suponhamos que, um determinado corpo de prova “a”, com índice de vazios e_1 sofre um incremento de tensão vertical efetiva ($\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}$) indo do ponto A ao ponto B por compressão primária, e do ponto B ao ponto E por compressão secundária durante 10000 anos conforme modelo de Bjerrum (1967). Ao atingir o ponto E, pode-se considerar que a parcela de compressão secundária que falta a ocorrer é tão pequena que o solo está sob condição estática, ou seja, a velocidade de deformação volumétrica específica é muito próxima de zero ($\dot{\epsilon} = 0$). Neste momento o índice de vazios do corpo de prova é e_2 .

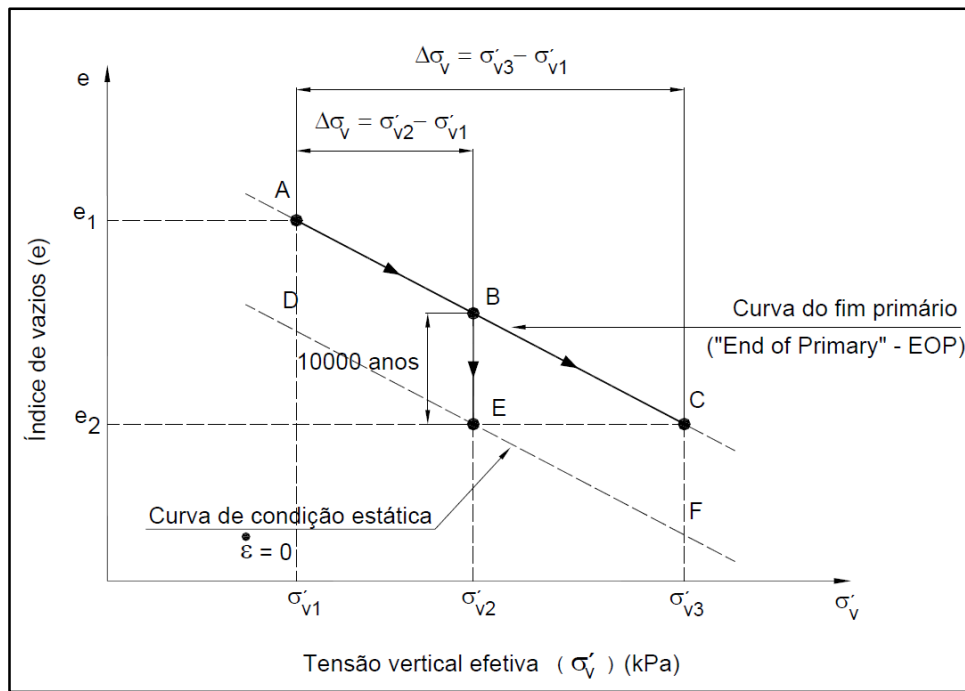


Figura 10 - Relação única entre índice de vazios e tensão vertical efetiva – hipótese não realista (Aguiar, 2008).

Um corpo de prova “b”, idêntico ao corpo de prova “a”, é submetido a um incremento de tensão vertical efetiva ($\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v3} - \sigma'_{v1}$) indo do ponto A ao ponto C por compressão primária. No ponto C o índice de vazios é e_2 e a tensão vertical efetiva é σ'_{v3} . Neste momento, a velocidade de deformação específica ($\dot{\epsilon}$) ainda é consideravelmente maior do que zero, pois ainda falta ocorrer toda compressão secundária.

Assim sendo, têm-se para o mesmo índice de vazios e_2 , o corpo de prova “a” sob tensão vertical efetiva σ'_{v2} , e o corpo de prova “b” sob tensão vertical efetiva σ'_{v3} . Diante disso, torna-se claro que não pode existir uma relação única entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva no domínio virgem.

Diante do fato da velocidade de deformação volumétrica específica ($\dot{\epsilon}$) do corpo de prova “b” no ponto C ser maior do que $\dot{\epsilon}$ do corpo de prova “a” no ponto E, e a tensão vertical efetiva do corpo de prova “b” no ponto C ser maior do que a tensão vertical efetiva do corpo de prova “a” no ponto E, poder-se-ia concluir que, sob condição edométrica, para um mesmo solo com o mesmo índice de vazios, quanto maior for $\dot{\epsilon}$ maior será a tensão vertical efetiva (Taylor, 1948).

3.10.4 Taylor e Merchant (1940)

A teoria Taylor e Merchant (1940) é baseada na viscosidade estrutural do solo. Ela considera a influência da razão $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ e prevê que, no campo, o adensamento secundário dá-se concomitantemente com o primário. O modelo constitutivo idealizado por Taylor e Merchant (1940), esquematizado na Figura 11 extraída de Martins (2005), apresenta a simplificação que separa os recalques primário (azul) e secundário (vermelho), considerando que este começa ao fim daquele, e a curva real (verde), em que ambos ocorrem simultaneamente, conforme admitido pela teoria. Para tanto, Taylor e Merchant (1940) incorpora à equação diferencial do adensamento um parâmetro chamado de coeficiente de compressão secundária (μ), que, por sua vez, estaria relacionado à viscosidade da água adsorvida aos grãos de argila. A Figura 8 apresenta as equações constitutivas que ao serem incorporadas à equação do adensamento leva a seguinte equação:

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = a'_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a_v(\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)] \quad \text{Equação 34}$$

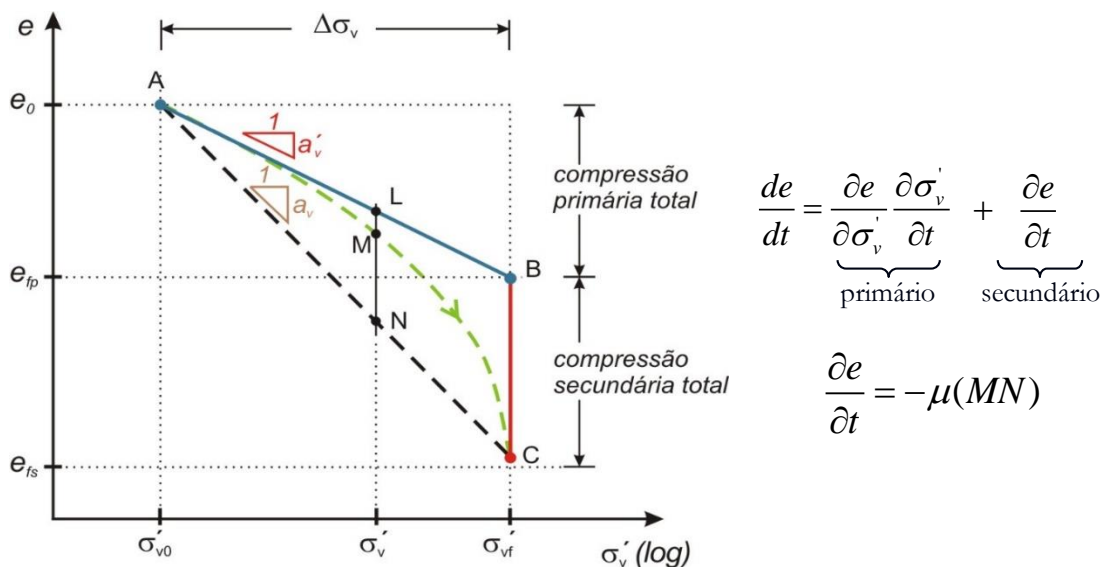


Figura 11 - Modelo idealizado na teoria de Taylor e Merchant (Martins, 2005).

A solução da Equação 34, escrita em termos da porcentagem média de adensamento, revisada por Christie (1965), é:

$$\bar{U}_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{FM^2} [(\psi_1 - \psi_2)(\psi_3 - 1)e^{(\psi_1 - \psi_2)T} - (\psi_1 + \psi_2)(\psi_3 + 1)e^{(\psi_1 - \psi_2)T}] \quad (35)$$

Onde o contador M , o fator tempo (T), o fator F e os fatores ψ_1 , ψ_2 e ψ_3 são dados pelas seguintes equações:

$$M = (2m + 1) \frac{\pi}{2}; m = 0,1,2,3,4 \dots \quad \text{Equação 36}$$

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad \text{Equação 37}$$

$$F = \frac{\mu H_d^2}{r c_v} \quad \text{Equação 38}$$

$$r = \frac{a'_v}{a_v} = \frac{p}{p+s} \leq 1 \quad \text{Equação 39}$$

$$\psi_1 = -\frac{1}{2}(F + M^2) \quad \text{Equação 40}$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2} \sqrt{(F + M^2)^2 - 4rFM^2} \quad \text{Equação 41}$$

$$\psi_3 = \frac{\psi_1 + M^2}{\psi_2} \quad \text{Equação 42}$$

Na Equação 39, tem-se que:

p : recalque por compressão primária total (ver Figura 11)

s : recalque por compressão secundária total (ver Figura 11)

Já o parâmetro r é a razão entre o recalque primário e o recalque total, e é obrigatoriamente menor ou igual a 1,0, exigindo um conhecimento prévio das magnitudes dos recalques primário e secundário. Quando a razão é igual a 1,0, não há recalque secundário, pois significa que o recalque primário é igual ao recalque total. Neste caso, a equação passa a ser idêntica à porcentagem média de adensamento da teoria de Terzaghi e Frohlich (1936).

O fator F é proporcional à razão entre as velocidades das compressões secundária e primária. Isto fica claro ao observar que, das variáveis presentes na razão da Equação 38, quanto maior o fator μ , maior é a velocidade do adensamento secundário e quanto maior a distância de drenagem (H_d) menor a velocidade do adensamento primário, ambos pertencentes ao numerador da razão. Por outro lado, no denominador da razão, observa-se que quanto maior o coeficiente de adensamento (c_v), mais rápido processa-se o

adensamento primário, e quanto maior o fator r maior é a importância do adensamento primário no adensamento total. Por esse motivo, pode-se dizer que quanto maior o fator F maior é a parcela de compressão secundária que ocorre junto com o adensamento primário.

A Figura 12 apresenta curvas da equação de Taylor & Merchant (1940) para diferentes valores de F , com r constante igual a 0,7 ou (70%). Na prática, observa-se que para valores de F menores que 0,01, é possível separar o adensamento secundário do adensamento primário na escala do tempo.

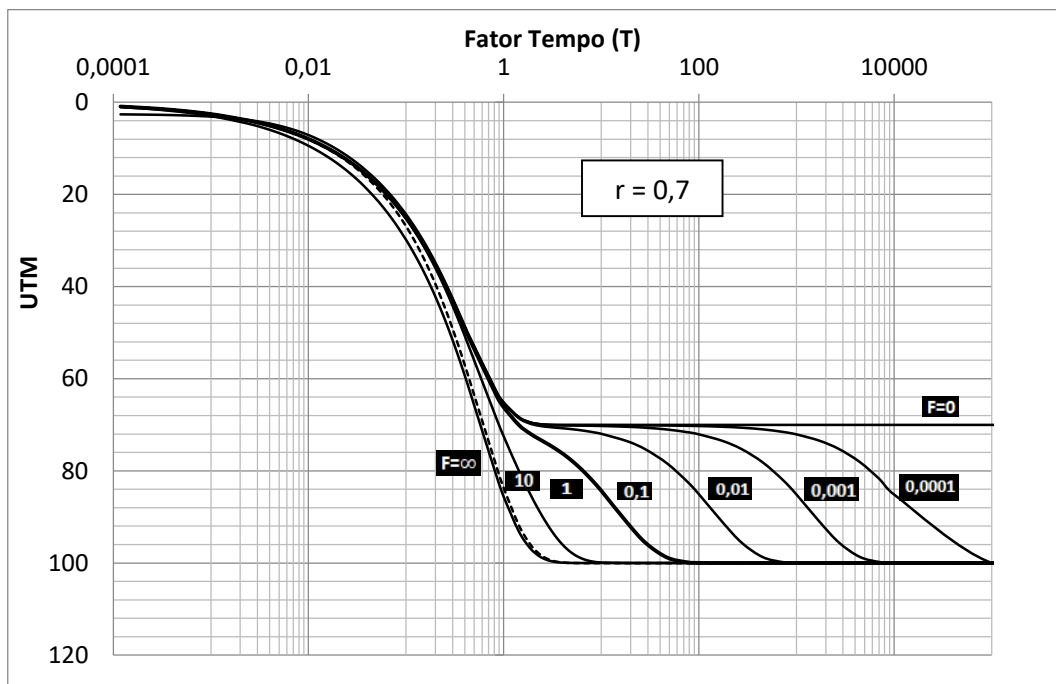


Figura 12 - Curvas de Taylor e Merchant (1940) para diferentes valores de F e r constante (Martins, 2005).

Para ensaios de laboratório convencionais, pelo fato de a distância máxima de drenagem ser muito pequena (da ordem de 1,0 cm), grande parte do recalque secundário só manifesta-se após o “fim” do adensamento primário. É por esta razão que, em geral, é possível obter um ótimo ajuste da curva de adensamento teórica de Terzaghi e Frohlich (1936) à curva de adensamento experimental obtida de um estágio de carga do ensaio de adensamento edométrico convencional.

Martins (2008) descreve que o valor de F para este caso é bastante reduzido, da ordem de 10^{-4} , o que implicaria em um valor de μ da ordem de 10^{-8} a 10^{-7} s^{-1} (Carneiro *et al.*, 2012).

Rémy *et al.*, (2010) apresentam valores de coeficientes de compressão secundária (μ) obtidos por ajustes da curva de adensamento teórica de Taylor e Merchant (1940) a

curvas experimentais de ensaios de adensamento de longa duração realizados por Martins (2005), obtendo-se os valores de $2,5 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ e $5,0 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$, para a argila do SENAC, Jacarepaguá, RJ e para uma mistura de caolim (90%) mais bentonita (10%) em peso, respectivamente.

Por outro lado, no campo, como a altura de drenagem é da ordem de metros, o valor de F passa a ser maior que 1,0, eventualmente maior que 10, o que faz com que o adensamento secundário seja processado juntamente com o adensamento primário desde o início. É muito importante observar na Figura 13 que as curvas para $F = 10$ e $F \rightarrow \infty$ são praticamente coincidentes. Por esse motivo, Martins (2005) recomenda o uso de $F = \infty$ para fins práticos de cálculo do adensamento no campo, tornando-se desnecessário o cálculo de F e, conseqüentemente, a obtenção do fator μ para a argila em questão.

Martins (2019) demonstra que, calculando o limite da solução de Taylor e Merchant (1940), dada na Equação 35, para $F \rightarrow \infty$, obtêm-se:

$$\bar{U}_z(t) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-r M^2 T)} \quad \text{Equação 43}$$

Sendo que:

$$M = \frac{1}{2} \pi (2m + 1), m = 0, 1, 2, \dots \quad \text{Equação 44}$$

e

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad \text{Equação 45}$$

Observa-se que a solução obtida por Martins (2019) é semelhante à solução da teoria clássica de Terzaghi (Equação 9) exceto pelo fato do expoente da função exponencial dentro da série estar multiplicado pelo fator r da teoria de Taylor & Merchant (1940). O produto rT do expoente poderia ser substituído por T^* de modo que:

$$T^* = r \frac{c_v t}{H_d^2} \quad \text{Equação 46}$$

Fazendo ainda $c_v^* = r c_v$, tem-se que:

$$T^* = \frac{c_v^* t}{H_d^2} \quad \text{Equação 47}$$

O coeficiente de adensamento (c_v) foi definido pela teoria clássica de Terzaghi (ver Equação 3) como:

$$c_v = \frac{k_v (1 + e_0)}{\gamma_w a_v}$$

Desta forma, c_v^* é dado pela seguinte expressão:

$$c_v^* = r \frac{k_v (1 + e_0)}{\gamma_w a_v} = \frac{r}{a_v} \frac{k_v (1 + e_0)}{\gamma_w} \quad \text{Equação 48}$$

A razão a_v/r da equação acima nada mais é do que o a_v da Figura 11 acima, definido na teoria de Taylor & Merchant (1940) como a coeficiente de compressibilidade do solo levando-se em consideração não somente a compressão primária, mas também a compressão secundária.

Para finalizar este item, vale dizer que Garlanger (1971) propôs a utilização da teoria clássica de Terzaghi para estimativa da evolução dos recalques por adensamento primário e secundário concomitantemente, todavia modificando a expressão de c_v da teoria clássica de modo a incorporar, no coeficiente de compressibilidade do solo (a_v), a compressão secundária, chegando-se a uma equação para o c_v modificado igual à Equação 48.

Esta solução foi a utilizada para cálculo da evolução dos recalques por adensamentos primário e secundário (em concomitância) nesta dissertação.

3.10.5 Abordagem do Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ

A partir do trabalho de Martins e Lacerda (1985) iniciou-se na COPPE/UFRJ uma linha de pesquisa específica para o estudo do comportamento reológico de argilas saturadas. Esta linha de pesquisa segue as diretrizes de Taylor e Merchant (1940), Terzaghi (1941) e Taylor (1942) onde o efeito da viscosidade dos solos é levado em consideração.

Diversos trabalhos, tanto de caráter teórico quanto experimental, foram desenvolvidos na COPPE/UFRJ com o intuito de melhorar a compreensão do comportamento reológico de argilas saturadas. No caso específico da compressão edométrica, destacam-se os trabalhos experimentais de Feijó (1991), Lima (1993) e Garcia (1996).

Feijó (1991) realizou ensaios de adensamento edométrico convencionais de longa duração na Argila do Sarapuí, RJ, com o objetivo de observar o comportamento dos corpos de prova submetidos a diferentes razões de sobreadensamento (OCR). Em todos os ensaios, a tensão vertical final após o descarregamento era a mesma. O descarregamento era feito ao “final” do adensamento primário calculado pelo método de Taylor.

A Tabela 4, a seguir, apresenta para cada um dos ensaios realizados os seguintes valores:

- Tensão vertical efetiva antes do descarregamento (σ'_{vm});
- Tensão vertical efetiva ao final da expansão primária provocado pelo descarregamento (σ'_v).
- Razão de sobreadensamento (OCR) gerado pelo descarregamento.
- Coeficiente de empuxo no repouso (K_0) estimado através da seguinte expressão sugerida por Mayne e Kulhawy (1982):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad \text{Equação 49}$$

Considerando que o ângulo de atrito efetivo (ϕ') da argila do Sarapuí é igual a 25°, tem-se que:

$$K_0 = 0,577 - \text{OCR}^{0,423} \quad \text{Equação 50}$$

Tabela 4 – Condições das amostras após o descarregamento (Feijó, 1991)

Corpo de prova	σ'_{vm} (kPa)	σ'_v (kPa)	OCR	K_0 (estimado)
2CP1	150	100	1.5	0.69
2CP2	200	100	2.0	0.77
2CP3	400	100	4.0	1.04
2CP4	600	100	6.0	1.23
2CP5	800	100	8.0	1.39
2CP6	1200	100	12.0	1.65

A Figura 13, a seguir, apresenta o comportamento das amostras após o descarregamento feito ao final do adensamento primário.

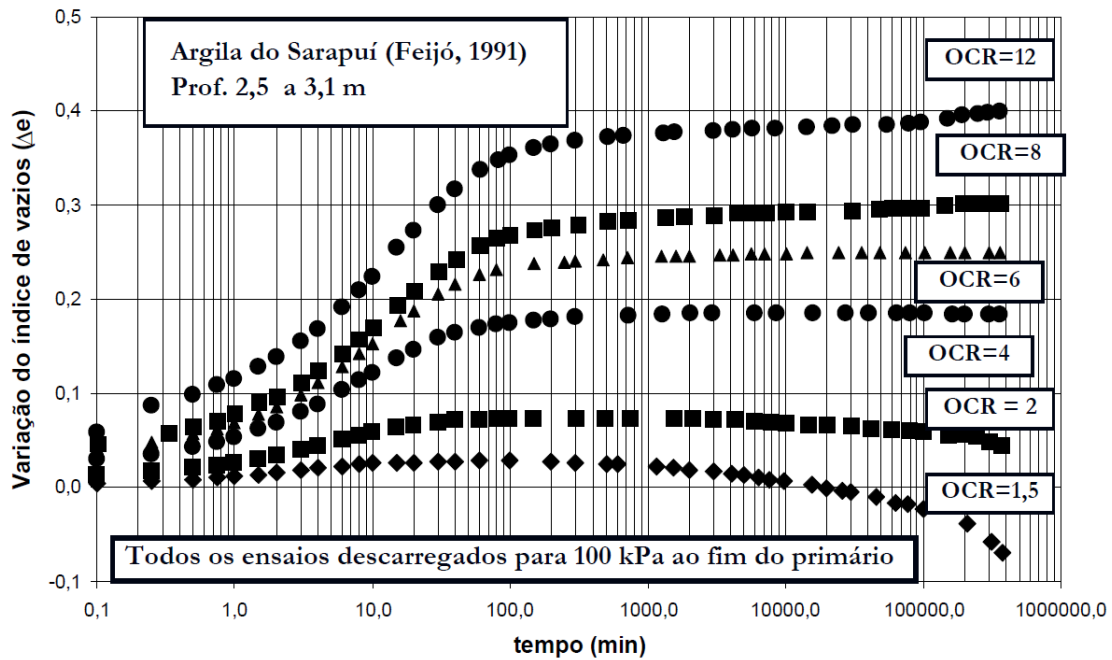


Figura 13 - Comportamento da argila do Sarapuí após o descarregamento feito ao final do adensamento primário (Feijó e Martins, 1993).

Os resultados obtidos por Feijó (1991) mostram que, dependendo do valor do OCR gerado no descarregamento, após a expansão primária, pode ocorrer compressão secundária, equilíbrio indiferente ou expansão secundária. Para valores de OCR entre 1 e 2, observou-se que as amostras entraram na compressão secundária após a expansão primária. Para valores de OCR entre 8 e 12, observou-se que as amostras apresentaram expansão secundária após a expansão primária. Já as amostras submetidas a valores de OCR entre 2 e 6 não apresentaram nem compressão e nem expansão secundárias.

Esses resultados sugerem a existência de uma região na qual $0,8 < K_0 < 1,2$ ($2 < OCR < 6$) no plano $e-\log\sigma'_v$ e no plano $p'-q$ onde o equilíbrio é indiferente.

As amostras que ficam situadas fora da região de equilíbrio indiferente após a expansão primária tendem a caminhar em direção a esta região por compressão ou expansão secundária. Quanto mais afastado o solo fica da zona de equilíbrio indiferente maior a velocidade de entrada na compressão ou expansão secundária. A velocidade diminui à medida que o solo aproxima-se da região de equilíbrio indiferente, tornando-se nula quando solo toca as retas que delimitam a referida região.

A Figura 14, a seguir, apresenta a zona de equilíbrio indiferente no plano $e-\log\sigma'_v$.

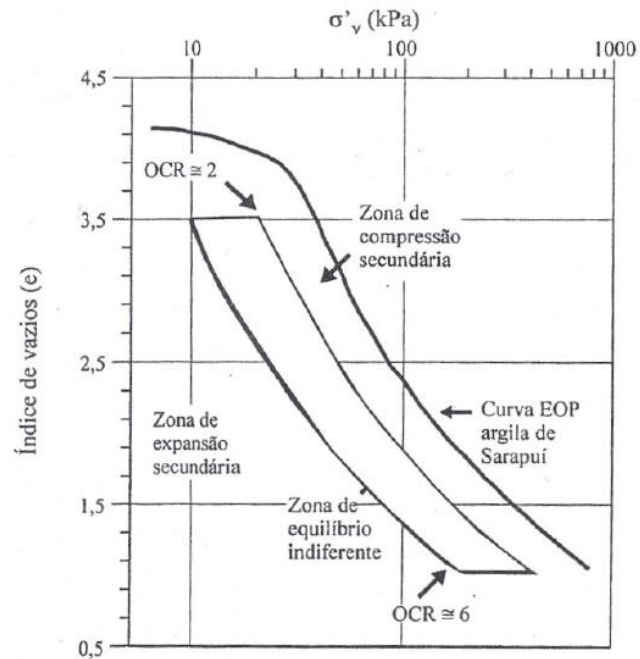


Figura 14 - Zona de equilíbrio indiferente no plano e - $\log \sigma'_v$ observada para a argila do Sarapuí (Feijó e Martins, 1993).

A Figura 15, a seguir, apresenta a zona de equilíbrio indiferente no plano p' - q .

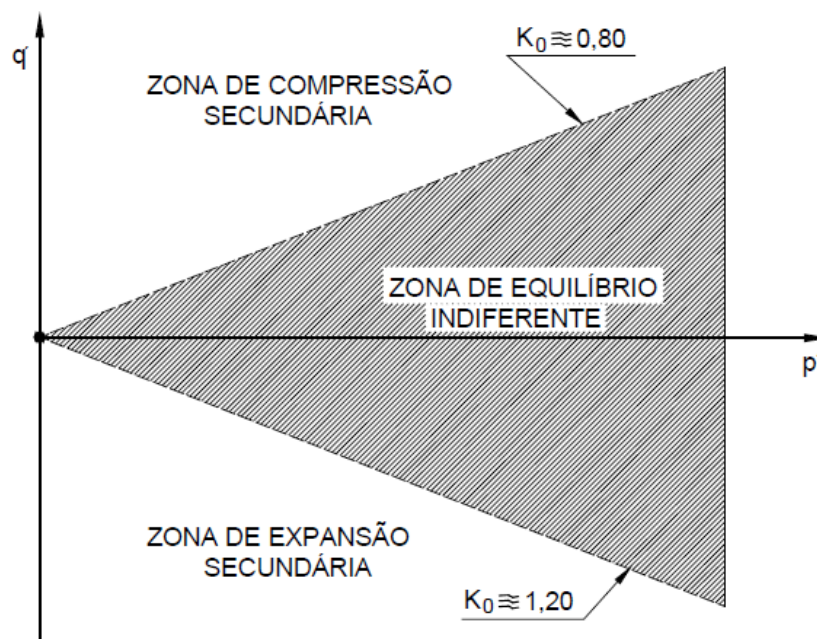


Figura 15 - Zona de equilíbrio indiferente no plano p' - q observada para a argila do Sarapuí (Feijó e Martins, 1993).

Desta forma, o adensamento secundário não estaria associado à relaxação completa das tensões cisalhantes, mas sim de uma parte delas.

Conforme o “*O princípio das tensões efetivas expandido*” formulado por Martins (1992), assim como as tensões normais totais, as tensões cisalhantes devem ser divididas

em duas parcelas. Uma parcela correspondente ao atrito e outra correspondente a viscosidade. Desta maneira, a compressão secundária estaria associada à relaxação total das tensões cisalhantes de origem viscosa. Ao final da compressão secundária, o estado de tensões do solo no plano p' - q seria representado por um círculo de Mohr de raio igual a tensão cisalhante correspondente a parcela de atrito no plano onde a tensão cisalhante é máxima.

Para estimativa da magnitude da compressão secundária, Feijó e Martins (1993) sugerem localizar a curva de final da compressão secundária a uma distância correspondente ao OCR igual a dois em relação à linha de final da compressão primária no plano e - $\log \sigma'_v$.

Lima (1993) com o objetivo de comprovar a existência de uma parcela viscosa na tensão vertical efetiva durante o adensamento unidimensional, realizou ensaios de relaxação no edômetro com controle da drenagem e medidas de excesso de poropressão.

As amostras eram adensadas normalmente e, ao final do adensamento primário calculado pelo método de Taylor, a drenagem era interrompida e a poropressão era monitorada. Observou-se que após o fechamento da drenagem a poropressão crescia. A Figura 16, a seguir, apresenta o monitoramento da poropressão antes e após o fechamento da drenagem em um dos ensaios realizados por Lima (1993).

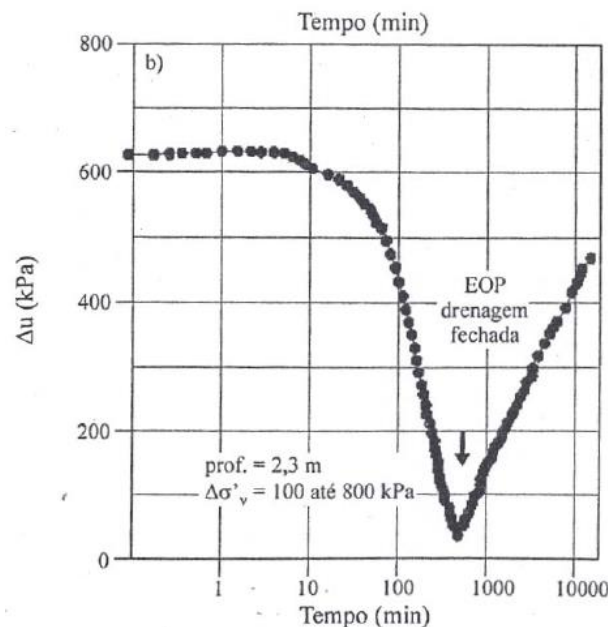


Figura 16 - Aumento da poropressão após a interrupção da drenagem no final do adensamento primário (Lima, 1993).

O aumento da poropressão pode ser explicado pela Equação 51.

$$\sigma_v = \sigma'_{vz} + \sigma'_{vv} + u \quad \text{Equação 51}$$

Onde:

σ_v = tensão vertical total;

σ'_{vz} = parcela sólido-sólido da tensão vertical efetiva;

σ'_{vv} = parcela viscosa da tensão vertical efetiva;

u = poropressão.

Quando a drenagem era bloqueada, a velocidade de deformação tornava-se nula ($\dot{\epsilon}=0$). Consequentemente, a parcela viscosa da tensão vertical efetiva era completamente desmobilizada, tornando-se nula. O atendimento da condição de equilíbrio da equação tem que se dar via aumento da poropressão (u), uma vez que a parcela sólido-sólido da tensão vertical efetiva só pode aumentar via diminuição do índice de vazios do corpo de prova. Portanto, o acréscimo de poropressão observado após a interrupção da drenagem correspondia à parcela viscosa da tensão vertical efetiva desmobilizada.

Garcia (1996) realizou um estudo de relaxação de tensões e adensamento secundário de uma argila mole existente na região da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro.

Um dos objetivos era estabelecer uma relação existente entre o adensamento secundário e a relaxação de tensões sob condições edométricas nos moldes do mecanismo apresentado por Taylor (1942), Martins e Lacerda (1985) e Feijó e Martins (1993).

Foram realizados diversos ensaios de adensamento edométrico, nos quais, ao final do adensamento primário calculado pelo método de Taylor a partir de uma determinada tensão vertical efetiva, o deslocamento do braço da prensa era bloqueado por uma célula de carga. Tal procedimento tinha o intuito de impedir a deformação do corpo de prova e acompanhar o comportamento da tensão vertical efetiva (σ'_v) durante um período de 15 dias.

A Figura 17, a seguir, apresenta o caminho seguido pelo solo durante a relaxação de tensões drenada a partir de diferentes tensões verticais efetivas iniciais.

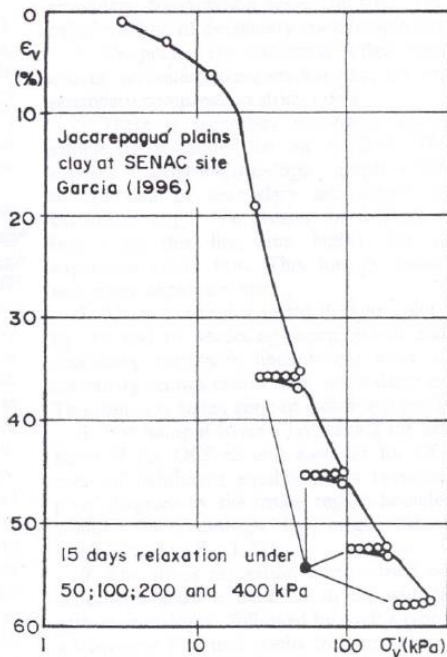


Figura 17 - Caminho seguido durante a relaxação de tensões drenada no edômetro (Garcia, 1996).

Os resultados apresentados por Garcia (1996) mostram que durante o processo de relaxação, solos normalmente adensados, no plano “ $\epsilon_v \times \log \sigma'_v$ ” apresentam uma tendência de marcharem horizontalmente rumo à linha de final da compressão secundária que representa o lugar geométrico dos pontos (ϵ_v, σ'_v) para os quais a velocidade de deformação ($\dot{\epsilon}$) é nula.

Baseado na abordagem de Martins e Lacerda (1985) e nas evidências experimentais de Feijó (1991), Lima (1993), Garcia (1996) e de outros trabalhos realizados, Martins *et al.*, (1997) destacam as principais conclusões do Grupo de Reologia da COPPE até então, a saber:

1. Existe dissipação de tensões cisalhantes durante a compressão secundária como consequência da relaxação de tensões que implica em aumento de σ'_h e K_0 com o tempo.
2. Existe uma linha no plano $e-\log \sigma'_v$, paralela à linha de final do adensamento primário associada a um OCR aproximadamente igual a 2, abaixo da qual a compressão secundária não ocorre. Esta linha é chamada de linha de final do adensamento secundário.
3. Existe uma linha no plano $e-\log \sigma'_v$, paralela à linha de final do adensamento primário associada a um OCR aproximadamente igual a 6, abaixo da qual ocorre expansão secundária. Esta linha é chamada de linha de final da expansão secundária.

4. Não ocorre nem compressão e nem expansão secundária na região delimitada pelas linhas de final de compressão secundária e final de expansão secundária ($2 \leq OCR \leq 6$). Essa região é chamada de região de equilíbrio indiferente.

5. Ensaios de relaxação de tensões drenada no edômetro mostram uma redução da tensão vertical efetiva (σ'_v) com o tempo. No plano e-log σ'_v o caminho seguido por esse ensaio é horizontal com final na linha de fim do adensamento secundário.

Merece aqui ser ressaltado que, apesar de Bjerrum (1972, 1973) não falar explicitamente de linha de fim do adensamento secundário, o referido autor trata do adensamento secundário sofrido por um depósito de argila em formação como “aging”, dizendo que, devido a este fenômeno, um elemento de solo encontra-se, após milhares de anos, em uma linha paralela à linha de fim do adensamento primário. Segundo o referido autor, o “aging” gera um efeito de sobreadensamento num elemento de solo do depósito, conforme ilustrado na Figura 18.

Segundo Bjerrum (1972, 1973), a razão de sobreadensamento gerada pelo “aging” seria função do índice de plasticidade (I_p) da argila, conforme ilustrado na Figura 19.

Nas Figuras 18 e 19, p_0 é a tensão vertical efetiva corrente no campo (σ'_{v0}) e p_c é a tensão de sobreadensamento (σ'_p) gerada pelo “aging”.

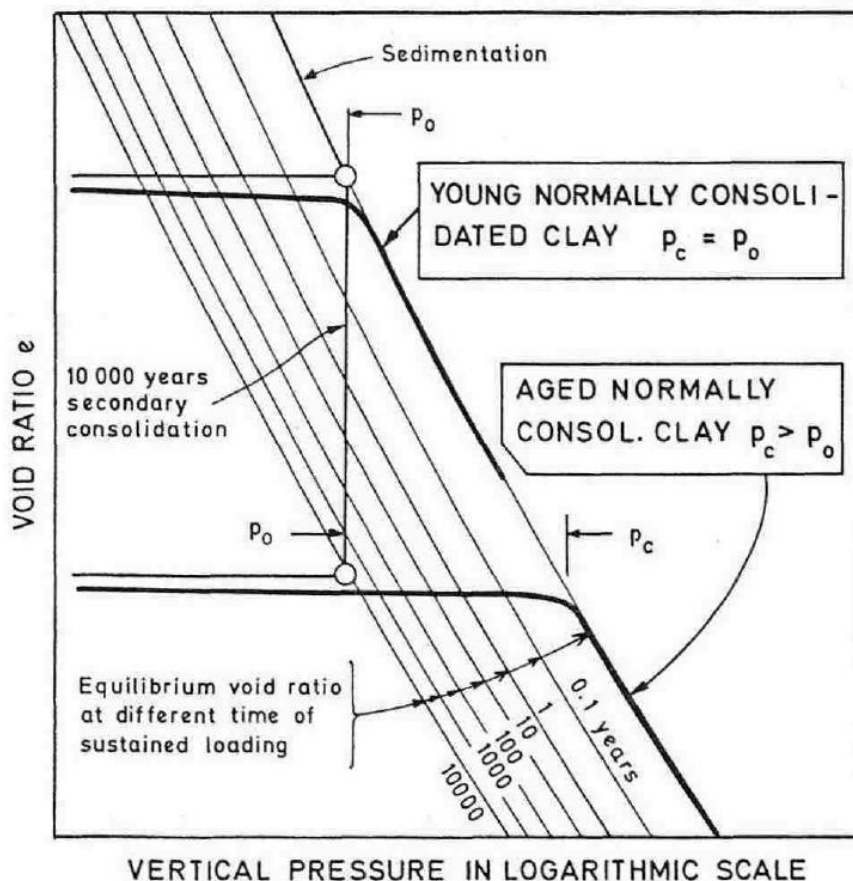


Figura 18 - História geológica e compressibilidade de argilas normalmente adensadas (Bjerrum, 1972).

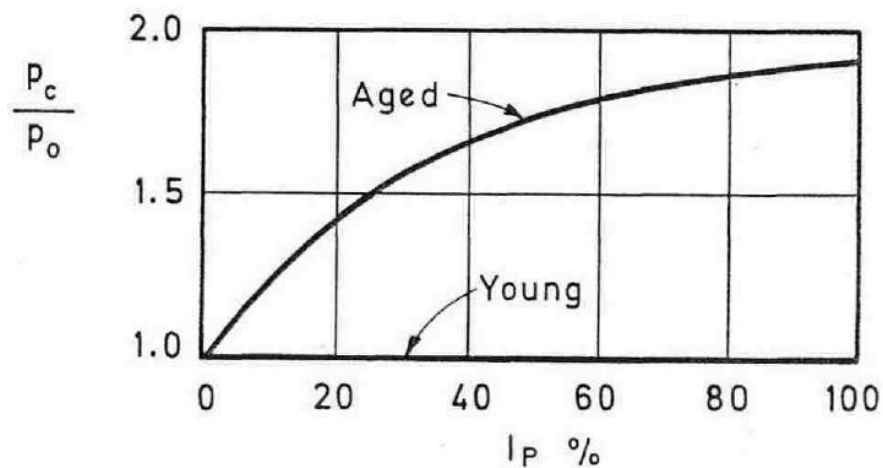


Figura 19 - Valores típicos de p_c/p_0 observado em argilas normalmente adensadas (Bjerrum, 1972).

Baseado na existência da linha de “fim” do adensamento secundário no plano e - $\log \sigma'_v$, associada a um dado valor de OCR (chamado nesta dissertação de OCRsec) em relação à linha de “fim” do adensamento primário, conforme definido no modelo do

Grupo de Reologia da COPPE, Rémy *et al.*, (2010) apresentaram as seguintes expressões para cálculo do recalque por compressão secundária (ΔH_s), ver Figura 20:

Se $\sigma'_{vf} > \sigma'_p$ (Figura 20a):

$$\Delta H_s = H \frac{C_c}{(1 + e_0)} \left(1 - \frac{C_r}{C_c}\right) \log(\text{OCR}_{\text{sec}}) \quad \text{Equação 52}$$

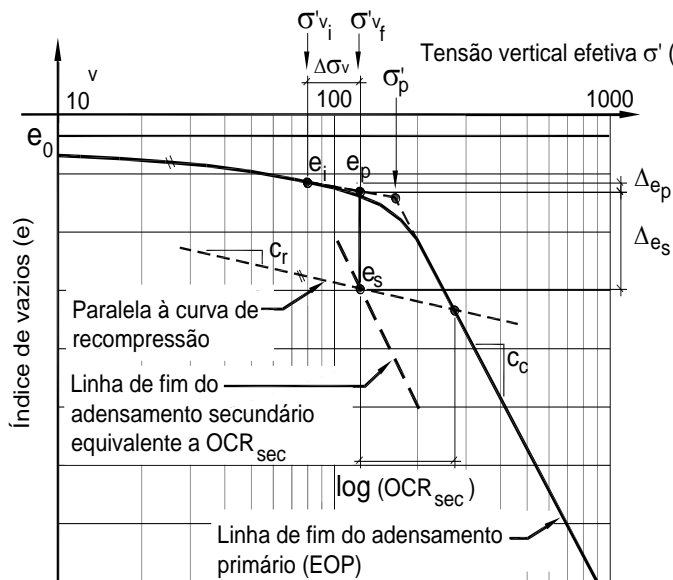
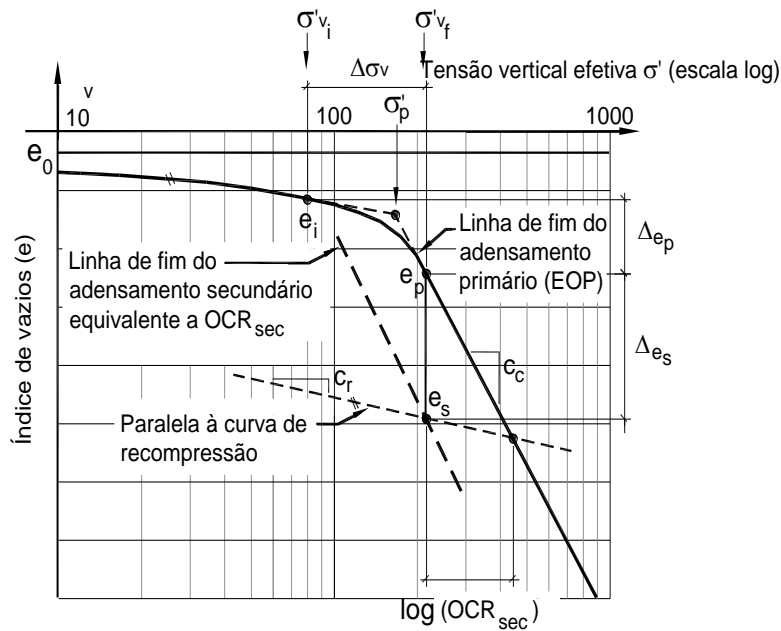
Se $\frac{\sigma'_p}{\text{OCR}_{\text{sec}}} < \sigma'_{vf} < \sigma'_p$ (Figura 20b):

$$\Delta H_s = H \frac{C_c}{(1 + e_0)} \left(1 - \frac{C_r}{C_c}\right) \log\left(\text{OCR}_{\text{sec}} \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}\right) \quad \text{Equação 53}$$

Se $\sigma'_{vf} \leq \frac{\sigma'_p}{\text{OCR}_{\text{sec}}}$

$$\Delta H_s = 0 \quad \text{Equação 54}$$

Essas expressões foram as utilizadas para cálculo do recalque por compressão secundária nesta dissertação.



- e_i = Índice de vazios inicial
- σ'_{v_i} = Tensão vertical efetiva inicial
- $\Delta\sigma_v$ = Incremento de tensão vertical
- σ'_{v_f} = Tensão vertical efetiva final
- e_p = Índice de vazios ao fim do adensamento primário (sem secundário)
- e_s = Índice de vazios ao fim do adensamento secundário
- σ'_p = Tensão de sobreadensamento
- Δe_p = Variação do índice de vazios devido à compressão primária
- Δe_s = Variação do índice de vazios devido à compressão secundária

Figura 20 - Compressão primária e compressão secundária (modificado de Rémy *et al.*, 2010)

4 Estudo de caso da subestação Light-Zin

4.1 Localização

Possuindo uma área de aproximadamente 40.000 m², conforme ilustrado nas Figuras 21 e 22, a área de estudo trata-se de uma subestação da empresa concessionária de distribuição elétrica LIGHT, que foi construída na década de 70. A área está localizada na Região Oeste do estado do Rio de Janeiro, no distrito industrial de Santa Cruz, próxima do canal de São Francisco e de outros empreendimentos de grande porte, como a Siderúrgica da Gerdau-Cosigua, o Porto de Sepetiba, a Usina Termoelétrica de Santa Cruz e a Casa da Moeda.



Figura 21 - Vista superior da localização da Subestação Light Zin. Fonte: *Google Earth*, 2019.



Figura 22 - Vista Frontal da entrada principal da Subestação Light Zin.

4.2 Intervenções realizadas (Breve-histórico)

O subsolo da área da subestação foi estudado e caracterizado como um depósito de argila mole homogêneo, com cerca de 15 m de espessura e ocorrendo até a superfície, por Bogossian & Lima (1974), Aragão (1975) e Costa Filho *et al.*, (1985).

Com a finalidade de responder o máximo de questões que influenciam no entendimento da caracterização do subsolo da subestação e dos fenômenos que ocorreram no problema em questão, foi realizado um levantamento de dados e informações relacionados a área em estudo.

A informação inicial obtida diz respeito a execução do aterro sobre o depósito de sole mole. Um relatório fornecido pela LIGHT, e apresentado no Anexo I, contempla informações de ensaios de controle de compactação do aterro, executados nos meses de abril e maio de 1975, previamente a construção da subestação. Conforme apresentado na Figura 23, o terreno foi seccionado em 6 (seis) subáreas para a execução do aterro com controle de compactação. O relatório fornece valores de teor de umidade do aterro, grau de compactação obtida e pares massa específica seca máxima / teor de umidade ótima, obtidos de diversos pontos do aterro nas subáreas 1 a 3. Os resultados completos estão apresentados no Anexo I. O valor médio do teor de umidade ótima foi de 18,0 % e o valor médio da massa específica seca máxima foi de $1,67 \text{ g/cm}^3$, o que corresponde a uma massa específica úmida de $1,97 \text{ g/cm}^3$. O grau de compactação obtido no campo foi

ligeiramente superior a 100 % com um desvio em relação à umidade ótima de cerca de + 2,2 %, o que corresponde a uma umidade de 20,2 %. Disto conclui-se que a massa específica úmida do aterro pós-compactado era, em média, próxima de $2,00 \text{ g/cm}^3$, o que corresponde a um peso específico de $19,6 \text{ kN/m}^3$.

Nas análises efetuadas nesta dissertação considerou-se o peso específico natural do aterro igual a $20,0 \text{ kN/m}^3$.

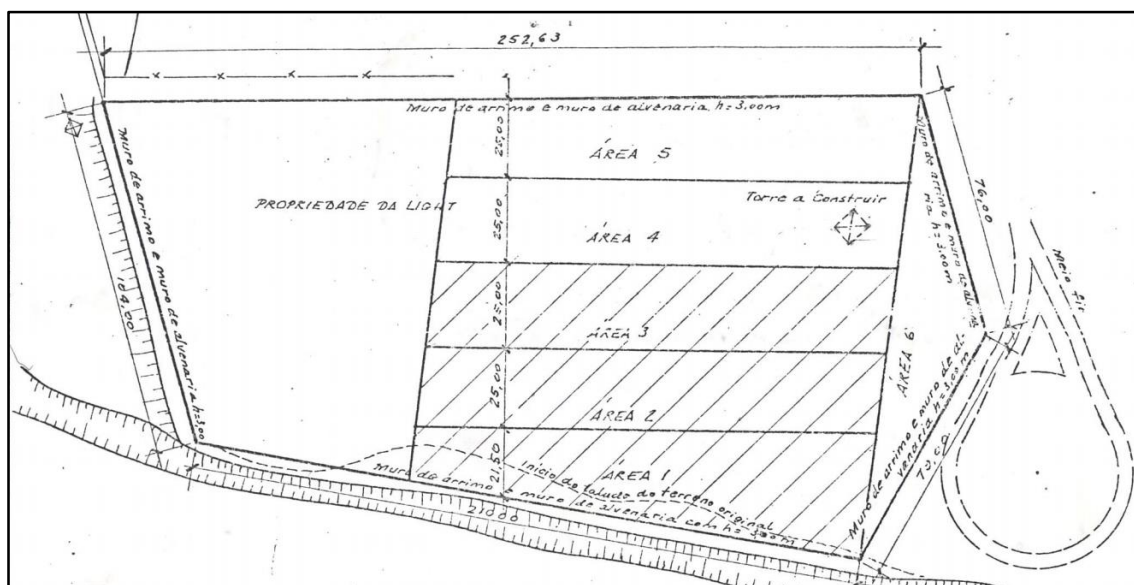


Figura 23 - Área de controle de compactação do aterro executado em 1975. (Relatório interno da Light, 1975)

4.3 Sondagens à percussão

As informações mais pretéritas do subsolo local são provenientes de sondagens a percussão com ensaios de SPT realizadas na época da construção da subestação para elaboração do projeto de fundações. Os boletins destas sondagens estão apresentados no Anexo II. Infelizmente, nestes boletins, não constam as datas de execução das sondagens.

Mais recentemente, no ano de 2013, a LIGHT-ZIN realizou uma nova campanha de sondagens a percussão com ensaios de SPT. A Figura 24 apresenta a localização aproximada dos pontos de sondagem de ambas as campanhas sobre o terreno original, já que os dados foram redesenhados e não se teve acesso as coordenadas exatas de cada sondagem. Na Figura 24, a cor vermelha indica as primeiras sondagens e a cor azul as mais recentes. Segundo os registros, foram executadas um total de 39 sondagens, sendo 19 executadas na década de 70 e as demais no ano de 2013. De um modo geral, as sondagens foram paralisadas entre 35 e 40 m de profundidade, com valor máximo de N_{SPT} da ordem de 35.

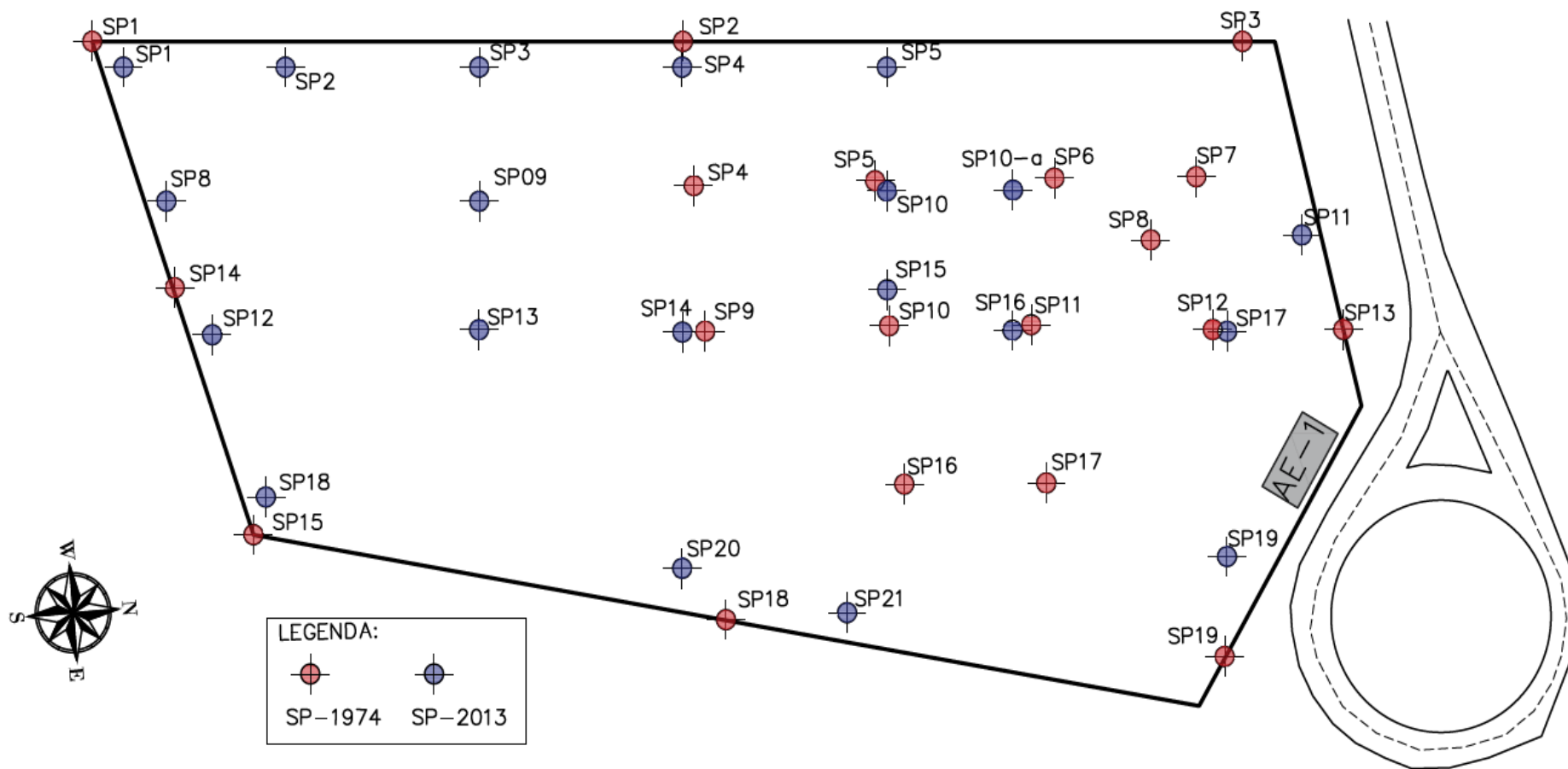


Figura 24 - Localização dos pontos de sondagem realizada na década de 70 na cor vermelha e no ano de 2013 na cor azul.

Os boletins das sondagens revelam uma camada de aterro compactado com 2,5 a 3,5 m de espessura, construído sobre uma camada de argila mole orgânica com 10 a 15 m de espessura e com N_{SPT} variando de 0 a 10, porém com valor médio de 2. No pacote de argila mole, observa-se a ocorrência de algumas lentes de areia fina. Subjacente ao solo mole, existe uma camada espessa de areia fina a grossa, compacta e pouco argilosa.

A partir dos boletins de sondagem, De Campos (2004) elaborou uma representação espacial das camadas do subsolo até a base do pacote de argila mole, apresentada na Figura 25. A figura ilustra a conformação superficial do terreno obtida segundo as cotas de locação das sondagens executadas na década de 70, revelando que o terreno original era praticamente plano. A figura também mostra a suave variação espacial da espessura do aterro entre 2,5 e 3,5 m. A conformação da base da camada de argila mole mostra algumas variações na profundidade de ocorrência desta camada, na porção frontal do terreno. Nota-se também que há uma intrusão de uma camada de areia fina no pacote de argila, nos fundos do terreno, tornando a camada argilosa menos espessa.

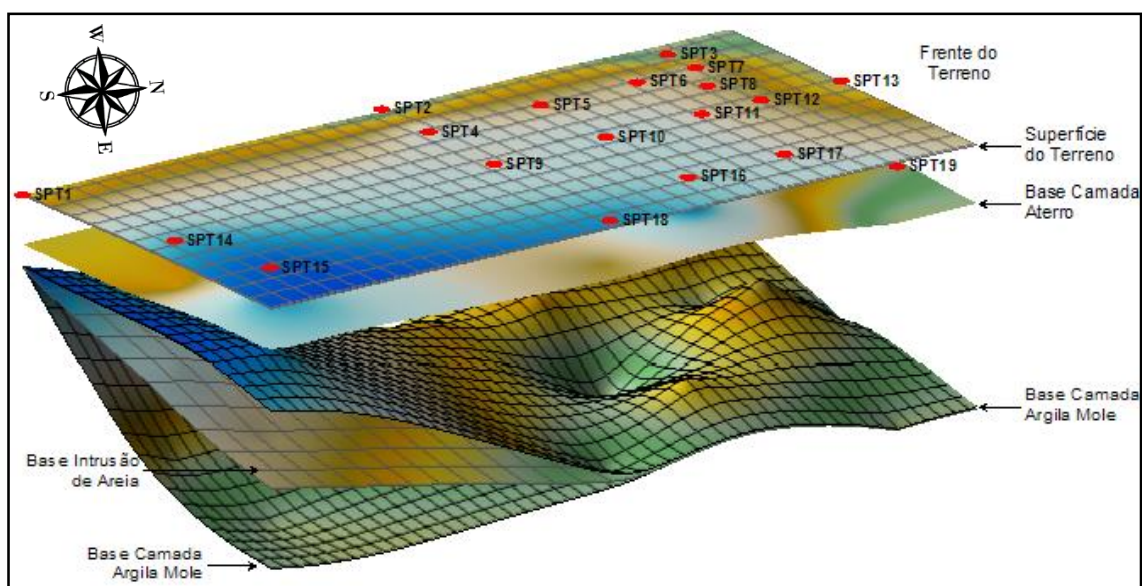


Figura 25 - Representação espacial de camadas de solo até a base da argila mole segundo sondagens do tipo SPT (De Campos, 2004).

4.4 Investigações geotécnicas

Além das sondagens a percussão com ensaios de SPT, as campanhas de investigações geotécnicas realizadas no terreno da subestação incluíram: ensaios de piezocone com ensaios de dissipação, ensaios pressiométricos, ensaios de palheta *in situ* (“*vane tests*”), coleta de amostras indeformadas da camada de argila mole e ensaios de

laboratório (caracterização completa, ensaios de adensamento edométrico convencionais e ensaios triaxiais do tipo UU).

Com exceção das sondagens a percussão, as demais investigações geotécnicas foram todas executadas dentro de quatro áreas experimentais delimitadas dentro do terreno da subestação, a saber: AE-1, AE-2, AE-3 e AE-4. A Figura 26 apresenta a localização destas áreas experimentais.

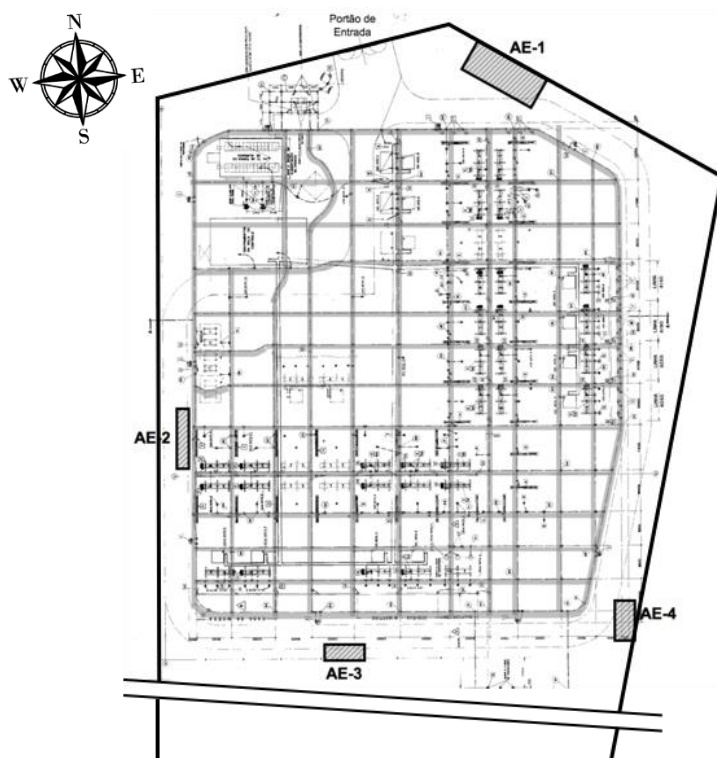


Figura 26 - Localização das áreas experimentais (apud Paes, 2017).

Na sequência, são apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados por De Campos (2006) (e.g. Bello *et al.*, 2006) e pela PUC-Rio, e que são utilizados e analisados nesta dissertação.

Para a realização da campanha de ensaios de laboratório, foram retirados um bloco indeformado da camada de aterro compactado (AM 2005-1A) e 28 amostras indeformadas do tipo Shelby da camada de argila mole, AM 2005-1B a AM 2005-15 e AM 2008-1 a AM 2008-15 (ver Tabela 5). Todas as amostras foram retiradas na área AE-1, indicada na Figura 26. No entanto, apenas se tem a localização dos furos das amostras extraídas no ano de 2005, que estão apresentados na Figura 27.

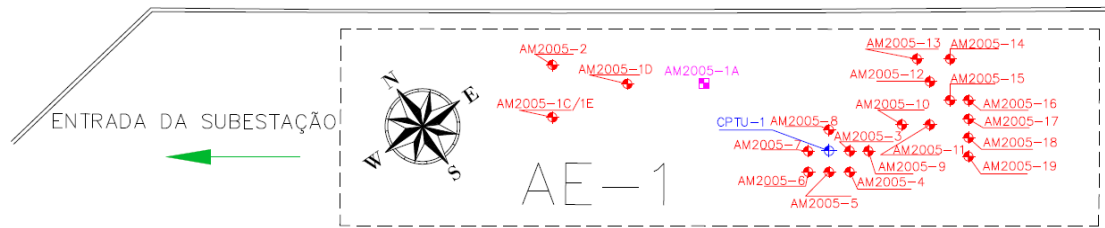


Figura 27 - Localização das amostras extraídas da área AE-1 no ano de 2005.

Os amostradores do tipo Shelby utilizados para a extração das amostras de 2005 foram projetados e confeccionados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. Eles eram constituídos por um tubo de alumínio de 3" de diâmetro externo com ponta biselada, 1,5 mm de espessura de parede e 55 cm de comprimento, sem folga interna. Os tubos também eram dotados de uma cabeça de conexão com as hastas de SPT e um sistema de pistão estacionário com anéis de vedação de borracha, conforme ilustra a Figura 28.



Figura 28 - Amostradores do tipo Shelby utilizados para extração das amostras de argila mole no ano de 2005. De Campos (2006).

Nas amostras indeformadas de argila mole, foram executados os seguintes ensaios de laboratório:

- 28 conjuntos de ensaios de caracterização completa;

- 13 ensaios de adensamento edométrico convencionais;
- um ensaio de adensamento edométrico com estágios de longa duração para a avaliação do adensamento secundário;
- um ensaio de adensamento edométrico com medida de permeabilidade.

Além disso, foram realizados ensaios triaxiais do tipo UU, os quais não são analisados neste trabalho.

Um bloco indeformado foi retirado da camada de aterro compactado através da abertura de uma trincheira até a profundidade de 1,10 m. Este bloco, com dimensões de 30 cm x 30 cm x 30 cm, foi amostrado no meio da camada de aterro, cuja espessura de aproximadamente 2,0 metros, naquele local, foi determinada por meio de um furo de inspeção prévio. Foi feita uma determinação de peso específico no bloco, obtendo-se um valor de 20,0 kN/m³ (ver Tabela 5), confirmando o valor estimado com base nos dados de controle de compactação do aterro (ver Item 4.2).

A Tabela 5 apresenta, para cada uma das amostras indeformadas, as seguintes informações: o furo do qual foi extraída, a identificação da amostra, o ano de extração, o intervalo de profundidade em relação ao topo do terreno (topo do aterro) e os ensaios de laboratório executados na amostra. Observa-se que nas amostras AM 2005-2 e AM 2005-10 não foi realizado nenhum ensaio de laboratório.

Quanto aos ensaios de caracterização, foram realizados densidade relativa dos grãos, granulometria completa (peneiramento e sedimentação) e limites de Atterberg (liquidez e plasticidade). Os resultados dos ensaios de caracterização encontram-se resumidos na Tabela 6, e graficamente apresentados ao longo da profundidade nas Figuras 29 a 32. Nestas figuras, das amostras extraídas em 2005, são apresentados os resultados das amostras AM 2005-1B, AM 2005-1C, AM 2005-1D e AM 2005-1E. Os resultados dos ensaios de caracterização das amostras AM 2005-2 a AM 2005-15, todas extraídas entre as profundidades de 3,50 a 4,00 m em diferentes furos (furos 2 a 15), não constam nos perfis das Figuras 29 a 32. Por esta razão, complementarmente, as Figuras 33 a 35 apresentam uma compilação dos resultados dos ensaios de caracterização das amostras AM 2005-2 a AM 2005-15, incluindo também a amostra AM 2005-1C, também extraída entre 3,50 a 4,00 m de profundidade. Ainda nas Figuras 29 a 32, são também apresentados os resultados dos ensaios de caracterização das amostras AM 2008-1 a AM 2008-10. Nas Figuras 29 a 32, a origem da escala de profundidade está no topo do depósito de argila

mole, isto é, na base do aterro, assumindo que a espessura do aterro na área de extração das amostras era de 2,5 m, conforme será justificado mais adiante.

Na última coluna da Tabela 6, são apresentados os valores de Atividade (Skempton, 1953) dos argilo-minerais que compõem a fração granulométrica “argila”, calculados como:

$$\text{Atividade} = \frac{\text{Índice de plasticidade (IP) em \%}}{\text{Fração granulométrica "argila" em \%}} \quad \text{Equação 55}$$

Conforme mostra a Tabela 5, doze amostras indeformadas foram submetidas a ensaios de adensamento edométrico. As amostras AM 2005-1C e AM 2005-14 foram extraídas e ensaiadas em outubro de 2005, ao passo que as demais amostras foram extraídas e ensaiadas em junho de 2008. Pontua-se que, na amostra AM 2005-1C, além do ensaio de adensamento edométrico convencional, foi executado um ensaio de adensamento edométrico com estágios de longa duração para avaliação do adensamento secundário e um ensaio de adensamento edométrico com medida de permeabilidade. A amostra AM 2005-14 foi submetida a dois ensaios de adensamento edométrico convencionais. Nas amostras extraídas em 2008, foi realizado um ensaio edométrico por amostra. Portanto, foram realizados quinze ensaios de adensamento edométrico nas amostras indeformadas extraídas do depósito de argila mole.

Todos os ensaios de adensamento edométrico foram do tipo carregamento incremental multi-estágio, tendo sido executados em prensas do tipo Bishop, com células de anel fixo e com sistema de drenagem adaptado à base das mesmas. Os corpos de prova tinham 7,15 cm de diâmetro e 1,98 cm de altura. Os ensaios edométricos convencionais e aquele com medida de permeabilidade tiveram duração de estágio de 24 horas, ao passo que o ensaio de longa duração teve duração de estágio de uma semana.

De um modo geral, de acordo com De Campos (2006) e (e.g. Bello *et al.*, 2006), as rotinas empregadas em todos os ensaios, seguiram as metodologias preconizadas pelas suas respectivas Normas Brasileiras ABNT-NBR em vigor.

Os índices físicos iniciais dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos, a saber, peso específico natural (γ_r), teor de umidade natural (w_{nat}), índice de vazios inicial (e_0) e grau de saturação (S_r), estão apresentados na Tabela 7. Os valores de teor de umidade natural desses corpos de prova ao longo da profundidade estão apresentados juntamente com os limites de Atterberg determinados nas respectivas amostras indeformadas na Figura 31. As Figuras 36 e 37 apresentam os perfis dos valores de peso específico natural e de índice de vazios, respectivamente, ao longo da profundidade. Para

a amostra AM 2005-1C são apresentados três valores de cada parâmetro correspondente aos três corpos de prova ensaiados. Para a amostra AM 2005-14 são apresentados dois valores de cada parâmetro correspondente aos dois corpos de prova ensaiados. Lembrando novamente que a origem da escala de profundidade nestas figuras é o topo do depósito de argila mole, ou seja, a base do aterro.

Os perfis de granulometria e dos índices físicos ao longo da profundidade do depósito no local de extração das amostras indeformadas (Figuras 29 a 32 e 33 a 35) mostram-se bastante coerentes entre si, uma vez que, quanto maior o percentual de argila (principalmente, mas também o percentual de silte), maiores os valores de teor de umidade natural (w_{nat}), de índice de plasticidade (IP) e de índice de vazios *in situ* (e) e menores os valores de peso específico natural (γ_{nat}).

Observa-se que, até cerca de 2,0 m de profundidade em relação ao topo do depósito de argila mole, ocorre uma camada argilo-siltosa e silto-argilosa, com baixo percentual de areia, inferior a 15 %. Nesta camada, os valores de teor de umidade natural (w_{nat}) variam entre 102,8 % e 184,4 %, os valores de índice de plasticidade (IP) variam entre 63,3 % e 112,1 %, os valores de peso específico natural (γ_{nat}) variam entre 12,5 kN/m³ e 13,7 kN/m³ e os valores de índice de vazios *in situ* (e) variam entre 2,99 e 3,30.

A partir desta profundidade, ocorre um aumento gradual do percentual de areia (diminuição dos percentuais de argila e silte) até atingir um valor máximo de 80 % de areia a cerca de 4,0 m de profundidade em relação ao topo do depósito de argila mole. Nesta profundidade, determinou-se um valor de teor de umidade natural (w_{nat}) igual 37,0 %, de índice de plasticidade (IP) de apenas 6,9 %, de peso específico natural (γ_{nat}) igual a 17,6 kN/m³ e de índice de vazios *in situ* igual a 1,09.

Com o aumento da profundidade, o percentual de areia passa a diminuir gradativamente (aumento dos percentuais de argila e silte) até atingir uma camada predominantemente argilosa entre 6,0 e 7,0 m de profundidade em relação ao topo do depósito até pelo menos cerca de 10,0 m de profundidade, que corresponde a base da amostra mais profunda extraída. Nesta camada, os valores de teor de umidade natural (w_{nat}) variam entre 72,2 % e 87,5 %, os valores de índice de plasticidade (IP) variam entre 87,2 % e 106,3 %, os valores de peso específico natural (γ_{nat}) variam entre 14,1 kN/m³ e 14,6 kN/m³ e os valores de índice de vazios *in situ* variam entre 2,32 e 2,87.

Outro aspecto relevante, é a repetitividade dos resultados obtidos de todas as amostras extraídas entre 3,5 e 4,0 m de profundidade em relação ao topo do aterro (1,0 a

1,5 m de profundidade em relação ao topo do depósito de argila), apresentadas nas Figuras 33 a 35. Nessas amostras, o valor médio do percentual de argila é igual 48,5 %, o valor médio do percentual de silte é igual a 47,2 % e o valor médio do percentual de areia é igual a 4,3 %. O valor médio do limite de liquidez é 127,4 % e o valor médio do limite de plasticidade é 44,1 %, resultando em um valor médio do índice de plasticidade igual a 83,3 %. Finalmente, o valor médio da densidade relativa dos grãos é igual a 2,60.

A Tabela 8 e as Figuras 38 a 40, apresentam os valores de tensão de sobreadensamento (σ'_p), do índice de vazios correspondente a esta tensão (e_p) na curva de compressibilidade e $x \log \sigma'_v$, bem como os valores dos índices de compressão virgem (C_c) e de recompressão (C_r). Os valores de tensão de sobreadensamento foram determinados pelo Método de Pacheco Silva. Os parâmetros de compressibilidade C_c e C_r foram obtidos, respectivamente, a partir de retas traçadas pelos pontos que definem a reta de compressão virgem logo após a tensão de sobreadensamento, e pelos pontos de carregamento na curva e $x \log \sigma'_v$. De posse das curvas de compressibilidade, a autora desta dissertação determinou todos os parâmetros de compressibilidade que constam na Tabela 6. Essas determinações estão apresentadas em detalhe no Anexo III. Devido ao elevado grau de amolgamento, não foi possível determinar valores de tensão de sobreadensamento para os corpos de prova esculpados na amostra AM 2005-14. A análise dos parâmetros de compressibilidade é feita no item 5.4 adiante, após a avaliação da qualidade das amostras feita no item 5.3

Os cálculos do coeficiente de adensamento (c_v) foram feitos pelo Método de Taylor. Esses valores serão apresentados e analisados mais adiante, no item 5.6.

No que diz respeito aos ensaios de piezocone com ensaios de dissipação, estes foram executados no ano de 2005 e atingiram uma profundidade até a base da camada de argila mole. As verticais de ensaios de piezocone revelaram um aterro com espessura variando de 2,0 a 3,0 m e um nível d'água de aproximadamente 1,60 m abaixo da superfície do terreno (topo do aterro). A Figura 41 mostra o resultado do ensaio CPTU-1, realizado dentro ou próximo à área AE-1.

Tabela 5 – Amostras da subestação LIGHT-ZIN ensaiadas.

Local de amostragem	Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo do aterro (m)	Caracterização	Adensamento edométrico
Furo 1a -2005 (AE-1)	AM 2005-1B	2,50 a 3,00	x	-
	AM 2005-1C	3,50 a 4,00	x	x (três ensaios)
	AM 2005-1D	5,25 a 5,75	x	-
Furo 1b -2005 (AE-1)	AM 2005-1E	6,00 a 6,50	x	-
Furos 2 a 15-2005 (AE-1)	AM 2005-2	3,50 a 4,00	-	-
	AM 2005-3	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-4	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-5	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-6	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-7	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-8	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-9	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-10	3,50 a 4,00	-	-
	AM 2005-11	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-12	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-13	3,50 a 4,00	x	-
	AM 2005-14	3,50 a 4,00	x	x (dois ensaios)
	AM 2005-15	3,50 a 4,00	x	-
	Furo 1 -2008 (AE-1)	AM 2008-1	2,80 a 3,35	x
AM 2008-2		3,35 a 3,95	x	x
AM 2008-3		4,00 a 4,60	x	x
AM 2008-4		5,00 a 5,60	x	x
AM 2008-5		6,00 a 6,80	x	x
AM 2008-6		7,10 a 7,60	x	x
AM 2008-7		8,00 a 8,60	x	x
AM 2008-8		9,00 a 9,60	x	x
AM 2008-9		10,00-10,60	x	x
AM 2008-10		11,50-12,10	x	x

Tabela 6 – Resumo dos Resultados dos Ensaios de Caracterização.

Local de amostragem	Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo do aterro (m)	Limites (%)			Gs	Granulometria (%) SUCS-ASTM			Atividade (Skempton, 1953)
			LL	LP	IP		Areia	Silte	Argila	
Bloco indeformado	AM 2005-1A	0,80 a 1,10	-	-	-	2,77	50,0	19,9	30,1	
Furo 1a -2005 (AE-1)	AM 2005-1B	2,50 a 3,00	121,4	55,9	65,5	2,54	3,0	32,2	64,8	1,01
	AM 2005-1C	3,50 a 4,00	135,2	54,7	80,5	2,62	4,4	39,9	55,7	1,45
	AM 2005-1D	5,25 a 5,75	85,1	45,2	39,9	2,66	16,9	46,4	36,7	1,09
Furo 1b -2005 (AE-1)	AM 2005-1E	6,00 a 6,50	55,8	30,8	25,0	2,57	33,8	29,0	37,2	0,67
Furos 2 a 15-2005 (AE-1)	AM 2005-3	3,50 a 4,00	152,6	53,0	99,6	2,53	2,3	40,1	57,6	1,73
	AM 2005-4	3,50 a 4,00	134,4	51,1	83,3	2,51	4,6	40,2	55,2	1,51
	AM 2005-5	3,50 a 4,00	113,9	48,6	65,3	2,45	8,3	35,4	56,3	1,16
	AM 2005-6	3,50 a 4,00	120,7	38,3	82,4	2,66	2,5	59,4	38,1	2,16
	AM 2005-7	3,50 a 4,00	137,9	49,3	88,6	2,62	2,0	40,9	57,1	1,55
	AM 2005-8	3,50 a 4,00	119,0	45,8	73,2	2,69	2,7	56,9	40,4	1,81
	AM 2005-9	3,50 a 4,00	114,4	2,3	112,1	2,63	1,0	46,0	53,0	2,12
	AM 2005-11	3,50 a 4,00	116,2	43,7	72,5	2,60	1,5	50,4	48,1	1,51
	AM 2005-12	3,50 a 4,00	120,8	52,8	68,0	2,62	1,3	45,6	53,1	1,28
	AM 2005-13	3,50 a 4,00	132,3	41,7	90,6	2,64	15,9	54,0	30,1	3,01
	AM 2005-14	3,50 a 4,00	108,1	37,4	70,7	2,59	6,9	56,6	36,5	1,94
	AM 2005-15	3,50 a 4,00	150,6	54,5	96,1	2,60	2,8	48,3	48,9	1,97
Furo 1 -2008 (AE-1)	AM 2008-1	2,80 a 3,35	99,1	35,8	63,3	2,62	9,7	41,3	49,0	1,29
	AM 2008-2	3,35 a 3,95	119,4	36,7	82,7	2,69	13,3	55,9	30,8	2,69
	AM 2008-3	4,00 a 4,60	129,0	58,2	70,8	2,61	1,5	54,9	43,6	1,62
	AM 2008-4	5,00 a 5,60	71,8	30,5	41,3	2,66	24,1	44,0	31,9	1,29
	AM 2008-5	6,00 a 6,80	25,3	18,4	6,9	2,74	80,3	8,0	11,7	0,59
	AM 2008-6	7,10 a 7,60	51,1	22,9	28,2	2,71	40,4	29,1	30,5	0,92
	AM 2008-7	8,00 a 8,60	76,9	30,7	46,2	2,70	27,5	35,5	37,0	1,25
	AM 2008-8	9,00 a 9,60	128,4	45,6	82,8	2,69	0,3	36,8	62,9	1,32
	AM 2008-9	10,00 a 10,60	132,7	45,2	87,5	2,73	4,0	26,9	69,1	1,27
	AM 2008-10	11,50 a 12,10	116,0	43,8	72,2	2,64	1,6	32,1	66,3	1,09

Tabela 7 – Índices Físicos dos Corpos de Prova dos Ensaio de Adensamento.

Local de amostragem	Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo do aterro (m)	γ_t (kN/m ³)			w_i (%)			e_o			S (%)		
Furo 1a -2005 (AE-1)	AM 2005-1C (*)	3,50 a 4,00	13,6	13,5	13,6	121,7	125,9	122,4	3,19	3,30	3,21	99,9	100,0	99,9
	AM 2005-1D	5,25 a 5,75	13,2			115,0			3,25			94,1		
Furo 14 -2005 (AE-1)	AM 2005-14 (**)	3,50 a 4,00	12,5	12,5		184,3	184,4		4,77	4,79		100,0	99,7	
Furo 1 -2008 (AE-1)	AM 2008-1	2,80 a 3,35	13,2			102,8			2,94			91,6		
	AM 2008-2	3,35 a 3,95	13,7			107,6			2,99			97,0		
	AM 2008-3	4,00 a 4,60	13,1			117,6			3,25			94,4		
	AM 2008-4	5,00 a 5,60	15,7			59,0			1,65			95,1		
	AM 2008-5	6,00 a 6,80	17,6			37,0			1,09			93,0		
	AM 2008-6	7,10 a 7,60	16,7			48,6			1,37			96,1		
	AM 2008-7	8,00 a 8,60	14,3			75,3			2,24			90,8		
	AM 2008-8	9,00 a 9,60	14,1			106,3			2,87			99,6		
	AM 2008-9	10,00 a 10,60	14,2			102,6			2,82			99,3		
	AM 2008-10	11,50 a 12,10	14,6			87,2			2,32			99,2		

(*) Na amostra AM 2005-1C, foram realizados três ensaios de adensamento edométrico. Por esta razão, são fornecidos três valores para cada um dos parâmetros, cada qual obtido de um ensaio.

(**) Na amostra AM 2005-14, foram realizados dois ensaios de adensamento edométrico. Por esta razão, são fornecidos dois valores para cada um dos parâmetros, cada qual obtido de um ensaio.

Tabela 8 – Parâmetros de Compressibilidade.

Local de amostragem	Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo do aterro (m)	σ'_p (kPa)			ϵ_p			C_c			C_r			$C_c/(1+e_0)$			C_r/C_c		
			70	70	60	2,93	3,06	2,94	2,09	2,38	2,02	0,13	0,17	0,16	0,50	0,55	0,48	0,06	0,07	0,08
Furo 1a -2005 (AE-1)	AM 2005-1C (*)	3,50 a 4,00	70	70	60	2,93	3,06	2,94	2,09	2,38	2,02	0,13	0,17	0,16	0,50	0,55	0,48	0,06	0,07	0,08
Furo 14 -2005 (AE-1)	AM 2005-14 (**)	3,50 a 4,00	(***)			-			1,17	1,19		0,99	0,96		0,20	0,21		0,85	0,81	
Furo 1 -2008 (AE-1)	AM 2008-1	2,80 a 3,35	88			2,66			1,69			0,14			0,43			0,08		
	AM 2008-2	3,35 a 3,95	70			2,71			1,66			0,29			0,42			0,17		
	AM 2008-3	4,00 a 4,60	41			2,95			1,62			0,61			0,38			0,38		
	AM 2008-4	5,00 a 5,60	50			1,46			0,73			0,25			0,28			0,34		
	AM 2008-5	6,00 a 6,80	61			0,98			0,37			0,11			0,18			0,29		
	AM 2008-6	7,10 a 7,60	62			1,22			0,54			0,14			0,23			0,26		
	AM 2008-7	8,00 a 8,60	48			2,05			1,11			0,34			0,34			0,31		
	AM 2008-8	9,00 a 9,60	85			2,49			2,11			0,20			0,55			0,09		
	AM 2008-9	10,00 a 10,60	79			2,44			1,73			0,21			0,45			0,12		
	AM 2008-10	11,50 a 12,10	85			2,12			1,16			0,20			0,35			0,17		

(*) Na amostra AM 2005-1C, foram realizados três ensaios de adensamento edométrico. Por esta razão, são fornecidos três valores para cada um dos parâmetros, cada qual obtido de um ensaio.

(**) Na amostra AM 2005-14, foram realizados dois ensaios de adensamento edométrico. Por esta razão, são fornecidos dois valores para cada um dos parâmetros, cada qual obtido de um ensaio.

(***) Não foi possível determinar valores de tensão de sobreadensamento devido ao elevado grau de amolgamento dos corpos de prova.

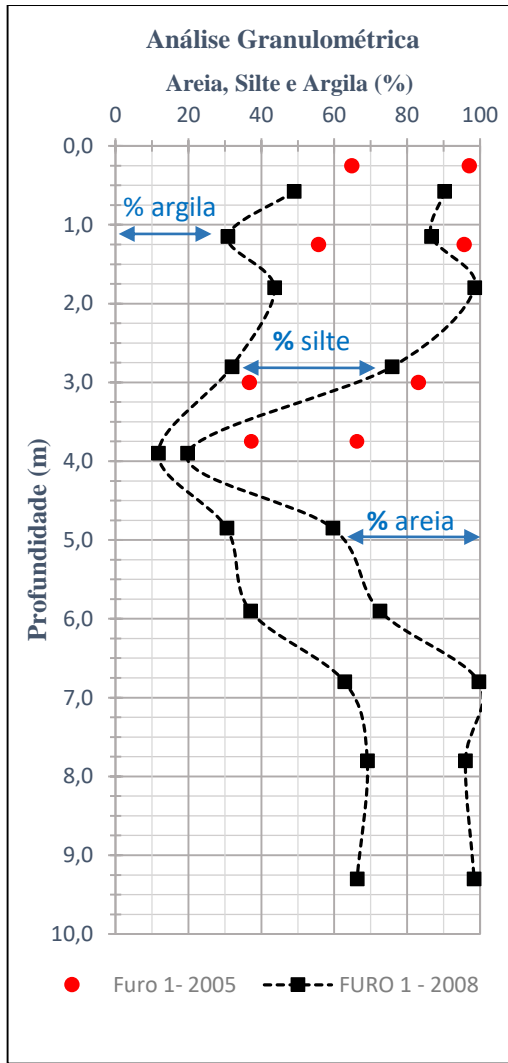


Figura 29 - Análise Granulométrica x profundidade.

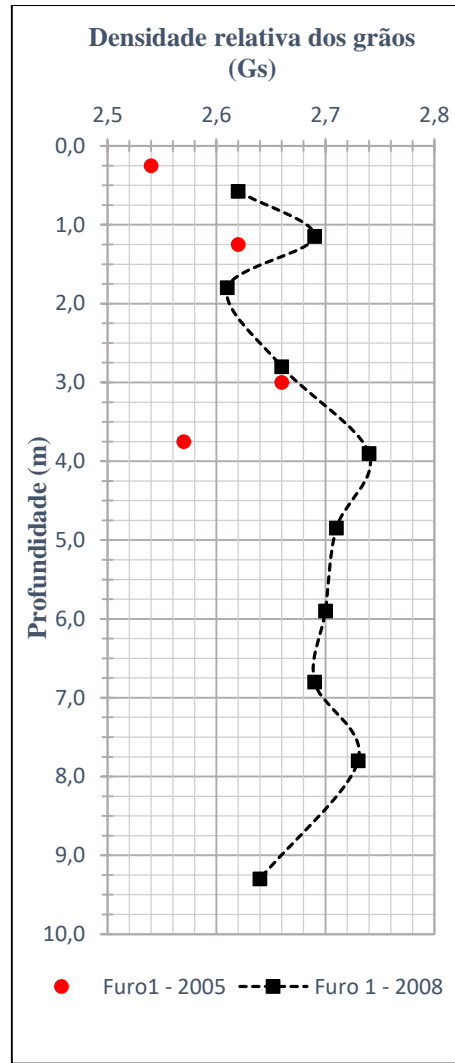


Figura 30 - Densidade relativa dos Grãos x profundidade.

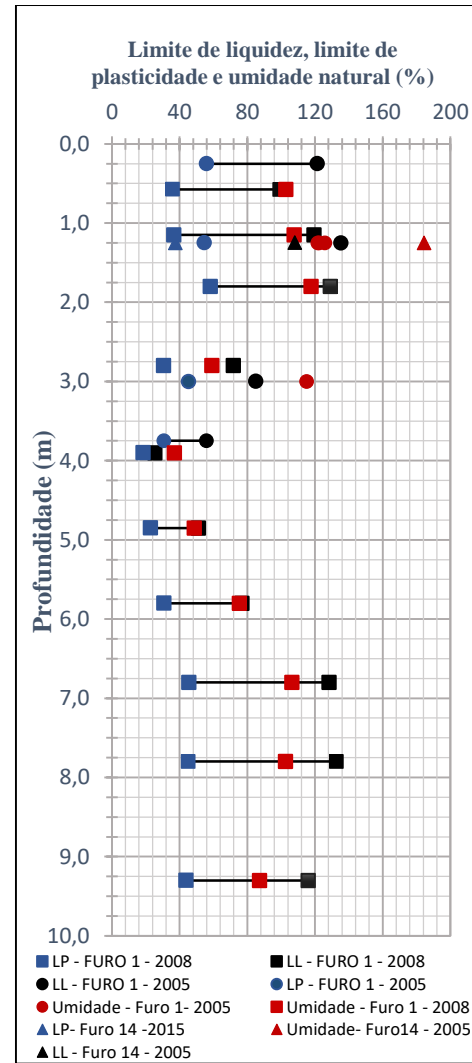


Figura 31 - Limites de Atterberg e umidade natural x profundidade.

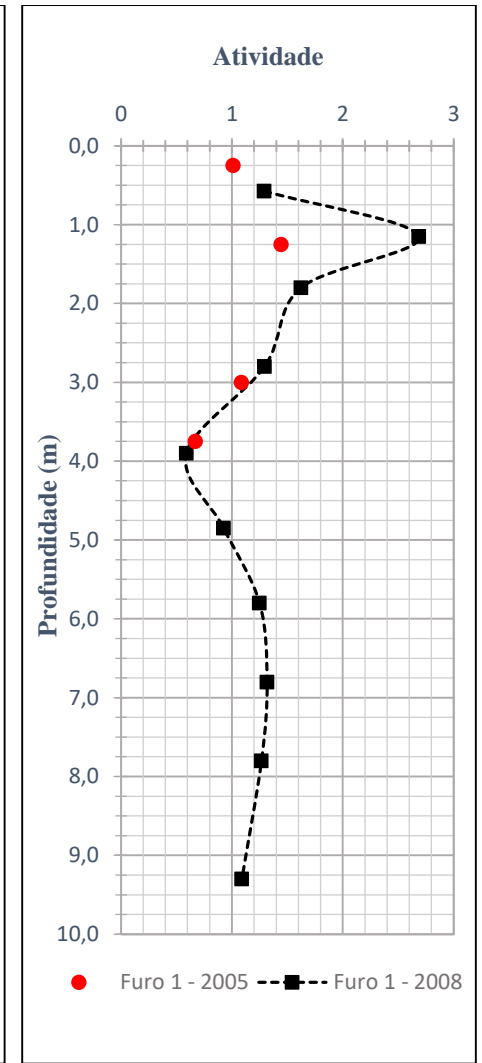


Figura 32 - Atividade x profundidade.

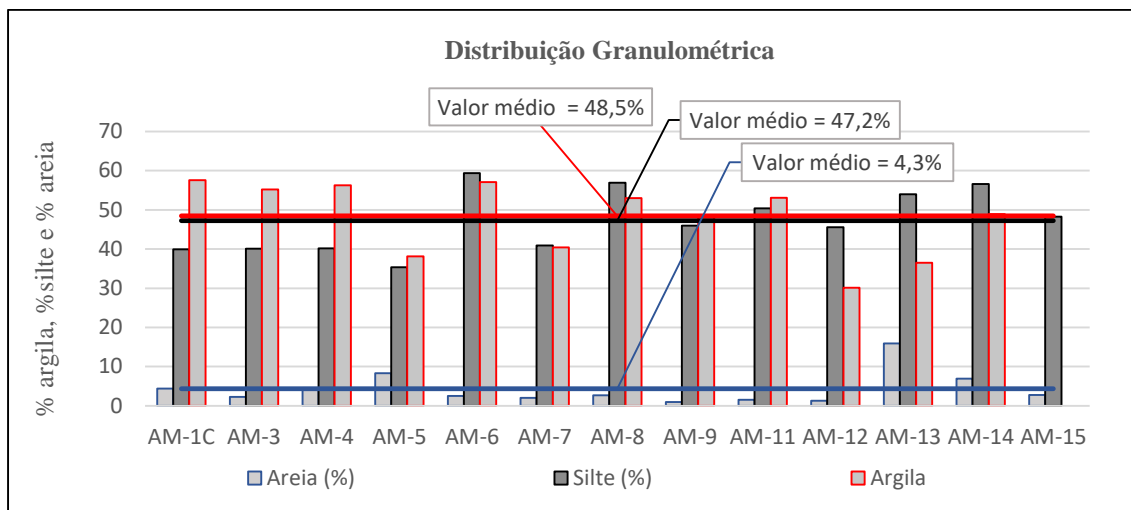


Figura 33 - Distribuição granulométrica das amostras extraídas entre 3,5 a 4,0m em relação ao topo do aterro. Campanha de 2005.

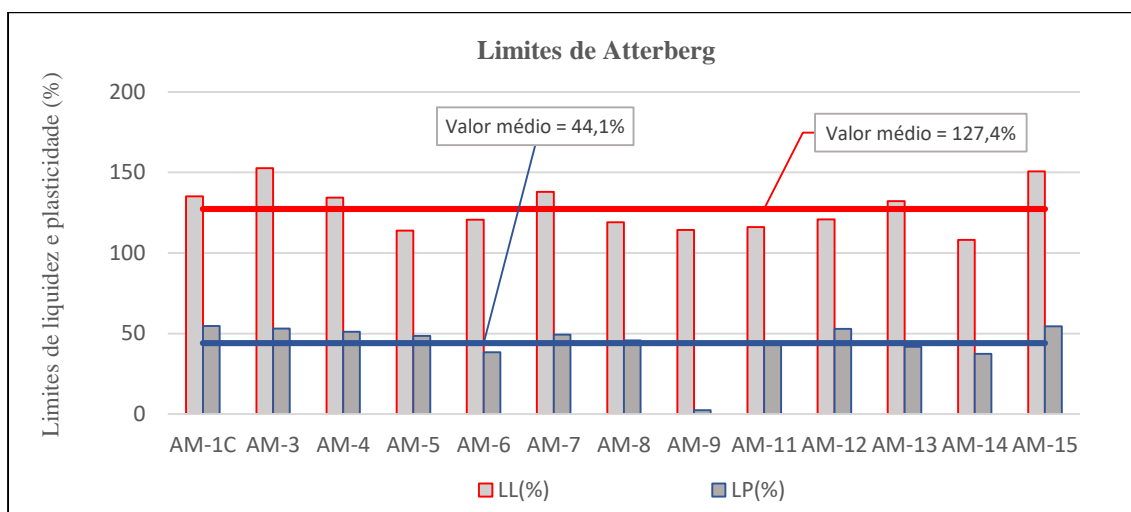


Figura 34 - Limites de Atterberg das amostras extraídas entre 3,5 a 4,0m em relação ao topo do aterro. Campanha de 2005.

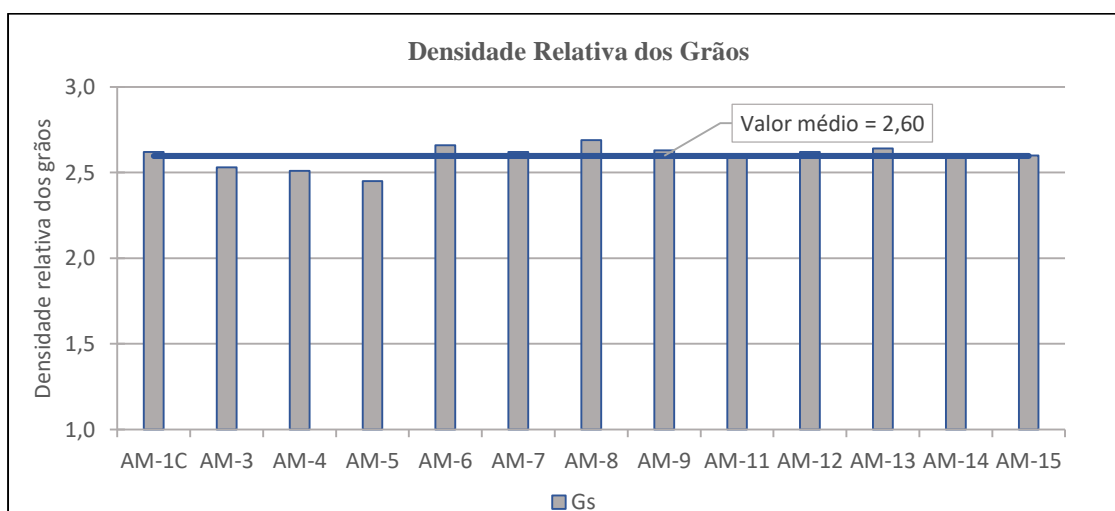


Figura 35 - Densidade relativa dos grãos das amostras extraídas entre 3,5 a 4,0m em relação ao topo do aterro. Campanha de 2005.

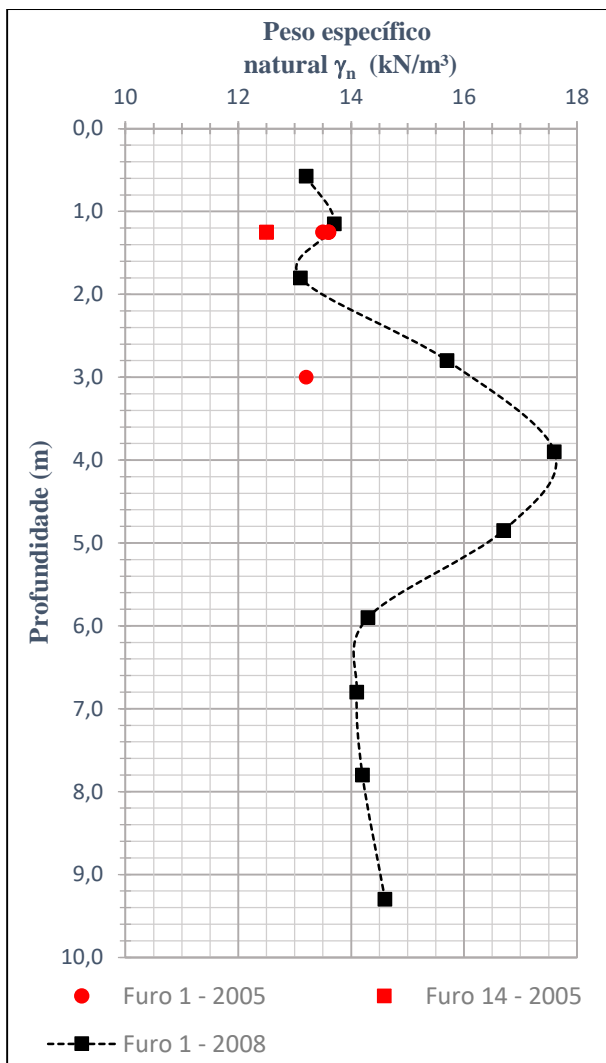


Figura 36 - Peso específico natural x profundidade.

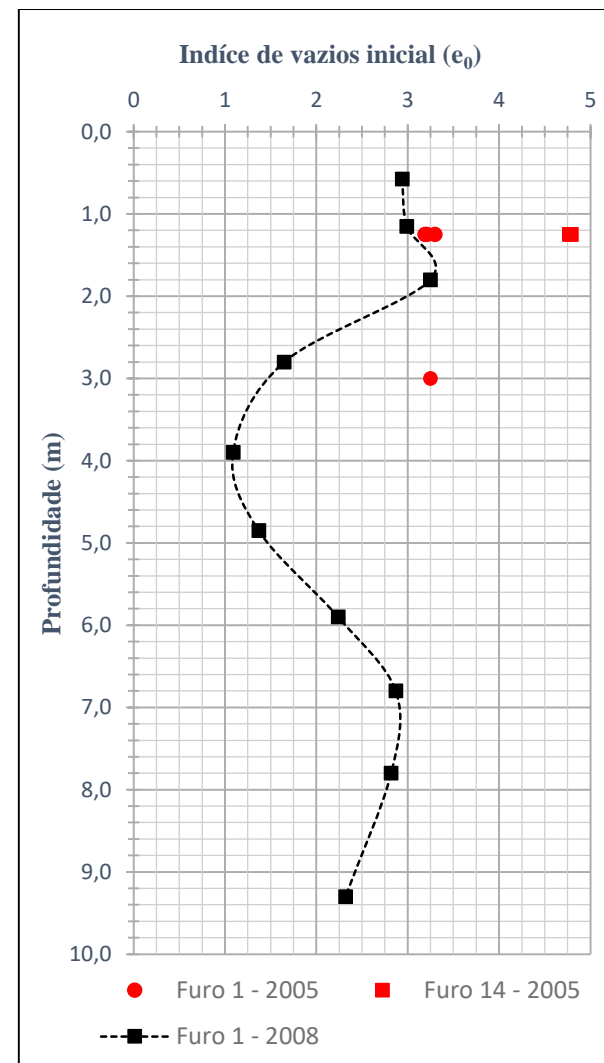


Figura 37 - Índice de vazios inicial x profundidade.

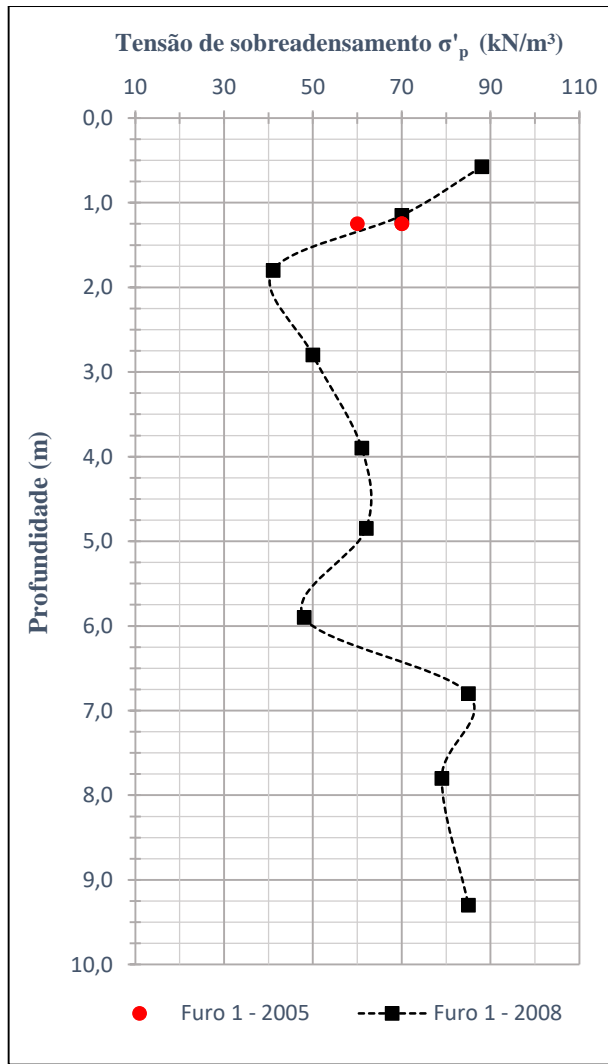


Figura 38 - Tensão de sobreadensamento x profundidade.

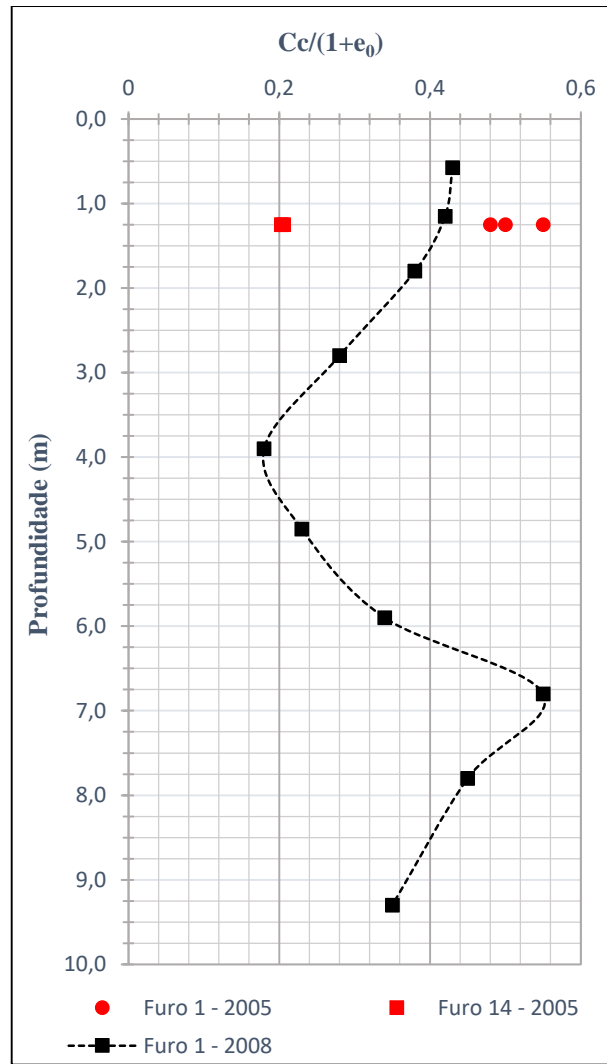


Figura 39 - $C_c/(1+e_0)$ x profundidade.

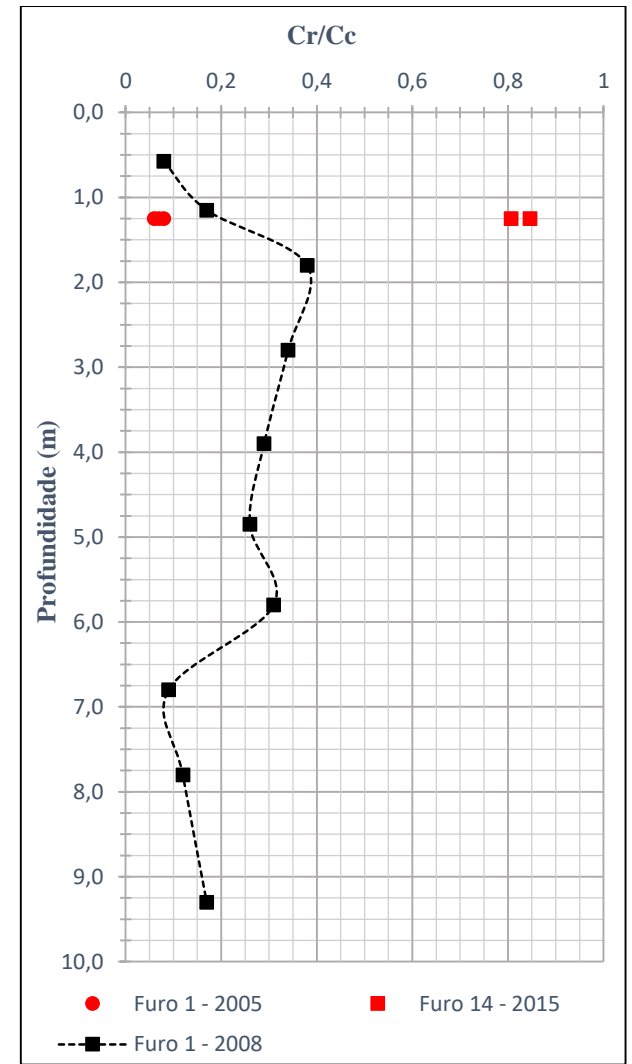


Figura 40 - C_r/C_c x profundidade.

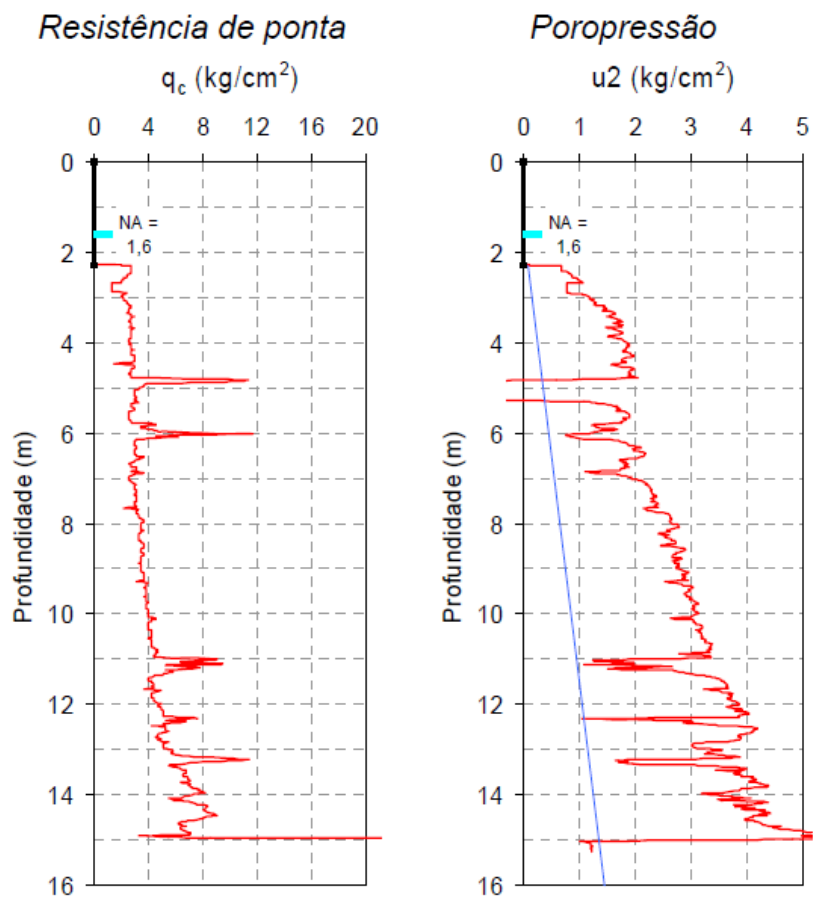


Figura 41 - Resultados do ensaio CPTU-1, na área AE-1.

5

Análise dos ensaios de adensamento edométrico

5.1

Definição do perfil geotécnico do subsolo no local de extração das amostras indeformadas

5.1.1 Considerações Iniciais

De posse dos resultados das investigações geotécnicas cujos resultados constam no item 4, deu-se início a uma análise mais apurada dos referidos dados. As análises foram pautadas principalmente nos resultados dos ensaios de adensamento edométrico.

Para a análise dos resultados dos ensaios edométricos é necessário, preliminarmente, estimar o perfil de tensão vertical efetiva do depósito de solo mole no momento da extração das amostras ensaiadas.

Conforme já mencionado, o lançamento do aterro sob o depósito de solo mole ocorreu no ano de 1975, ao passo que a extração das amostras foi realizada, nos anos 2005 e 2008, ou seja, mais de 30 anos após o lançamento do aterro. Dessa forma, é de se esperar que, no momento da extração das amostras, a maior parte do adensamento primário deflagrado pela carga do aterro já tivesse ocorrido. Sendo assim, torna-se imprescindível avaliar a magnitude do recalque ocorrido até o momento de extração das amostras, uma vez que o efeito de submersão do aterro devido ao recalque influencia na estimativa do perfil de tensão vertical efetiva no depósito de solo mole.

Com este objetivo, define-se um perfil geotécnico do depósito de solo mole no local de extração das amostras indeformadas (área AE-1) e antes do lançamento do aterro, avaliando os índices físicos e os parâmetros de compressibilidade das diferentes camadas que o compõem, conforme descrito a seguir.

Para isso, considera-se a associação das informações referentes aos ensaios de laboratório (caracterização e adensamento edométrico) executados nas amostras indeformadas extraídas da área AE-1, apresentados nas Tabelas 5 e nas Figuras 29 a 40, com a informações do ensaio de piezocone CPTU-1, apresentado na Figura 41 e cuja localização está apresentada na Figura 27, e que é o único ensaio de piezocone executado dentro ou próximo da área AE-1. Ademais, consideram-se também as informações das

sondagens a percussão com ensaios de SPT, a saber SP13-70, SP19-70 e SP19-13, executadas próximas à área AE-1. A Figura 42 apresenta a localização destas sondagens em relação à área AE-1, onde é possível observar que as sondagens estão distantes de 16 a 32 m da área. As sondagens SP13-70 e SP19-70 foram executadas no ano de 1974, ao passo que a sondagem SP19-13 foi executada no ano de 2013. Os boletins destas sondagens estão apresentados no Anexo II.

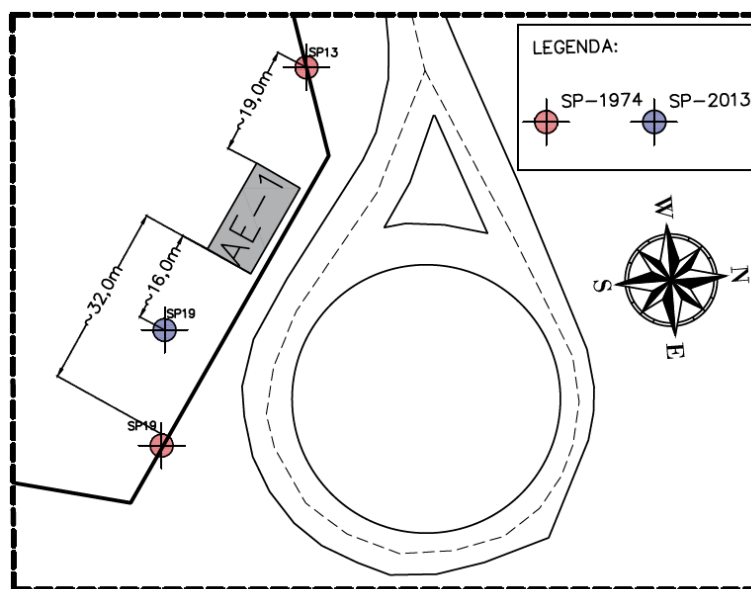


Figura 42 - Localização da área de extração das amostras e sondagens SPT de 1974 e 2013.

5.1.2 Definição das características do aterro

Com base no ensaio de piezocone CPTU-1 (Figura 41), admite-se uma espessura do aterro igual a 2,50 m, o que é corroborado pelos boletins das sondagens SP13-70, SP19-70 e SP19-13. Além disso, a amostra indeformada do tipo Shelby mais superficial, que é a amostra AM 2008-1, foi extraída entre 2,80 e 3,35 m de profundidade a partir do topo do aterro, e já revela características de argila mole, o que também corrobora a espessura do aterro igual 2,50 m (ver Figura 43).

Com base nas informações obtidas do relatório de controle de compactação do aterro, no item 4.2, inferiu-se um peso específico natural (γ_{nat}) do aterro igual a 20,0 kN/m³. Como se não bastasse, do bloco indeformado esculpido de uma trincheira aberta no aterro (amostra AM 2005-1A) determinou-se peso específico total de mesmo valor (ver Tabela 7). Portanto, o peso específico natural adotado para o aterro é 20,0 kN/m³.

5.1.3 Definição da posição do nível d'água.

No momento da realização do ensaio de piezocone CPTU-1 (Figura 41), o nível d'água encontrava-se 1,60 m abaixo do topo do aterro (de espessura aproximadamente igual a 2,5 m), ou seja, cerca de 0,90 m acima do topo do depósito de solo mole. Se admitíssemos, por simplificação, que todo o recalque por adensamento primário e secundário já tivesse ocorrido no momento da realização do ensaio de piezocone, recalque este estimado como sendo da ordem de 2,0 m, conforme será mostrado adiante, no momento da construção do aterro (antes da ocorrência de qualquer recalque), este valor corresponderia ao nível d'água estando a cerca de 1,10 m abaixo do nível do terreno natural (topo do depósito de solo mole). Deve ser ressaltado, entretanto, que o nível d'água varia periodicamente com uma amplitude muito grande nessas regiões de depósito litorâneo de solo mole e, muito provavelmente, por vezes, ele deveria coincidir com o nível do terreno natural. Assim, por simplificação dos cálculos de recalque, admite-se o nível d'água coincidente com o topo do depósito de solo mole no momento da construção do aterro (ver Figura 43).

5.1.4 Definição das características do depósito de solo mole

Novamente com base no ensaio de piezocone CPTU-1 (Figura 41), assume-se que, no local de extração das amostras indeformadas, a espessura do pacote de argila mole era cerca de 13,0 m, o que é corroborado pelo boletim de sondagem SP19-13. Lembrando-se que tais investigações foram executadas em 2013, deve-se ter em mente que esta espessura correspondia a uma ocasião na qual boa parte do recalque por adensamento primário e por adensamento secundário, estimado adiante como sendo da ordem de 2,0 m, já tinha ocorrido. Por este motivo, define-se uma espessura do pacote de argila mole na ocasião da construção do aterro (antes da ocorrência de qualquer recalque) de 15,0 m, o que também é corroborado pelos boletins das sondagens executadas em 1974.

Tomando como referência a distribuição dos índices físicos e dos parâmetros de compressibilidade ao longo da profundidade apresentados nas Tabelas 6, 7, e nas Figuras 29 a 32 e nas Figuras 36 a 40, o depósito de argila mole é dividido em seis camadas de propriedades distintas, para o cálculo do recalque a tempo infinito por adensamento primário e por adensamento secundário (ver Figura 43). Essas camadas são nomeadas de A, B, C, D, E e F.

A camada A ocorre do topo do depósito até 3,0 m de profundidade e, portanto, possui uma espessura inicial 3,0 m. A camada B está compreendida entre as profundidades de 3,0 e 4,0 m e, portanto, possui uma espessura inicial 1,0 m. A camada C está compreendida entre as profundidades de 4,0 e 5,0 m e, portanto, possui uma espessura inicial 1,0 m. A camada D está compreendida entre as profundidades de 5,0 e 6,0 m e, portanto, possui uma espessura inicial 1,0 m. A camada E está compreendida entre as profundidades de 6,0 e 7,0 m e, portanto, possui uma espessura inicial 1,0 m. E finalmente a camada F ocorre da profundidade de 7,0 m até a profundidade de 15,0 m e, portanto, possui uma espessura inicial de 8,0 m.

Deve-se ser enfatizado que essa geometria corresponde à ocasião imediatamente antes da construção do aterro, isto é, antes da ocorrência de qualquer recalque.

A seguir são elencadas as características e parâmetros atribuídos a cada uma das camadas supracitadas, bem como especificado as amostras consideradas para tal, de modo que, fique claro a adequação do perfil estabelecido. A Figura 43 ilustra o perfil de subsolo definido, antes da construção do aterro.

Para cada camada são definidos os seguintes parâmetros:

- 1) O peso específico natural (γ_{nat}), ou peso específico saturado (γ_{sat}), uma vez que estas amostras possuíam grau de saturação igual ou muito próximo de 100%;
- 2) A razão de sobreadensamento (OCR) na ocasião da construção do aterro, chamado aqui de $\text{OCR}_{\text{inicial}}$;
- 3) O valor de $C_c / (1+e_0)$;
- 4) O valor de C_r / C_c ;
- 5) O valor do OCR correspondente a linha de fim do adensamento secundário na curva de compressibilidade e $-\log(\sigma'_v)$, chamado aqui de OCR_{sec} .

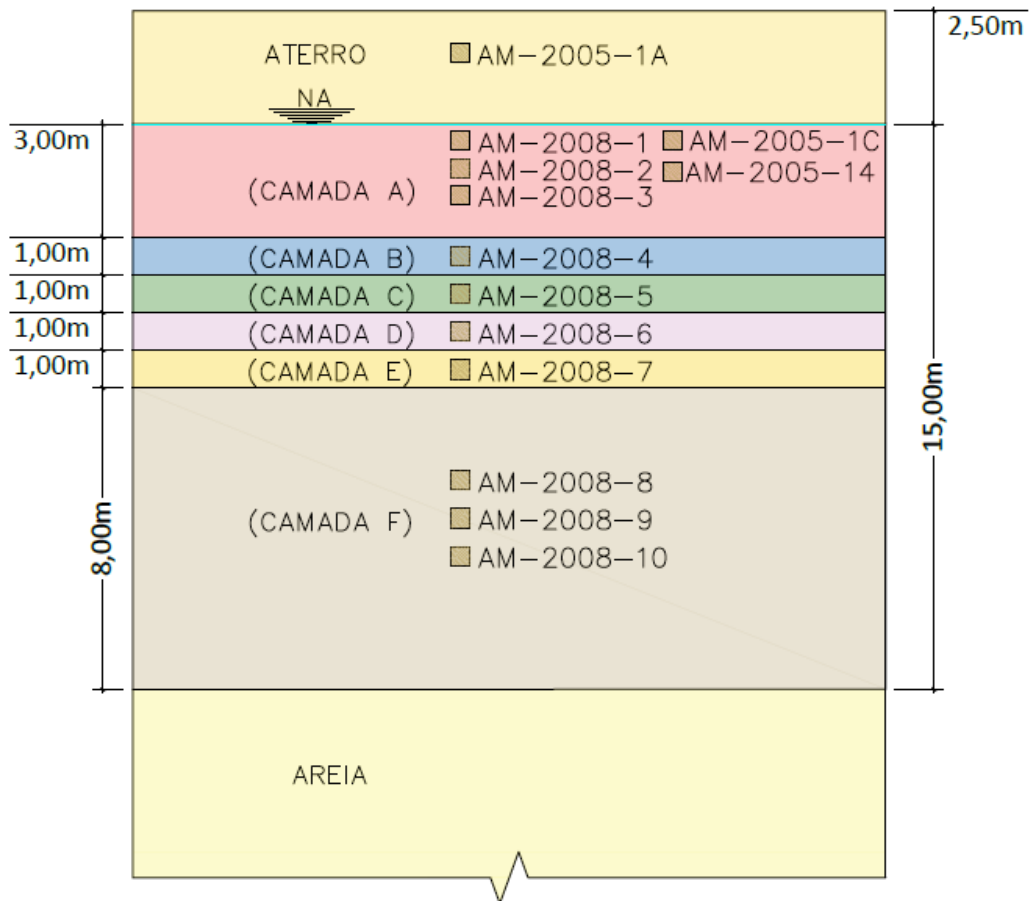


Figura 43 – Perfil do subsolo estabelecido, no momento da construção do aterro (antes de qualquer recalque ter ocorrido).

A) Camada A (de 0 a 3,0 m de profundidade):

Assume-se que as amostras indeformadas submetidas aos ensaios edométricos que pertencem a esta camada são: AM 2005-1C, AM 2005-14, AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2008-3 (ver Tabelas 5 e Figura 44). Essas amostras apresentam um elevado percentual de silte podendo ser classificadas ora como uma argila siltosa ora como um silte argiloso, com pouca areia (ver Tabela 4).

A.1) Peso específico natural (γ_{nat}):

Observa-se da Tabela 7 que na amostra AM 2005-1C foram determinados três valores de γ_{nat} , a saber: 13,6 kN/m³, 13,5 kN/m³ e 13,6 kN/m³, fornecendo um média de 13,6 kN/m³ para esta amostra. Já na amostra AM 2005-14 foram determinados dois valores de γ_{nat} ambos iguais a 12,5 kN/m³. Nas amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM

2008-3 foram determinados, respectivamente, valores de γ_{nat} iguais a 13,2 kN/m³, 13,7 kN/m³ e 13,1 kN/m³.

Descartando os valores determinados na amostra AM 2005-14 por estarem destoando significativamente da média dos demais valores, tem-se um valor mínimo de 13,1 kN/m³, um valor máximo de 13,7 kN/m³ e um valor médio de 13,4 kN/m³. Sendo assim, atribui-se à toda camada A um valor de γ_{nat} igual a 13,4 kN/m³.

A.2) Razão de sobreadensamento inicial (OCR_{inicial}):

Conforme será detalhado adiante, para cálculo do recalque a tempo infinito, todas as camadas de A a F que formam o depósito de argila mole são divididas em subcamadas de 1,0 m, cada qual com seus respectivos parâmetros. Calcula-se, então, o recalque sofrido por cada subcamada, e o recalque total é a soma dos recalques de todas as subcamadas.

Assim, para uma melhor avaliação do OCR inicial da camada A, que se encontra na superfície do depósito onde o OCR varia significativamente com a profundidade, a mesma é analisada para cada subcamada de 1,0 m de espessura, a saber: subcamada A.1, subcamada A.2 e subcamada A.3.

Para a subcamada A.1, compreendida entre 0 e 1,0 m de profundidade, a amostra representativa é a AM 2008-1, cuja profundidade média em relação ao topo do aterro é: $(2,80 \text{ m} + 3,35 \text{ m}) / 2 = 3,08 \text{ m}$. Admitindo a espessura do aterro de 2,50 m, a profundidade média da amostra em relação ao topo do depósito de argila mole é de: $3,08 \text{ m} - 2,50 \text{ m} = 0,58 \text{ m}$, profundidade esta correspondente à situação pós-recalque.

Tendo em mente esta simplificação, a tensão vertical efetiva neste ponto antes do lançamento do aterro, admitindo que esta subcamada encontrava-se submersa e com $\gamma_{\text{sat}} = 13,40 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma_{\text{sub}} = 13,40 - 9,81 = 3,59 \text{ kN/m}^3$) seria de aproximadamente:

$$\sigma'_{v0} = 0,58 * 3,59 \cong 2 \text{ kPa}$$

Caso o sobreadensamento dessa camada tivesse sido causado apenas devido ao adensamento secundário (“aging” segundo Bjerrum, 1972), este teria sido da ordem de:

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} * \text{OCR}_{\text{sec}}$$

onde OCR_{sec} é o OCR associado a linha de fim do secundário em relação a linha de fim do primário.

Assim, assumindo-se, à princípio, $OCR_{sec} \cong 2,0$ (típico das argilas moles marinhas do litoral brasileiro), ter-se-ia:

$$\sigma'_p = 2 * 2 = 4 \text{ kPa}$$

Após o lançamento do aterro de 2,5m de espessura, desconsiderando a submersão do aterro até o momento em que este ponto atingiu um grau de adensamento primário próximo de 100%, o que é razoável uma vez que a distância de drenagem neste ponto era pequena, pode-se admitir que este ponto chegou a ser submetido a uma tensão vertical efetiva da ordem de:

$$\sigma'_v = 2 + (2,5 * 20) \cong 52 \text{ kPa}$$

Assim, ainda que o sobreadensamento dessa subcamada tivesse sido causado por “aging”, este teria sido apagado pela sobrecarga do aterro.

Ocorre que na amostra AM 2008-1 determinou-se uma tensão de sobreadensamento no ensaio de adensamento edométrico de 88 kPa, que é superior ao valor de 52 kPa. Ainda assim, poder-se-ia especular aqui que o sobreadensamento desta subcamada teria sido causado pela carga do aterro e que a diferença entre estes dois valores seria decorrente do fato da tensão de sobreadensamento determinada em ensaios de laboratório ser, comprovadamente, função da velocidade de deformação volumétrica (ver Leroueil *et al.*, 1983; Graham *et al.*, 1983; Leroueil *et al.*, 1985), e que, por esta razão, a tensão de sobreadensamento determinada no ensaio edométrico convencional tende a ser superior a tensão de sobreadensamento de campo, simplesmente pelo fato das velocidades de deformação volumétrica no ensaio edométrico convencional serem bastante superiores às velocidades de campo.

Entretanto, especula-se aqui que esta subcamada encontrava-se previamente sobreadensada por efeito de ressecamento e evaporação e/ou ressecamento devido à vegetação (ver Ladd, 1971), já que, antes da construção do aterro, muito provavelmente, esta primeira subcamada costumava ficar emersa devido a variação do nível d'água. Assume-se também que o acréscimo de tensão vertical devido ao lançamento do aterro não foi suficiente para superar a tensão de sobreadensamento pré-existente.

Assim, admitindo $\sigma'_{v0} = 2 \text{ kPa}$ e $\sigma'_p = 88 \text{ kPa}$, ter-se-ia um OCR da ordem de 44 para a profundidade de 0,58 m (profundidade após o recalque sob a carga do aterro). Para fins de comparação, vale mencionar que Jannuzzi *et. al* (2015) determinaram um valor de

OCR igual a 8 na profundidade de cerca de 1,0 m para o depósito de argila mole do Campo Experimental do Sarapuí II, Duque de Caxias, RJ, conforme mostra a Figura 44, e que este valor tende a aumentar vertiginosamente com a diminuição da profundidade.

Assim, para efeito de cálculo de recalque desta subcamada, não é atribuído um valor de $OCR_{inicial}$, mas simplesmente admite-se que o valor da tensão de sobreadensamento ($\sigma'_{p\text{ inicial}}$) é de 88 kPa. O que deve ser ressaltado, entretanto, é que, ainda que se atribuísse um valor de $\sigma'_{p\text{ inicial}}$ bastante inferior a este, o que se está admitindo aqui é que a carga do aterro não foi suficiente para superar a tensão de sobreadensamento inicial existente e, portanto, toda a compressão desta subcamada ocorreu no domínio de recompressão.

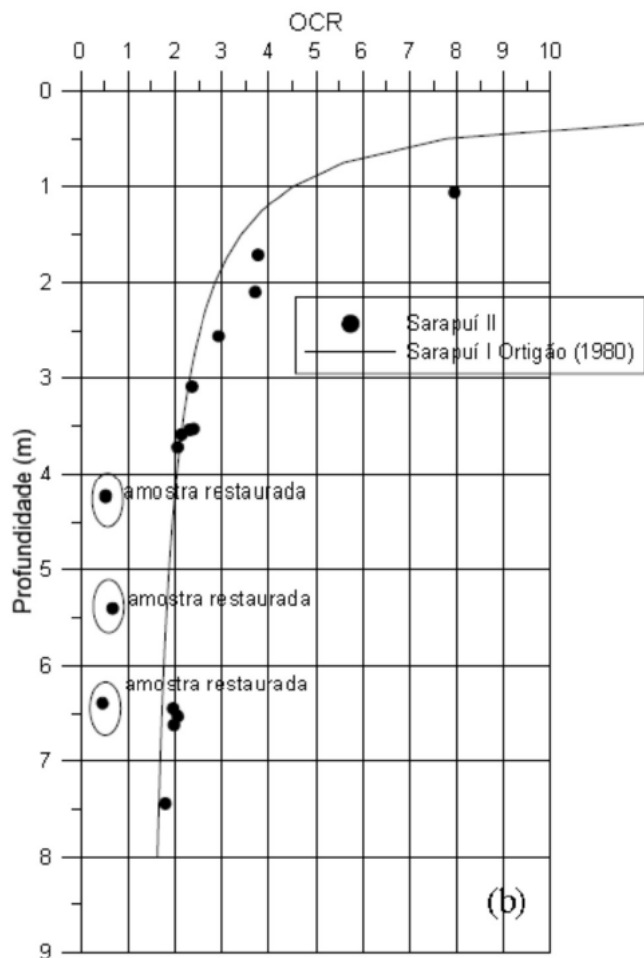


Figura 44 - OCR x profundidade (Jannuzzi *et al.*, 2013) e Ortigão (1980), Fonte: Teles, 2019.

Para a subcamada A.2, com profundidade entre 1,0 e 2,0 m, as amostras representativas são AM 2005-1C, AM 2005-14 e AM 2008-2. Tomando como referência a amostra AM 2008-2, tem-se que a profundidade média pós-recalque é: $(3,35 \text{ m} + 3,95 \text{ m}) / 2 = 3,65 \text{ m}$. Admitindo a espessura do aterro de 2,50 m, a profundidade média da

amostra em relação ao topo do depósito é de: $z = 3,65 \text{ m} - 2,50 \text{ m} = 1,15 \text{ m}$, profundidade esta correspondente à situação pós-recalque.

Tendo em mente esta simplificação, a tensão vertical efetiva neste ponto, antes do lançamento do aterro para um $\gamma_{\text{sub}} = 3,59 \text{ kN/m}^3$, seria de aproximadamente:

$$\sigma'_{v0} = 1,15 * 3,59$$

$$\sigma'_{v0} \cong 4 \text{ kPa}$$

Após o lançamento do aterro de espessura de 2,50 m, desconsiderando a submersão do aterro até o momento em que este ponto atingiu um grau de adensamento primário próximo de 100 %, o que também é uma simplificação razoável tendo em vista a pequena distância em relação à fronteira drenante, poder-se-ia admitir que este ponto chegou a ser submetido a uma tensão vertical efetiva da ordem de:

$$\sigma'_{vf} = 4 + (2,5 * 20) \cong 54 \text{ kPa}$$

Na amostra AM 2008-2 determinou-se uma tensão de sobreadensamento no ensaio de adensamento edométrico de 70 kPa, ao passo que na amostra AM 2005-1C, praticamente na mesma profundidade, os três valores de tensão de sobreadensamento determinados nos três corpos de prova ensaiados foram, 70 kPa, 70 kPa e 60 kPa. Na amostra AM 2005-14 não foi possível determinar a tensão de sobreadensamento devido ao alto grau de amolgamento da amostra. Tais valores não são tão superiores ao valor de 54 kPa calculado acima. Esta diferença pode ser devido ao efeito de velocidade de deformação volumétrica mencionado acima. Além disso, assume-se aqui que esta subcamada nunca chegou a ficar emersa e, portanto, não foi exposta a efeito de ressecamento, o que poderia ter gerado uma tensão de sobreadensamento tão mais elevada a ponto da carga do aterro não ter sido capaz de superá-la, conforme foi assumido para a subcamada sobrejacente.

Por estas razões, admite-se que a tensão de sobreadensamento determinada nesse ponto nos ensaios de adensamento edométrico foi gerada pela própria carga do aterro lançado.

Isto posto, assume-se que antes do lançamento do aterro esta subcamada encontrava-se sobreadensada por efeito de adensamento secundário (“aging”) com o OCR associado à linha de fim do secundário (OCR_{sec}) sendo determinado em função do índice de plasticidade (IP) com base na curva de $\text{OCR}_{\text{sec}} \times \text{IP}$ apresentada por Bjerrum (1973), conforme elucidado no item 3.10.6, Figura 19. Observa-se na Tabela 6 que o IP da

amostra AM 2005-1C é 80,5 % ao passo que o IP da amostra AM 2008-2 é 82,7 %. Estes valores fornecem um valor de OCR_{sec} de cerca de 1,9, conforme apresentado na Figura 45. Portanto, à subcamada A.2 atribui-se um valor de $OCR_{inicial}$ igual a 1,9.

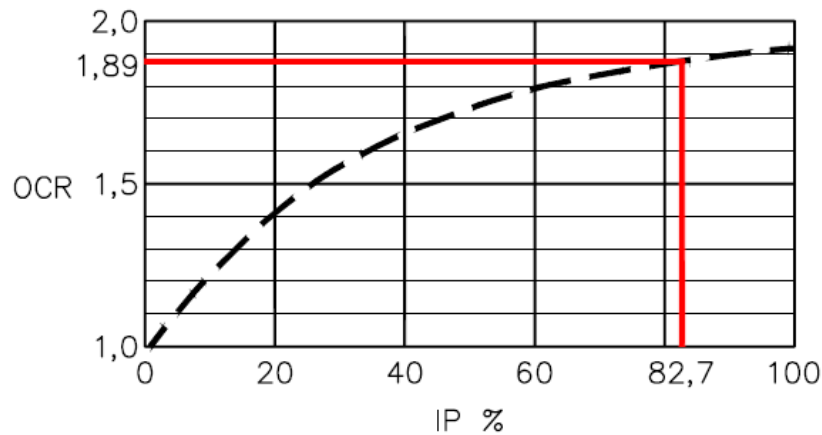


Figura 45 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

Tanto para a subcamada A.3, compreendida entre as profundidades de 2,0 m e 3,0 m, como para todas as camadas subjacentes à camada A do depósito de argila mole (camadas B a F), admite-se que o sobreadensamento inicial foi causado por adensamento secundário (“aging”) com OCR associado à linha de fim do secundário sendo determinado em função do IP com base na curva de Bjerrum (1973). Portanto, como a amostra representativa da subcamada A.3 é a amostra AM 2008-3, cujo valor de IP é 70,8% (ver Tabela 6), obtêm-se um valor de $OCR_{inicial}$ da ordem de 1,8, conforme apresentado na Figura 46.

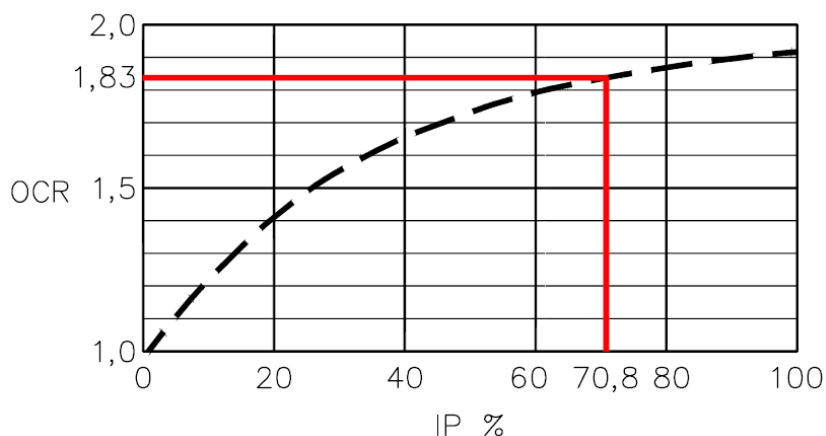


Figura 46 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

A.3) Valor de $C_c / (1+e_0)$:

As três curvas de compressibilidade $e\text{-log}\sigma'_v$ que se apresentam com melhor qualidade dentre todos os ensaios edométricos efetuados nas amostras indeformadas pertencentes à camada A são as curvas dos três ensaios realizados na amostra AM 2005-1C, tendo sido obtidos os valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,50, 0,55 e 0,48 (ver Tabela 8). A média desses valores é 0,51. As curvas de compressibilidade obtidas dos ensaios edométricos são apresentadas no Anexo III, bem como no item 5.3 adiante, ao passo que a avaliação da qualidade das amostras indeformadas com base nas curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos é apresentada no item 5.4 desta dissertação.

Dos ensaios edométricos realizados nas amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2008-3, foram obtidos valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,43, 0,42 e 0,38, respectivamente (ver Tabela 6). Dos dois corpos de prova ensaiados da amostra AM 2005-14 foram obtidos valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,20 e 0,21 (ver Tabela 6). Estes baixos valores são decorrentes da baixa qualidade da amostra conforme será visto adiante.

Silva (2013) propõe a seguinte expressão para a estimativa do valor do índice de compressão virgem (C_c) obtido de uma amostra de excelente qualidade a partir de seu valor do teor de umidade natural (w_{nat}):

$$C_c = 0,0115 w_{nat} + 0,8 \quad \text{Equação 56}$$

Uma avaliação da expressão proposta por Silva (2013) com base nos resultados apresentados nesta dissertação é apresentada no item 5.5 adiante.

O valor médio do teor de umidade natural das três determinações de umidade efetuadas na amostra AM 2005-1C é 123,3 % (ver Tabela 7). Os valores de w_{nat} determinados para as amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2008-3 são 102,8 %, 107,6 % e 117,6 %, respectivamente (ver Tabela 7). Portanto o valor médio de w_{nat} considerando todas as amostras, descartando a amostra AM 2005-14, é 112,8 %. Substituindo este valor na expressão proposta por Silva (2013), obtêm-se um valor de C_c igual a 2,1.

O valor médio do índice de vazios inicial (e_0) obtidos dos três corpos de prova esculpados na amostra AM 2005-1C é 3,23 (ver Tabela 5). Os valores de e_0 determinados para os corpos de prova das amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2008-3 são 2,94, 2,99 e 3,25, respectivamente. Portanto o valor médio de e_0 considerando todas as amostras é 3,10, descartando a amostra AM 2005-14.

Finalmente, com um valor C_c igual a 2,1 estimado com base na expressão de Silva (2013) e um valor médio de e_0 igual a 3,10, obtêm-se um valor de $C_c/(1+e_0)$ igual a 0,51, que é exatamente o valor calculado acima com base nos três corpos de prova esculpido na amostra AM 2005-1C, que se apresentaram como de boa qualidade.

Portanto, para toda a camada A, atribui-se um valor de $C_c/(1+e_0)$ igual a 0,51.

A.4) Valor de C_r/C_c :

Uma vez que o valor do índice de recompressão (C_r) também é sensível à qualidade da amostra, para a camada A, admite-se apenas os valores de C_r/C_c obtidos dos ensaios edométricos realizados na amostra AM 2005-1C, que são 0,06; 0,07 e 0,08 (ver Tabela 8), cuja a média é 0,07. Portanto, atribui-se à toda camada A o valor de C_r/C_c igual a 0,07.

A.5) Razão de sobreadensamento associado ao fim do adensamento secundário (OCR_{sec}):

Das subcamadas nas quais é dividida a camada A, as subcamadas A.2 e A.3 foram assumidas como inicialmente sobreadensadas por efeito de “aging” e, portanto, seus valores de $OCR_{inicial}$ são os próprios valores de OCR_{sec} . Assim os valores de OCR_{sec} para as subcamadas A.2 e A.3 são iguais a 1,9 e 1,8, respectivamente.

Resta, portanto, determinar o valor de OCR_{sec} para a subcamada A.1. A subcamada A.1 é representada pela amostra AM 2008-1, cujo valor de IP é 63,3 % (ver Tabela 6), e que fornece um valor de OCR_{sec} igual a 1,81, conforme apresentado na Figura 47. Portanto para a subcamada 1 da camada A atribui-se um valor de $OCR_{inicial}$ igual a 1,8.

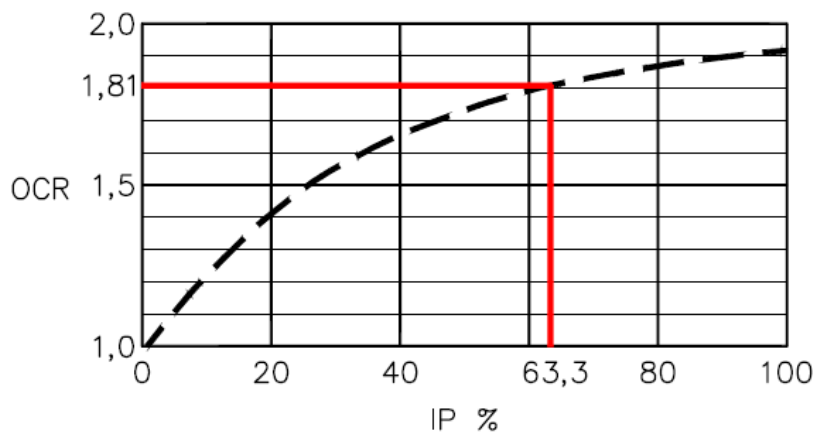


Figura 47 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

B) Camada B (de 3,0 m a 4,0 m de profundidade):

Assume-se que a amostra indeformada submetida a ensaio edométrico que representa a camada B é a amostra AM 2008-4 (ver Tabelas 5 e 6 e Figura 43). Vale ressaltar que esta amostra apresenta um percentual de areia superior às amostras pertencentes à camada A (ver Tabela 4), podendo ser classificada como um silte argilo-arenoso face a sua granulometria.

B.1) Peso específico natural (γ_{nat}):

Observa-se da Tabela 5 que na amostra AM 2008-4 foi determinado um valor de γ_{nat} igual a $15,7 \text{ kN/m}^3$, que é, portanto, o valor atribuído à camada B.

B.2) Razão de sobreadensamento inicial ($\text{OCR}_{\text{inicial}}$):

Admite-se que o sobreadensamento inicial da camada B foi causado por adensamento secundário (“aging”), com o OCR associado à linha de fim do secundário sendo determinado em função do IP com base na curva de Bjerrum (1973). Portanto, como a amostra representativa da camada B é a amostra AM 2008-4, cujo valor de IP é 41,3 % (ver Tabela 6), obtêm-se um valor de $\text{OCR}_{\text{inicial}}$ de 1,67, conforme apresentado na Figura 48. Assim, à camada B atribui-se um valor de $\text{OCR}_{\text{inicial}}$ igual a 1,7.

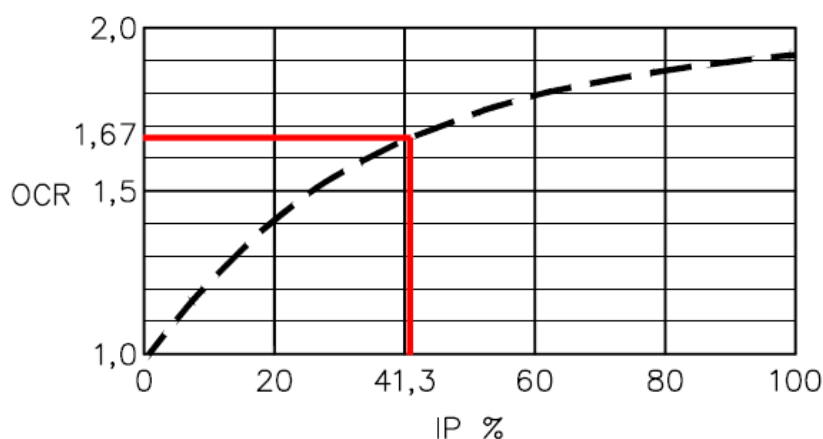


Figura 48 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

B.3) Valor de $C_c / (1+e_0)$:

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-4, obteve-se um valor de $C_c / (1+e_0)$ de 0,28 e, portanto, este é o valor atribuído à camada B.

B.4) Valor de C_r / C_c :

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-4, obteve-se um valor de C_r / C_c de 0,34 e, portanto, este é o valor atribuído à camada B.

B.5) Razão de sobreadensamento associado ao fim do adensamento secundário (OCR_{sec}):

Como a camada B foi assumida como inicialmente sobreadensada por efeito de “aging”, seu valor de $OCR_{inicial}$ é o próprio valor de OCR_{sec} , conforme determinado acima. Assim o valor de OCR_{sec} para a camada B é igual a 1,7.

C) Camada C (de 4,0 m a 5,0 m de profundidade)

Assume-se que a amostra indeformada submetida a ensaio edométrico que representa a camada C é a amostra AM 2008-5 (ver Tabelas 5 e 6 e Figura 43). Esta é a amostra com maior percentual de areia de todas as amostras indeformadas extraídas do depósito de solo mole (ver Tabela 4), podendo ser classificada como uma areia argilo-siltosa face a sua granulometria.

C.1) Peso específico natural (γ_{nat}):

Observa-se da Tabela 5 que na amostra AM 2008-5 foi determinado um valor de γ_{nat} de 17,6 kN/m³, que é, portanto, o valor atribuído à camada C.

C.2) Razão de sobreadensamento inicial ($OCR_{inicial}$):

Admite-se que o sobreadensamento inicial da camada C foi causado por adensamento secundário (“aging”) com OCR associado à linha de fim do secundário sendo determinado em função do IP com base na curva de Bjerrum (1973). Portanto, como a amostra representativa da camada C é a amostra AM 2008-5, cujo valor de IP é 6,9 % (ver Tabela 6), obtêm-se um valor de $OCR_{inicial}$ de 1,17, conforme apresentado na Figura 49. Com isso, atribui-se um valor de $OCR_{inicial}$ igual a 1,2 à camada C.

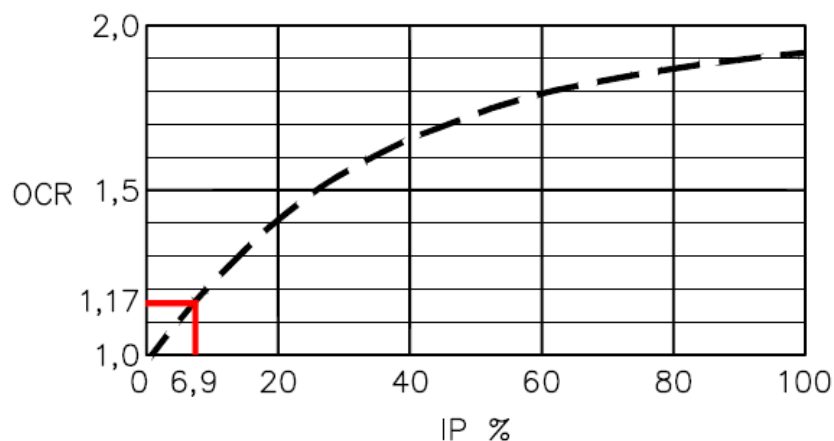


Figura 49 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

C.3) Valor de $C_c / (1+e_0)$:

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-5, obteve-se um valor de $C_c / (1+e_0)$ de 0,18 e, portanto, este é o valor atribuído à camada C.

C.4) Valor de C_r / C_c :

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-5, obteve-se um valor de C_r / C_c de 0,29 e, portanto, este o valor atribuído à camada C.

C.5) Razão de sobreadensamento associado ao fim do adensamento secundário (OCR_{sec}):

Como a camada C foi assumida como inicialmente sobreadensada por efeito de “aging”, seu valor de $OCR_{inicial}$ é o próprio valor de OCR_{sec} , conforme determinado acima. Assim o valor de OCR_{sec} para a camada C é igual a 1,2.

D) Camada D (de 5,0 m a 6,0 m de profundidade)

Assume-se que a amostra indeformada submetida a ensaio edométrico que representa a camada D é a amostra AM 2008-6 (ver Tabelas 5 e 6 e Figura 43). Esta amostra apresenta um menor percentual de areia e um maior percentual de argila que a amostra AM 2008-5, sobrejacente (ver Tabela 4). Ainda assim, seu percentual de areia é elevado, também podendo ser classificada como uma areia argilo-siltosa.

D.1) Peso específico natural (γ_{nat}):

Observa-se da Tabela 5 que na amostra AM 2008-6 foi determinado um valor de γ_{nat} de $16,7 \text{ kN/m}^3$, que é, portanto, o valor atribuído à camada C.

D.2) Razão de sobreadensamento inicial ($\text{OCR}_{\text{inicial}}$):

Admite-se que o sobreadensamento inicial da camada D foi causado por adensamento secundário (“aging”) com OCR associado à linha de fim do secundário sendo determinado em função do IP com base na curva de Bjerrum (1973). Portanto, como a amostra representativa da camada D é a amostra AM 2008-6, cujo valor de IP é 28,2 % (ver Tabela 6), obtêm-se um valor de $\text{OCR}_{\text{inicial}}$ de 1,52, conforme apresentado na Figura 50. Com isso, atribui-se um valor de $\text{OCR}_{\text{inicial}}$ igual a 1,5 à camada D.

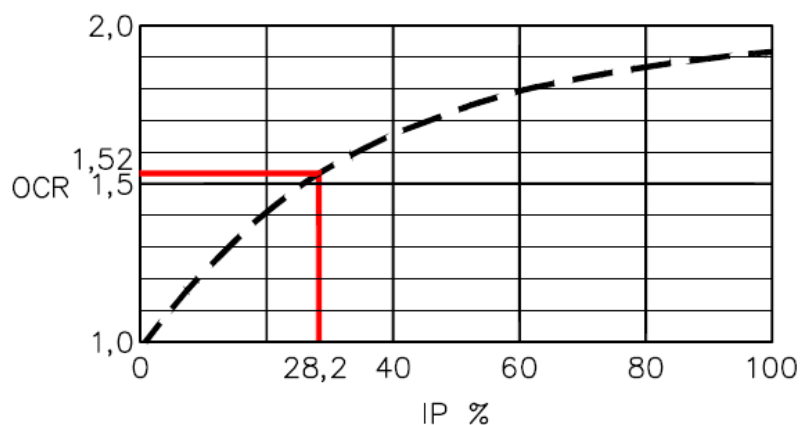


Figura 50 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

D.3) Valor de $C_c / (1+e_0)$:

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-6, obteve-se um valor de $C_c / (1+e_0)$ de 0,23 e, portanto, este é o valor atribuído à camada D.

D.4) Valor de C_r / C_c :

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-6, obteve-se um valor de C_r / C_c de 0,26 e, portanto, e este o valor atribuído à camada D.

D.5) Razão de sobreadensamento associado ao fim do adensamento secundário (OCR_{sec}):

Como a camada D foi assumida como inicialmente sobreadensada por efeito de “aging”, seu valor de $OCR_{inicial}$ é o próprio valor de OCR_{sec} , conforme determinado acima. Assim o valor de OCR_{sec} para a camada C é igual a 1,5.

E) Camada E (de 6,0 m a 7,0 m de profundidade)

Assume-se que a amostra indeformada submetida a ensaio edométrico que representa a camada E é a amostra AM 2008-7 (ver Tabelas 5 e 6 e Figura 43). Essa amostra apresenta uma porcentagem de areia inferior e uma porcentagem de argila superior às amostras AM 2008-5 e AM 2008-6, sobrejacentes, já podendo ser classificada como uma argila silto-arenosa face a sua granulometria (ver Tabela 4).

E.1) Peso específico natural (γ_{nat}):

Observa-se da Tabela 5 que na amostra AM 2008-7 foi determinado um valor de γ_{nat} de 14,3 kN/m³, que é, portanto, o valor atribuído à camada E.

E.2) Razão de sobreadensamento inicial ($OCR_{inicial}$):

Admite-se que o sobreadensamento inicial da camada E foi causado por adensamento secundário (“aging”) com OCR associado à linha de fim do secundário sendo determinado em função do IP com base na curva de Bjerrum (1973). Portanto, como a amostra representativa da camada E é a amostra AM 2008-7, cujo valor de IP é 46,2 % (ver Tabela 6), obtêm-se um valor de $OCR_{inicial}$ de 1,70, conforme apresentado na Figura 51. Assim, atribui-se um valor de $OCR_{inicial}$ igual a 1,7 à camada E.

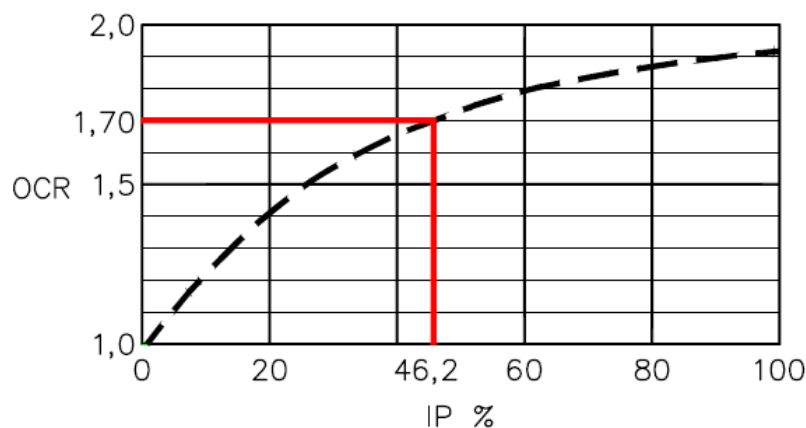


Figura 51 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

E.3) Valor de $C_c / (1+e_0)$:

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-7, obteve-se um valor de $C_c / (1+e_0)$ de 0,34 e, portanto, este é o valor atribuído à camada E.

E.4) Valor de C_r / C_c :

Do ensaio de adensamento edométrico realizado na amostra AM 2008-7, obteve-se um valor de C_r / C_c de 0,31 e, portanto, este é o valor atribuído à camada E.

E.5) Razão de sobreadensamento associado ao fim do adensamento secundário (OCR_{sec}):

Como a camada E foi assumida como inicialmente sobreadensada por efeito de “aging”, seu valor de OCR_{inicial} é o próprio valor de OCR_{sec}, conforme determinado acima. Assim o valor de OCR_{sec} para a camada C é igual a 1,7.

F) Camada F (de 7,0 m a 8,0 m de profundidade)

Assume-se que as amostras indeformadas submetidas aos ensaios edométricos que pertencem à camada F são as amostras AM 2008-8, AM 2008-9, e AM 2008-10 (ver Tabelas 5 e Figura 43). Estas amostras apresentam-se com alto percentual de argila e baixíssimo percentual de areia, podendo ser classificadas argila siltosa com pouca areia (ver Tabela 4).

F.1) Peso específico natural (γ_{nat}):

Nas amostras AM 2008-8, AM 2008-9, e AM 2008-10 foram determinados valores de γ_{nat} iguais a 14,1 kN/m³, 14,2 kN/m³ e 14,6 kN/m³, respectivamente (ver Tabela 5). A média desses valores é 14,3 kN/m³, que é o valor atribuído à camada F.

F.2) Razão de sobreadensamento inicial (OCR_{inicial}):

Admite-se que o sobreadensamento inicial da camada F foi causado por adensamento secundário (“aging”) com OCR associado à linha de fim do secundário sendo determinado em função do IP com base na curva de Bjerrum (1973). Nas amostras AM 2008-8, AM 2008-9, e AM 2008-10 foram determinados valores de IP iguais a 82,8 %, 87,5 % e 72,2 %, respectivamente (ver Tabela 4). Descartando o valor de IP mais baixo por destoar dos demais, obtêm-se um valor médio de IP igual a 85,2 %. Com este valor, obtêm-se um valor de OCR_{inicial} de 1,89, conforme apresentado na Figura 52. Assim, atribui-se um valor de OCR_{inicial} igual a 1,9 à camada F.

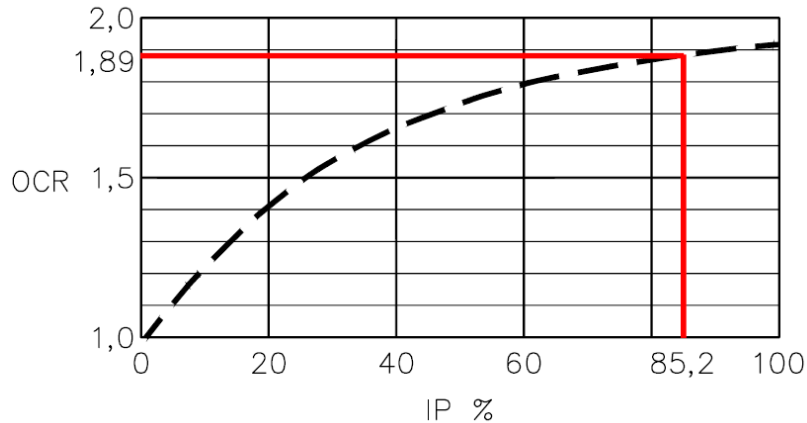


Figura 52 - Determinação do OCR, com base no valor de IP (apud Bjerrum, 1973).

F.3) Valor de $C_c/(1+e_0)$:

Dos ensaios de adensamento edométrico realizados nas amostras AM 2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10, foram obtidos os valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,55, 0,45 e 0,35, respectivamente (ver Tabela 6). Entretanto, conforme será mostrado adiante, as amostras AM 2008-9 e AM 2008-10, apesar de apresentarem percentual similar ao percentual de argila da amostra AM 2008-8 (ver Tabela 4), apresentaram-se com qualidade inferior à amostra AM 2008-8. Por este motivo, atribui-se à camada F um valor de $C_c/(1+e_0)$ igual a 0,55.

F.4) Valor de C_r/C_c :

Dos ensaios de adensamento edométrico realizados nas amostras AM 2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10, foram obtidos os valores de C_r/C_c iguais a 0,09, 0,12 e 0,17, respectivamente (ver Tabela 6). Entretanto, pelo mesmo motivo exposto acima, atribui-se à camada F um valor de C_r/C_c igual a 0,09.

F.5) Razão de sobreadensamento associado ao fim do adensamento secundário (OCR_{sec}):

Como a camada F foi assumida como inicialmente sobreadensada por efeito de “aging”, seu valor de $OCR_{inicial}$ é o próprio valor de OCR_{sec} , conforme determinado acima. Assim o valor de OCR_{sec} para a camada F é igual a 1,9.

A Tabela 9, a seguir, reúne os parâmetros atribuídos a cada uma das camadas que compõem o perfil geotécnico do depósito de solo mole, os quais foram justificados acima.

Tabela 9 – Parâmetros estabelecidos para cada uma das camadas consideradas no perfil geotécnico do depósito de argila mole.

Camada	Subcamada	Prof.topo (m)	Prof.base (m)	Espessura (m)	γ^{nat} (kN/m ³)	OCR _{inicial}	$C_c/(1+e_0)$	C_r/C_c	OCR _{sec}
A	A.1	0,0	1,0	1,0	13,4	$\sigma'_p = 88$ kPa	0,51	0,07	1,8
	A.2	1,0	2,0	1,0	13,4	1,9	0,51	0,07	1,9
	A.3	2,0	3,0	1,0	13,4	1,8	0,51	0,07	1,8
B		3,0	4,0	1,0	15,7	1,7	0,28	0,34	1,7
C		4,0	5,0	1,0	17,6	1,2	0,18	0,29	1,2
D		5,0	6,0	1,0	16,7	1,5	0,23	0,26	1,5
E		6,0	7,0	1,0	14,3	1,7	0,34	0,31	1,7
F		7,0	15,0	8,0	14,3	1,9	0,55	0,09	1,9

5.2

Definição dos perfis de tensões verticais efetivas no depósito de solo mole

Uma vez definido o perfil geotécnico do depósito de argila mole, apresentado no item 5.1 acima (ver Figura 43 e Tabela 9), foram calculados o perfil de tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) e o perfil de tensão de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}) ao longo da profundidade do depósito, antes da construção do aterro. Isto foi feito dividindo todo o depósito em quinze subcamadas de 1,0 m de espessura, e computando a tensão vertical total inicial (σ_{v0}), a poropressão hidrostática (u_0) e, conseqüentemente, a tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) na profundidade média de cada subcamada. O cálculo foi efetuado por meio de uma planilha *excel*, apresentada no Anexo IV. A Figura 53, a seguir, mostra os perfis de tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) e de tensão de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}) ao longo da profundidade do depósito de argila mole. Este perfil de tensão de sobreadensamento é chamado de “inicial” apenas para enfatizar que é o perfil de sobreadensamento antes da construção do aterro.

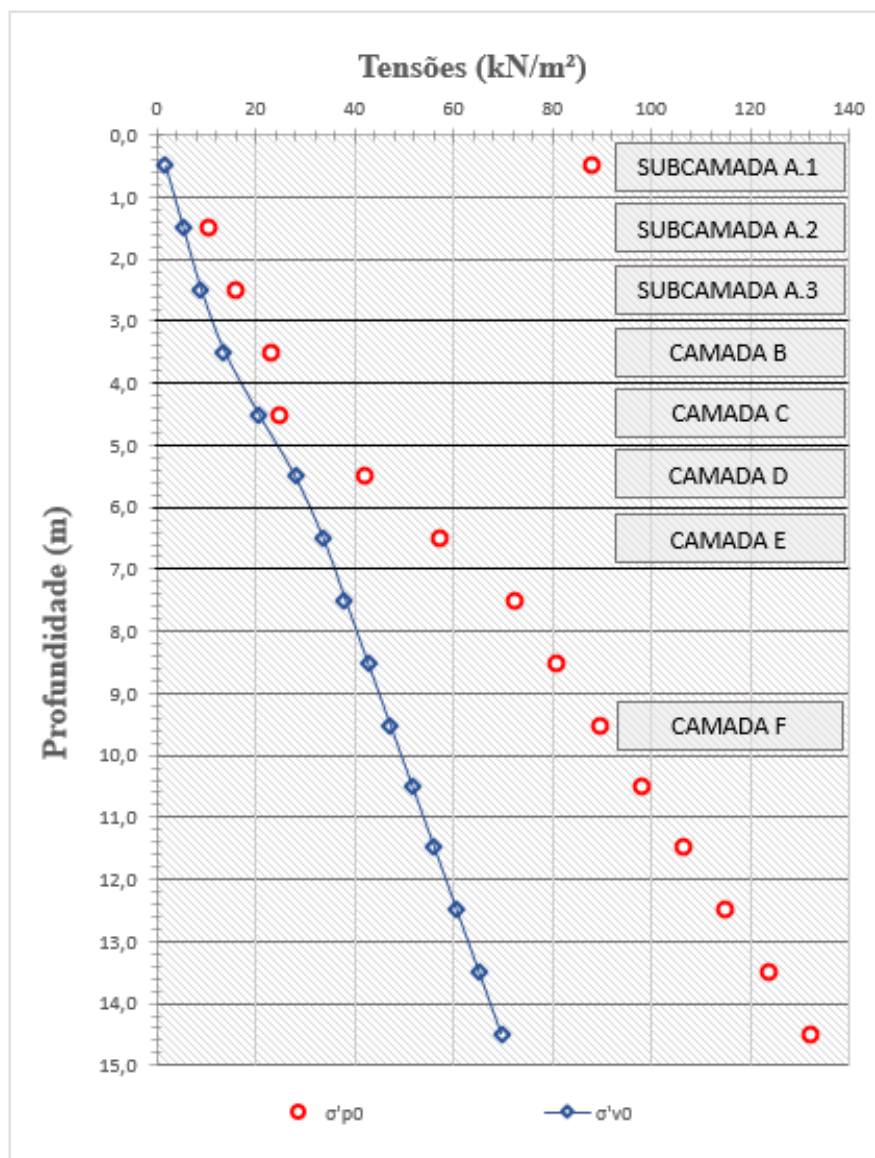


Figura 53 - Perfil de tensão vertical efetiva inicial e de sobreadensamento inicial ao longo da profundidade do depósito de argila mole, antes da construção do aterro.

Após estabelecidos os perfis de tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) e de tensão de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}), foi considerada a construção de um aterro de 2,50 m de espessura, com um peso específico de 20,0 kN/m³, e a ocorrência de recalques sob a carga deste aterro, tendo como finalidade estabelecer o perfil de tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) ao longo da profundidade do depósito. Deve-se ressaltar que, muito provavelmente, este aterro de 2,50 m de espessura não deve ter sido construído em uma única etapa devido à baixa resistência não drenada (S_u) inicial deste tipo de depósito, o que levaria à ruptura do aterro.

O cálculo do recalque fez-se necessário uma vez que ele provocou a submersão do aterro ao longo do processo de adensamento, acarretando no alívio da carga do aterro transmitida ao depósito de argila mole.

Considerou-se que, antes da ocorrência de qualquer recalque, o nível d'água coincidia com o topo do depósito de argila mole.

Foram calculados os recalques por adensamento primário e por adensamento secundário a tempo infinito de cada uma das quinze subcamadas nas quais é dividido o depósito de argila mole. Esses recalques foram somados de modo a determinar o recalque por adensamento primário a tempo infinito de todo o depósito, o recalque por adensamento secundário a tempo infinito de todo o depósito e, finalmente, o recalque total (por adensamento primário e secundário) a tempo infinito de todo o depósito.

Os cálculos dos recalques por adensamento primário e por adensamento secundário a tempo infinito de cada uma das quinze subcamadas do depósito foram efetuados seguindo as metodologias descritas nos itens 3.7 e 3.10.6, respectivamente. O efeito de submersão do aterro foi considerado de forma iterativa conforme explicado no item 3.7, porém levando em conta tanto o recalque por adensamento primário quanto o recalque por adensamento secundário dentro do processo iterativo. Esses cálculos foram efetuados por meio de uma planilha *excel* apresentada no Anexo IV. Os algoritmos utilizados na elaboração de todas as células da planilha estão detalhados no Anexo V.

Na Figura 54, é apresentado o perfil de tensões verticais efetivas finais (σ'_{vf}) ao longo da profundidade do depósito, obtido do cálculo de recalque. Nesta mesma figura, também são apresentados os perfis de tensões verticais efetivas iniciais (σ'_{v0}) e de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}), os mesmos apresentados na Figura 53.

Partindo-se de todas as hipóteses e premissas assumidas, observa-se que, até cerca de 7,0 m de profundidade, o perfil de tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) teria superado o perfil de tensão de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}), ou seja, a carga do aterro teria feito com que o depósito entrasse no domínio normalmente adensado, exceto para a primeira subcamada, compreendida entre 0 e 1,0 m de profundidade. Abaixo da profundidade de 7,0 m, o perfil de tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) não teria superado o perfil de tensão de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}), ou seja, o depósito teria permanecido no domínio de recompressão.

Ainda na Figura 54, são plotados os valores de tensão de sobredensamento (σ'_p) obtidos nos ensaios de adensamento edométrico efetuados nas amostras indeformadas extraídas do depósito.

Admitindo que no momento da extração das amostras, ou seja, cerca de trinta anos após a construção do aterro, o grau de adensamento primário já se encontrava próximo a 100% ao longo de toda a profundidade do depósito, o que é uma simplificação, e sabendo-se que é somente o adensamento primário quem governa o aumento da tensão vertical efetiva ao longo tempo, foram estimados os valores de tensão vertical efetiva, no momento da extração, na profundidade média de cada amostra indeformada submetida ao ensaio de adensamento edométrico. Para isso, as amostras foram posicionadas na geometria inicial do perfil geotécnico, ou seja, por simplificação, desconsiderou-se a deformação sofrida pelo depósito devido a carga do aterro até o momento da extração das amostras. Esses valores são apresentados na Tabela 10, plotados na Figura 54 e serão utilizados nos itens adiante desta dissertação.

Vale ressaltar que a hipótese que admite que o grau de adensamento primário era próximo de 100 % ao longo de todo o perfil, cerca de trinta anos após a construção do aterro, não deve estar tão longe da realidade pelas seguintes razões:

- (1) Conforme será visto adiante, embora o coeficiente de adensamento (c_v) no domínio normalmente adensado das amostras mais argilosas seja de aproximadamente $1,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, deve ressaltar que de 7,0 m a 15,0 m de profundidade o adensamento primário ocorre no domínio de recompressão, onde o c_v é, pelo menos, dez vezes maior que o c_v do domínio normalmente adensado. Vale ressaltar ainda que entre 6,0 e 7,0 m de profundidade, a maior parte do adensamento ter-se-ia processado no domínio de recompressão;
- (2) Entre 4,0 m e 5,0 m de profundidade, ocorre uma camada bastante arenosa (camada C do perfil, representada pela amostra AM 2008-5) cujo menor valor de c_v determinado é igual a $13,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, ou seja, cerca de 10 vezes maior que o c_v das amostras mais argilosas no domínio normalmente adensado, podendo, por esta razão, ter funcionado como uma camada drenante dentro do pacote de argila mole. Ademais, entre 3,0 m e 4,0 m de profundidade (camada B do perfil, representada pela amostra AM 2008-4) o menor valor de c_v determinado foi de $14,1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e entre 5,0 m e 6,0 m de profundidade (camada D do perfil, representada pela amostra AM 2008-6) o menor valor de

c_v determinado foi igual a $10,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, ou seja, também cerca de 10 vezes maior que o c_v das amostras mais argilosas no domínio normalmente adensado.

Tabela 10 – Tensões verticais efetivas estimadas no momento da extração das amostras.

Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo do aterro (m)	Profundidade de amostragem em relação ao topo da camada de argila mole (m)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vf} (kPa)
AM 2008-1	2,80 a 3,35	0,58	2,1	32,1
AM 2008-2	3,35 a 3,95	1,15	4,1	34,2
AM 2005-1C	3,50 a 4,00	1,25	4,5	34,5
AM 2005-14	3,50 a 4,00	1,25	4,5	34,5
AM 2008-3	4,00 a 4,60	1,80	6,5	36,5
AM 2008-4	5,00 a 5,60	2,80	10,1	40,1
AM 2008-5	6,00 a 6,80	3,90	16,1	46,1
AM 2008-6	7,10 a 7,60	4,85	23,3	53,3
AM 2008-7	8,00 a 8,60	5,80	30,7	60,0
AM 2008-8	9,00 a 9,60	6,80	34,9	64,9
AM 2008-9	10,00 a 10,60	7,80	39,4	69,4
AM 2008-10	11,50 a 12,10	9,30	46,2	76,2

OBS: Espessura do aterro igual a 2,50 m.

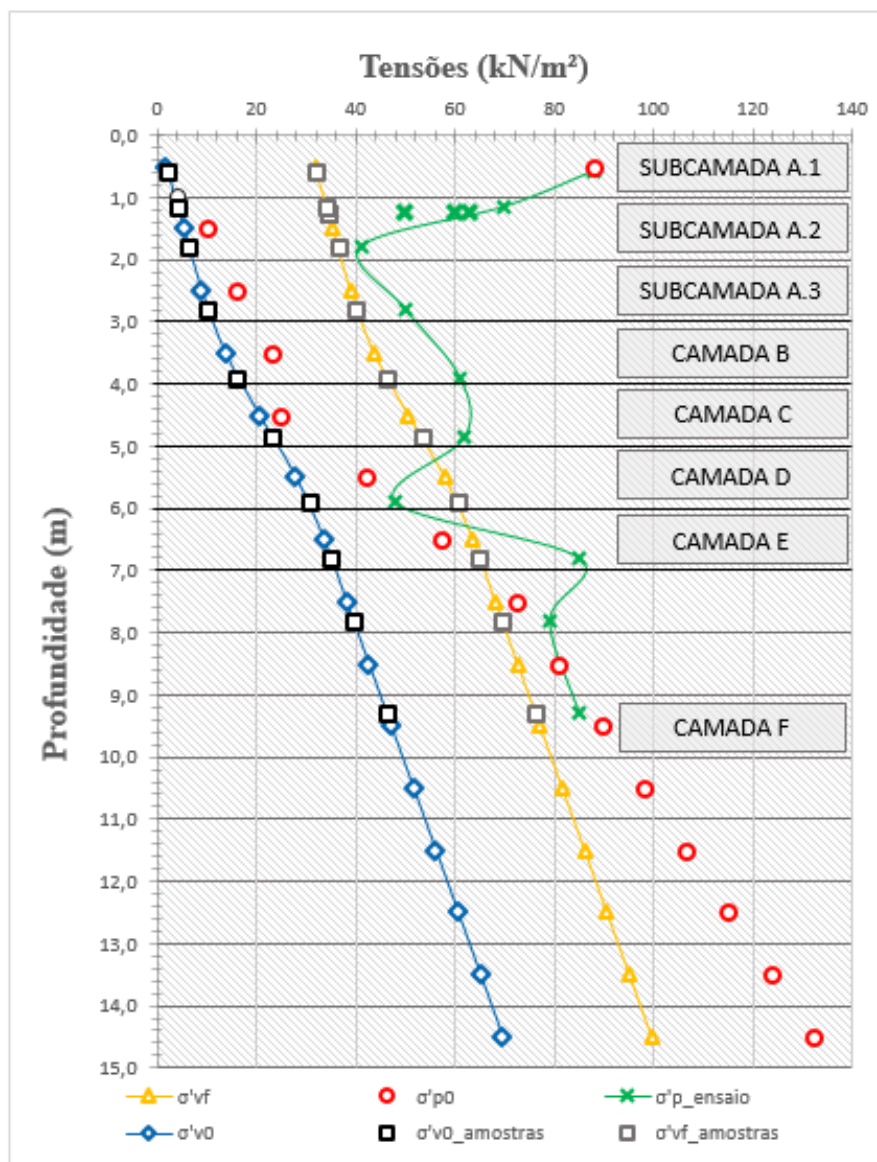


Figura 54 - Perfil de tensões verticais efetivas do depósito de argila mole ao longo da profundidade.

A Tabela 11 apresenta, para cada uma das subcamadas de 1,0 m de espessura nas quais foi dividido o depósito de argila mole, os seguintes valores: (a) recalque por adensamento primário a tempo infinito no domínio de recompressão ($\Delta h_{p \text{ recomp}}$); (b) recalque por adensamento primário a tempo infinito no domínio de compressão virgem ($\Delta h_{p \text{ virgem}}$); (c) recalque por adensamento primário a tempo infinito (Δh_p); (d) recalque por adensamento secundário a tempo infinito (Δh_s); (e) recalque por adensamento primário mais secundário a tempo infinito (Δh_{tot}).

Do cálculo efetuado, obteve-se um recalque por adensamento primário a tempo infinito de todo o depósito igual a 0,85 m e um recalque por adensamento secundário a

tempo infinito de todo o depósito igual a 1,18 m, obtendo-se um recalque total a tempo infinito igual a 2,03 m para todo o depósito.

A Figura 55 apresenta os recalques por adensamento primário, por adensamento secundário e total, a tempo infinito, sofridos pelos topos das subcamadas nas quais foi dividido o depósito de argila mole, ao longo da profundidade.

Tabela 11 – Recalques a tempo infinito estimados para cada subcamada do perfil geotécnico do depósito de argila mole.

Camada	Subcamada	$\Delta h_{p \text{ recomp}} \text{ (m)}$	$\Delta h_{p \text{ virgem}} \text{ (m)}$	$\Delta h_{p \text{ total}} \text{ (m)}$	$\Delta h_s \text{ (m)}$	$\Delta h_{\text{tot}} \text{ (m)}$
A	A.1	0,04	0,00	0,04	0,00	0,04
	A.2	0,01	0,28	0,29	0,13	0,42
	A.3	0,01	0,20	0,20	0,12	0,33
B		0,02	0,08	0,10	0,04	0,14
C		0,00	0,06	0,06	0,01	0,07
D		0,01	0,03	0,04	0,03	0,07
E		0,02	0,02	0,04	0,05	0,09
F	F.1	0,01	0,00	0,01	0,13	0,14
	F.2	0,01	0,00	0,01	0,12	0,13
	F.3	0,01	0,00	0,01	0,11	0,12
	F.4	0,01	0,00	0,01	0,10	0,11
	F.5	0,01	0,00	0,01	0,09	0,10
	F.6	0,01	0,00	0,01	0,09	0,10
	F.7	0,01	0,00	0,01	0,08	0,09
	F.8	0,01	0,00	0,01	0,08	0,09
Total		0,20	0,65	0,85	1,18	2,03

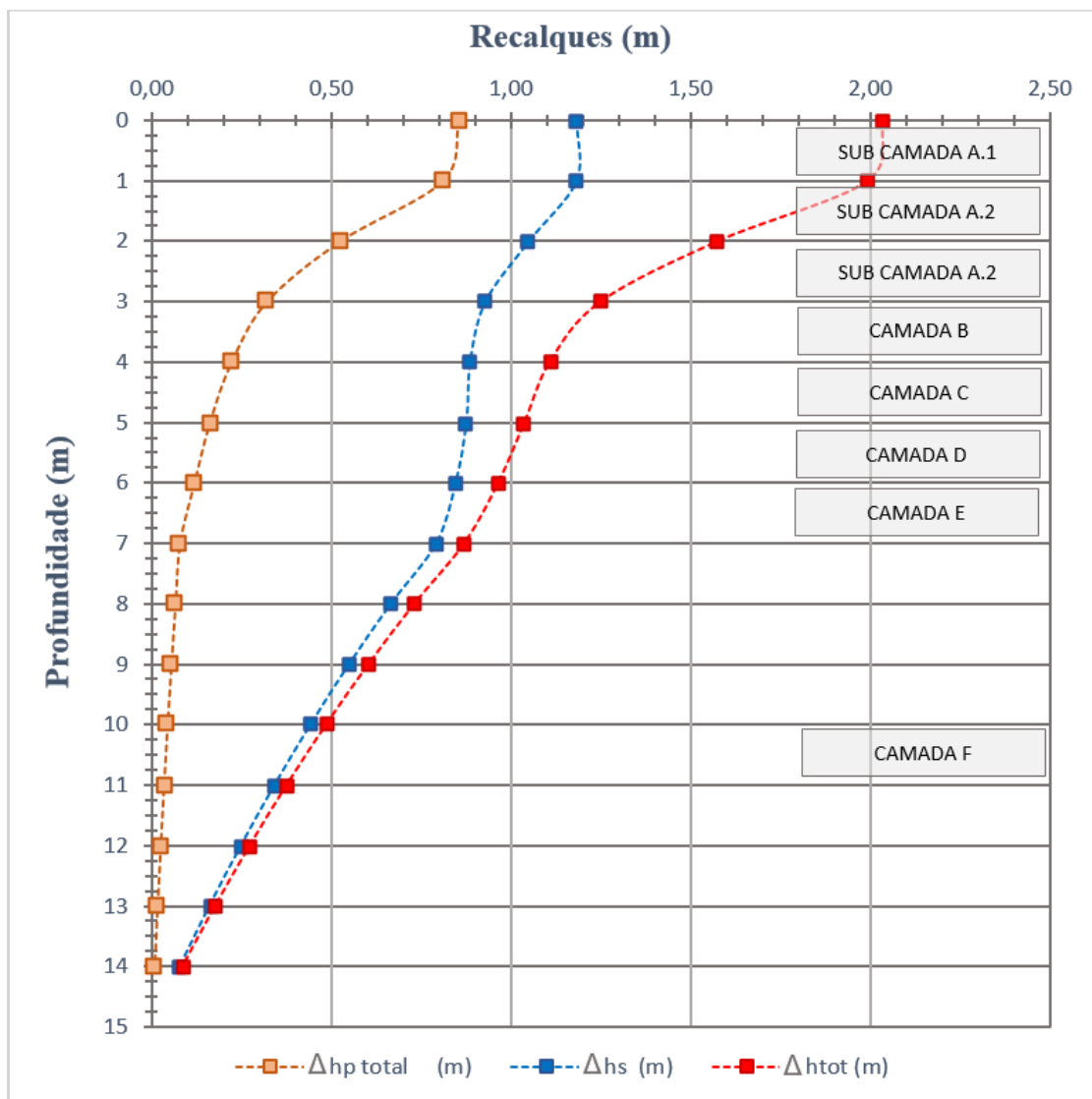


Figura 55 - Variação dos recalques ao longo da profundidade do depósito de argila mole.

A Figura 56 apresenta a geometria do perfil geotécnico do depósito de argila mole após a ocorrência de todo o recalque por adensamento primário e por adensamento secundário, destacando a espessura final de cada camada, do lado esquerdo, e a profundidade do topo de cada camada em relação ao topo do depósito de argila mole, do lado direito. Dentro de cada camada estão indicadas as amostras indeformadas extraídas do depósito e cujos resultados dos ensaios de laboratório foram utilizados para a elaboração do próprio perfil geotécnico, que são aquelas submetidas aos ensaios de adensamento edométrico. Ao lado das amostras, estão indicadas as respectivas profundidades médias de extração. Mesmo sabendo que, no momento da extração, os recalques, principalmente por adensamento secundário, não tinham se processado em sua totalidade, a figura mostra que as amostras foram coerentemente selecionadas para representar cada uma das camadas do perfil (camadas A a F).

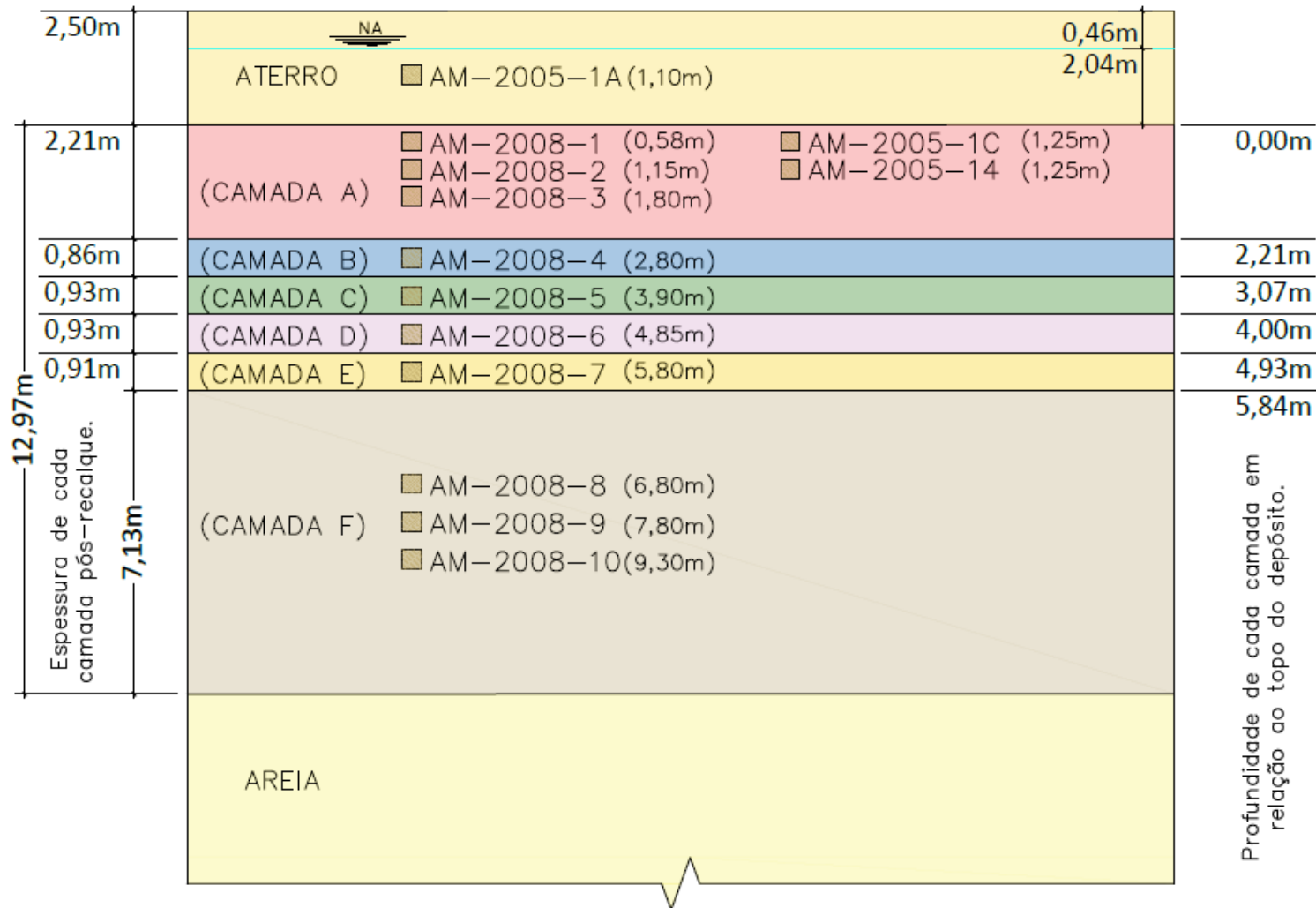


Figura 56 - Perfil geotécnico do subsolo após a ocorrência de todo o recalque por adensamento primário e por adensamento secundário, sob a carga do aterro.

5.3

Avaliação da qualidade das amostras indeformadas submetidas aos ensaios edométricos

A Tabela 12 apresenta a classificação da qualidade das amostras indeformadas submetidas aos ensaios edométricos de acordo com os critérios de Lunne *et al.*, (1997) e de Coutinho (2007) modificado por Andrade (2009), o qual, daqui em diante, será chamado simplesmente de Andrade (2009). Esses critérios foram apresentados no item 3.5 desta dissertação.

Na amostra AM 2005-1C foram moldados três corpos de prova para ensaio edométrico e, por isso, a Tabela 12 apresenta três classificações para esta amostra, a saber, AM 2005-1C.1, AM 2005-1C.2 e AM 2005-1C.3. Na amostra AM 2005-14 foram moldados dois corpos de prova para ensaio edométrico e, pela mesma razão, a Tabela 12 apresenta duas classificações para esta amostra, a saber, AM 2005-14.1 e AM 2005-14.2.

Conforme descrito no item 3.5, estes critérios foram propostos para amostras de argila mole submetidas a ensaios edométricos e utiliza a relação $\frac{\Delta e}{e_0} = \frac{(e_0 - e_{v0i})}{e_0}$, onde e_0 é o índice de vazios inicial do corpo de prova e e_{v0i} é o índice de vazios corresponde à tensão vertical efetiva de campo na curva de compressibilidade obtida do ensaio edométrico.

Para a avaliação das amostras desta dissertação, o índice de vazios associado a tensão vertical efetiva de campo (e_{v0i}) está associado ao que se denomina como “ σ'_{vf} ” no item 5.2, ao invés de “ σ'_{v0} ”. Isto justifica-se pelo fato da coleta das amostras ter sido realizada nos anos de 2005 e 2008, quando o depósito de argila mole já estava há mais de trinta anos sob o efeito do carregamento imposto pelo aterro, fazendo com que as amostras, no momento da extração, estivessem submetidas às tensões σ'_{vf} calculadas no item 5.2.

As Figuras 57 a 86 apresentam as curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos analisadas para a avaliação da qualidade das amostras, indicando em cada curva:

- a horizontal correspondente ao valor de e_0 ,
- o ponto de coordenada (e_{v0i} , σ'_{vf}) na curva de compressibilidade, indicado por um triângulo vermelho,

- as três verticais correspondentes aos valores de σ'_{v0} , σ'_{vf} e σ'_p , sendo este último determinado na própria curva de compressibilidade (e que não é aquele considerado na elaboração do perfil geotécnico do depósito de argila mole, denominado de σ'_{p0}), e

- a avaliação da qualidade da amostra/corpo de prova segundo o critério de Andrade (2009).

As curvas tracejadas que aparecem junto à algumas curvas de compressibilidade são objeto de análise do item 5.5, adiante.

Abaixo de cada uma das curvas de compressibilidade é apresentado o respectivo gráfico de coeficiente de adensamento (c_v) *versus* tensão vertical efetiva média do estágio. Ressalta-se que a determinação de todos os valores de coeficiente de adensamento (c_v) foram realizados pela autora, ajustando a curva de adensamento teórica à curva experimental, aplicando o método de Taylor.

Os valores de tensão de sobreadensamento (σ'_p) indicados na Tabela 12 são aqueles determinados nas curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos e os valores de OCR correspondem à razão σ'_p / σ'_{vf} . Esses valores de OCR são necessários para a aplicação dos critérios de avaliação da qualidade das amostras.

Outro aspecto que deve ser destacado, é que, embora a Tabela 12 apresente a aplicação de ambos os critérios para todas as amostras que foram submetidas aos ensaios edométricos, algumas dessas amostras possuem percentual de areia consideravelmente elevado, o que torna questionável a aplicação dos critérios. Dessa forma, são consideradas de fato válidas apenas as classificações das amostras com teor de finos superior a 80 % (percentual de areia inferior a 20 %). Conforme pode ser observado na Tabela 12, as amostras AM 2008-4, AM 2008-5, AM 2008-6 e AM 2008-7 possuem percentual de finos inferior a 80%.

Da Tabela 12, observa-se que, das oito amostras com percentual de finos superior a 80 %, admitindo que a amostra AM 2005-1C seja classificada como “Muito boa a excelente” em ambos os critérios, tem-se que:

- (a) De acordo com o critério de Lunne *et al.*, (1997), uma amostra classificada como “Muito boa a excelente” (AM 2005-1C), duas amostras classificadas como “Boa a regular” (AM 2008-1 e AM 2008-2), quatro amostras classificadas como “Pobre” (AM 2008-3, AM 2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10) e uma amostra classificada como “Muito pobre” (AM 2005-14);

(b) De acordo com o critério de Andrade (2009), duas amostras classificadas como “Muito boa a excelente” (AM 2008-1 e AM 2005-1C), uma amostra classificada como “Muito boa a boa” (AM 2008-2), duas amostras classificadas como “Boa a regular” (AM 2008-3 e AM 2008-10), duas amostras classificadas como “Pobre a muito pobre” (AM 2008-8 e AM 2008-9) e uma amostra classificada como “Muito pobre” (AM 2005-14).

Ou seja, das oito amostras com percentual de finos superior a 80 %, cinco amostras (o que corresponde a mais de 60 %) receberam classificação de “Muito boa a excelente”, “Muito boa a boa” ou “Boa a regular”, de acordo com o critério de Andrade (2009), a saber: AM 2008-1, AM 2008-2, AM 2005-1C, AM 2008-3 e AM 2008-10.

Chama-se a atenção ainda para fato da amostra AM 2008-10, que recebeu a classificação de “Boa a regular” segundo o critério de Andrade (2009), ser a de maior profundidade dentre todas as amostras extraídas e analisadas neste trabalho, tendo sido extraída a uma profundidade média de 9,30 m do topo do depósito de argila mole.

Portanto, esses resultados mostram que foi possível obter amostras de boa qualidade com amostradores tubulares de parede fina do tipo Shelby com 3” de diâmetro externo, 1,5 mm de espessura de parede, sem folga interna e com pistão estacionário, mesmo a grandes profundidades.

Observa-se na Tabela 12 que o OCR calculado da amostra AM 2008-7 apresenta valor menor que 1,0, o que conceitualmente não pode acontecer. No entanto, como pode ser observado, trata-se de uma amostra com baixa qualidade e teor de finos baixo, da ordem de 60 %. Esses fatores influenciam diretamente na determinação da tensão de sobreadensamento, resultando em valores reduzidos e, conseqüentemente, gerando valores de OCR irrealistas.

Deve-se ressaltar também que os critérios supracitados costumam ser aplicados isoladamente para avaliação da qualidade das amostras indeformadas de argila mole. No entanto, após uma análise das curvas de compressibilidade das amostras com porcentagem de finos superior a 80 % classificadas como “Pobre a muito pobre” ou “Muito pobre” segundo o critério de Andrade (2009), a saber, amostras AM 2005-14, AM 2008-8 e AM 2008-9, foram feitas algumas observações.

Inicialmente, notou-se que o aspecto visual das curvas de compressibilidade das amostras AM 2008-8 e AM 2008-9 (Figuras 81 e 83) não era retilíneo, como costumam

ser as curvas amolgadas, como por exemplo, as curvas da amostra AM 2005-14, corpos de prova AM 2005-14.1 e AM 2005-14.2 (Figuras 67 e 69)

Partindo dessa observação, propôs-se uma avaliação mais minuciosa da qualidade das amostras, analisando também as curvas de coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v), conforme sugerido por Martins (2019).

Em amostras de boa qualidade, o comportamento esperado é de que o domínio sobreadensado apresente valores de c_v mais elevados, caindo bruscamente logo após a tensão de sobreadensamento, apresentando valores aproximadamente constantes para tensões mais elevadas, dentro do domínio normalmente adensado. Cabe destacar aqui que este comportamento tem sido observado em amostras de boa qualidade de argilas moles do litoral brasileiro, como por exemplo, por Aguiar (2008) e Andrade (2009) para a Argila do Canal do Porto de Santos, e por Jannuzzi (2013) para a Argila do Sarapuí II.

Pelas Figuras 62, 64 e 66 referentes aos corpos de prova da amostra AM 2005-1C, classificada segundo o critério de Andrade (2009) como “Muito boa a excelente”, é possível notar este comportamento de forma bem clara, isto é, valores mais elevados no domínio sobreadensado, a queda acentuada após a tensão de sobreadensamento e a constância da ordem de grandeza do c_v para valores de tensões mais elevados, dentro do domínio normalmente adensado.

Já as amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2008-3 (Figuras 58, 60 e 72) classificadas segundo o critério de Andrade (2009), respectivamente como “Muito boa a excelente”, “Muito boa a boa” e “Boa a regular”, embora apresentem queda após a tensão de sobreadensamento, essa transição ocorre de forma mais gradual, diferente do observado nos corpos de prova da amostra AM 2005-1C (AM 2005-1-C.1, AM 2005-1-C.2 e AM 2005-1-C.3, Figuras 62, 64 e 66, respectivamente).

Já as curvas dos corpos de prova da amostra AM 2005-14 (AM 2005-14.1 e AM 2005-14.2), apresentadas nas Figuras 68 e 70 classificadas como “Muito pobre”, apresentam valores de c_v com pouca variação ao longo de todo o domínio de tensão, diferente do observado nas amostras de boa qualidade. Pontua-se ainda que, nas curvas de compressibilidade dos corpos de prova da amostra AM 2005-14, não foi possível determinar a tensão de sobreadensamento, uma vez que as curvas de compressibilidade não apresentam mudança acentuada de declividade na passagem do domínio de recompressão para o domínio de compressão virgem. Este comportamento é típico de corpos de prova remoldados (completamente amolgados) em laboratório, conforme mostrado por Coutinho (1976), Aguiar (2008) e Andrade (2009).

Em contrapartida, nas amostras AM 2008-8, AM 2008-9, apresentadas nas Figuras 82 e 84, apesar de classificadas como “Pobre a muito pobre” segundo o critério de Andrade (2009), apresentaram uma acentuada redução do valor de c_v após a tensão de sobreadensamento, indicando que talvez os critérios de classificação não sejam absolutos para avaliação da qualidade das amostras, devendo haver uma análise conjunta da curva de compressibilidade com a curva de coeficiente de adensamento (c_v) versus tensão vertical efetiva (σ'_v).

Cabe mencionar aqui uma explicação bem plausível dada por Martins (2019) para esse tipo de comportamento da curva de $c_v \times \sigma'_v$ em função da qualidade da amostra.

Por definição, o coeficiente de adensamento (c_v) é dado pela expressão (3) do item 3.3, a saber: $c_v = \frac{k_v (1+e_0)}{\gamma_w a_v}$, onde a_v é o coeficiente de compressibilidade do solo. Portanto, a expressão mostra que o coeficiente de adensamento (c_v) é inversamente proporcional ao coeficiente de compressibilidade (a_v).

Em amostras de boa qualidade, no domínio de recompressão, o coeficiente de compressibilidade do solo é baixo e aumenta consideravelmente quando o carregamento ultrapassa a tensão de sobreadensamento, entrando no domínio normalmente adensado. Isto pode ser observado, por exemplo, nas curvas de compressibilidade dos corpos de prova da amostra AM 2005-1C classificada como “Muito boa e excelente” (Figuras 61, 63 e 65). De acordo com Martins (2019), este seria o motivo pelo qual os valores de c_v caem bruscamente ao ultrapassarem a tensão de sobreadensamento em amostras de boa qualidade, como mostram as respectivas curvas de $c_v \times \sigma'_v$ (Figuras 62, 64 e 66).

Por outro lado, conforme já mencionado no item 3.1, um dos efeitos do amolgamento é o aumento da compressibilidade no domínio de recompressão e diminuição da compressibilidade no domínio de compressão virgem, diminuindo e podendo até mesmo chegar a anular o “contraste” de compressibilidade entre o domínio de recompressão e o domínio de compressão virgem, e que vem a ser o motivo pelo qual se torna difícil a determinação da tensão de sobreadensamento. Este seria, portanto, o fator responsável pela constância dos valores de c_v ao longo de todo o domínio de tensão, conforme visto nas curvas dos corpos de prova da amostra AM 2005-14 (Figuras 68 e 70).

Tabela 12 – Classificação das amostras de acordo com os critérios de Lunne *et al.*, (1997) e Coutinho (2007) modificado por Andrade (2009).

Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo do depósito de argila mole (m)	σ'_{vf} (kPa)	σ'_p (kPa)	OCR	% Finos	e_0	e_{campo} (e_{v0i})	$\Delta e/e_0$	Classificação segundo o critério de Lunne <i>et al.</i> , (1997).	Classificação segundo o critério de Andrade (2009).
AM 2008-1	0,58	32,1	88	2,7	90,3	2,94	2,81	0,04	Boa a regular	Muito boa a excelente
AM 2008-2	1,15	34,2	70	2,0	86,7	2,99	2,82	0,06	Boa a regular (**)	Muito boa a boa
AM 2005-1C.1	1,25	34,5	70	2,0	95,6	3,19	3,10	0,03	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
AM 2005-1C.2	1,25	34,5	70	2,0	95,6	3,30	3,19	0,03	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
AM 2005-1C.3	1,25	34,5	60	1,7	95,6	3,21	3,05	0,05	Boa a regular	Muito boa a boa
AM 2005-14.1	1,25	34,5	-	-	93,1	4,77	2,81	0,41	Muito Pobre	Muito Pobre
AM 2005-14.2	1,25	34,5	-	-	93,1	4,79	2,32	0,52	Muito Pobre	Muito Pobre
AM 2008-3	1,80	36,5	41	1,1	98,5	3,25	2,99	0,08	Pobre	Boa a regular
AM 2008-4 (*)	2,80	40,1	50	1,2	75,9	1,65	1,46	0,12	Pobre (*)	Pobre a muito pobre (*)
AM 2008-5 (*)	3,90	46,1	61	1,3	19,7	1,09	0,99	0,09	Pobre (*)	Regular a pobre (*)
AM 2008-6 (*)	4,85	53,3	62	1,2	59,6	1,37	1,24	0,09	Pobre (*)	Regular a pobre (*)
AM 2008-7 (*)	5,90	60,0	48	0,8	72,5	2,24	1,94	0,13	Pobre (*)	Pobre a muito pobre (*)
AM 2008-8	6,80	64,9	85	1,3	99,7	2,87	2,51	0,13	Pobre	Pobre a muito pobre
AM 2008-9	7,80	69,4	79	1,1	96,0	2,82	2,45	0,13	Pobre	Pobre a muito pobre
AM 2008-10	9,30	76,2	85	1,1	98,4	2,32	2,14	0,08	Pobre	Boa a regular

(*) Amostras com percentual de finos inferior a 80% (percentual de areia superior 20%)

(**) Assumindo o intervalo de OCR entre 1 e 2 no critério de Lunne *et al.*, (1997).

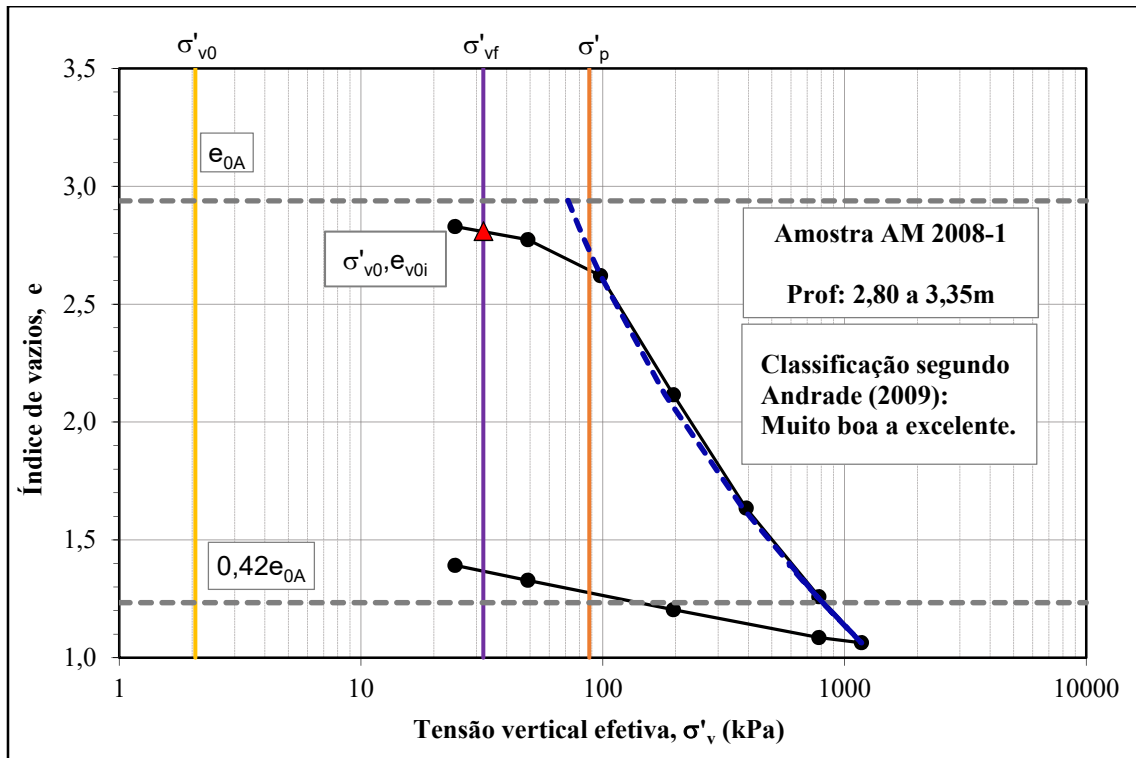


Figura 57 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-1.

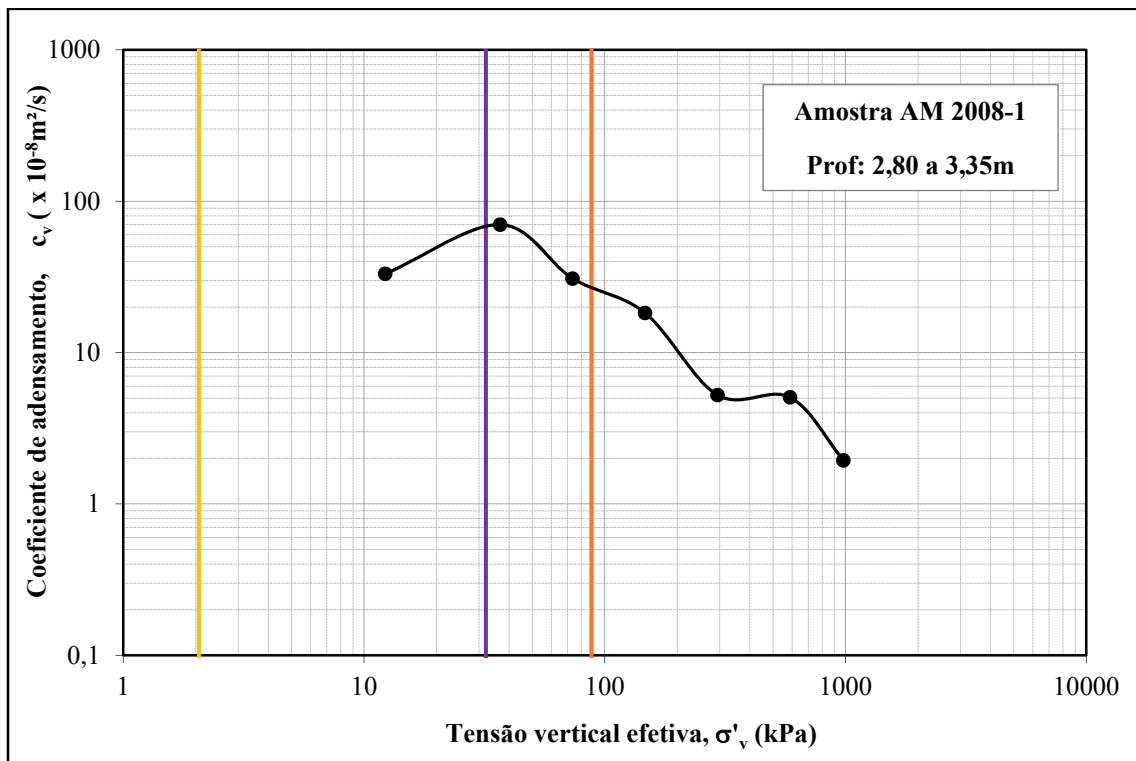


Figura 58 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-1.

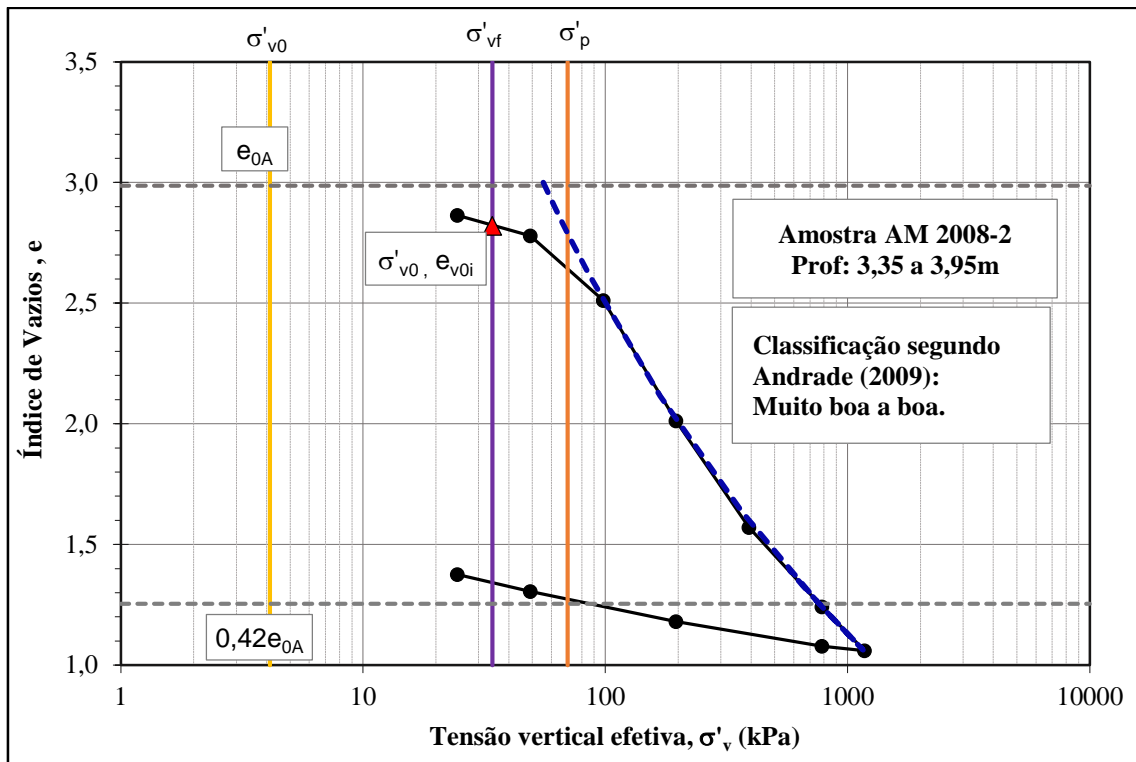


Figura 59 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-2.

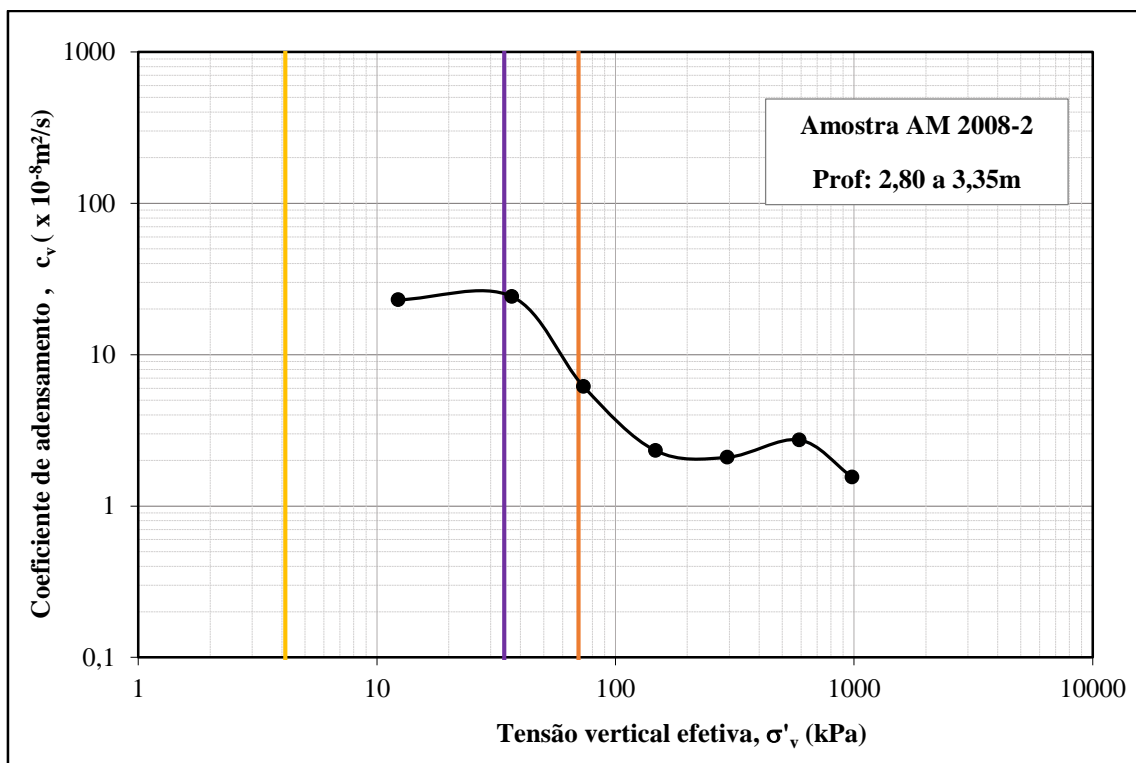


Figura 60 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-2.

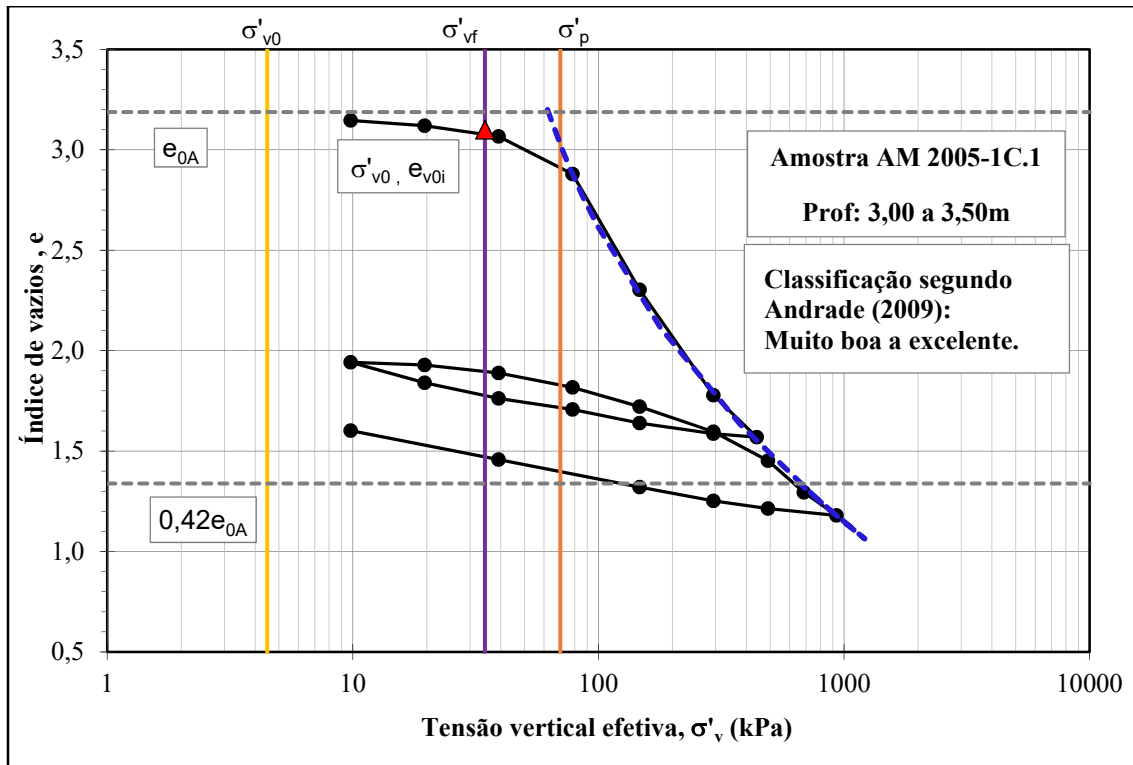


Figura 61 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2005-1C.1.

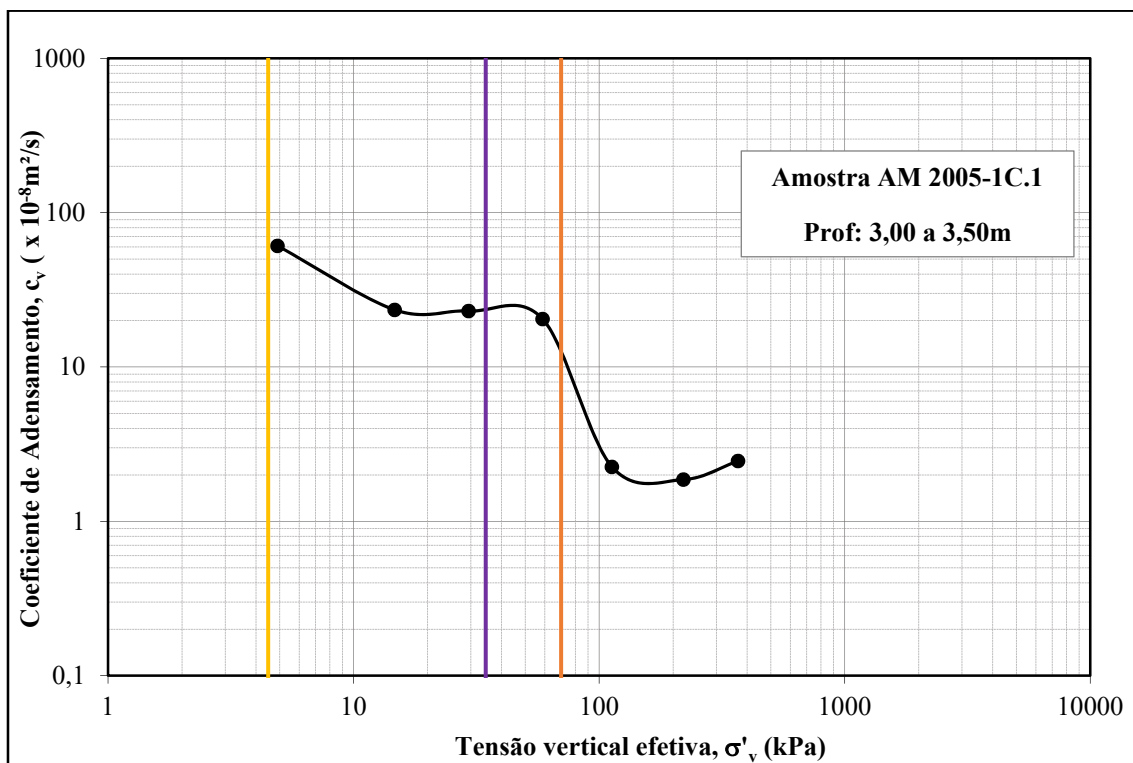


Figura 62 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2005-1C.1.

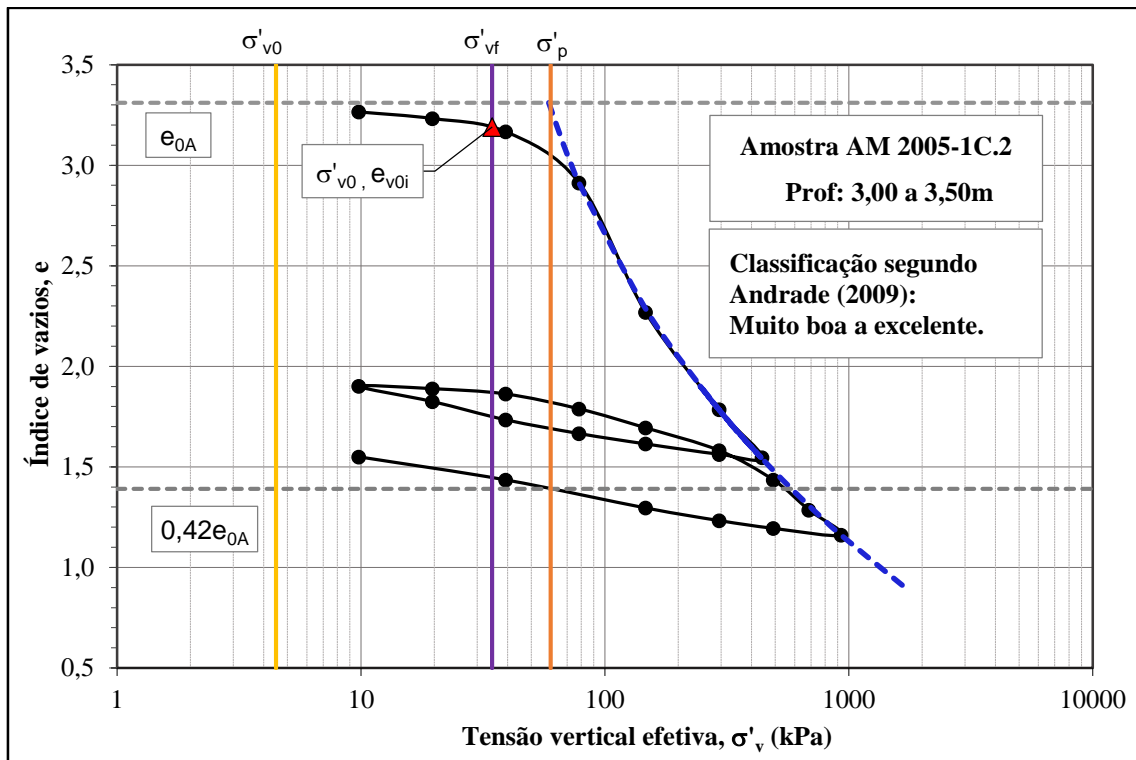


Figura 63 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2005-1C.2.

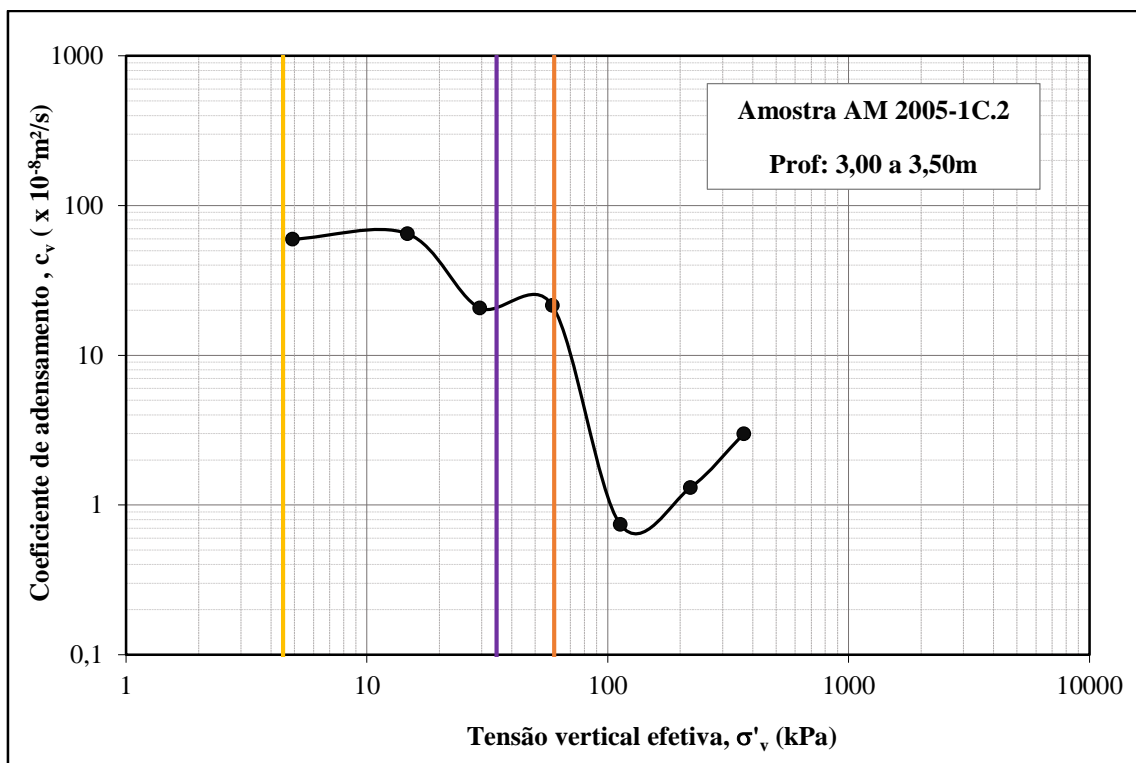


Figura 64 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2005-C.2.

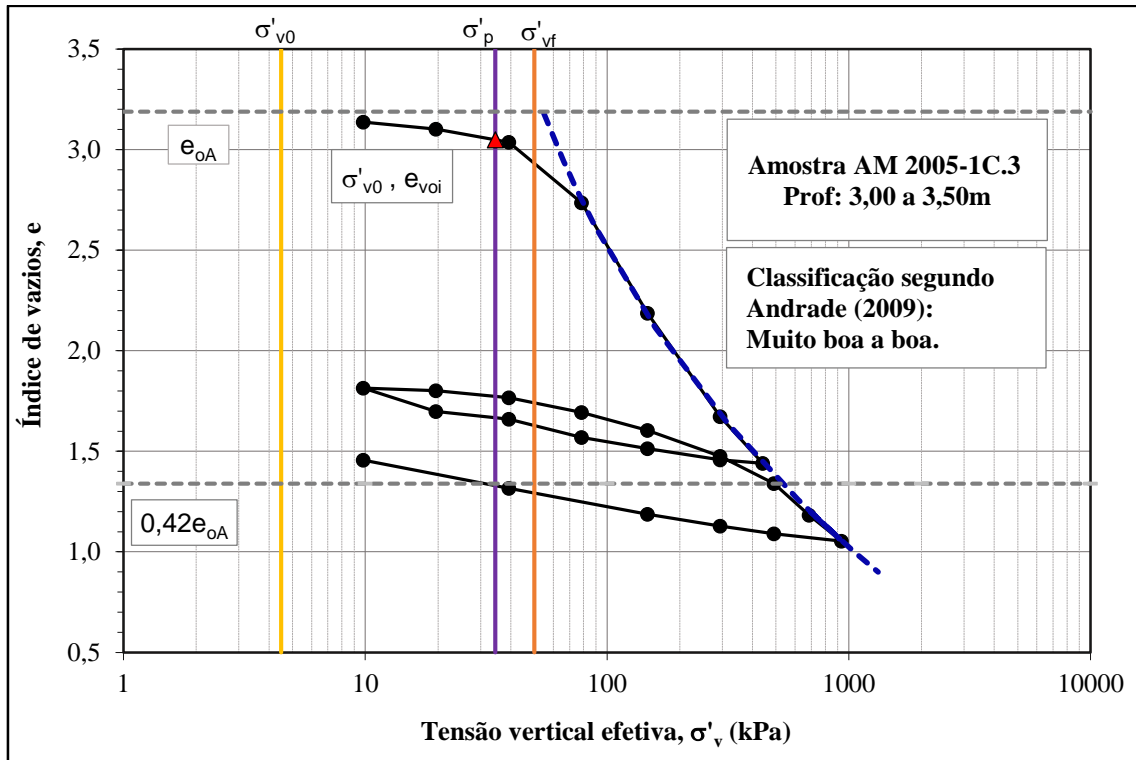


Figura 65 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2005-1C.3.

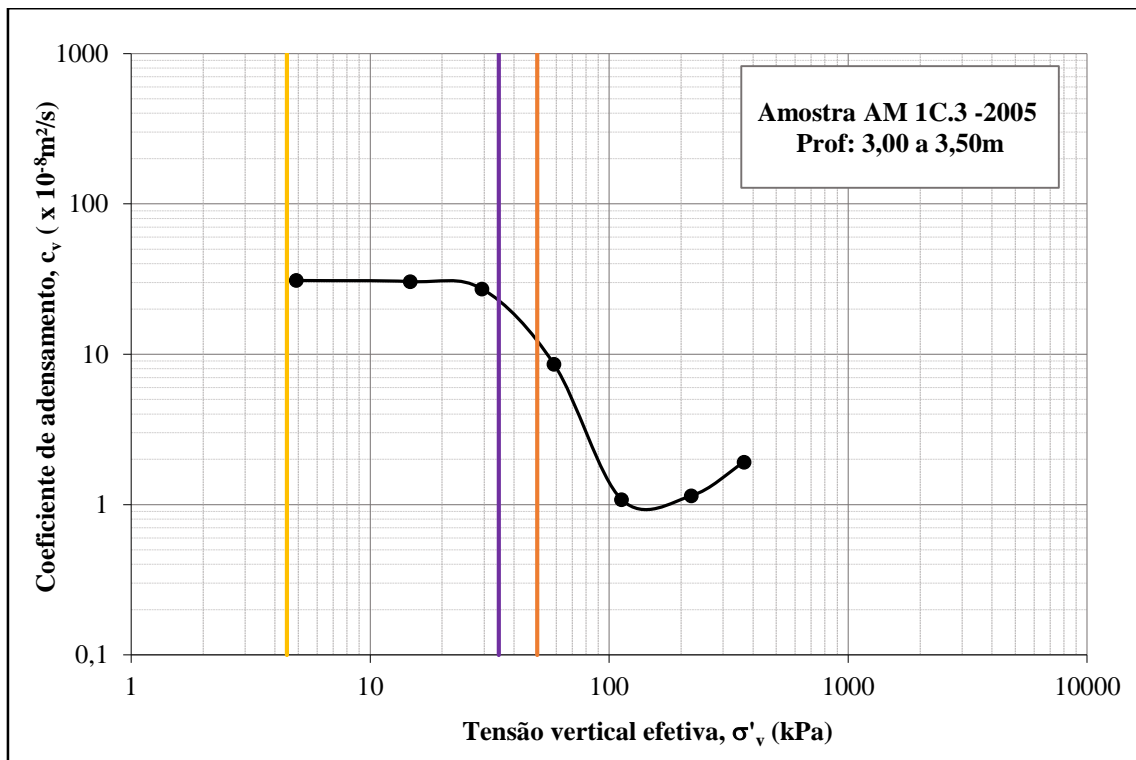


Figura 66 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2005-C.3.

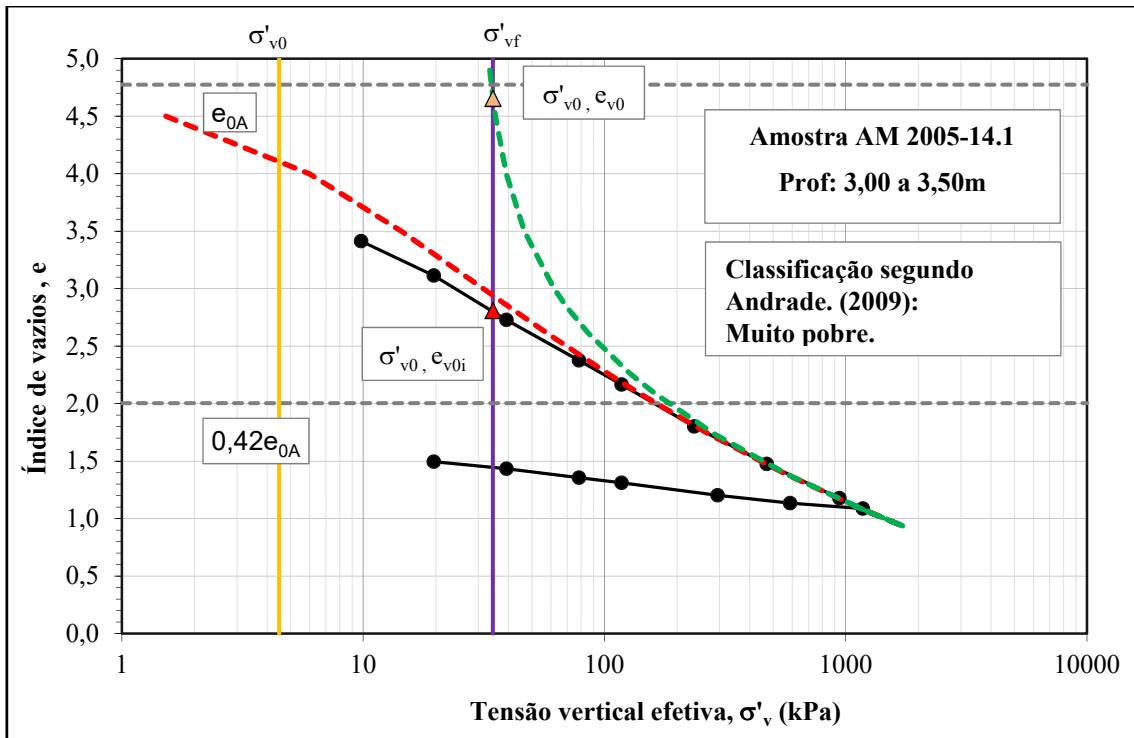


Figura 67 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2005-14.1.

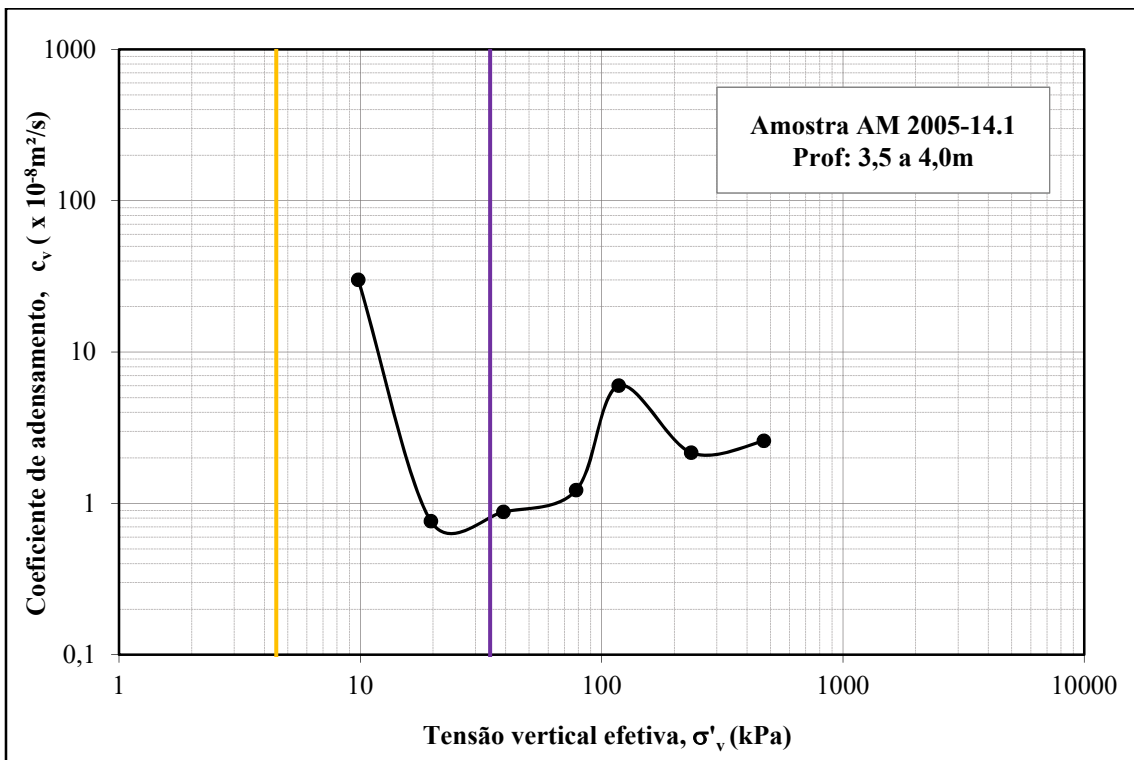


Figura 68 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2005-14.1.

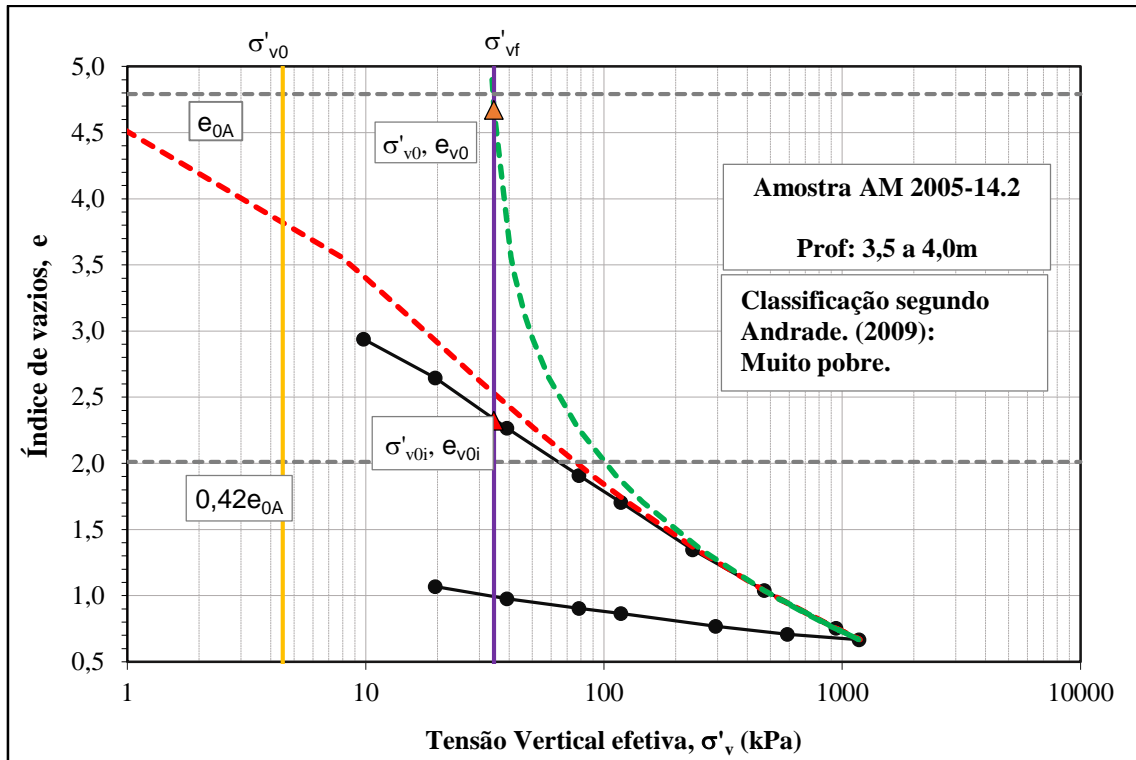


Figura 69 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2005-14.2.

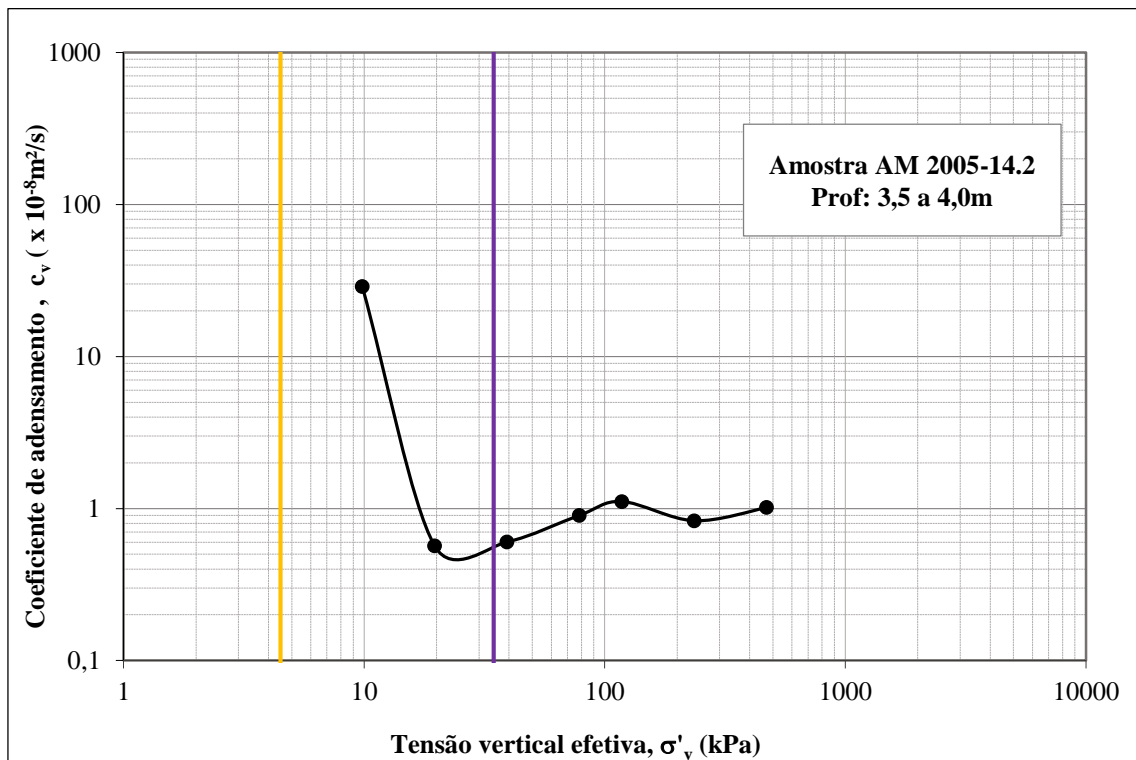


Figura 70 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2005-14.2.

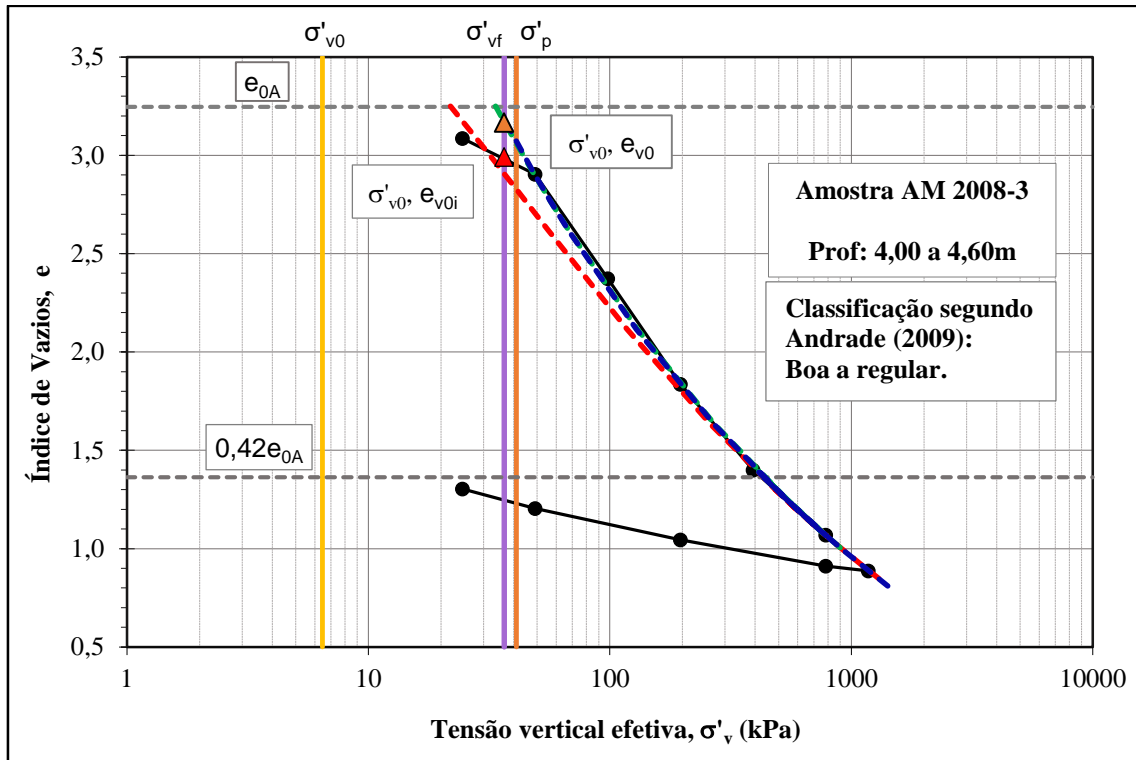


Figura 71 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-3.

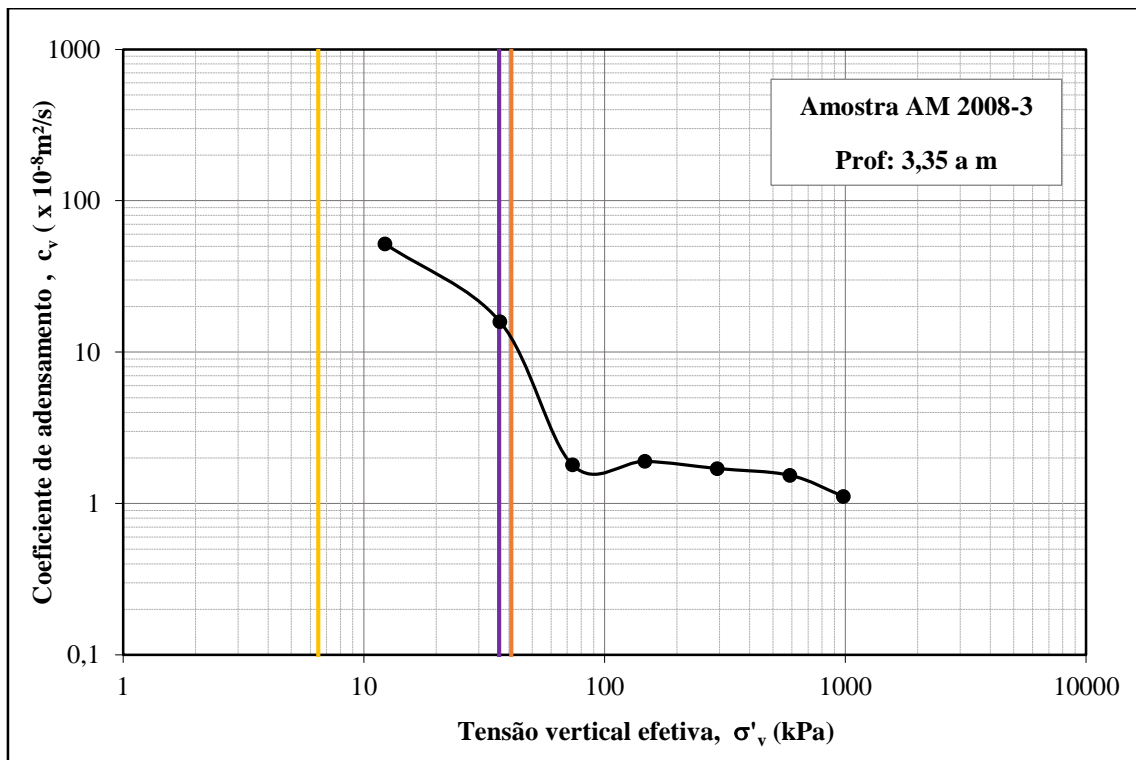


Figura 72 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-3.

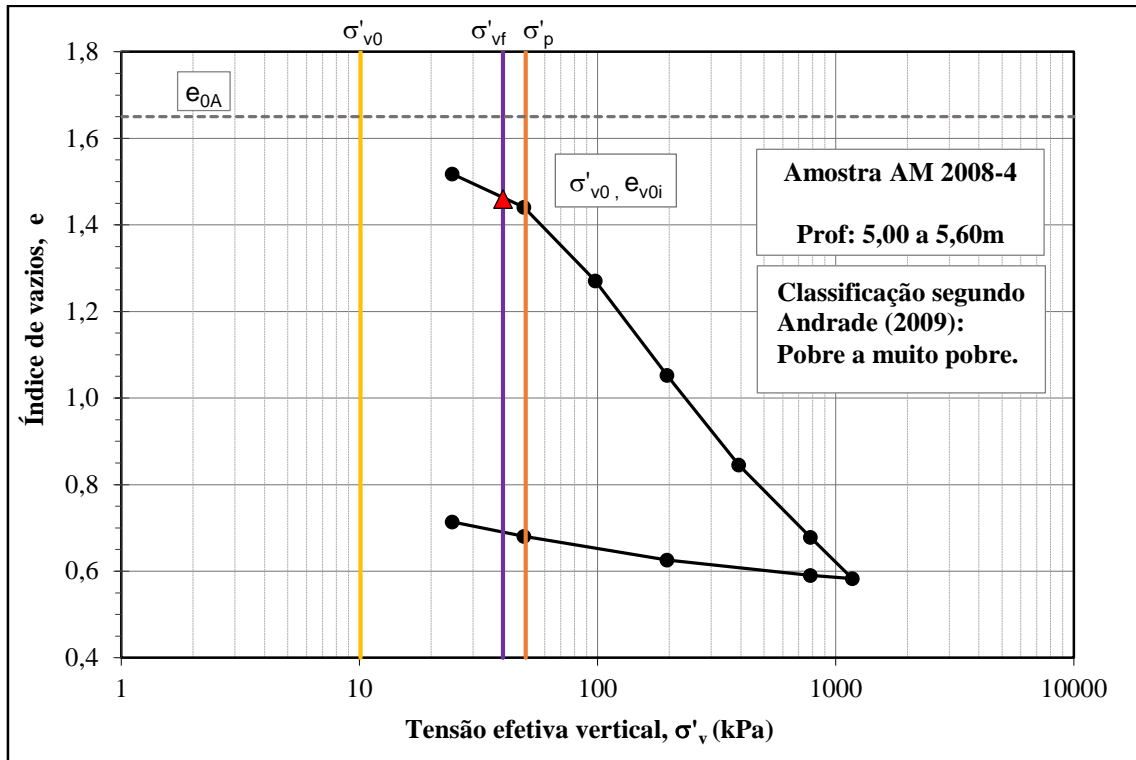


Figura 73 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-4.

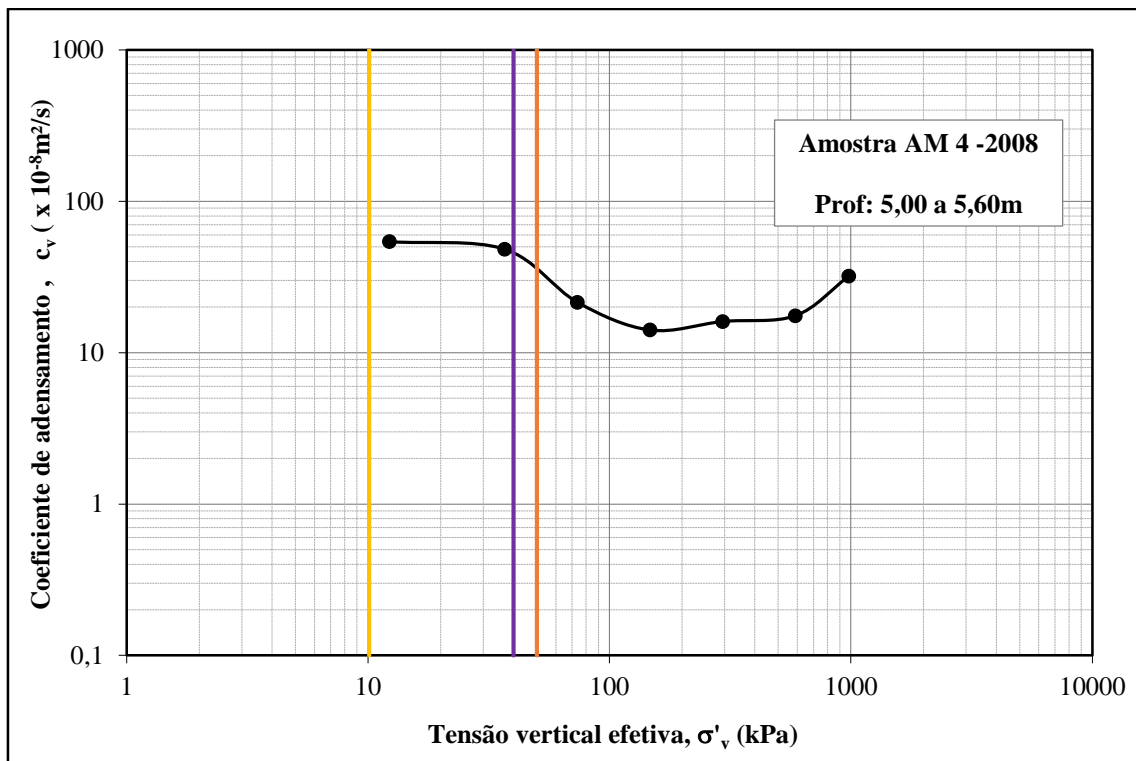


Figura 74 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-4.

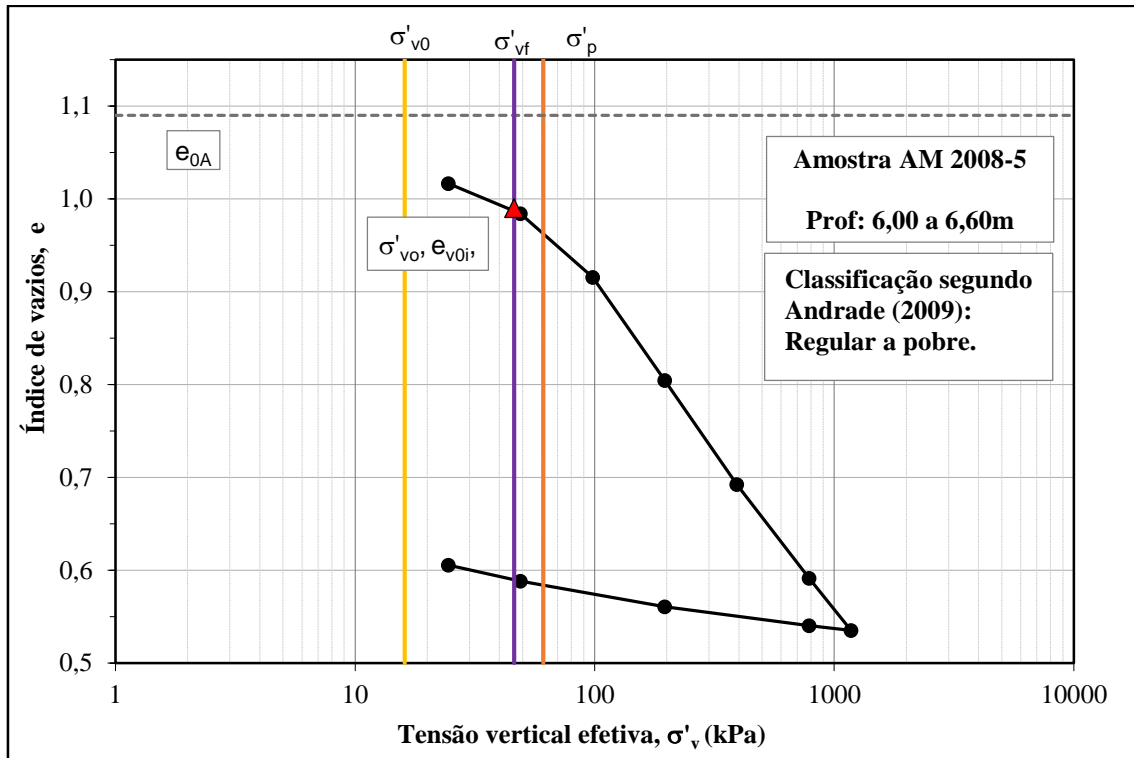


Figura 75 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-5.

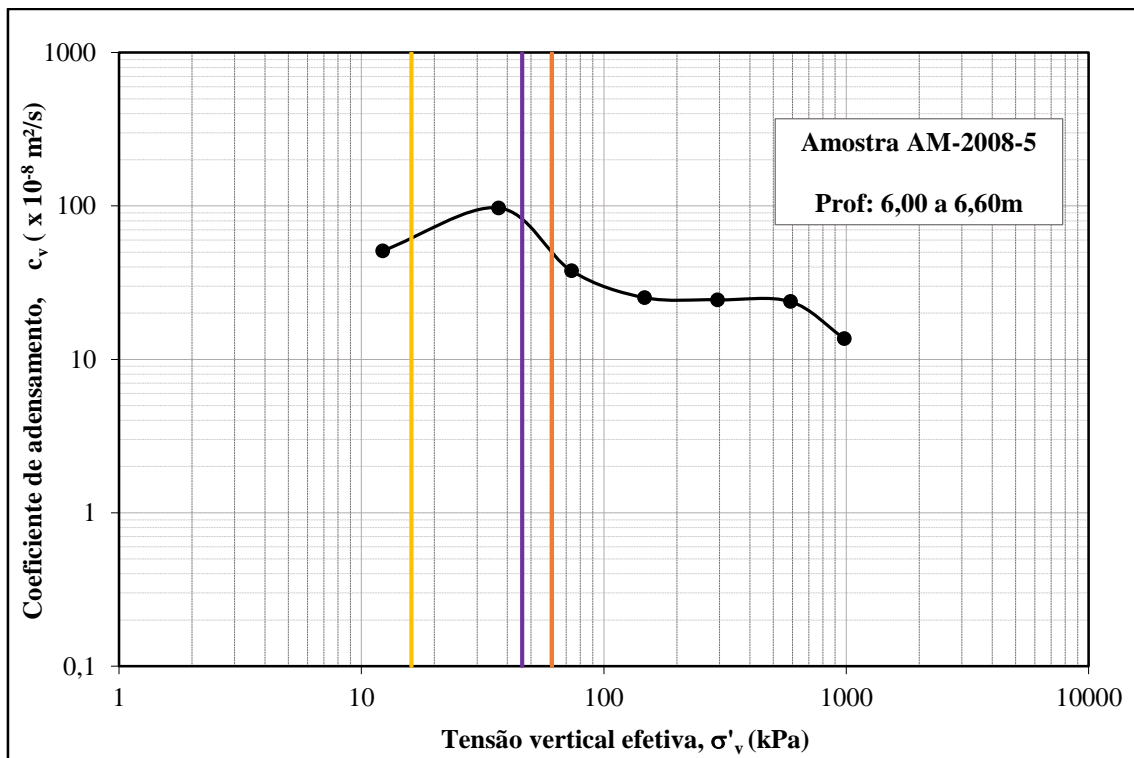


Figura 76 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-5.

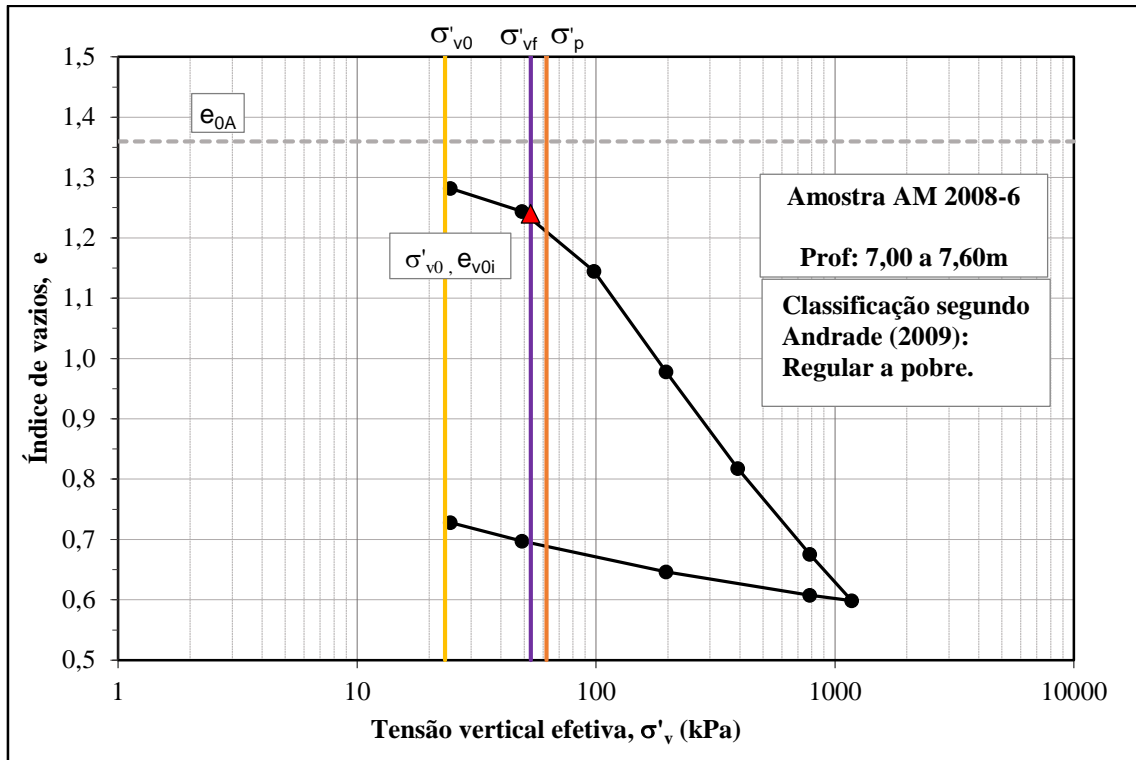


Figura 77 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-6.

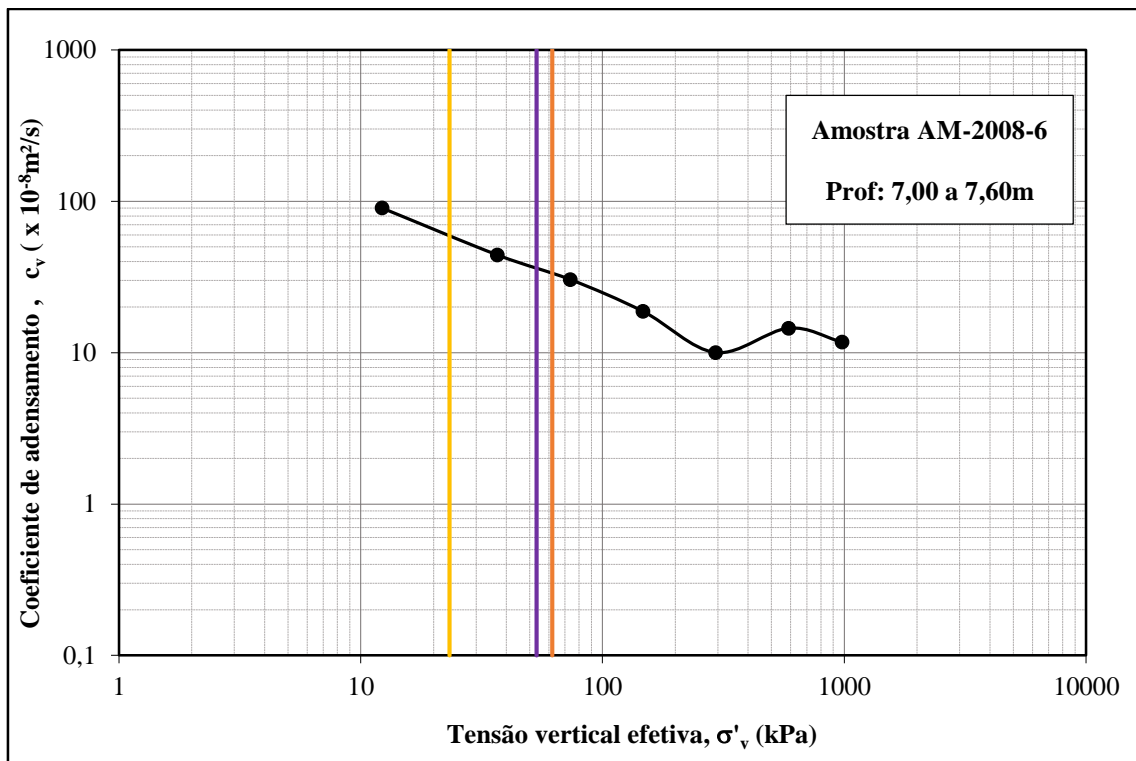


Figura 78 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-6.

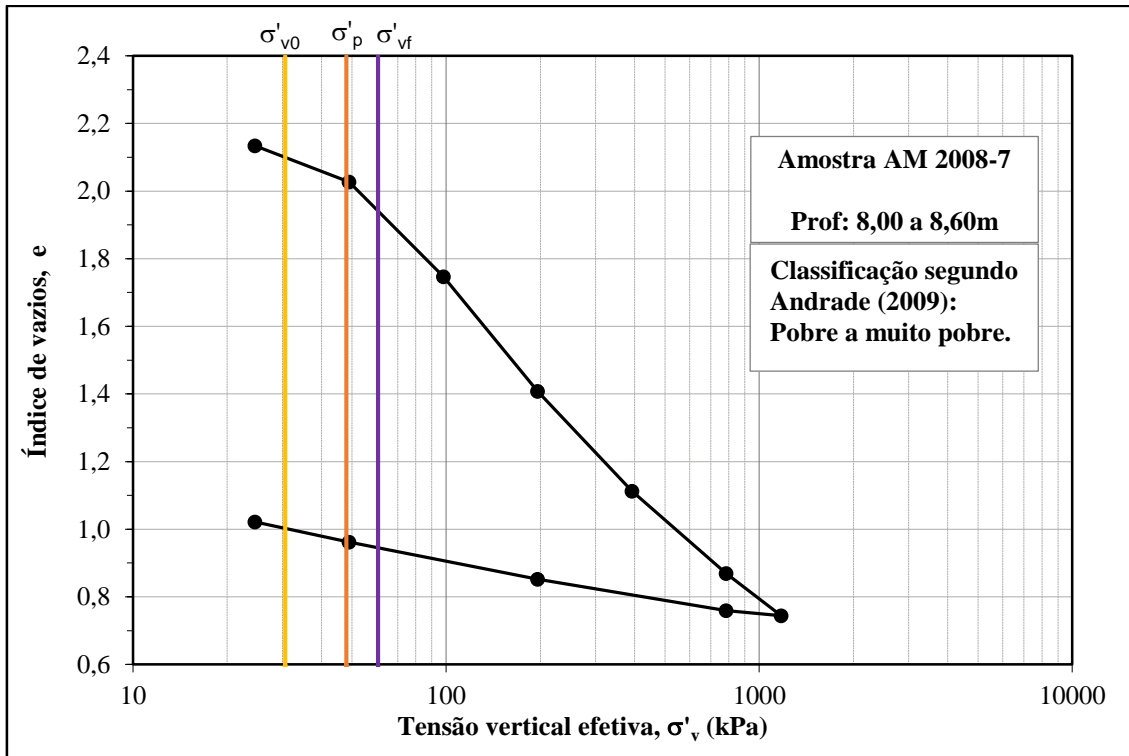


Figura 79 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-7.

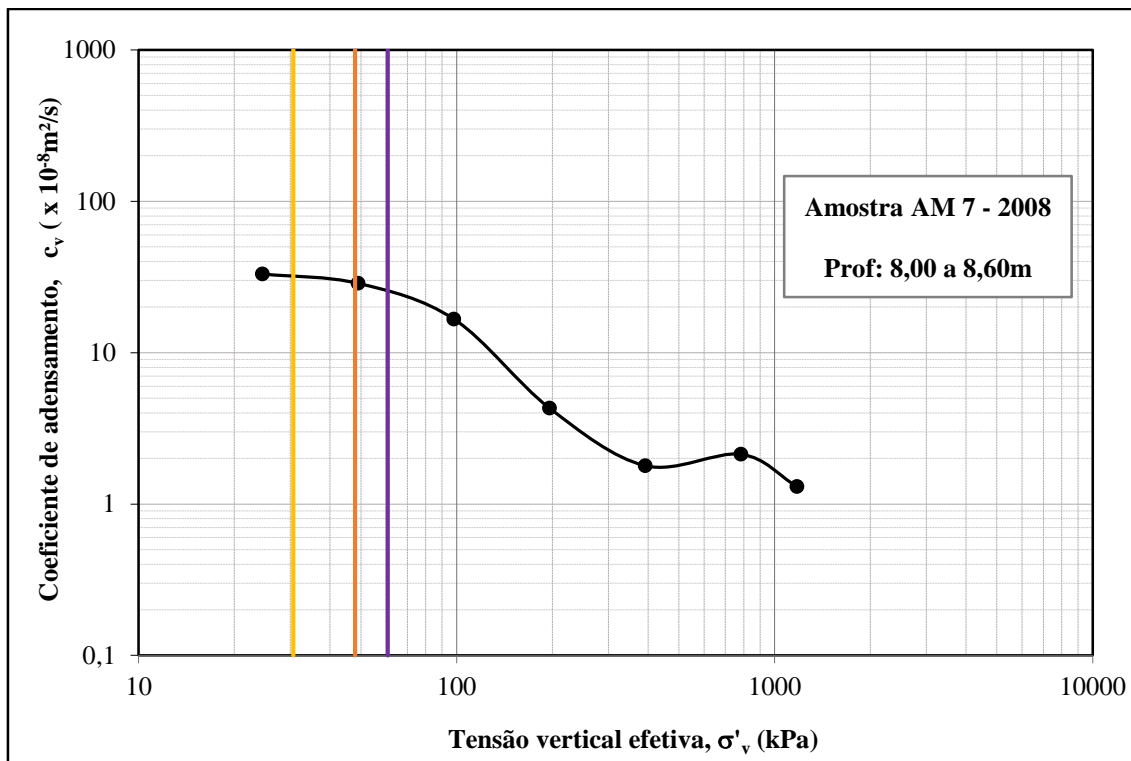


Figura 80 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-7.

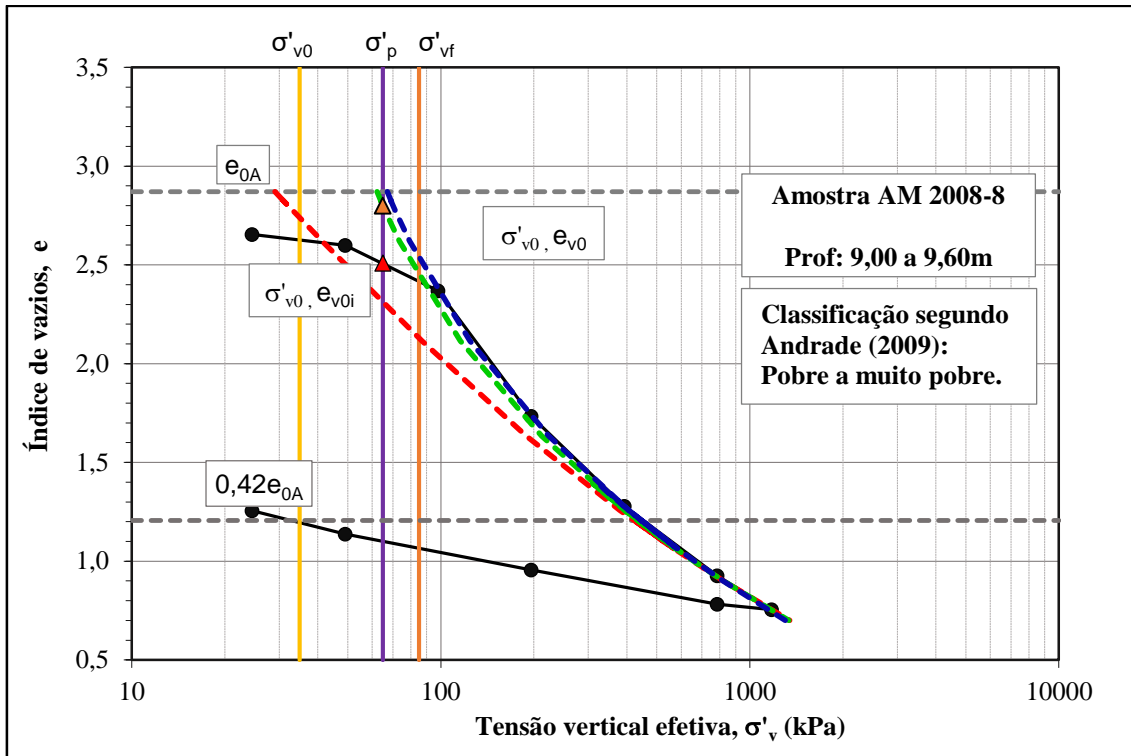


Figura 81 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-8.

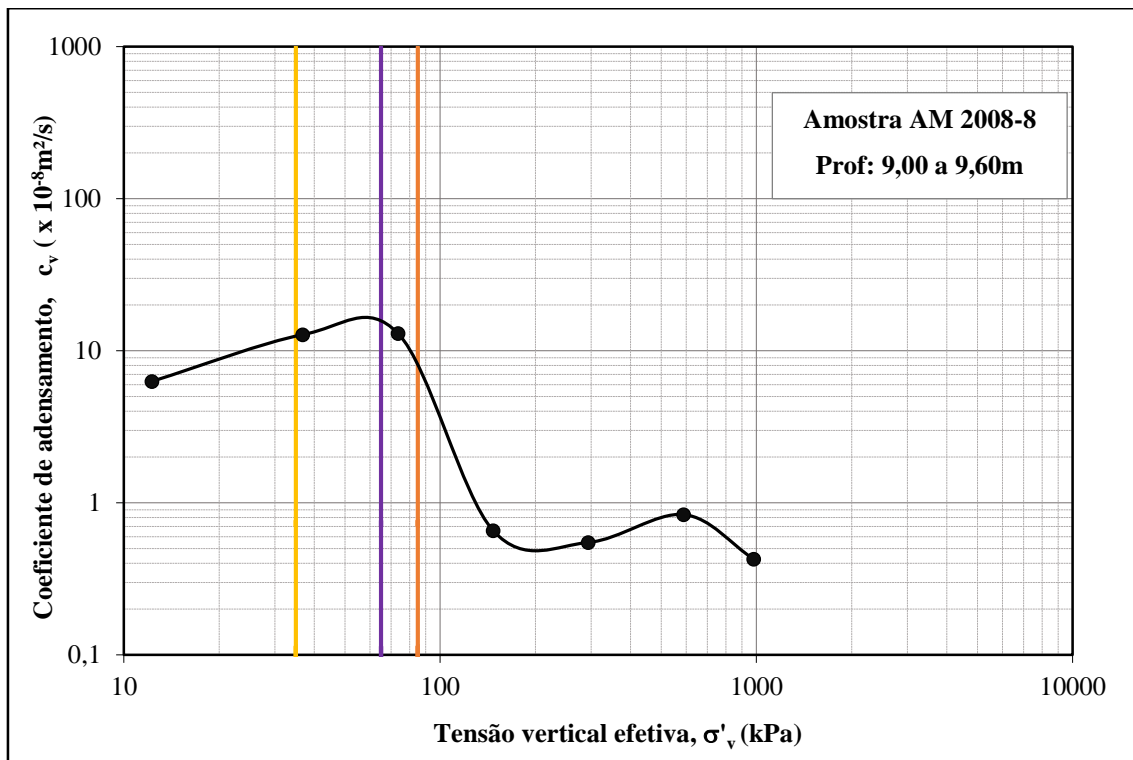


Figura 82 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-8.

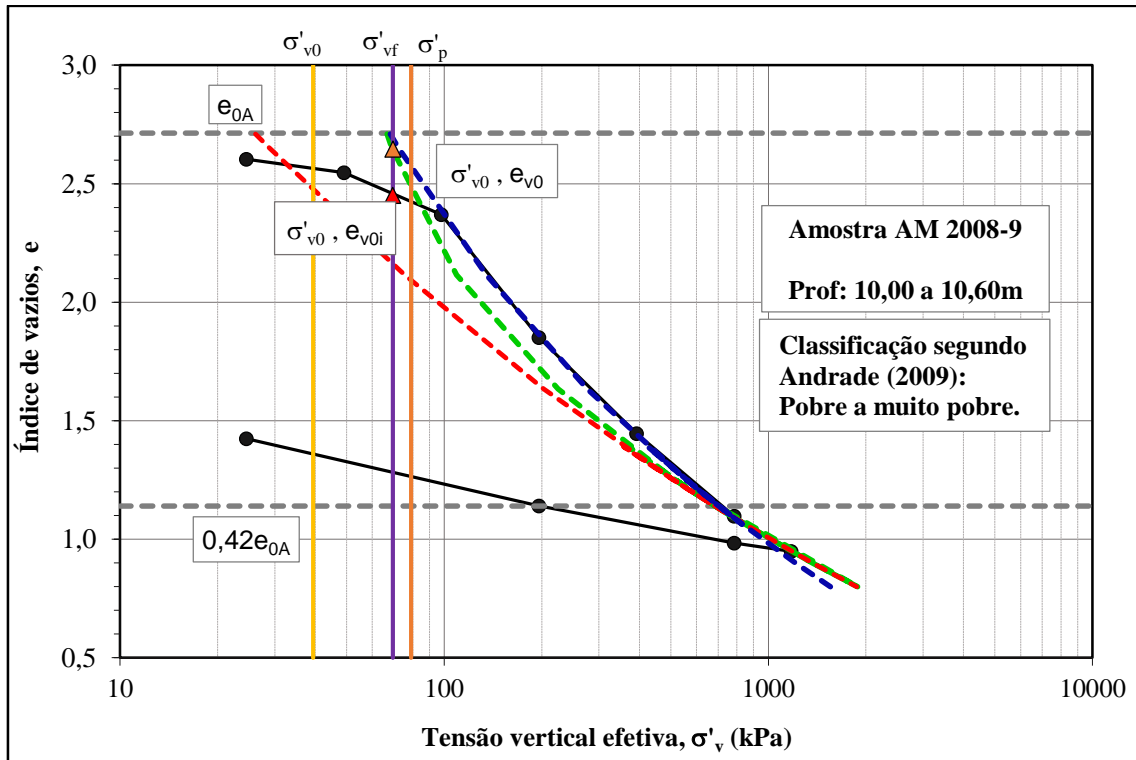


Figura 83 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-9

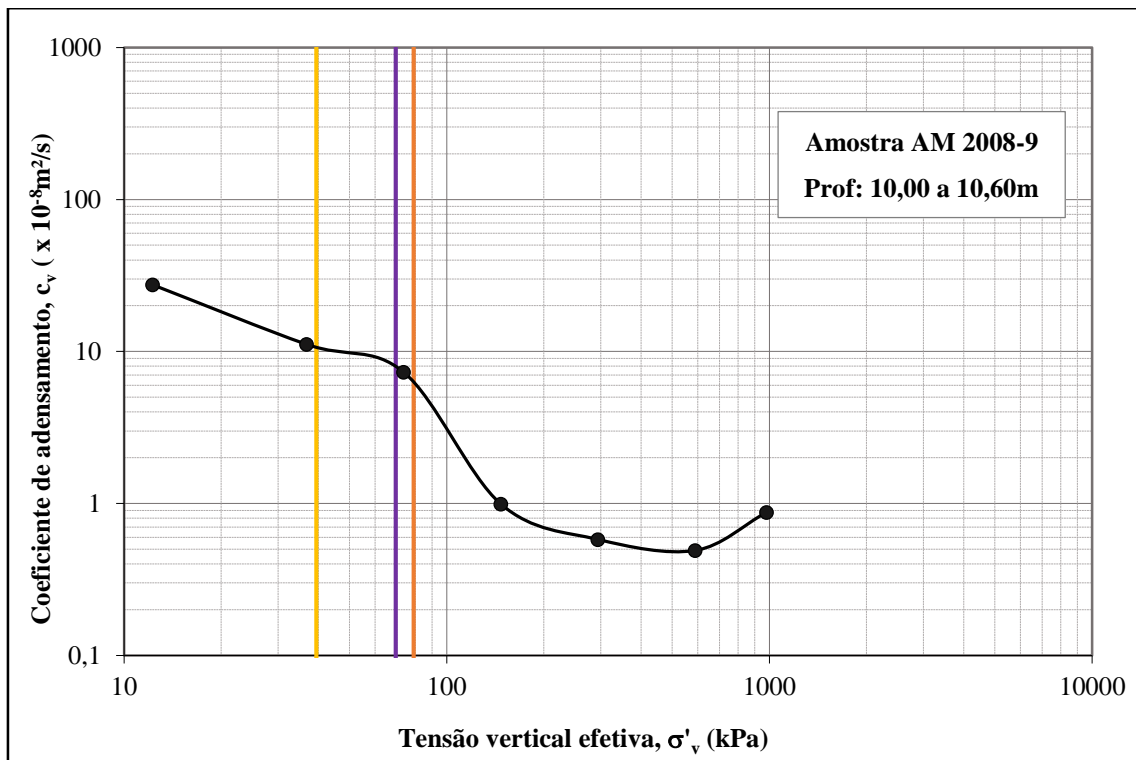


Figura 84 - Curva do coeficiente de adensamento (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-9.

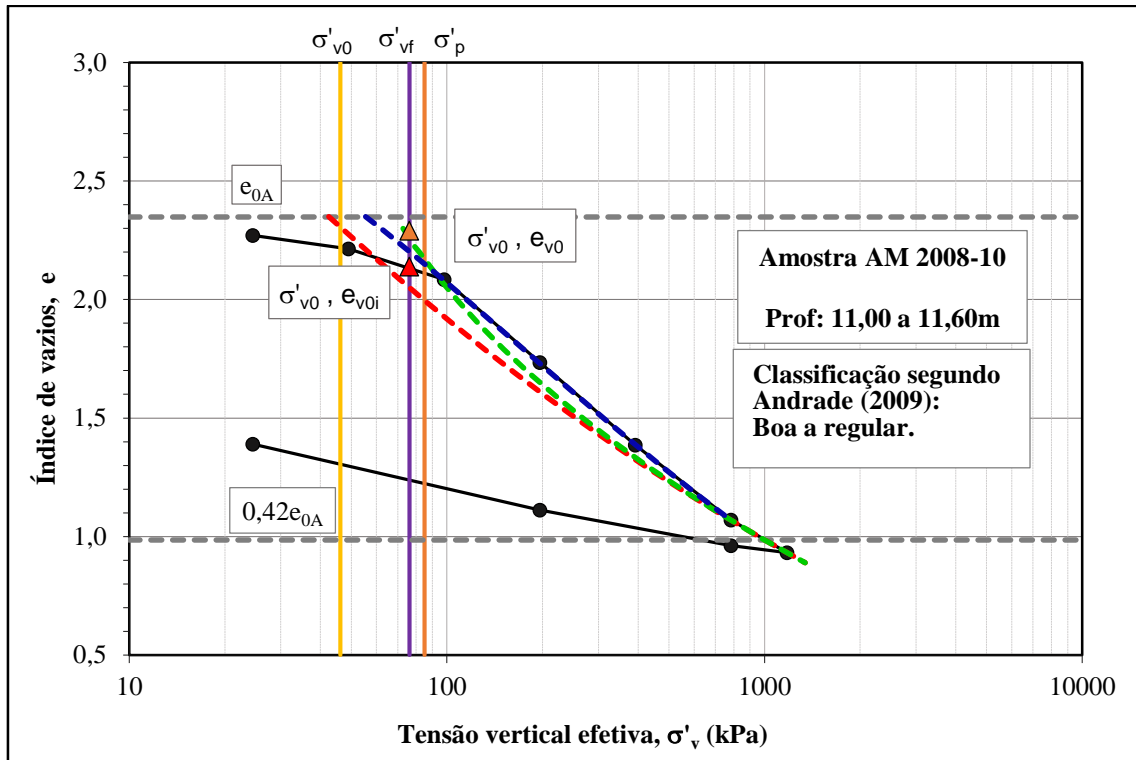


Figura 85 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico, AM 2008-10.

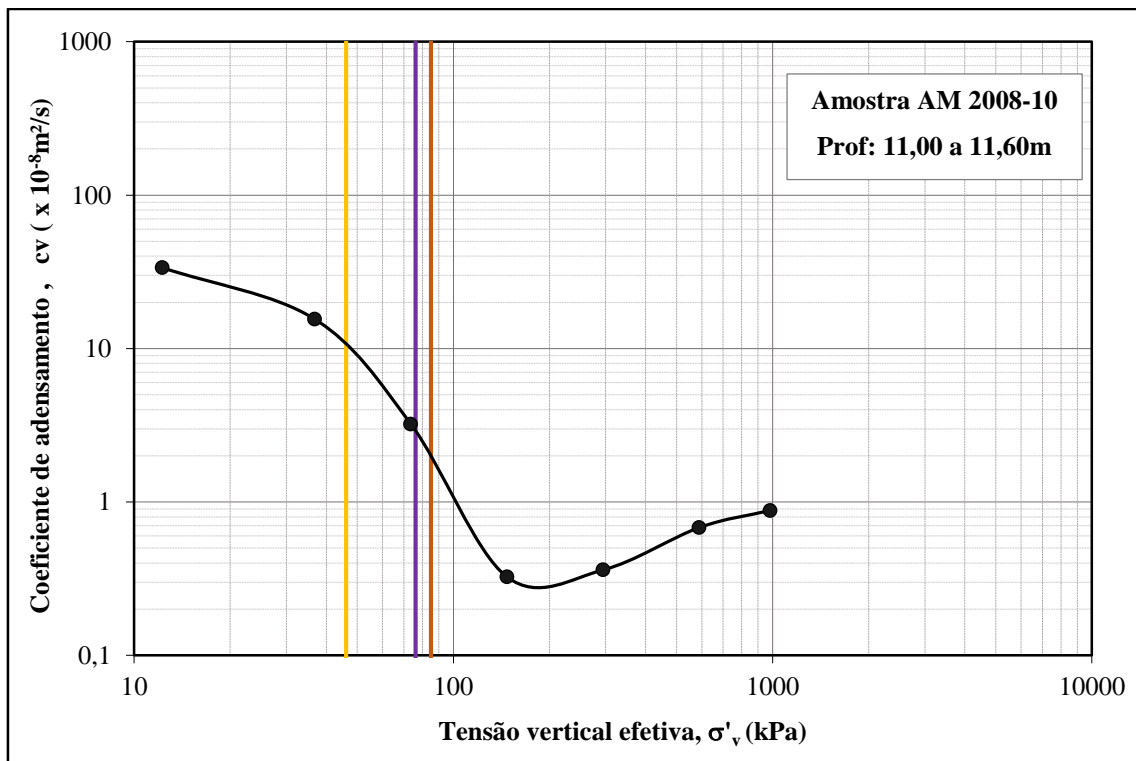


Figura 86 - Curva do coeficiente de adensamento (cv) x tensão vertical efetiva (σ'_v) do ensaio edométrico, AM 2008-10.

5.4 Avaliação dos parâmetros de compressibilidade

Neste item são avaliados os valores dos parâmetros de compressibilidade, índice de compressão virgem (C_c) e índice de recompressão (C_r), determinados a partir das curvas de compressibilidade dos ensaios de adensamento edométrico.

A Tabela 13 apresenta para cada uma das amostras submetidas a ensaios de adensamento edométrico, as seguintes informações: porcentagem de argila, porcentagem de silte, porcentagem de finos (porcentagem de argila mais porcentagem de silte), teor de umidade natural (w_{nat}), classificação da qualidade da amostra segundo o critério de Andrade (2009), índice de recompressão (C_r), índice de compressão virgem (C_c), o valor da razão C_r/C_c e o valor da razão $C_c/(1+e_0)$.

A apresentação dos valores das razões C_r/C_c e $C_c/(1+e_0)$ justifica-se pelo fato desses valores serem mais familiares na literatura do que os valores de C_r e C_c , por aparecerem nas expressões finais de cálculo de recalque por adensamento primário a tempo infinito.

Como era de se esperar, como o amolgamento aumenta a compressibilidade no domínio de recompressão e diminui a compressibilidade no domínio de compressão virgem, quanto melhor a qualidade da amostra, menor o valor de C_r/C_c e maior o valor de $C_c/(1+e_0)$. Basta observar que, dentre as amostras com percentual de finos superior a 80 %, a amostra de melhor qualidade (AM 2005-1.c), apresenta valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,50, 0,55 e 0,48, ao passo que a amostra de pior qualidade (AM 2005-14) apresenta valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,20 e 0,21. Na amostra AM 2005-14, os valores de C_r foram consideravelmente elevados, da ordem de 0,99 e 0,96, pois conforme já citado, nas amostras amolgadas, o trecho de recompressão apresenta compressibilidade muito elevada.

Destacando somente as amostras com percentual de finos superior a 80 % e classificadas segundo o critério de Andrade (2009) como “Muito boa a excelente” e “Muito boa a boa”, a saber, amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2005-1C, obtêm-se valores de C_r/C_c entre 0,06 e 0,08, excluindo o valor de 0,17 determinado na amostra AM 2008-2 e valores de $C_c/(1+e_0)$ entre 0,42 e 0,55. Observa-se também que, quando a qualidade da amostra cai para “Boa a regular”, que é o caso das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10, o valor de C_r/C_c já sobe para a 0,38 e 0,17, respectivamente, e os valores de $C_c/(1+e_0)$ já caem para os valores de 0,38 e 0,35, respectivamente.

Observa-se ainda que, apesar das amostras AM 2008-8 e AM 2008-9 terem sido classificadas como “Pobre a muito pobre” segundo o critério de Andrade (2009), a curvatura da curva de compressibilidade no domínio de compressão virgem juntamente com a queda brusca dos valores de c_v ao sair do domínio recompressão e entrar no domínio de compressão virgem revelam que se tratam de amostras de boa qualidade, conforme já discutido no item 5.3. De fato, os valores de $C_c/(1+e_0)$ iguais a 0,55 e 0,45 (ver Tabela 13), respectivamente, comparáveis aos valores de $C_c/(1+e_0)$ das amostras classificadas como “Muito boa a excelente” e “Muito boa a boa”, confirmam esta assertiva.

A título de comparação, Aguiar (2008) e Andrade (2009) determinaram valores de $C_c/(1+e_0)$ entre 0,45 e 0,68 para a Argila do Canal do Porto de Santos, SP, ao passo que Jannuzzi (2013) determinou um valor mínimo de 0,38 e máximo de 0,65 para a Argila do Sarapuí II, RJ. Recentemente, Conte (2019) estimou um valor de 0,48 para a Argila da Ilha do Fundão, RJ.

Ainda no que diz respeito a avaliação dos parâmetros de compressibilidade, foi realizada uma verificação da equação proposta de Silva (2013) para estimativa do índice de compressão virgem (C_c) a partir do teor de umidade natural (w_{nat}), apresentada a seguir.

$$C_c = 0,0115 w_{nat} + 0,8, \text{ sendo } w_{nat} \text{ em porcentagem} \quad \text{Equação 57}$$

Para todas as amostras analisadas nesta dissertação, foram calculados os valores de C_c a partir dos respectivos valores de teor de umidade natural (w_{nat}) mediante a equação acima. Estes valores estão apresentados na Tabela 13 na coluna “ C_c Silva (2013)” e são comparados com os valores determinados a partir dos ensaios edométricos através do cálculo da razão $C_c \text{ ensaio} / C_c \text{ Silva (2013)}$, cujos valores também estão apresentados na Tabela 13.

Da Tabela 13, observa-se que, considerando apenas as amostras com percentual de finos superior a 80 % e classificadas segundo o critério de Andrade (2009) como “Muito boa a excelente” e “Muito boa a boa”, a saber, amostras AM 2008-1, AM 2008-2 e AM 2005-1C, obtêm-se valores de $C_c \text{ ensaio} / C_c \text{ Silva (2013)}$ entre 0,81 e 1,06, o que mostra que a proposta de Silva (2013) é capaz de fazer uma boa previsão de C_c a partir do valor de w_{nat} para amostras de excelente qualidade.

Considerando ainda as amostras AM 2008-8 e AM 2008-9, com percentual de finos acima de 80 % e que, apesar de terem sido classificadas como “Pobre a muito pobre” de

acordo com o critério de Andrade (2009), parecem ser de boa qualidade por motivos já expostos neste mesmo item e no item anterior, obtêm-se valores de C_c ensaio / C_c Silva (2013) iguais a 1,04 e 0,87, respectivamente, confirmando a eficácia da proposta de Silva (2013).

Com base na comprovação da eficácia da proposta de Silva (2013), é de se esperar que para amostras de qualidade inferior os valores C_c ensaio / C_c Silva (2013) sejam bastante inferiores a um, sendo tanto menor quanto pior a qualidade das amostras. E, de fato, para as amostras com percentual de finos superior a 80 %, porém classificadas como “Boa a regular” segundo o critério de Andrade (2009), a saber, amostras AM 2008-3 e AM 2008-10, os valores de C_c ensaio / C_c Silva (2013) caem para 0,75 e 0,64, respectivamente (ver Tabela 13). Para a amostra AM 2005-14, com percentual de finos superior a 80 % e classificada como “Muito pobre”, os valores de C_c ensaio / C_c Silva (2013) caem ainda mais, para 0,40 e 0,41.

Finalmente, para as amostras com percentual de finos inferior a 80 %, a saber, amostras AM 2008-4, AM 2008-5, AM 2008-6 e AM 2008-7, os valores de C_c ensaio / C_c Silva (2013) situam-se entre 0,30 e 0,66, sendo tanto menor quanto menor o percentual de finos, o que mostra que a proposta de Silva (2013) não pode ser aplicada para amostras com baixo percentual de finos.

Tabela 13 – Parâmetros de compressibilidade das amostras indeformadas submetidas aos ensaios de adensamento edométrico.

Amostra	%argila	%silte	%finos	w _{nat} (%)	Classificação de Andrade (2009)	C _r do ensaio edométrico	C _c do ensaio edométrico	C _r / C _c	C _c /(1+e ₀)	C _c Silva (2013)	C _c ensaio/ C _c Silva (2013)
AM 2008-1	49,0	41,3	90,3	102,8	Muito boa a excelente	0,14	1,69	0,08	0,43	1,98	0,85
AM 2008-2	30,8	55,9	86,7	107,6	Muito boa a boa	0,29	1,66	0,17	0,42	2,04	0,81
AM 2005-1C.1	55,7	39,9	95,6	121,7	Muito boa a excelente	0,13	2,09	0,06	0,50	2,20	0,95
AM 2005-1C.2				125,9	Muito boa a excelente	0,17	2,38	0,07	0,55	2,25	1,06
AM 2005-1C.3				122,4	Muito boa a boa	0,16	2,02	0,08	0,48	2,21	0,91
AM 2005-14.1	36,5	56,6	93,1	184,3	Muito pobre	0,99	1,17	0,85	0,20	2,92	0,40
AM 2005-14.2				184,4	Muito pobre	0,96	1,19	0,81	0,21	2,92	0,41
AM 2008-3	43,6	54,9	98,5	117,6	Boa a regular	0,61	1,62	0,38	0,38	2,15	0,75
AM 2008-4 (*)	31,9	44,0	75,9	59,0	Pobre a muito pobre	0,25	0,73	0,34	0,28	1,48	0,49
AM 2008-5 (*)	11,7	8,0	19,7	37,0	Regular a pobre	0,11	0,37	0,29	0,18	1,23	0,30
AM 2008-6 (*)	30,5	29,1	59,6	48,6	Regular a pobre	0,14	0,54	0,26	0,23	1,36	0,40
AM 2008-7 (*)	37,0	35,5	72,5	75,3	Pobre a muito pobre	0,34	1,11	0,31	0,34	1,67	0,66
AM 2008-8	62,9	36,8	99,7	106,3	Pobre a muito pobre	0,20	2,11	0,09	0,55	2,02	1,04
AM 2008-9	69,1	26,9	96,0	102,6	Pobre a muito pobre	0,21	1,73	0,12	0,45	1,98	0,87
AM 2008-10	66,3	32,1	98,4	87,2	Boa a regular	0,20	1,16	0,17	0,35	1,80	0,64

(*) Amostras com percentual de finos inferior a 80 % (percentual de areia superior a 20 %)

5.5

Reconstituição das curvas de compressibilidade das amostras de baixa qualidade

Inicialmente, realiza-se uma verificação da adequação da equação (16) para representar os trechos de compressão virgem obtidos nos ensaios edométricos realizados nas amostras classificadas como sendo de boa qualidade.

Para realizar tal verificação, Louvise (2015) sugere utilizar três pares ordenados de volumes específicos e tensões verticais efetivas, (v_a, σ'_{va}) , (v_b, σ'_{vb}) e (v_c, σ'_{vc}) , correspondentes a três estágios de carregamento de uma curva de compressão edométrica, obviamente pertencentes ao domínio de compressão virgem, conforme ilustrado na Figura 87.

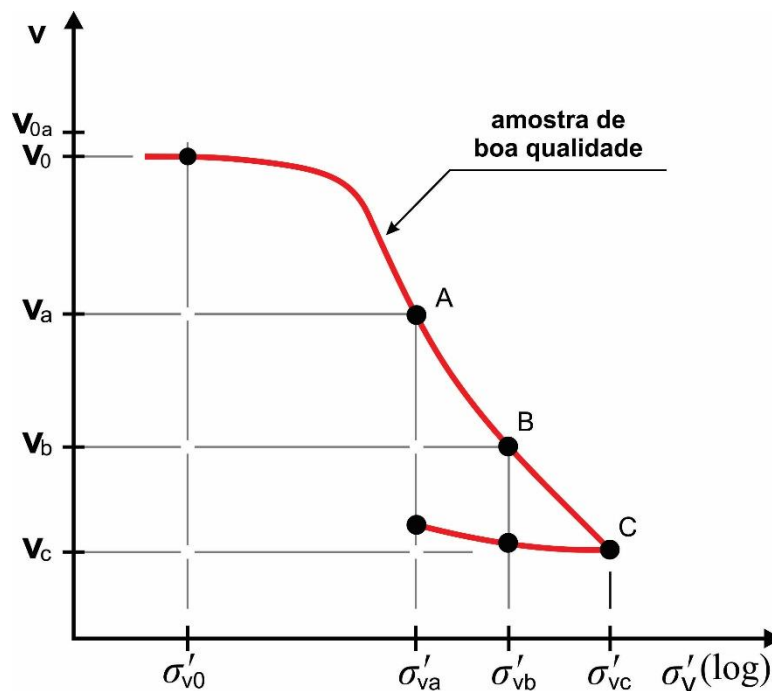


Figura 87 - Exemplo de uma curva de compressão edométrica para uma amostra de boa qualidade (apud, Louvise, 2015).

Desta forma, obtêm-se as três equações apresentadas abaixo correspondentes aos pares ordenados dos pontos A, B e C, cada qual substituindo os valores de um par ordenado na equação 16:

$$\sigma'_{va} = \frac{\Psi}{(1 + e_a)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{v_a^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 58}$$

$$\sigma'_{vb} = \frac{\Psi}{(1 + e_b)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{v_b^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 59}$$

$$\sigma'_{vc} = \frac{\Psi}{(1 + e_c)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{v_c^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 60}$$

Como os valores de σ'_{va} , σ'_{vb} , σ'_{vc} , v_a , v_b e v_c são dados extraídos das curvas de compressibilidade dos ensaios, têm-se três equações através das quais se determina os valores das incógnitas Ψ , Ω e C_0 . Da Equação 58 escreve-se:

$$C_0 = \frac{\Psi}{v_a^\Omega} - \sigma'_{va} \quad \text{Equação 61}$$

Substituindo o valor de C_0 da Equação 61 na Equação 59:

$$\Psi = \frac{(\sigma'_{vb} - \sigma'_{va})(v_a v_b)^\Omega}{(v_a^\Omega - v_b^\Omega)} \quad \text{Equação 62}$$

Substituindo o valor de Ψ obtido na Equação 62 na Equação 60:

$$\left(\frac{v_c}{v_a}\right)^\Omega \frac{(\sigma'_{vc} - \sigma'_{vb})}{(\sigma'_{vb} - \sigma'_{va})} - \left(\frac{v_c}{v_b}\right)^\Omega \frac{(\sigma'_{vc} - \sigma'_{va})}{(\sigma'_{vb} - \sigma'_{va})} + 1 = 0 \quad \text{Equação 63}$$

A partir da Equação 63, obtém-se o valor de Ω . De posse do valor de Ω , obtém-se o valor de Ψ na Equação 62. Finalmente, de posse dos valores de Ω e Ψ , obtém-se o valor de C_0 na Equação 61.

O desenvolvimento detalhado das Equações 61, 62 e 63 está apresentado no anexo VI.

O resumo dos dados de entrada e dos parâmetros obtidos para cada amostra analisada é apresentado na Tabela 14. Para essa análise foram inicialmente avaliadas as amostras AM 2005-1C.1, AM 2005-1C.2, AM 2005-1C.3, AM 2008-1 e AM 2008-2, classificadas como “Muito boa a excelente” ou “Muito boa a boa” segundo o critério de Andrade (2009), além das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10, ambas classificadas de acordo com esse mesmo critério como “Boa a regular”. Ademais, conforme discutido no item 5.3, a avaliação das curvas “coeficiente de adensamento (c_v) versus tensão vertical efetiva” das amostras AM 2008-8 e AM 2008-9, sugeriu que essas amostras poderiam ser de boa qualidade e, por isso, essas amostras também foram aqui avaliadas.

De posse dos valores de C_0 , Ψ e Ω , é possível verificar os ajustes feitos com a função da Equação 13. Os resultados dos ajustes, destacados com linhas tracejadas na cor azul marinho (escuro), juntamente com as curvas de compressão edométrica obtidas dos ensaios são apresentados nas Figuras 57, 59, 61, 63, 65, 71, 81, 83 e 85. Observa-se que

a equação proposta por Louvise (2015) para representação do domínio de compressão virgem das curvas de compressibilidade obtidas de ensaios edométricos - é capaz de reproduzir com elevadíssimo grau de representatividade todas as curvas obtidas de amostras de boa qualidade, inclusive as curvas das amostras AM 2008-3, AM2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10, ratificando que, ao contrário do sugerido pela aplicação do critério de Andrade (2009), essas amostras são, de fato, de boa qualidade, analisadas neste trabalho.

Tabela 14 – Valores de v_a , σ'_{va} , v_b , σ'_{vb} , v_c e σ'_{vc} selecionados e valores de Ω , Ψ e C_0 obtidos para verificação da expressão de Louvise (2015).

Amostra	AM 2008-1	AM 2008-2	AM 2005-1C.1	AM 2005-1C.2	AM 2005-1C.3	AM 2008-3	AM 2008-8	AM 2008-9	AM 2008-10
Figura	57	59	61	63	65	70	80	82	84
v_a	3,62	3,51	3,88	3,91	3,73	3,90	3,36	3,37	3,08
σ'_{va}(kPa)	98,1	98,1	78,5	78,5	78,5	49,0	98,1	98,1	98,1
v_b	2,25	2,24	2,78	2,78	2,67	2,83	2,73	2,85	2,73
σ'_{vb}(kPa)	785	785	294	294	294	196	196	196	196
v_c	2,06	2,06	2,18	2,16	2,05	2,06	1,92	2,09	2,07
σ'_{vc}(kPa)	1180	1180	932	932	932	785	785	785	785
Ψ (kPa)	36.640	36.269	45.020	36.537	23.445	19.827	12.467	23.826	22.593
Ω	4,77	4,76	5,02	4,80	4,52	4,45	4,30	4,66	4,56
C_0 (kPa)	- 18,9	- 6,05	- 28,6	- 26,1	- 17,3	- 2,60	- 30,1	- 15,2	35,6

Considerando as análises acima e tomando como base os resultados apresentados na Tabela 12 referentes à classificação da qualidade das amostras segundo o critério de Andrade (2009), neste item, é procedida a reconstituição das curvas de compressibilidade de campo de amostras de baixa qualidade (muito afetadas pelo amolgamento), ou seja, que foram inicialmente classificadas, de acordo com o critério de Andrade (2009), como “Pobre a muito pobre” ou “Muito Pobre”, a saber; amostras AM 2005-14.1, AM 2005-14.2, AM 2008-8 e AM 2008-9. As curvas reconstituídas dessas amostras estão apresentadas nas Figuras 67, 69, 81 e 83, respectivamente, no item 5.3.

As amostras AM 2008-4, AM 2008-5, AM 2008-6 e AM 2008-7, não são submetidas ao processo de reconstituição da curva de compressibilidade de campo, uma vez que os percentuais de finos dessas amostras são inferiores a 80%.

O procedimento de reconstituição das curvas de compressibilidade de campo seguiu a metodologia proposta por Louvise (2015), apresentada no item 3.6. Ressalta-se, no entanto, que o conjunto de ensaios aqui analisados não foram executados com esta finalidade e, portanto, em alguns deles não é possível seguir com 100% de fidelidade o procedimento proposto por Louvise (2015). Desse modo, neste item, procura-se realizar a reconstituição das curvas de compressibilidade de campo apenas dos corpos de prova cujos ensaios não tenham ferido passos considerados cruciais do procedimento.

Na sequência são repetidos cada um dos passos seguidos no procedimento descrito no item 3.6, apresentando resultados e comentários:

1) Determinar o limite de liquidez físico (w_l^*) como indicado na Figura 4.

As determinações dos valores do limite de liquidez físico (w_l^*) tal como definido por Louvise (2015) estão apresentadas nas Figuras 88 a 90.

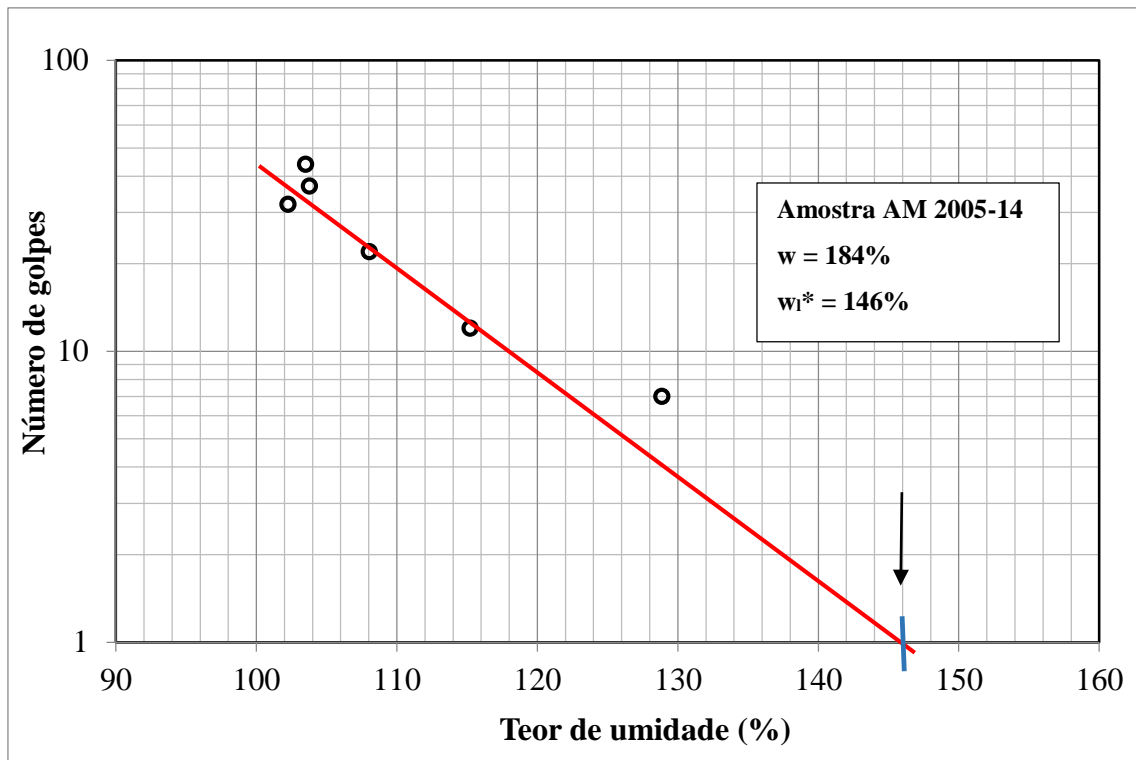


Figura 88 - Determinação do limite de liquidez físico para a amostra AM 2005-14.

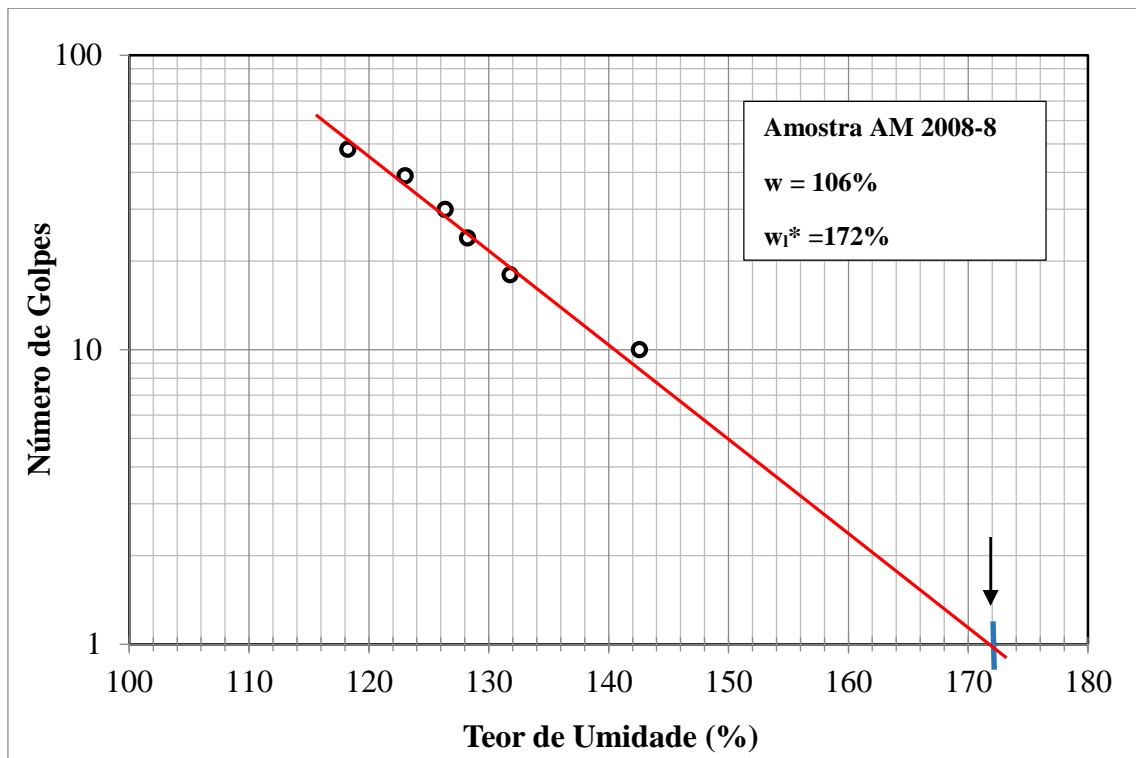


Figura 89 - Determinação do limite de liquidez físico para a amostra AM 2008-8.

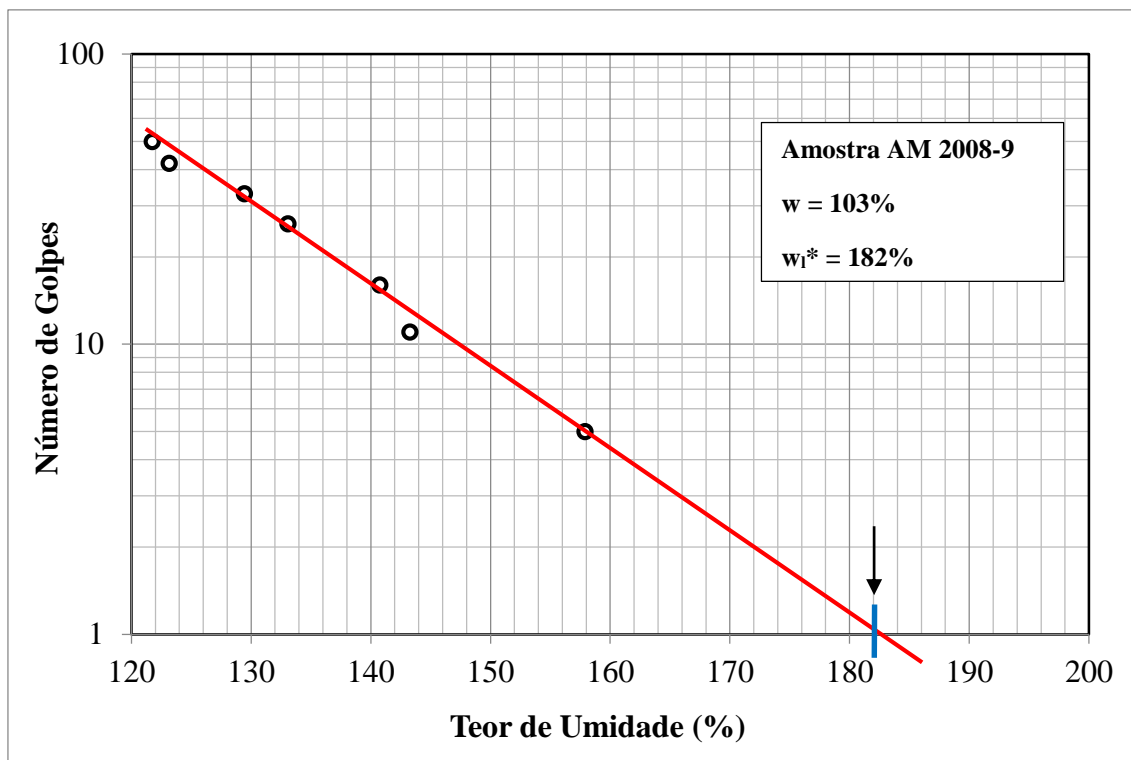


Figura 90 - Determinação do limite de liquidez físico para a amostra AM 2008-9.

2) Determinar e_{0A} e passar por e_{0A} uma horizontal.

Os valores dos índices de vazios da amostragem (e_{0A}) correspondem aos valores dos índices de vazios dos corpos de prova (e_0), que foram determinados a partir das características iniciais dos corpos de prova dos ensaios e apresentados inicialmente na Tabela 7.

As horizontais traçadas a partir do valor de e_{0A} estão apresentadas como linhas tracejadas na cor cinza nas Figuras 67, 69, 81 e 83, no item 5.3.

Os valores de $e_{máx}$ são calculados a partir dos valores da densidade relativa dos grãos (G), apresentados na Tabela 6, e dos valores do limite de liquidez físico (w_1^*) determinados no item (1) acima.

A Tabela 15 apresenta os valores de índice de vazios dos corpos de prova (e_0), os mesmos apresentados na Tabela 7, e os valores de $e_{máx}$, calculados a partir dos valores de G e de w_1^* .

Na Tabela 15, observa-se que, para as amostras AM 2005-14.1 e AM 2005-14.2, o valor de $e_{máx} = G w_1^*$ é menor que o valor de e_0 . Como isso não é possível, o que segundo Louvise (2015) estaria associado à falta de acurácia na determinação de w_1^* , Louvise (2015) sugere que se deve adotar, neste caso, $e_{máx} = e_{0A}$.

Tabela 15 – Valores de e_{0A} , G , w_l^* , $e_{m\acute{a}x}$ calculado e $e_{m\acute{a}x}$ adotado das amostras analisadas.

Amostra	e_{0A}	G	$w_l^*(\%)$	$e_{m\acute{a}x}$ calculado	$e_{m\acute{a}x}$ adotado
AM 2005-14.1	4,77	2,59	146	3,78	4,77
AM 2005-14.2	4,79	2,59	146	3,78	4,79
AM 2008-8	2,87	2,69	172	4,63	4,63
AM 2008-9	2,82	2,63	182	4,79	4,79

3) Determinar o ponto (e_{v0} , σ'_{v0}).

Neste passo, deve ser estimado o estado em que o corpo de prova encontrava-se no campo imediatamente antes do processo de amostragem, isto é, seu índice de vazios de campo (e_{v0}) e a tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}).

As tensões verticais efetivas de campo (σ'_{v0}) na profundidade média de cada amostra, na ocasião da amostragem, são assumidas como sendo aquelas calculadas no item 5.2, apresentadas na Tabela 10.

É importante aqui chamar a atenção novamente para o seguinte aspecto. As tensões verticais efetivas de campo na ocasião da amostragem (σ'_{v0}) são calculadas no item 5.2 assumindo-se, por ora, a hipótese de que, no momento da extração das amostras (anos de 2005 e 2008) o adensamento primário devido ao peso do aterro lançado sobre o depósito em 1975 já estava próximo do fim. Portanto, o que se chama neste item, destinado à aplicação da metodologia de reconstituição da curva de compressibilidade, de σ'_{v0} é o mesmo que foi chamado no item 5.2 de σ'_{vf} e corresponde também à σ'_{vf} nas figuras 67, 69, 81 e 83 do item 5.3.

Como o trecho de recompressão da curva de compressibilidade do ensaio está certamente afetado pelo amolgamento da amostra, não se pode determinar o índice de vazios de campo (e_{v0}) pela curva de compressibilidade do ensaio. Por esta razão, Louvise (2015) sugere que e_{v0} seja determinado com base no critério de Lunne *et al.*, (1997). Desta forma, lançando mão da Equação 19, tem-se que: $e_{v0} = 0,975 e_{0A}$.

O resumo dos dados obtidos até esta etapa é apresentado na Tabela 16, a saber; os valores do índice de vazios na amostragem (e_{0A}) o índice de vazios de campo (e_{v0}), admitido como $e_{v0} = 0,975 e_{0A}$ e a tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0}), determinada de acordo com o estabelecido no item 5.2.

Tabela 16 – Valores de e_{0A} , e_{v0} e σ'_{v0} das amostras analisadas

Amostra	e_{0A}	$e_{v0} = 0,975 e_0$	σ'_{v0} (kPa)
AM 2005-14.1	4,77	4,65	34,5
AM 2005-14.2	4,79	4,67	34,5
AM 2008-8	2,87	2,80	64,9
AM 2008-9	2,82	2,75	69,4

4) Determinar a tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva σ'_p .

Os valores das tensões de sobreadensamento de todos os corpos de prova de todas as amostras foram determinados nas curvas de compressibilidade obtidas dos ensaios edométricos e apresentados no item 4.4 (Tabela 8 e Figura 38). Conforme já discutido, devido ao elevado grau de amolgamento das amostras AM 2005-14.1 e AM 2005-14.2 não foi possível a determinação da tensão de sobreadensamento dessas amostras. Os valores das tensões de sobreadensamento das amostras AM 2008-8 e AM 2008-9 são 85 e 79 kPa, respectivamente.

5) Verificar a existência de $e_a \leq 0,42 e_0$.

De acordo com a metodologia proposta por Louvise (2015), esta etapa seria correspondente ao carregamento do corpo de prova até o ponto A (ver Figura 91), cuja tensão vertical σ'_{va} produzisse $e_a \leq 0,42 e_{0A}$, e posteriormente, carregar o corpo de prova até o ponto B, cuja tensão vertical fosse $\sigma'_{vb} = 2\sigma'_{va}$. No entanto, conforme já discutido, os ensaios disponíveis não foram planejados e executados com o objetivo de aplicar a referida metodologia, e por isso, neste passo, apenas é verificada a satisfação da equação $e_a \leq 0,42 e_{0A}$ juntamente com a equação $\sigma'_{vb} = 2\sigma'_{va}$, para que seja verificada a viabilidade da aplicabilidade do método. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 17, da qual se observa que não é possível aplicar com 100% de fidelidade o critério proposto. Os pontos A e B, cujas coordenadas (e_a, σ'_{va}) e (e_b, σ'_{vb}) são apresentadas na Tabela 17, são aqueles que mais se aproximam do critério proposto. Sendo assim, é sobre estes pontos que a próxima etapa da metodologia é aqui aplicada.

Tabela 17 – Valores de $0,42 e_{0A}$, e_a , σ'_{va} , e_b e σ'_{vb} das amostras analisadas

Amostra	$0,42e_{0A}$	e_a	σ'_{va} (kPa)	e_b	σ'_{vb} (kPa)	$e_a \leq 0,42 e_{0A}$	$\sigma'_{vb}/\sigma'_{va}$
AM 2005-14.1	2,00	1,48	471	1,09	1180	Ok	2,5
AM 2005-14.2	2,01	1,04	471	0,67	1180	Ok	2,5
AM 2008-8	1,21	0,92	785	0,75	1180	Ok	1,5
AM 2008-9	1,18	1,09	785	0,95	1180	Ok	1,5

6) Com as coordenadas dos pontos A e B, determinar, através do sistema de equações (63, 64 e 65) abaixo, as constantes Ψ e Ω e C_0 .

$$\sigma'_{va} = \frac{\Psi}{(1 + e_a)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{(v_a)^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 64}$$

$$\sigma'_{vb} = \frac{\Psi}{(1 + e_b)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{(v_b)^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 65}$$

$$C_0 = \frac{\Psi}{(1 + e_{m\acute{a}x})^\Omega} = \frac{\Psi}{(v_{m\acute{a}x})^\Omega} \quad \text{Equação 66}$$

Substituindo a Equação 66 na Equação 64 e isolando Ψ obtem-se:

$$\Psi = \sigma'_{va} \frac{(v_a v_{m\acute{a}x})^\Omega}{(v_{m\acute{a}x}^\Omega - v_a^\Omega)} \quad \text{Equação 67}$$

Substituindo a Equação 66 na Equação 65 e isolando Ψ obtem-se:

$$\Psi = \sigma'_{vb} \frac{(v_b v_{m\acute{a}x})^\Omega}{(v_{m\acute{a}x}^\Omega - v_b^\Omega)} \quad \text{Equação 68}$$

Igualando as Equações 67 e 68 obtém-se:

$$\frac{\sigma'_{vb}}{\sigma'_{va}} \left(\frac{v_{m\acute{a}x}}{v_a} \right)^\Omega = \left(\frac{v_{m\acute{a}x}}{v_b} \right)^\Omega + \frac{\sigma'_{vb}}{\sigma'_{va}} - 1 \quad \text{Equação 69}$$

A obtenção dos valores de Ψ , Ω e C_0 , neste passo, pode ser feito determinando-se primeiramente Ω através da resolução da Equação 69 acima. De posse do valor de Ω , obtém-se o valor de Ψ através da Equação 67 ou da Equação 68. De posse dos valores de Ω e Ψ , obtém-se o valor de C_0 através da Equação 66, ou através da Equação 65, ou ainda através da Equação 64.

A Tabela 18 apresenta os valores de Ψ , Ω e C_0 obtidos para as amostras analisadas. Os traçados dos trechos de compressão virgem reconstituídos das curvas de compressibilidade a partir desses parâmetros são apresentados por linhas tracejadas na cor vermelha nas Figuras 66, 68, 80 e 82.

Tabela 18 – Valores de Ψ , Ω e C_0 das amostras analisadas

Amostra	Ψ (kPa)	Ω	C_0 (kPa)
AM 2005-14.1(*)	57.743	5,29	5,42
AM 2005-14.2(*)	12.392	4,58	3,97
AM 2008-8	14.053	4,41	6,90
AM 2008-9	57.208	5,82	1,76

(*)Valores considerando $e_{m\acute{a}x}=e_{0A}$.

7) Traçar a curva de compressão edométrica virgem reconstituída e determinar σ'_p pela interseção entre a curva reconstituída e a horizontal que passa por e_{0A} (Figura 91).

Além de graficamente, conforme apresentado na Figura 91, o valor de σ'_p pode ser obtido substituindo na Equação 70, o valor de e por e_{0A} . Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 19, juntamente com os resultados da etapa 8.

$$\sigma'_v = \frac{\Psi}{(1 + e)^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 70}$$

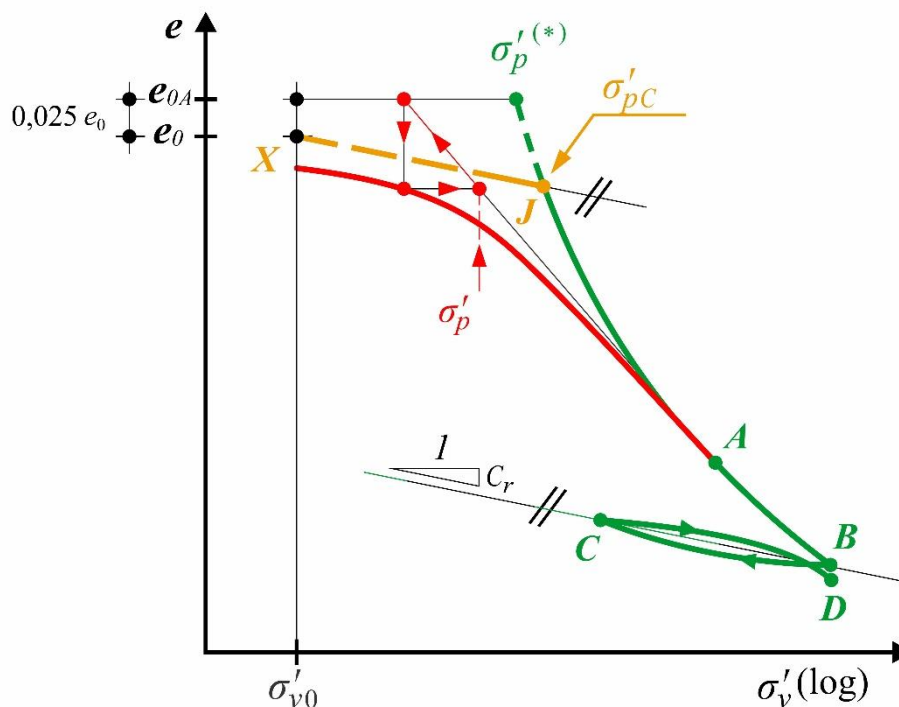


Figura 91 - Passos para a reconstituição da curva de compressão edométrica (apud, Louvise, 2015).

8) Determinar o OCR = $\sigma'_p(^*)/\sigma'_{v0}$

O valor do OCR é dado pela razão da tensão de sobreconsolidação calculada ($\sigma'_p(^*)$), pela tensão vertical efetiva de campo na ocasião da amostragem (σ'_{v0}), esta última calculada no item 5.2. Os dados de entrada utilizados para o cálculo, bem como os valores determinados de OCR para cada uma das amostras estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Valores de e_{0A} , σ'_{v0} , $\sigma'_p(^*)$ e OCR.

Amostra	e_{0A}	σ'_{v0} (kPa)	$\sigma'_p(^*)$ (kPa)	OCR
AM 2005-14.1	4,77	34,5	9,28	0,27
AM 2005-14.2	4,79	34,5	5,57	0,16
AM 2008-8	2,87	64,9	29,1	0,45
AM 2008-9	2,82	69,4	21,6	0,31

Da Tabela 19 observa-se que, $\sigma'_p(^*)$ é menor que σ'_{v0} para todas as amostras analisadas. Complementarmente, na Figura 91, o ponto $(e_0, \sigma'_p(^*))$ estaria à esquerda do ponto (e_{v0}, σ'_{v0}) , conforme pode ser constatado nas Figuras 67, 69, 81 e 83. Lembrando

mais uma vez que o que se chama neste item de σ'_{v0} é que está indicado nas referidas figuras de σ'_{vf} .

Neste caso, Louvise (2015) sugere então que sejam calculados novos parâmetros Ψ , Ω e C_0 , utilizando os pares ordenados (e_a, σ'_{va}) , (e_b, σ'_{vb}) e (e_{v0}, σ'_{v0}) . A adoção dessa metodologia, fará, no entanto, que todas as curvas de compressibilidade reconstituídas sejam curvas normalmente adensadas, dispensando assim a aplicação das demais etapas a partir da etapa 9 descritas por Louvise (2015).

Os dados de entrada para o cálculo e os resultados obtidos para os parâmetros Ψ , Ω e C_0 , calculados a partir dessa nova metodologia são apresentados respectivamente nas Tabelas 20 e 21.

Tabela 20 – Valores de (e_{v0}, σ'_{v0}) , (e_a, σ'_{va}) e (e_b, σ'_{vb}) utilizados para o cálculo dos novos parâmetros Ψ , Ω e C_0 .

Amostra	e_{v0}	σ'_{v0} (kPa)	e_A	σ'_{va} (kPa)	e_B	σ'_{vb} (kPa)
AM 2005-14.1	4,65	34,5	1,48	471	1,09	1180
AM 2005-14.2	4,67	34,5	1,04	471	0,67	1180
AM 2008-8	2,80	64,9	0,92	785	0,75	1180
AM 2008-9	2,75	69,4	1,09	785	0,95	1180

Tabela 21 – Novos valores de Ψ , Ω e C_0 , determinados considerando adicionalmente os pontos (e_{v0}, σ'_{v0}) .

Amostra	Ψ (kPa)	Ω	C_0 (kPa)
AM 2005-14.1	63.350	5,48	-29,7
AM 2005-14.2	13.008	4,76	-31,1
AM 2008-8	14.208	4,50	-30,0
AM 2008-9	66.360	6,10	-44,4

Determinados os parâmetros necessários para reconstituição do trecho de compressão virgem das amostras AM 2005-14.1, AM 2005-14.2, AM 2005-8 e AM 2005-9, nas Figuras 67, 69, 81 e 83, no item 5.3, são apresentadas as novas reconstituições realizadas em linha tracejada na cor verde.

Finalizadas todas as análises, é possível observar então, nas Figuras 67, 69, 81 e 83, em linha tracejada na cor vermelha a primeira tentativa de reconstituição, realizada considerando os parâmetros Ψ , Ω e C_0 , apresentados na Tabela 18, que foram inicialmente

calculados considerando a adoção de $e_{m\acute{a}x}$. Em linha tracejada na cor verde é apresentada a reconstituição utilizando os novos parâmetros Ψ , Ω e C_0 , apresentados na Tabela 21, que levaram em consideração o par ordenado (e_{v0}, σ'_{v0}) , apresentados na Tabela 20.

Em relação à proposta inicial, apresentada em linha tracejada na cor vermelha, para as amostras AM 2005-14.1 (Figura 67) e AM 2005-14.2 (Figura 69), a curva de compressibilidade reconstituída apresentou-se à direita da curva de compressibilidade obtida do ensaio, ao passo que para as amostras AM 2008-8 (Figura 81) e AM 2008-9 (Figura 83), a curva de compressibilidade reconstituída ficou localizada a esquerda da curva de compressibilidade obtida do ensaio. Embora a alternativa de considerar os pares ordenados (e_{v0}, σ'_{v0}) (admitindo assim que as amostras estariam normalmente adensadas) tenha sido capaz de deslocar consideravelmente todas as curvas de compressibilidade reconstituídas para a direita, ainda assim, para as amostras AM 2005-8 e AM 2005-9 estas mantiveram-se a esquerda da curva de compressibilidade obtida do ensaio. Isto é mais um indício de que as amostras AM 2005-8 e AM 2005-9, embora tenham sido classificadas de acordo com o critério de Andrade (2009) como “Pobre a muito pobre”, sejam, na realidade, de boa qualidade. No que tange às amostras AM 2005-14.1 e AM2005-14.2, classificadas de acordo com o critério de Andrade (2009) como “Muito Pobre”, a metodologia proposta por Louvise (2015) foi capaz de fornecer uma previsão da curva de compressibilidade de campo.

Em seguida, decidiu-se por aplicar exatamente a mesma metodologia acima idealizada por Louvise (2015) às curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos das amostras AM 2008-3 (Figura 71) e AM 2008-10 (Figura 85), ambas classificadas de acordo com o critério de Andrade (2009) como “Boa a regular”, apenas para avaliar se a metodologia seria capaz de fornecer curvas de compressibilidade reconstituídas de melhor qualidade que as obtidas desses ensaios. As etapas aplicadas foram exatamente as mesmas descritas acima.

As Figuras 92 e 93 ilustram as determinações dos limites de liquidez físico para as amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

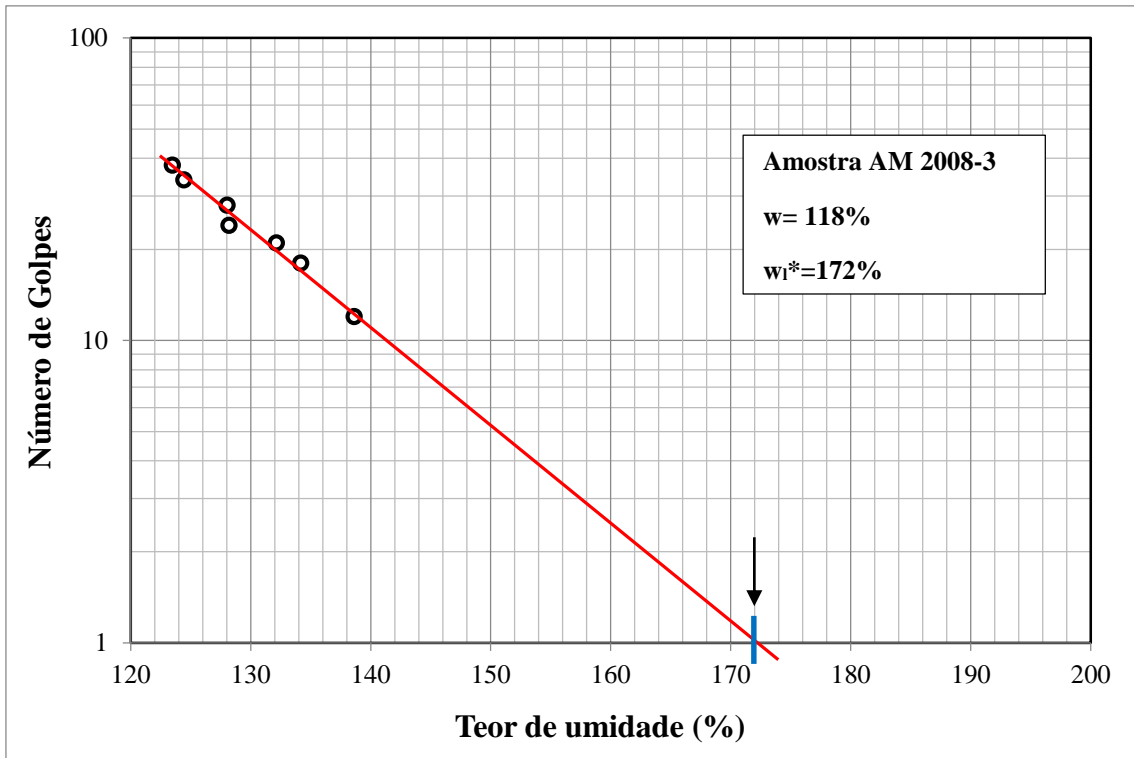


Figura 92 - Determinação do limite de liquidez físico para a amostra AM 2008-3.

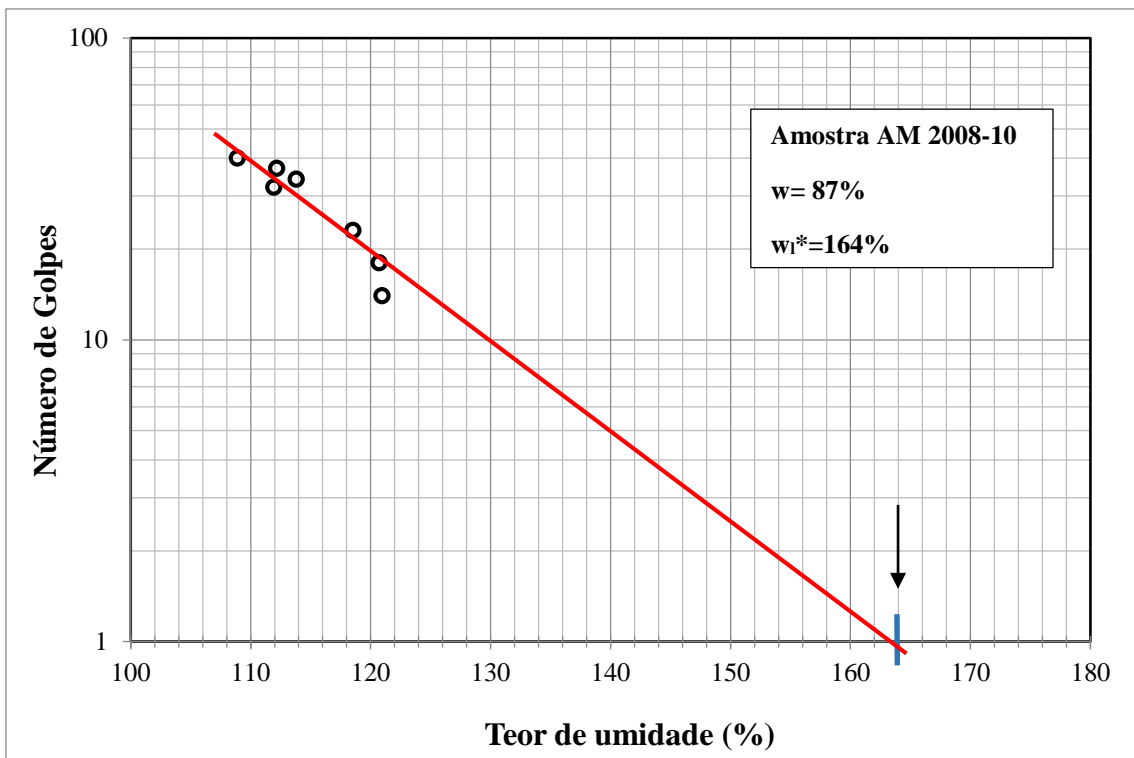


Figura 93 - Determinação do limite de liquidez físico para a amostra AM 2008-10.

A Tabela 22 apresenta os valores de e_{0A} , G , w_l^* , $e_{m\acute{a}x}$ calculado e $e_{m\acute{a}x}$ adotado das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Tabela 22 - Valores de e_{0A} , G , w_l^* , $e_{m\acute{a}x}$ calculado e $e_{m\acute{a}x}$ adotado das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10

Amostra	e_{0A}	G	$w_l^*(\%)$	$e_{m\acute{a}x}$ calculado	$e_{m\acute{a}x}$ adotado
AM 2008-3	3,25	2,61	172	4,49	4,49
AM 2008-10	2,32	2,64	164	4,33	4,33

A Tabela 23 apresenta os valores de e_{0A} , $e_{v0} = 0,975 e_{0A}$ e σ'_{v0} das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Tabela 23 - Valores de e_{0A} , e_{v0} e σ'_{v0} das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10

Amostra	e_{0A}	$e_{v0} = 0,975 e_0$	σ'_{v0} (kPa)
AM 2008-3	3,25	3,17	36,5
AM 2008-10	2,32	2,26	76,2

A Tabela 24 apresenta os valores $0,42 e_{0A}$, e_a , σ'_{va} , e_b e σ'_{vb} das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Tabela 24- Valores de $0,42 e_{0A}$, e_a , σ'_{va} , e_b e σ'_{vb} das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10

Amostra	$0,42e_{0A}$	e_a	σ'_{va} (kPa)	e_b	σ'_{vb} (kPa)	$e_a \leq 0,42 e_{0A}$	$\sigma'_{vb}/\sigma'_{va}$
AM 2008-3	1,37	1,07	785	0,89	1180	Ok	1,5
AM 2008-10	0,97	1,07	785	0,93	1180	Não	1,5

Observa-se que para a amostra AM 2008-10, o valor de e_a (igual a 1,07) é maior que o valor de $0,42e_{0A}$ (igual a 0,97). Ainda assim, decidiu-se por dar prosseguimento à aplicação do método com este ponto A, com coordenadas ($e_a = 1,07$; $\sigma'_{va} = 785$ kPa), tendo em vista a proximidade dos valores de e_a e e_{0A} .

A Tabela 25 apresenta os valores Ψ , Ω e C_0 obtidos da primeira tentativa para as amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Tabela 25 – Valores de Ψ , Ω e C_0 das amostras das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Amostra	Ψ (kPa)	Ω	C_0 (kPa)
AM 2008-3	14.053	4,41	6,90
AM 2008-10	58.364	5,92	2,90

A Tabela 26 apresenta os valores de e_{0A} , σ'_{v0} , σ'_p (*) e OCR das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Tabela 26 – Valores de e_{0A} , σ'_{v0} , σ'_p (*) e OCR das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Amostra	e_{0A}	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (*) (kPa)	OCR
AM 2008-3	3,25	36,5	16,9	0,46
AM 2008-10	2,32	76,2	45,1	0,59

A Tabela 27 apresenta os valores de (e_{v0}, σ'_{v0}) , (e_a, σ'_{va}) e (e_b, σ'_{vb}) utilizados para o cálculo dos novos parâmetros Ψ , Ω e C_0 .

Tabela 27 – Valores de (e_{v0}, σ'_{v0}) , (e_a, σ'_{va}) e (e_b, σ'_{vb}) utilizados para o cálculo dos novos parâmetros Ψ , Ω e C_0 das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Amostra	e_{v0}	σ'_{v0} (kPa)	e_A	σ'_{va} (kPa)	e_B	σ'_{vb} (kPa)
AM 2008-3	3,17	36,5	1,07	785	0,89	1180
AM 2008-10	2,26	76,2	1,07	785	0,93	1180

A Tabela 28 apresenta os novos valores de Ψ , Ω e C_0 , determinados considerando adicionalmente os pontos (e_{v0}, σ'_{v0}) .

Tabela 28 – Novos valores de Ψ , Ω e C_0 , determinados considerando adicionalmente os pontos (e_{v0}, σ'_{v0}) das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10.

Amostra	Ψ (kPa)	Ω	C_0 (kPa)
AM 2008-3	19.171	4,40	- 0,69
AM 2008-10	63.736	6,10	- 29,0

Os resultados das curvas reconstituídas das amostras AM 2008-3 e AM 2008-10, realizadas a partir dos dados apresentados nas tabelas 22 a 28, estão ilustrados nas Figuras 70 e 84, respectivamente, no item 5.3. De modo análogo às demais curvas, a linha tracejada na cor vermelha representa a proposta inicial, considerando a adoção de $e_{m\acute{a}x}$, e

a linha tracejada na cor verde representa as curvas reconstituídas com a consideração do par ordenado (e_{v0}, σ'_{v0}) .

Observa-se que para a amostra AM 2008-3, a alternativa de considerar o par (e_{v0}, σ'_{v0}) , representada pela linha tracejada na cor verde (Figura 71), resultou em uma curva reconstituída muito próxima à curva de verificação da equação (16) (linha tracejada na cor azul), e ambas as curvas (verde e azul) estão muito próximas à curva obtida do ensaio de adensamento edométrico. Isto indica que provavelmente a classificação dessa amostra como “Boa a regular” de acordo com o critério de Andrade (2009) esteja correta e que a proposta de reconstituição e /ou melhoramento da curva de compressibilidade não resultou em uma curva a direita da curva experimental, como no caso das amostras AM 2005-14.1 e AM 2005-14.2, classificadas como “Muito pobre”.

Já para a amostra AM 2008-10, tanto a proposta inicial (linha tracejada na cor vermelha), quanto a alternativa se de considerar o par (e_{v0}, σ'_{v0}) na reconstituição da curva de compressibilidade (linha tracejada na cor verde) não foram capazes de reproduzir e/ou melhorar as curvas de compressibilidade obtidas através do ensaio de adensamento edométrico, uma vez que ambas mantiveram-se a esquerda da curva de compressibilidade experimental. Tal fato corrobora a sugestão já mencionada de que, embora a classificação de Andrade (2009) aponte esta curva de compressibilidade experimental como “Boa a regular”, a mesma deve possuir qualidade ainda superior, já que foi capaz de ser reproduzida pela Equação (16), e de modo contrário, não foi bem reproduzida e/ou melhorada pela proposta de reconstituição de Louvise (2015).

Alternativamente, poder-se-ia concluir que a metodologia proposta por Louvise (2015) não foi capaz de reconstituir as curvas de compressibilidade das amostras de qualidades intermediárias, isto é, com classificações acima de “Muito pobre” de acordo com o critério de Andrade (2009).

5.6 Avaliação dos valores de coeficiente de adensamento

Todos os gráficos dos valores de coeficiente de adensamento de cada uma das amostras estão apresentados no item 5.3. A avaliação da influência da qualidade das amostras na variação do coeficiente de adensamento já foi discutida no item 5.3 e, por isso, não será novamente mencionada. Este item presta-se apenas a resumir os valores determinados nas amostras de boa qualidade, além de compará-los com resultados de

outros depósitos de argila mole existentes na literatura, mais especificamente com os resultados obtidos na Argila do Canal do Porto de Santos por Aguiar (2008) e Andrade (2009), na Argila do Sarapuí II por Jannuzzi (2013) e na Argila da Ilha do Fundão por Conte (2019).

A Tabela 29, a seguir, apresenta os valores do coeficiente de adensamento mínimo, máximo e médio, nos domínios de recompressão e de compressão virgem, de todas as amostras classificadas, pelo menos, como “Boa a regular” segundo o critério de Andrade (2009), conforme apresentado no item 5.3. Considerando os aspectos observados nos itens 5.4 e 5.5 referentes às curvas de compressibilidade e de coeficiente de adensamento, estão incluídas também as amostras AM 2008-8 e AM 2008-9, uma vez que diversos indícios apontam que essas amostras também são de boa qualidade.

Entre as nove amostras analisadas, seis estão localizadas em camadas mais superficiais, até cerca de 1,80 m de profundidade em relação ao topo da camada de argila mole, a saber; AM 2008-1, AM 2008-2, AM 2005-1C (corpos de prova 1C.1, 1C.2 e 1C.3) e AM 2008-3. Já as amostras AM 2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10 pertencem a uma camada mais profunda amostrada, situadas entre 6,80 e 9,30 m de profundidade em relação ao topo do depósito de argila mole.

Para as amostras analisadas, os valores de coeficiente de adensamento por drenagem vertical (c_v), dentro do domínio de recompressão variam entre $11 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $70 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (desconsiderando os valores mínimos determinados para as amostras AM 2008-8, igual a $6,3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, e AM 2008-10, igual a $3,2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, por estarem muito abaixo dos demais valores). Já no domínio normalmente adensado, os valores de c_v situam-se entre $0,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $5,2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, sendo a média de todos os valores igual a $1,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Características típicas observadas são: (a) a queda brusca dos valores de c_v após a tensão de sobreadensamento, a partir da qual apresentam valores mais constantes e (b) valores de c_v do domínio de recompressão cerca de uma ordem de grandeza superiores aos valores de c_v do domínio de compressão virgem, o que já foi discutido nesta dissertação. Estas características têm sido observadas em amostras de boa qualidade de todas as argilas moles da costa brasileira.

Ademais, observa-se que tais valores são bastante similares aos valores dos domínios apresentados por Aguiar (2008) e Andrade (2009) para a Argila do Canal do Porto de Santos, SP, por Jannuzzi (2013) para a Argila do Sarapuí II, e por Conte (2019) para a Argila da Ilha do Fundão, RJ, conforme observado na Tabela 30.

Tabela 29 – Valores de coeficiente de adensamento.

Amostra	Profundidade média em relação ao topo do aterro (m)	Domínio de recompressão			Domínio de compressão virgem		
		$c_v \times 10^{-8} \text{ (m}^2/\text{s)}$			$c_v \times 10^{-8} \text{ (m}^2/\text{s)}$		
		c_v mín	c_v méd	c_v máx	c_v mín	c_v méd	c_v máx
AM 2008-1	0,58	33	45	70	0,7	3,4	5,2
AM 2008-2	1,3	23	24	24	1,6	2,1	2,7
AM 2005-1C.1	1,25	23	33	61	1,9	2,2	2,5
AM 2005-1C.2	1,25	21	36	65	0,7	1,7	3,0
AM 2005-1C.3	1,25	27	29	31	1,1	1,5	1,7
AM 2008-3	1,80	16	34	52	1,1	1,6	1,9
AM 2008-8	6,80	6,3	11	13	0,4	0,6	0,8
AM 2008-9	7,80	11	19	28	0,5	0,6	0,9
AM 2008-10	9,30	3,2	18	34	0,4	0,6	0,9

Tabela 30 – Domínios de valores de coeficiente de adensamento obtidos de outras argilas brasileiras

Local	Domínio de recompressão		Domínio de compressão virgem	
	$c_v \times 10^{-8} \text{ (m}^2/\text{s)}$		$c_v \times 10^{-8} \text{ (m}^2/\text{s)}$	
	c_v mín	c_v máx	c_v mín	c_v máx
Canal do Porto de Santos, Aguiar (2008) e Andrade (2009) (*)	30	100	1,0	2,0
Sarapuí II, Jannuzzi (2013)	20	70	1,0	
Ilha do Fundão, Conte (2019)	14 (**)		1,4 (**)	

(*) Denominada de Argila de SFL segundo a classificação genética das argilas de Santos de Massad (1985).

(**) Valores médios

6

Exercício de estimativa do adensamento do depósito sob a carga do aterro na área de extração das amostras indeformadas

6.1

Hipóteses e premissas simplificadoras e parâmetros adotados

Apesar de não ser o foco desta dissertação, neste item é feita, apenas a título de exercício, uma estimativa da evolução do recalque ao longo do tempo devido ao aterro lançado sobre o depósito na década de 70, na área de extração das amostras analisadas nesta dissertação. Frente à escassez de dados, principalmente no que tange ao detalhamento da construção do aterro na década de 70, serão aqui assumidas algumas hipóteses e premissas simplificadoras para este exercício, a saber:

- 1- O aterro, executado no ano de 1975, foi construído em uma única etapa;
- 2- Existe uma camada drenante dentro do depósito, constituída pela camada C, discriminada juntamente com as demais camadas no item 5.1.4.

O ponto de partida para a elaboração do perfil do depósito de argila mole para a resolução do exercício proposto é a discriminação de camadas mais arenosas dentro do depósito de argila mole, a saber, as camadas B, C e D, que ocorrem entre as profundidades de 3,0 e 6,0 m (ver item 5.1.4, Figura 43), sendo a camada C a mais arenosa, ocorrendo entre as profundidades de 4,0 e 5,0 m. Bastaria dizer que a amostra indeformada que representa a camada C, a amostra AM 2005-8, apresentou 80 % de areia e apenas cerca de 12 % de argila. Os demais parâmetros de caracterização da amostra AM 2005-8 podem ser vistos nas Tabelas 6 e 7 e nas Figuras 29 a 32.

Ademais, ainda no item 5.4, quando da primeira avaliação dos valores de coeficiente de adensamento (c_v) determinados nas amostras indeformadas, foi dito que:

“Entre 4,0 m e 5,0 m de profundidade, ocorre uma camada bastante arenosa (camada C do perfil, representada pela amostra AM 2008-5) cujo menor valor de c_v determinado é igual a $13,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, ou seja, cerca de 10 vezes maior que o c_v das amostras mais argilosas no domínio normalmente adensado, podendo, por esta razão,

ter funcionado como uma camada drenante dentro do pacote de argila mole. Ademais, entre 3,0 m e 4,0 m de profundidade (camada B do perfil, representada pela amostra AM 2008-4) o menor valor de c_v determinado foi de $14,1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e entre 5,0 m e 6,0 m de profundidade (camada D do perfil, representada pela amostra AM 2008-6) o menor valor de c_v determinado foi igual a $10,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, ou seja, também cerca de 10 vezes maior que o c_v das amostras mais argilosas no domínio normalmente adensado.”

Por esta razão, a camada C é aqui, por hipótese, admitida como uma camada drenante dentro do depósito, representada por uma interface drenante na profundidade de 4,0 m, no perfil do depósito para cálculo da evolução do adensamento, apresentado na Figura 94.

Admite-se, então, que esta interface drenante divide o depósito em duas camadas de argila mole com características distintas no que se refere ao adensamento, a saber; camadas 1 e 2, respectivamente, camada inferior e superior (ver Figura 43). A camada 1 está localizada entre o topo do depósito de argila mole até 4,0 m de profundidade, ao passo que a camada 2 está localizada entre 4,0 m e 15 m de profundidade, ou seja, da interface drenante à base do depósito. A Figura 94 ilustra o perfil de depósito considerado para cálculo do adensamento.

É importante ficar claro que as camadas 1 e 2 e a interface drenante constituem o perfil do depósito de argila mole para cálculo do adensamento, isto é, para cálculo da evolução dos recalques ao longo do tempo. O perfil do depósito para cálculo da magnitude do recalque final (a tempo infinito), que poderia ser chamado de perfil de compressibilidade do depósito, é aquele detalhadamente elaborado no item 5.1.4, apresentado na Figura 43 e Tabela 9, constituído pelas camadas A, B, C, D, E e F. Observa-se da Figura 43 que a camada 1 do perfil de adensamento é constituída pelas camadas A e B do perfil de compressibilidade, ao passo que a camada 2 do perfil de adensamento é constituída pelas camadas C, D, E e F do perfil de compressibilidade, sendo que a interface drenante está posicionada no topo da camada C. A Figura 94, a seguir, ilustra o modelo considerado para o cálculo do adensamento, indicando ainda as camadas do perfil de compressibilidade que estão inseridas nas camadas 1 e 2 do mesmo. Para facilitar a compreensão, são apresentados ainda os perfis de tensões verticais efetivas inicial, final, e de sobreadensamento inicial, já elucidados no item 5.2 (Figuras 53 e 54).

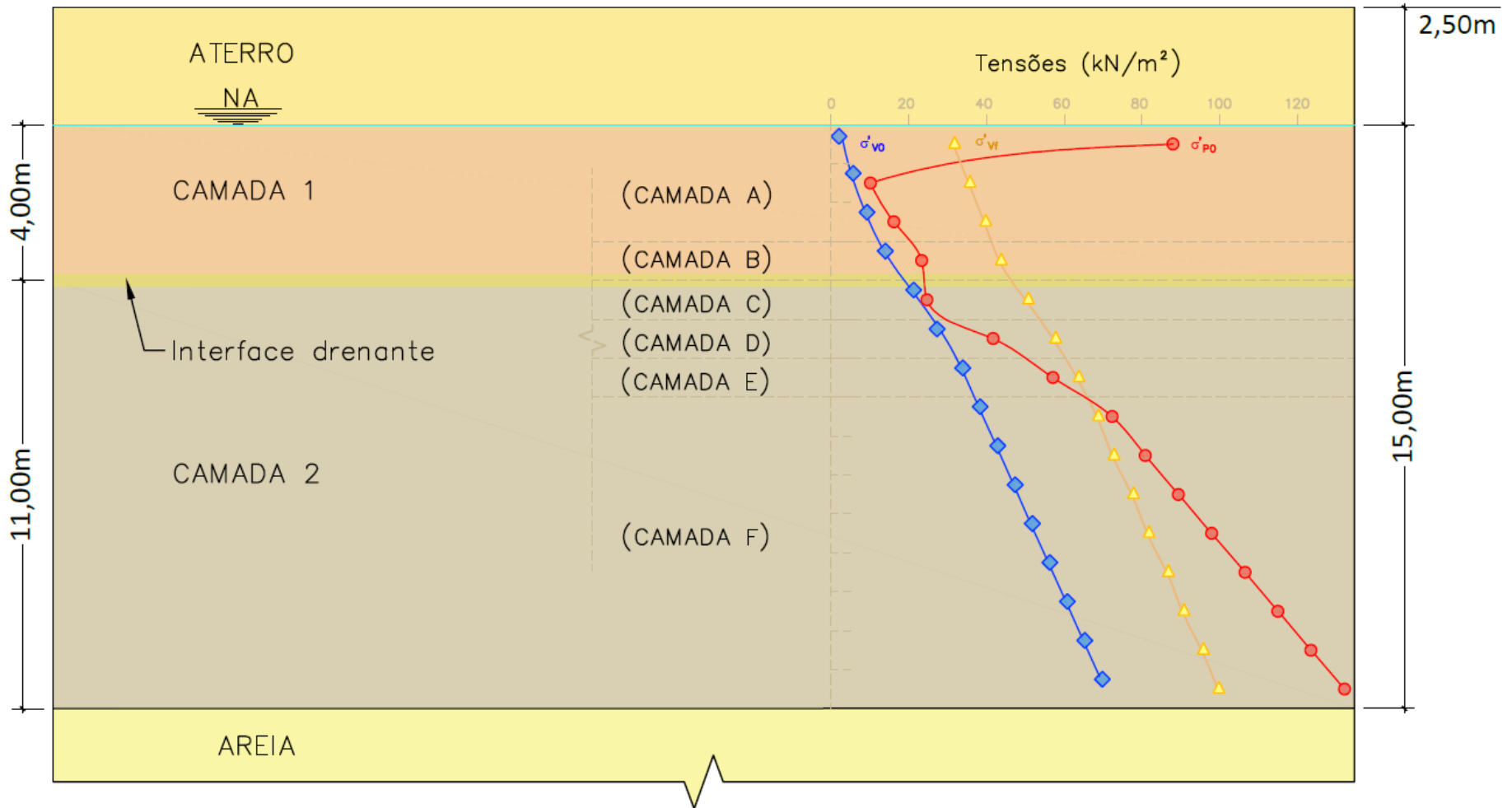


Figura 94 - Perfil considerado para análise da evolução do recalque ao longo do tempo.

As amostras indeformadas mais argilosas submetidas a ensaios edométricos com determinação de c_v , classificadas como de boa qualidade segundo os critérios mencionados no item 5.6, e que pertencem à camada 1 do perfil de adensamento do depósito são: AM 2008-1, AM 2005-1C.1, AM 2005-1C.2, AM 2005-1C.3 AM 2008-2 e AM 2008-3, conforme apresentadas na Tabela 31.

As amostras indeformadas mais argilosas submetidas a ensaios edométricos, classificadas como de boa qualidade segundo os critérios mencionados no item 5.6, e que pertencem à camada 2 do perfil de adensamento do depósito são: AM 2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10, conforme apresentadas na Tabela 31.

Na Tabela 31, na profundidade média de cada uma das amostras supracitadas, são apresentados os valores da tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}), aquele que atuava antes do lançamento do aterro, da tensão de sobreadensamento inicial (σ'_{p0}), na situação antes do lançamento do aterro e da tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) devido a carga do aterro e admitindo que praticamente todo o adensamento primário provocado pela carga do aterro já teria ocorrido até o momento de extração das amostras em 2005 e 2008, que são os mesmos perfis apresentados no item 5.2, e ilustrados nas Figura 53.

Conforme discutido no item 5.2 com base na Figura 54, à exceção da amostra AM 2008-1, que, antes da construção do aterro, foi admitida como sobreadensada por efeito de ressecamento e evaporação e/ou ressecamento devido à vegetação, até a profundidade de cerca de 6,8 m, todas as amostras foram admitidas como sobreadensadas por efeito de “aging” antes da construção do aterro, e passaram para o domínio normalmente adensado devido à carga do aterro, ou seja, a carga do aterro superou a tensão de sobreadensado inicial ($\sigma'_{vf} > \sigma'_{p0}$ na Tabela 31), conforme pode ser visto também na Figura 54. Já abaixo de 6,8 m de profundidade, as amostras, que também foram admitidas como sobreadensadas por efeito de “aging” antes da construção do aterro, continuaram sobreadensadas após o adensamento provocado pela carga do aterro, uma vez que a carga do aterro não foi suficiente para superar a tensão de sobreadensamento inicial ($\sigma'_{vf} < \sigma'_{p0}$ na Tabela 31), conforme pode ser visto também na Figura 54. Pontua-se, ainda, que a amostra AM 2008-8, embora tenha entrado no domínio normalmente adensado, grande parte do adensamento deve ter ocorrido no domínio de recompressão, uma vez que σ'_{vf} é maior, porém muito próximo de σ'_{p0} .

Cabe destacar ainda que, embora entre 4,0 e 6,0 m de profundidade a camada 2 tenha entrado no domínio normalmente adensado, nesse intervalo de profundidade tal

camada é constituída pelas camadas C e D do perfil de compressibilidade (ver Figura 94) que, por serem arenosas, possuem valores de c_v no domínio normalmente adensado pelo menos igual aos valores de c_v do domínio sobreadensado das amostras argilosas das camadas E e F.

Tabela 31 – Determinação do domínio de cada amostra no final do adensamento.

Camada	Amostra	Profundidade de amostragem em relação ao topo da camada de argila mole (m)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{p0} (kPa)	σ'_{vf} (kPa)	Domínio no final do adensamento
1	AM 2008-1	0,58	2,1	88,0	32,1	Sobreadensado
	AM 2008-2	1,15	4,1	7,8	34,2	Normalmente adensado
	AM 2005-1C.1	1,25	4,5	12,3	34,5	Normalmente adensado
	AM 2005-1C.2	1,25	4,5	12,3	34,5	Normalmente adensado
	AM 2005-1C.3	1,25	4,5	12,3	34,5	Normalmente adensado
	AM 2008-3	1,80	6,5	18,1	36,5	Normalmente adensado
2	AM 2008-8	6,80	34,9	59,4	64,9	Normalmente adensado
	AM 2008-9	7,80	39,4	74,9	69,4	Sobreadensado
	AM 2008-10	9,30	46,2	87,7	76,2	Sobreadensado

Partindo-se dessas premissas, são apresentadas, no subitem 6.2 a seguir, duas estimativas da evolução dos recalques do depósito de argila mole ao longo do tempo, a saber: uma considerando a teoria clássica de Terzaghi, que leva em consideração apenas o recalque por adensamento primário, e outra com base na proposta de Garlanger (1972), que conforme elucidado no item 3.10.4, através do emprego do c_v^* , utiliza a teoria de Terzaghi, porém implementando a consideração do recalque por adensamento secundário ocorrendo concomitantemente com o recalque por adensamento primário, o que produz resultados idênticos ao da teoria de Taylor e Merchant (1940) quando o parâmetro F tende a infinito, conforme já discutido no item 3.10.4. Portanto, foi admitido $F = \infty$ neste exercício. O valor de c_v^* é obtido simplesmente multiplicando o valor de c_v da teoria de Terzaghi pelo parâmetro “ r ” da Teoria de Taylor & Merchant (1940), que traduz a relação entre o recalque por compressão primária a tempo infinito e o recalque total (compressão primária + secundária) a tempo infinito, ou seja: $c_v^* = r \cdot c_v$, conforme mostrado na equação 48 do item 3.10.4.

No que tange aos valores de coeficiente de adensamento (c_v) considerados neste exercício, com base em tudo o que foi discutido acima e a partir dos dados apresentados na Tabela 29, foram considerados os resultados obtidos das amostras mais argilosas no domínio normalmente adensado para a camada 1, e os resultados obtidos das amostras mais argilosas no domínio sobreadensado para a camada 2.

Dessa forma, definiu-se, para a camada 1, um c_v igual a $1,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, que é aproximadamente igual à média dos valores de $c_{v\text{min}}$ no domínio normalmente adensado das amostras AM 2008-1, AM 2005-1C.1, AM 2005-1C.2, AM 2005-1C.3, AM 2008-2 e AM 2008-3 (ver Tabela 29), que estão localizadas na camada 1 do perfil de adensamento do depósito.

Já para a camada 2, definiu-se um valor de c_v igual a $10 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, valor próximo à média dos valores do $c_{v\text{min}}$ do domínio sobreadensado das amostras AM 2008-8, AM 2008-9 e AM 2008-10 (ver Tabela 29), que estão localizadas na camada 2 do perfil de adensamento do depósito.

Com base nos recalques calculados no item 5.2 (ver Tabela 11), o recalque a tempo infinito por compressão primária sofrido pela camada 1 do perfil de adensamento, que engloba as camadas A e B do perfil de compressibilidade, é igual a 0,63 m, o recalque a tempo infinito por compressão secundária é de 0,30 m e, portanto, o recalque a tempo infinito total da camada 1 é 0,93 m. O parâmetro “r”, que é a relação entre o recalque final por compressão primária e o recalque final total (compressão primária mais compressão secundária), é, portanto, igual a 0,68. Estes valores estão indicados na Tabela 32.

Com base nos recalques calculados no item 5.2 (ver Tabela 11), o recalque a tempo infinito por compressão primária sofrido pela camada 2 do perfil de adensamento, que engloba as camadas C, D, E e F do perfil de compressibilidade, é igual a 0,22 m, o recalque a tempo infinito por compressão secundária é igual a 0,89 m e, portanto, o recalque a tempo infinito total da camada 2 é 1,11 m. O parâmetro “r” é, portanto, igual a 0,20. Estes valores estão indicados na Tabela 32.

Portanto, para todo o depósito, o recalque final por compressão primária é igual a 0,85 m (0,63 m + 0,22 m), o recalque final por compressão secundária é igual a 1,19 m (0,30 m + 0,89 m), e o recalque final por compressão total (primária + secundária) é igual a 2,04 m (0,93 m + 1,11 m). Lembrando que estes recalques a tempo infinito foram calculados no item 5.2 levando em consideração o efeito de submersão do aterro. Observa-se que, de acordo com essa estimativa, levando em consideração todo o depósito,

o recalque por compressão secundária é maior que o recalque por compressão primária, correspondendo à 58 % do recalque total.

Quanto à distância de drenagem (H_d), admite-se que tanto a camada 1 quanto a camada 2 possuem dupla drenagem, isto é, drenam tanto pelo topo da camada como pela base da camada. O topo da camada 1 é o aterro enquanto que a base da camada 1 é a interface drenante. O topo da camada 2 é a interface drenante ao passo que a base da camada 2 é o solo subjacente ao depósito de argila mole, que é constituído por areia, vide Figura 43. Portanto, a distância de drenagem (H_d) corresponde à metade da espessura da camada. Entretanto, como a espessura da camada diminui com a evolução do adensamento, para cálculo da distância de drenagem adotada, admitiu-se a espessura da camada corresponde à espessura da camada inicial (H_0) subtraída da metade da parcela de recalque por compressão primária a tempo infinito (Δh_p). Portanto:

$$H_d = \frac{H_{50\%}}{2} \quad \text{Equação 71}$$

Onde:

$$H_{50\%} = H_0 - \frac{\Delta h_p}{2} \quad \text{Equação 72}$$

As Tabelas 32 e 33 apresentam os parâmetros considerados para cada uma das camadas 1 e 2 do perfil de adensamento adotado para o depósito de argila mole.

Tabela 32 – Valores de recalque a tempo infinito, parâmetro “r” e distância de drenagem das camadas 1 e 2 do perfil de adensamento.

Camada	Recalques a tempo infinito (m)			r	H_0 (m)	$H_{50\%}$ (m)	H_d (m)
	Δh_p	Δh_s	Δh_{tot}				
1	0,63	0,30	0,93	0,68	4,00	3,69	1,84
2	0,22	0,89	1,11	0,20	11,00	10,89	5,45
Todo o depósito	0,85	1,19	2,04	0,42	-	-	-

Tabela 33 – Valores de c_v das camadas 1 e 2 do perfil de adensamento.

Camada	$c_v \times 10^{-8}$ (m ² /s)	
	c_v (Terzaghi)	c_v^* (Garlanger, 1972)
1	1,0	0,68
2	10	2,00

6.2 Cálculo da evolução dos recalques ao longo do tempo

Uma vez definidos os parâmetros do perfil de adensamento, são então realizadas as análises da evolução dos recalques ao longo do tempo. Pontua-se que em todas as análises foi considerada o efeito da submersão do aterro ao longo do tempo, de acordo com a metodologia proposta por Martins e Abreu (2002), descrita no item 3.8.

Inicialmente, considerou-se, de acordo com a teoria de Terzaghi, a ocorrência do recalque por compressão primária somente. A Tabela 34, a seguir, resume os parâmetros adotados para as camadas 1 e 2 para cálculo da evolução dos recalques ao longo tempo apenas por adensamento primário.

Tabela 34 – Parâmetros para estimativa da evolução dos recalques por compressão primária somente, ao longo do tempo para as camadas 1 e 2.

Camada	Recalques (m)	H _d (m)	c _v x 10 ⁻⁸ (m ² /s)
	Δh _p		
1	0,63	1,84	1,0
2	0,22	5,45	10
Todo o depósito	0,85	-	-

As Figuras 94 a 98 apresentam os gráficos correspondentes a evolução do grau de adensamento médio (\bar{U}) da camada e dos recalques por compressão primária somente, ao longo do tempo, para as camadas 1 e 2, respectivamente. A Figura 99 apresenta a evolução dos recalques de todo o depósito por compressão primária somente, resultado da soma dos recalques das camadas 1 e 2 ao longo do tempo.

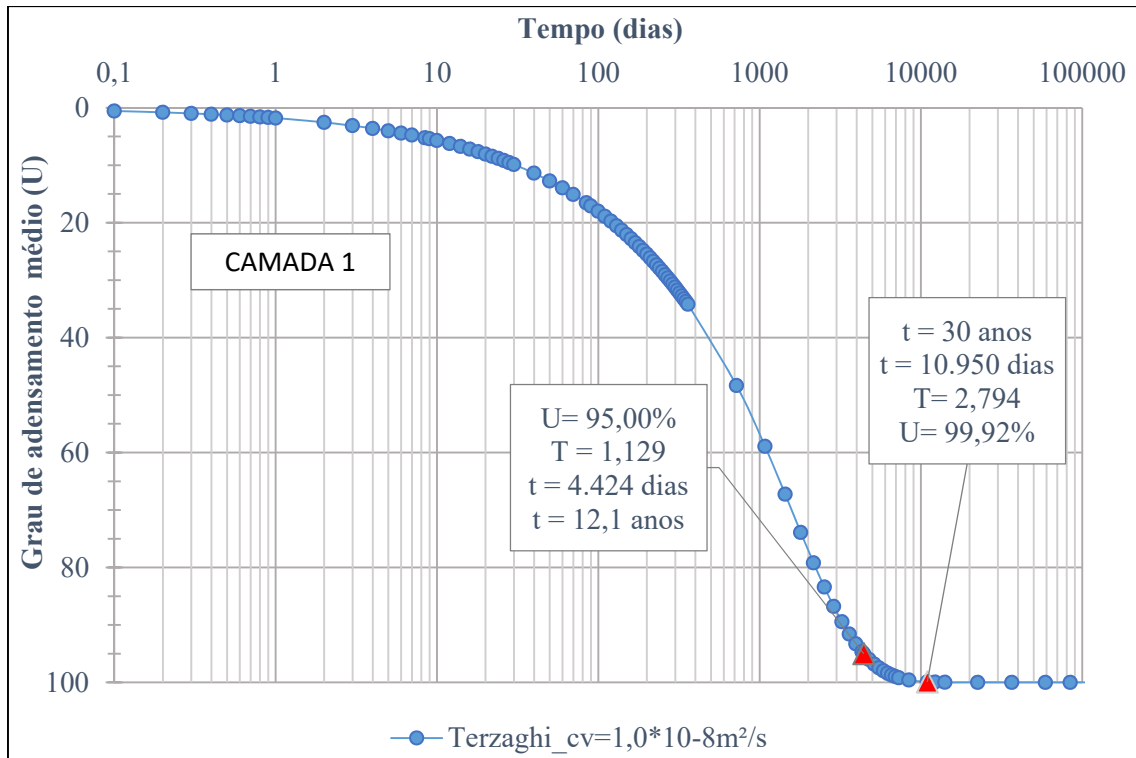


Figura 95 - Evolução do grau de adensamento médio por compressão primária ao longo do tempo para a camada 1.

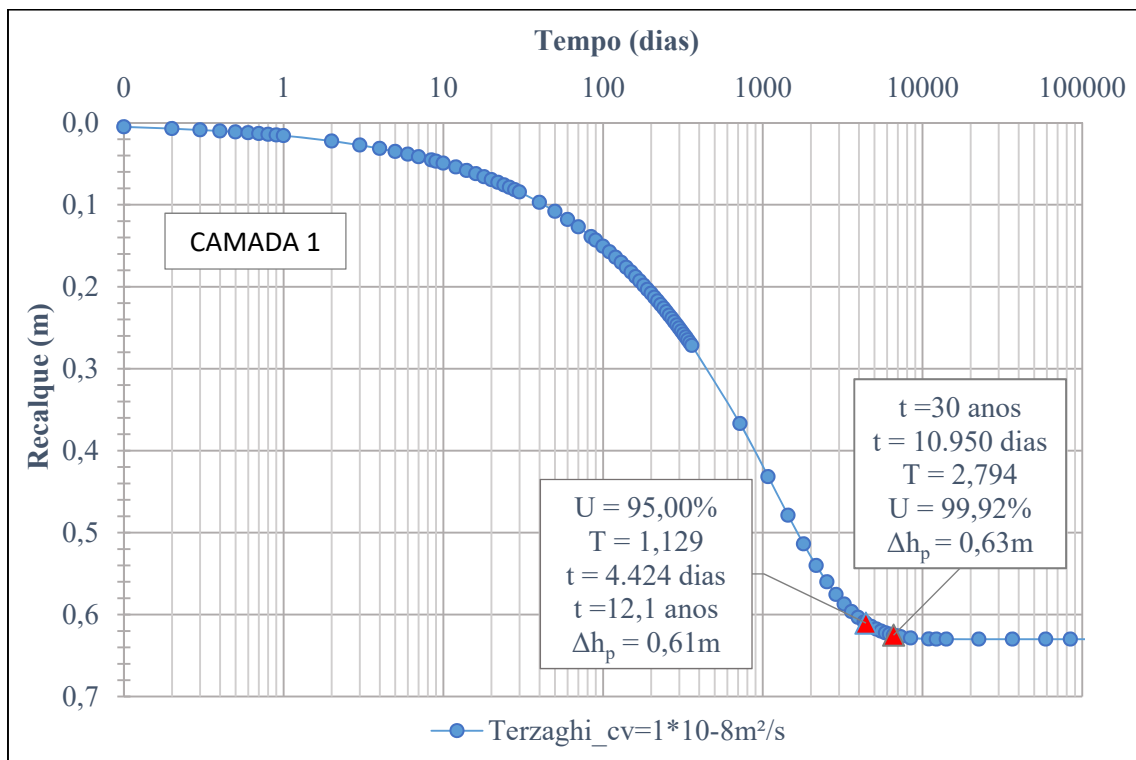


Figura 96 - Evolução do recalque primário ao longo do tempo para a camada 1.

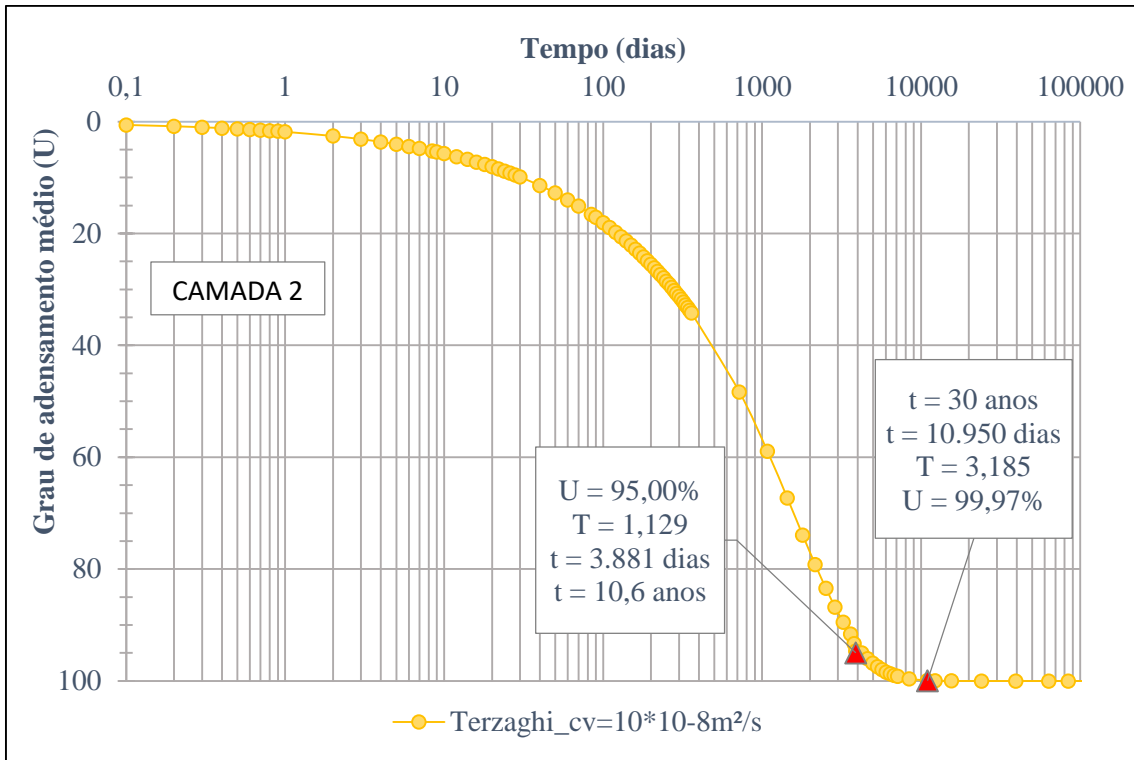


Figura 97 - Evolução do grau de adensamento médio por compressão primária ao longo do tempo para a camada 2.

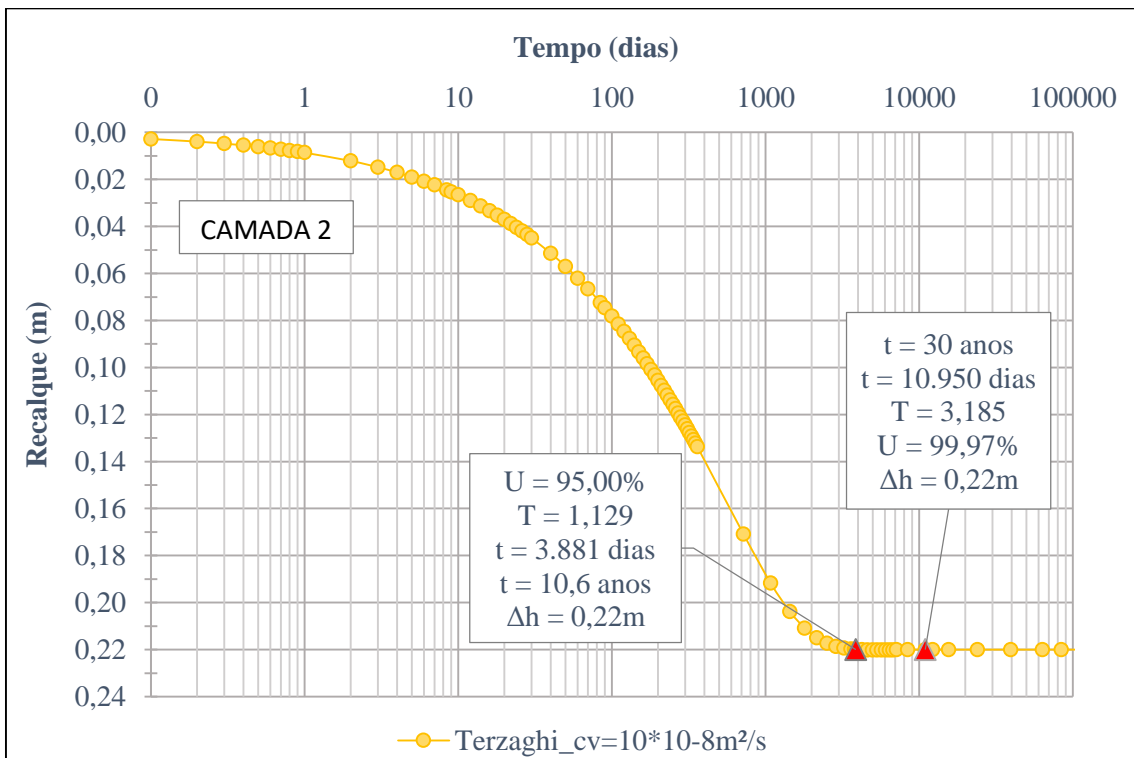


Figura 98 - Evolução do recalque primário ao longo do tempo para a camada 2.

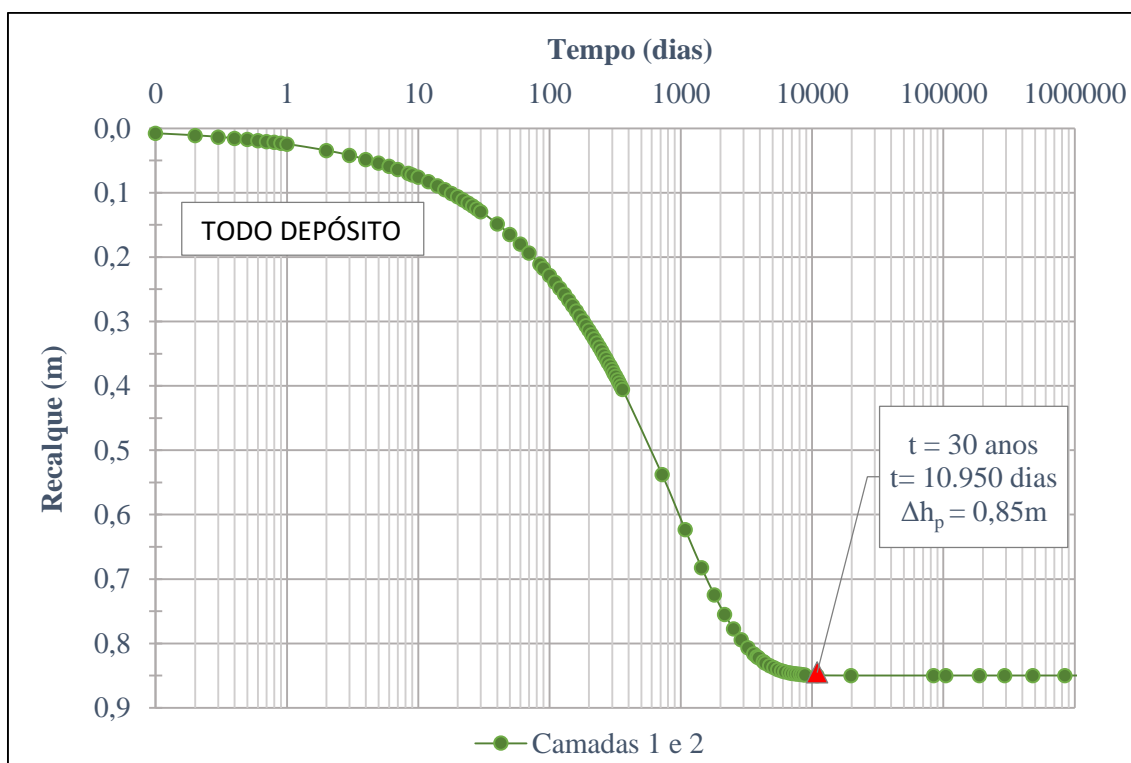


Figura 99 - Evolução do recalque primário ao longo do tempo para as camadas 1 e 2.

A seguir, é realizada a estimativa da evolução dos recalques por compressão primária e secundária (ocorrendo simultaneamente) ao longo do tempo, utilizando para tal, a proposta de Garlanger (1972), que nada mais é que a teoria de Terzaghi porém fazendo o uso do c_v^* e levando em consideração o recalque a tempo infinito total (primário + secundário). A Tabela 35, a seguir, resume os parâmetros adotados para as camadas 1 e 2 para cálculo da evolução dos recalques por compressão primária e secundária, ocorrendo simultaneamente.

Tabela 35 – Parâmetros para estimativa da evolução do recalque por compressão primária e secundária ao longo do tempo para as camadas 1 e 2.

Camada	Recalques (m)	H_d (m)	$c_v^* \times 10^{-8}$ (m ² /s)
	Δh_{tot}		
1	0,93	1,84	0,68
2	1,11	5,45	2,00
Todo o depósito	2,04	-	-

As Figuras 100 a 103 apresentam os gráficos correspondentes a evolução do grau de adensamento médio total (\bar{U}) e dos recalques por adensamento primário e secundário ao longo do tempo para as camadas 1 e 2, respectivamente. A Figura 104 apresenta a

evolução dos recalques de todo o depósito por compressão primária e secundária, resultado da soma dos recalques das camadas 1 e 2 ao longo do tempo.

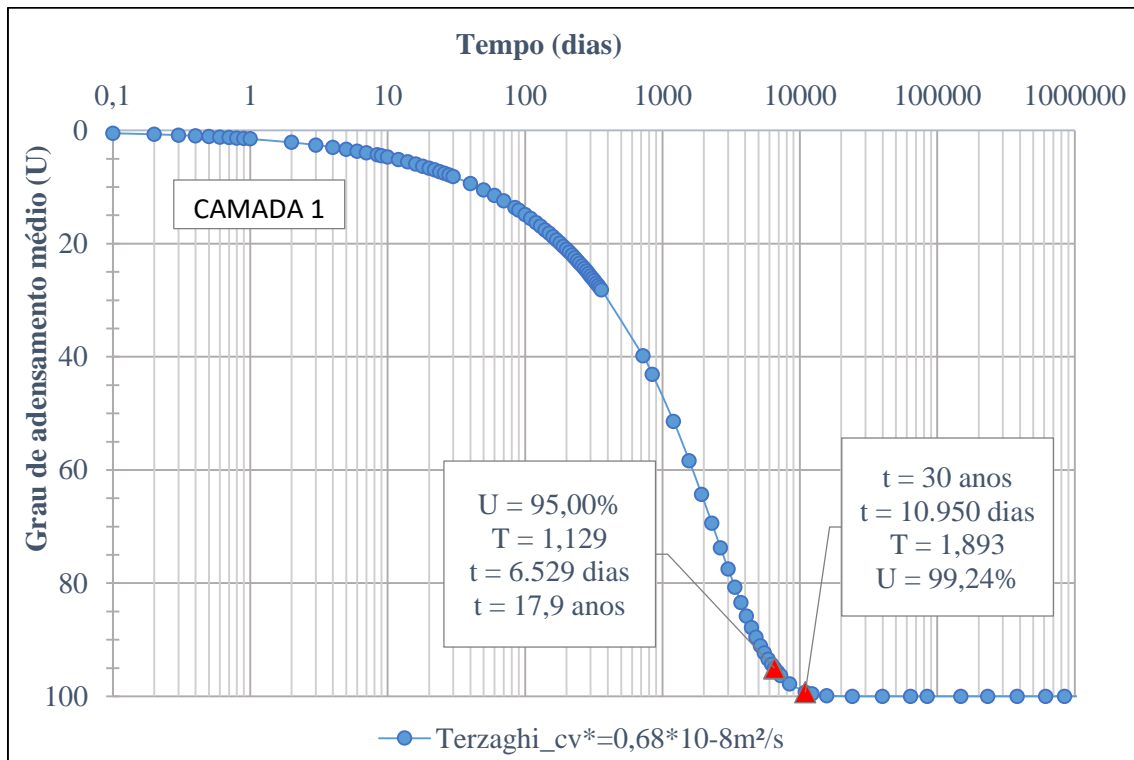


Figura 100 - Evolução do grau de adensamento médio por compressão primária e secundária ao longo do tempo para a camada 1.

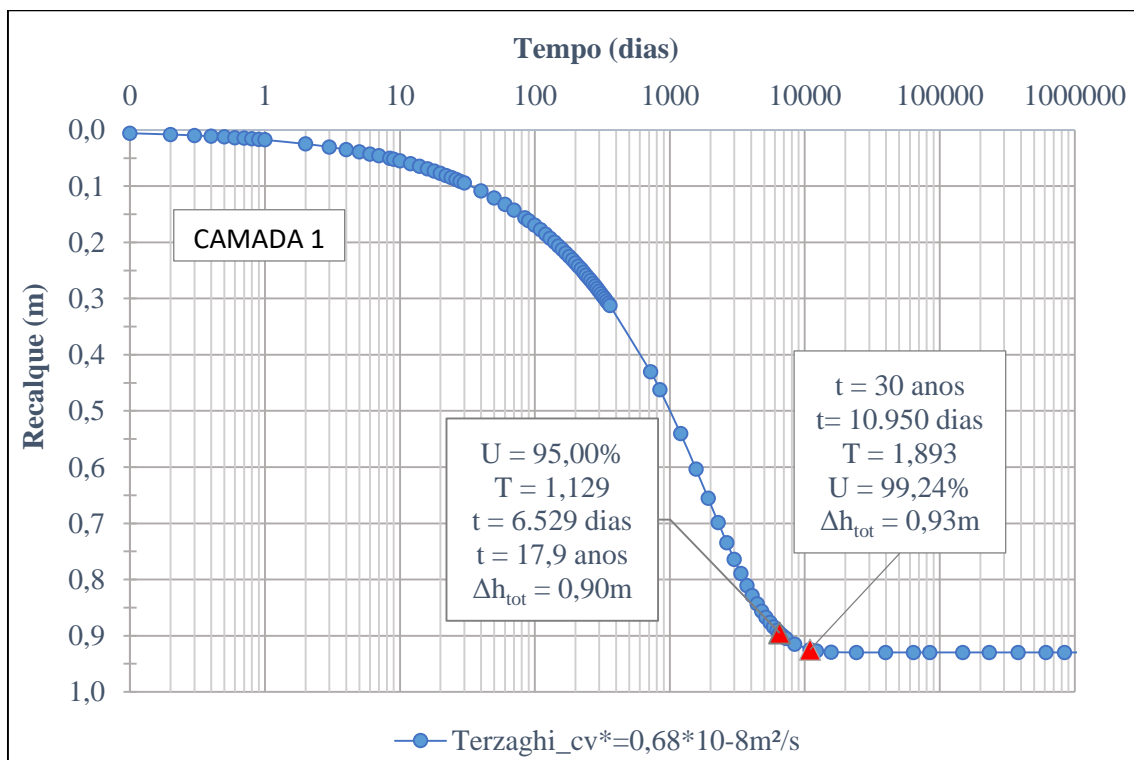


Figura 101 - Evolução do recalque primário e secundário ao longo do tempo para a camada 1.

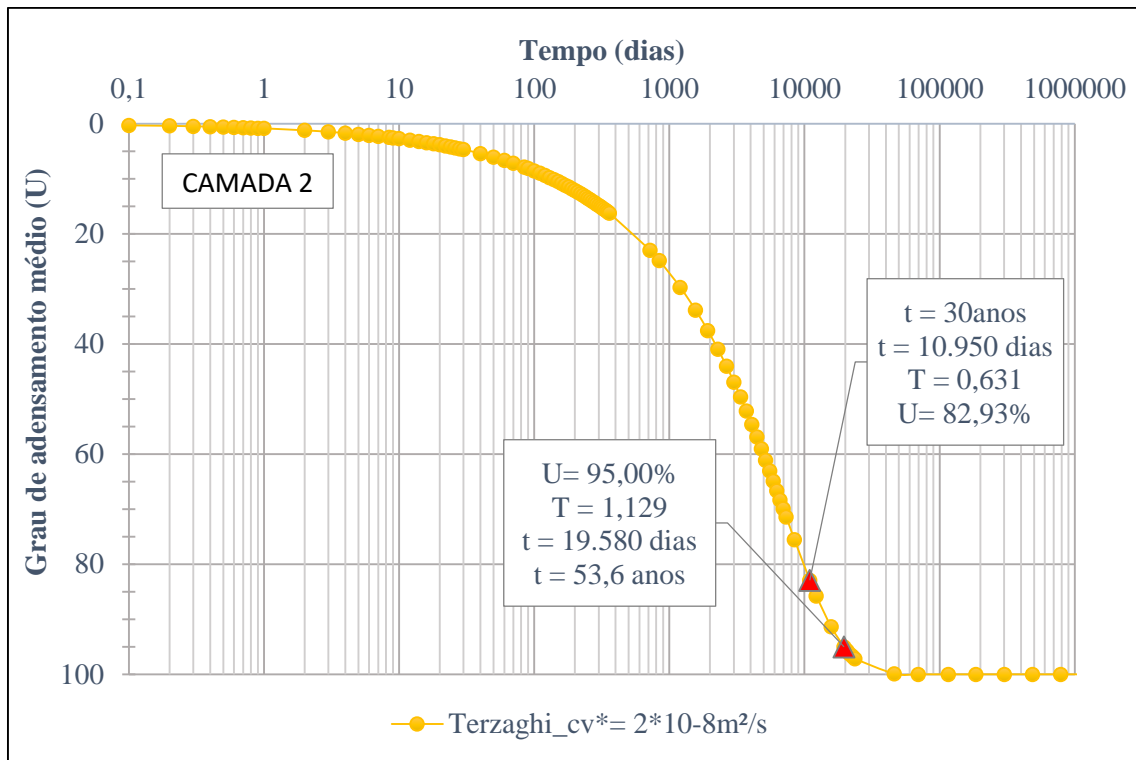


Figura 102 - Evolução do grau de adensamento médio por compressão primária e secundária ao longo do tempo para a camada 2.

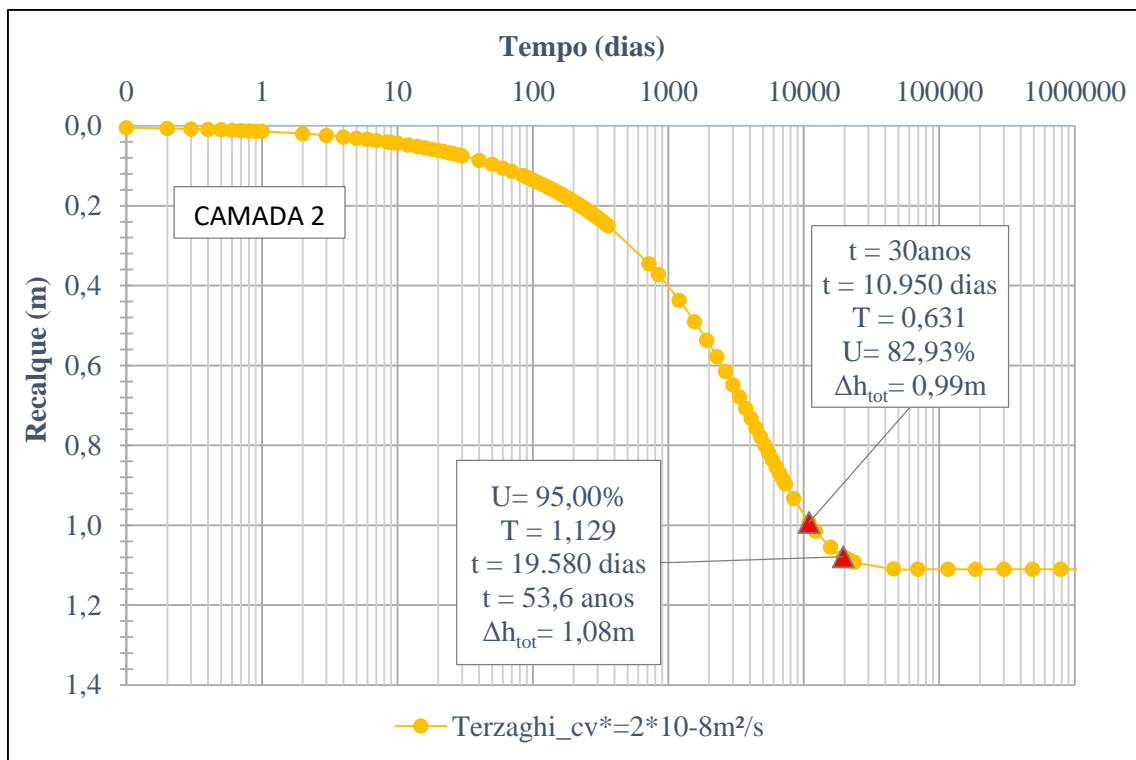


Figura 103 - Evolução do recalque primário e secundário ao longo do tempo para a camada 2.

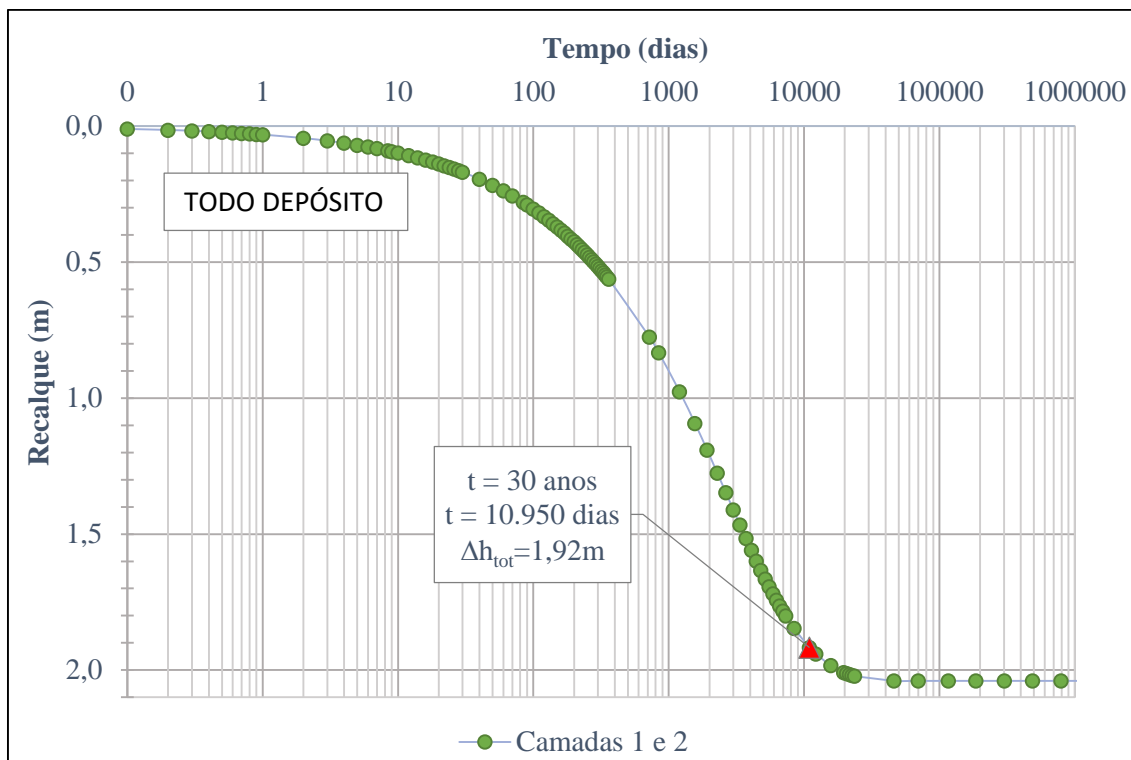


Figura 104 - Evolução do recalque primário e secundário ao longo do tempo para as camadas 1 e 2.

6.3 Resultados e discussões

Considerando as premissas de que o aterro foi construído em uma única etapa em 1975 e que existe uma camada drenante dentro do depósito a 4,0m de profundidade em relação ao topo do depósito, neste item são discutidos os resultados obtidos no item 6.2.

A partir das Figuras 95, 96, 97, 98 e 99 correspondentes à estimativa da evolução ao longo do tempo do grau de adensamento médio e dos recalques por compressão primária somente das camadas 1 e 2 e de todo o depósito em conjunto, é possível notar que:

- Na camada 1, o tempo necessário para atingir um grau de adensamento médio primário (\bar{U}_p) de 95,00 % teria sido de 12,1 anos e, após trinta anos, que é o período entre a construção do aterro (ano de 1975) e a extração das primeiras amostras (ano de 2005), o grau de adensamento médio primário teria atingido 99,92 %.
- Na camada 2, o tempo necessário para atingir um grau de adensamento médio primário (\bar{U}_p) de 95,00 % teria sido de 10,6 anos, e após trinta anos, o grau de adensamento médio primário teria atingido 99,97 %.

- Portanto, em todo o depósito, no momento de extração das primeiras amostras (ano de 2005), quase todo o adensamento por compressão primária já teria ocorrido.

Com base nas Figuras 100, 101, 102, 103 e 104, correspondentes à estimativa da evolução ao longo do tempo do grau de adensamento médio e dos recalques por compressão primária e secundária (ocorrendo simultaneamente) das camadas 1 e 2 e de todo o depósito em conjunto, observa-se que:

- Na camada 1, o tempo necessário para atingir um grau de adensamento médio total, isto é, primário mais secundário, (\bar{U}_{tot}) de 95,00 % seria de 17,9 anos e, após 30 anos, que é o período entre a construção do aterro (ano de 1975) e a extração das primeiras amostras (ano de 2005), o grau de adensamento médio total teria atingido 99,24 %.

- Na camada 2, o tempo necessário para atingir um grau de adensamento médio total, primário mais secundário, (\bar{U}_{tot}) de 95,00 % teria sido de 53,6 anos, sendo que após 30 anos, o grau de adensamento médio total teria atingido 82,93%.

Sendo assim, este exercício mostra que, se as hipóteses assumidas forem razoáveis, no momento de extração das primeiras amostras (ano de 2005), na camada 1, todo o recalque tanto por compressão primária quanto por compressão secundária já teria ocorrido. Em contrapartida, na camada 2, quase todo o recalque por compressão primária já tinha ocorrido, mas faltando ainda a ocorrer parte do recalque por compressão secundária. Isto deve-se ao fato de, na camada 2, cerca de 80 % do recalque total ser devido à compressão secundária.

Assim, com base no exercício aqui efetuado, considerando todo o depósito, no momento de extração das primeiras amostras (ano de 2005), trinta anos após a construção do aterro, já teria ocorrido 1,92 m de recalque, restando a ocorrer 0,12 m de recalque, correspondente ao que faltaria a ocorrer de compressão secundária da camada 2. Vale ressaltar que esta magnitude de recalque estimada é compatível com a comparação entre as sondagens executadas na época da construção do aterro (ano de 1975) e com as sondagens realizadas em 2013, que indicaram uma espessura do depósito de solo mole variando de 15 m para 13 m de espessura, respectivamente.

A tabela 36, a seguir, apresenta os valores dos recalques por compressão primária, por compressão secundária e por compressão primária mais secundária (total), ocorridos

nas camadas 1 e 2 e em todo o depósito, 30 anos após a construção do aterro, apresentando o que faltaria a ocorrer após este período.

Tabela 36 – Recalques por compressão primária, compressão secundária e compressão total ocorridos após 30 anos da construção do aterro.

Camada	Recalque a tempo infinito Δh (m)		Δh (m)	
			Em 30 anos	Falta ocorrer
1	Primário	0,63	0,63	0,00
	Secundário	0,30	0,30	0,00
	Total	0,93	0,93	0,00
2	Primário	0,22	0,22	0,00
	Secundário	0,89	0,77	0,12
	Total	1,11	0,99	0,12
Todo depósito	Primário	0,85	0,85	0,00
	Secundário	1,19	1,07	0,12
	Total	2,04	1,92	0,12

7

Conclusões e sugestões para futuras pesquisas

Com base no trabalho realizado é possível listar as seguintes conclusões:

1) Quanto à caracterização das amostras indeformadas:

1.1) Os perfis de granulometria e dos índices físicos ao longo da profundidade traçados com base nos resultados dos ensaios de caracterização realizados nas amostras indeformadas extraídas do depósito de argila mole de Santa Cruz permitiu descrever o depósito, no local da extração das amostras, da seguinte forma:

Até cerca 2,0 m de profundidade o depósito é composto por uma camada argilo-siltosa e silto-argilosa, com teor de umidade natural (w_{nat}) variando entre 103 % e 184 %, índice de plasticidade (IP) variando entre 63 % e 112 %, peso específico natural (γ_{nat}) variando entre 12,5 kN/m³ e 13,7 kN/m³, densidade relativa dos grãos (G_s) entre 2,45 e 2,69 e índice de vazios entre 2,94 e 3,30. A partir desta profundidade, ocorre um aumento gradual do percentual de areia, chegando a 80 % de areia a cerca de 4,0 m de profundidade, onde o teor de umidade natural é igual 37 %, o índice de plasticidade é 6,9 %, o peso específico é 17,6 kN/m³, a densidade relativa dos grãos é 2,74 e o índice de vazios é 1,09. Com o aumento da profundidade, observa-se uma transição para uma camada mais argilosa sendo que, a partir de 6,0 m de profundidade, ocorre uma camada mais uniforme predominantemente argilosa até pelo menos 10,0 m de profundidade, que corresponde a base da amostra mais profunda extraída. Nesta camada, o teor de umidade natural varia entre 87 e 106 %, o índice de plasticidade varia entre 72 e 88 %, o peso específico varia entre 14,1 kN/m³ e 14,6 kN/m³, a densidade relativa dos grãos varia entre 2,64 e 2,73 e o índice de vazios varia entre 2,32 e 2,87.

1.2) De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos da norma ASTM: D2487-17, as amostras mais argilosas estão inseridas no grupo de argilas de alta plasticidade, CH.

2) Quanto à qualidade das amostras indeformadas.

2.1) No que se refere à qualidade, as oito amostras indeformadas com percentual de finos (argila e silte) superior a 80 %, foram avaliadas da seguinte forma:

- (a) De acordo com o critério de Lunne *et al.*, (1997), uma amostra foi classificada como “Muito boa a excelente”, duas amostras foram classificadas como “Boa a regular”, quatro amostras foram classificadas como “Pobre” e uma amostra foi classificada como “Muito pobre”;
- (b) De acordo com o critério de Coutinho (2007) modificado por Andrade (2009), duas amostras foram classificadas como “Muito boa a excelente”, uma amostra foi classificada como “Muito boa a boa”, duas amostras foram classificadas como “Boa a regular”, duas amostras foram classificadas como “Pobre a muito pobre” e uma foi amostra classificada como “Muito pobre”.

Os resultados mostram que foi possível obter amostras de boa qualidade com amostradores tubulares de parede fina do tipo Shelby com 3” de diâmetro externo, 1,5 mm de espessura de parede, sem folga interna e com pistão estacionário, mesmo a uma profundidade de cerca de 10 m. Ainda assim, recomenda-se a extração de amostras indeformadas com amostradores Shelby com 4” de diâmetro externo.

2.2) Assim como já observado para outras argilas do litoral brasileiro, as curvas de coeficiente de adensamento por drenagem vertical (c_v) x tensão vertical efetiva (σ'_v) em escala log de amostras indeformadas de boa qualidade da Argila de Santa Cruz apresentam o seguinte comportamento: valores mais elevados de c_v no domínio sobreadensado, queda acentuada após a tensão de sobreadensamento e constância da ordem de grandeza do c_v para valores de tensões mais elevados, dentro do domínio normalmente adensado. Ressalta-se que este comportamento também deve ser levado em consideração para a avaliação da qualidade das amostras indeformadas.

3) Quanto aos parâmetros de compressibilidade

3.1) Destacando somente as amostras com percentual de finos (argila e silte) superior a 80 % e classificadas segundo o critério de Coutinho (2007) modificado por Andrade (2009) como “Muito boa a excelente” e “Muito boa a boa”, foram obtidos valores de $C_c/(1+e_0)$ entre 0,42 e 0,55 para a Argila de Santa Cruz. Esses valores são similares ao intervalo de 0,45 e 0,68 obtidos por Aguiar (2008) e Andrade (2009) para a Argila do Canal do Porto de Santos, SP, ao valor médio de 0,45 obtido por Jannuzzi (2013) para a Argila do Sarapuí II, RJ, e ao valor médio igual a 0,48 obtido por Conte (2019) para a Argila da Ilha do Fundão, RJ.

3.2) Verificou-se também que a proposta de Silva (2013) foi capaz de fazer uma boa previsão do índice de compressão virgem (C_c) a partir do valor do teor de umidade natural (w_{nat}) das amostras indeformadas de boa qualidade da Argila de Santa Cruz.

4) Quanto à avaliação da expressão de Louvise (2015) para a representação do domínio de compressão virgem das curvas de compressibilidade de amostras de boa qualidade e quanto à aplicação do método de Louvise (2015) para reconstituição das curvas de compressibilidade de amostras de baixa qualidade

4.1) A equação proposta por Louvise (2015) para representação do domínio de compressão virgem das curvas de compressibilidade obtidas de ensaios edométricos foi capaz de reproduzir com elevadíssimo grau de representatividade todas as curvas obtidas de amostras indeformadas de boa qualidade da Argila de Santa Cruz.

4.2) No que diz respeito a reconstituição das curvas de compressibilidade de amostras de baixa qualidade, a proposta de Louvise (2015) foi capaz de promover a melhoria do trecho de compressão virgem das amostras classificadas como “Muito pobre” segundo o critério de Coutinho (2007) modificado por Andrade (2009). Já para as amostras de baixa qualidade, porém com classificações superiores a “Muito pobre”, as curvas reconstituídas não apresentaram melhoria em relação às curvas obtidas dos ensaios.

5) Quanto à avaliação do coeficiente de adensamento por drenagem vertical

5.1) Considerando as amostras indeformadas argilosas de boa qualidade, os valores de coeficiente de adensamento por drenagem vertical (c_v) dentro do domínio de recompressão variam entre $11 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $70 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Já no domínio de compressão virgem, os valores de c_v situam-se entre $0,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $5,2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, com uma média igual a $1,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Estes valores são similares aos valores de c_v obtidos de outras argilas do litoral brasileiro, ver por exemplo Aguiar (2008), Andrade (2009), Jannuzzi (2013) e Conte (2019).

6) Quanto à estimativa de recalque a tempo infinito do depósito de argila mole sob a carga do aterro e a quanto à evolução dos recalques ao longo do tempo

6.1) Considerando a carga aplicada pelo aterro de 2,5 m de espessura sobre o depósito de argila mole de espessura inicial igual a 15 m no local da extração das amostras, foi estimado um recalque total a tempo infinito de 2,04 m, dos quais 0,85 m correspondem à compressão primária e 1,19 m à compressão secundária.

6.2) Com base no exercício efetuado no item 6, no momento de extração das primeiras amostras indeformadas (ano de 2005), trinta anos após a construção do aterro (ano de 1975), do recalque total estimado igual a 2,04 m, já tinha ocorrido 1,92 m, restando a ocorrer 0,12 m de recalque correspondente à compressão secundária apenas. Esta magnitude de recalque estimado é compatível com a comparação entre as sondagens executadas na época da construção do aterro (ano de 1975) e com as sondagens realizadas em 2013 na área de extração das amostras indeformadas, que indicaram uma espessura do depósito de solo mole variando de 15 m para 13 m de espessura, respectivamente.

Para pesquisas futuras sugerem-se:

(a) Elaborar um critério de avaliação da qualidade das amostras indeformadas de solos argilosos levando em consideração a razão ou a diferença entre os valores de coeficiente

de adensamento por drenagem vertical (c_v) do domínio de recompressão e os valores de c_v do domínio de compressão virgem.

(b) Repetir para a Argila de Santa Cruz o esquema de descarregamento executados por Feijó (1991) em ensaios edométricos na argila do Sarapuí (ver item 3.10.5), com o objetivo de localizar a linha de fim do adensamento secundário no plano e-log σ'_v .

(c) Estudar o comportamento da Argila de Santa Cruz quanto à resistência ao cisalhamento.

Referências bibliográficas

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1990. Annual book of ASTM standards. Section 4: Construction, Vol 04.08: Soil and rock; dimension stone; geosynthetics. Philadelphia.

ARAGÃO, C.J.C., 1975, “**Propriedades Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole da Área do Grande Rio.**” Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro.

ANDRADE, M. E., 2009, “**Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos.**” Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

AGUIAR, V. N., 2008, “**Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé.**” Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L., 1978, “**The Mechanics of Soils, An Introduction to Critical State Soil Mechanics**”, London, McGraw-Hill.

BELLO, L. A. L.; DE CAMPOS, T. M.; ROCHA FILHO, P.; SILVA NETO, A. J., 2006, “Resistência Não-Drenada de um Depósito de Argila Mole através de Ensaio Pressiométricos Cravados.” In: **Anais XIII COBRAMSEG**. Curitiba. v.2, p.733- 738.

BJERRUM, L., 1967, “Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlements of Buildings”, 7th Rankine Lecture – **Géotechnique**, Vol. 22, nº 1 (Jun), pp. 83-118.

BJERRUM, L., 1973, “Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils”. In: **Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE**, State of the Art Report. P.111-160.

BOGOSSIAN, F. & LIMA, S.A., 1974, “Sobre os Limites de Consistência das Argilas Orgânicas”, **5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, São Paulo, Vol. II, p.293-299.

BUISMAN, A. S. K., 1936, “Results of Long Duration Settlements Tests”, In: **First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Proceedings. Cambridge, vol. 1, pp. 103-106.

BUTTERFIELD, R. A., 1979, “Natural Compression Law for Soils (an Advance on e – log p)”, Technical note, **Géotechnique**, Vol. 29, nº. 4, pp. 469 – 480.

CARNEIRO, R. F., GERSCOVICH, D. M. S., DANZIGER, B. R., FEIJÓ, R. L., 2012, “Retroatálise da curva recalque vs tempo utilizando as teorias de Terzaghi e de Taylor e Merchant”, **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG**, Porto de Galinhas.

CASAGRANDE, A., 1936, “The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance, Proceedins.” **First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Cambridge, Massachusetts, Vol. 3, p.60-64.

CHRISTE, I. F., 1965. A re-appraisal of Merchant’s contribution to the theory of consolidation, **Géotechnique**, pp. 309-320.

CONTE, M. A. G., 2019. “**Investigação da Relação Índice de Vazios – Tensão Vertical Efetiva na Compressão Edométrica de uma Argila Mole da Ilha do Fundão, RJ.**” Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

COSTA FILHO, L.M., ARAGÃO, C.J.G & VELLOSO, P.P.C.,1985, “Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na Área do Grande Rio. ” **Solos e Rochas, Revista Brasileira de Geotecnia**, Vol.8, nº1, p.3-11.

COUTINHO, R.Q., 1976, “**Características de adensamento com drenagem radial em argila mole da Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

COUTINHO, R.Q., 2007 “**Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays- Brazil**”, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, vol.3, pp. 2049-2100.

DE CAMPOS, T. M. P.; ROCHA FILHO, P.; BELLO, L. A. L., 2004, “**Estudo de Estabilização de Terreno de Subestação na Condição de Afundamento**”, Relatório Parcial de Atividades, Rio de Janeiro, Até Outubro de 2004, 30p. Relatório Técnico. Projeto P&D LIGHT/ANEEL.

DE CAMPOS, T. M. P.; ROCHA FILHO, P.; CAMPOS, A. C. S. L. D., 2005, “**Estudo de Estabilização de Terreno de Subestação na Condição de Afundamento**”, Ensaio de Laboratório 1, Relatório Parcial de Atividades RP-05, Rio de Janeiro, Outubro 2005, 48p. Relatório Técnico. Projeto P&D LIGHT/ANEEL.

DE CAMPOS, T. M. P.; ROCHA FILHO, P.; BELLO, L. A. L., 2005a, “**Estudo de Estabilização de Terreno de Subestação na Condição de Afundamento**”, Amostragem de Subsolo – Etapa 1, Relatório Parcial de Atividades RP-03, Rio de Janeiro, Setembro 2005, 15p. Relatório Técnico. Projeto P&D LIGHT/ANEEL.

DE CAMPOS, T. M. P.; ROCHA FILHO, P.; BELLO, L. A. L., 2005b “**Estudo de Estabilização de Terreno de Subestação na Condição de Afundamento**, Ensaio de Piezocone e Dissipação de Poropressão (CPTU), Relatório Parcial de Atividades RP-04, Rio de Janeiro, Setembro 2005, 31p. Relatório Técnico. Projeto P&D LIGHT/ANEEL.

DE CAMPOS, T. M. P.; ROCHA FILHO, P.; BELLO, L. A. L., 2005c, “**Estudo de Estabilização de Terreno de Subestação na Condição de Afundamento**”, Ensaios Pressiométricos Cravados, Relatório Parcial de Atividades RP-06, Rio de Janeiro, Dezembro 2005, 46p. Relatório Técnico. Projeto P&D LIGHT/ANEEL.

DE CAMPOS, T. M. P.; ROCHA FILHO, P.; BELLO, L. A. L., 2006, “**Estudo de Estabilização de Terreno de Subestação na Condição de Afundamento**”, Interpretação dos Ensaios Pressiométricos Cravados – Resistência Não Drenada, Relatório Parcial de Atividades RP-07, Rio de Janeiro, Julho 2006, 10p. Relatório Técnico. Projeto P&D LIGHT/ANEEL.

DE CAMPOS, A. C. S. L. D., 2006 “**Características de Compressibilidade de uma Argila Mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro.**” Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro.

FEIJÓ, R. L., 1991, “**Relação entre a Compressão Secundária, Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

FEIJÓ, R. L., e MARTINS, I. S. M., 1993, “Relação entre Compressão Secundária, OCR e K₀”, COPPEGEO 95, In: **Simpósio Comemorativo dos 30 anos da COPPE/UFRJ**, Rio de Janeiro, pp.27-40.

GARCIA, S. G. F., 1996, “**Relação entre o Adensamento Secundário e a Relaxação de Tensões de uma Argila Mole Submetida à Compressão Edométrica**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

GARLANGER, J.E., 1972, “The Consolidation of Soils Exhibiting Creep Under Constant Effective Stress.” **Géotechnique**, Vol 22, pp.71-78.

GRAHAM, J., CROOKS, J.H.A. & Bell, A.L, 1983, “Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays.” **Géotechnique** 33, nº. 3, 327-340.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTTA, R., 1985, “New developments in field and laboratory testing of soils”. In: **Proc. XI ICSMFE**, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153.

JANNUZZI, G.M.F., 2009, “**Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaios de Campo**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

JANNUZZI, G.M.F., 2013. “**Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de SARAPUÍ II.** Tese de Doutorado, COPPE, UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.

JANNUZZI, G.M.F., DANZIGER, F.A.B. and MARTINS, I.S.M., 2015. “**Geological geotechnical characterization of Sarapuí II clay**”. *Engineering Geology*, v. 190, p. 77-86.

KEZDI, A., 1974, **Handbook of soil mechanics** – Volume I – soil physics. Joint ed. Published by Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam and Akademiai Kiadó, Budapest.

LADD, C. C., 1971, “**Settlement Analysis for Cohesive Soils**”, Research Report R71-2, Soils Publication 272, Soil Mechanics Division, Department of Civil Engineering, M.I.T, Cambridge, Mass., pp. 1-76.

LADD, C. C., 1973, “**Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils**”, Revised Version of a Paper Originally Prepared for MIT 1971, Special Summer Program, 1.34s”, Soft Ground Construction”.

LADD, C.C., & DEGROOT, D.J., 2003, “Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization”, Arthur Casagrande Lecture, **12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**.

LEROUEIL, S., KABBAJ, M., TRAVENAS, F. & BOUCHARD, R., 1985, “Stress-Strain-Strain Rate Relation for Compressibility of Sensitive Natural Clays”, **Géotechnique**, Vol. 35, nº. 2, pp.159-180.

LIMA, G. da P., 1993, “**Estudo de uma Teoria Não linear para Adensamento Unidimensional**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

LOUVISE, R.B.; 2015, “**Estimativa da Curva de Compressão de Argilas Moles a partir de Amostras Deformadas e Ensaios de Caracterização**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

LUNNE, T., BERRE, T. & STRANDVIK, S., 1997, “**Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**”, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed), Balkema, Rotterdam.

MARTINS, I. S. M. 1983, “**Sobre uma nova Relação Índice de Vazios – Tensão nos Solos**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MARTINS, I. S. M. 1992, “**Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados**”, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MARTINS I. S. M., 2005, “**Algumas considerações sobre adensamento secundário**”, Palestra proferida no Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil;

MARTINS, I. S. M. (2016), “**Sobre Algumas Grandezas, Unidades e Definições em Geotecnia**”, Seminário Geotécnico proferido na Universidade Federal de Pernambuco em Dezembro de 2016;

MARTINS, I.S.M., 2019, Comunicação Pessoal.

MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A., 1985, “A Theory of Consolidation with Secondary Compression”, In: **Proceedings of the 11th ICSMFE**, San Francisco, vol. 2, pp.567-570;

MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A., 1994, “**Sobre a Relação Índice de Vazios - Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional**”, Solos e Rochas, vol.17, n.3, pp.157-166, São Paulo.

MARTINS, I. S. M., SANTA MARIA & LACERDA, W. A., 1997, “A Brief Review About The Most Significant Results of COPPE Research on Rheological Behaviour of Saturated Clays Subjected to One Dimension Strain”, Almeida, M.S.S. (ed), **Recent Developments in Soil Mechanics**, Balkema, Rotterdam, pp.255-264.

MARTINS, I. S. M. e ABREU, F. R. S., 2002, “Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros”, **Solos e Rochas**, vol.1, pp 3-14, São Paulo.

MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H., 1982, “K₀-OCR Relationship in Soil”, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v.108, n. GT6 (June), pp. 851-872.

MESRI, G. (1973). Coefficient of Secondary Consolidation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division - ASCE**, Vol.99, pp.122-137.

MESRI, G. & CASTRO A., 1987, “C_α/C_c Concept and K₀ During Secondary Compression”, **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, vol. 113, n. 3, pp. 230-247.

OLIVEIRA, F.S., 2011, “**Avaliação de Propostas para Estimativa de Parâmetros de Compressibilidade de Argilas Moles**”, Trabalho de Conclusão de Curso, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ORTIGÃO, J.A.R., 1980, “**Aterro levado à ruptura na argila cinza do Rio de Janeiro**”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

PAES, I, T., 2017, “**Características geotécnicas de uma argila mole em Santa Cruz, Rio de Janeiro.**” Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro.

PINTO, C. S., 2006, “**Curso Básico de Mecânica dos Solos, em 16 Aulas. 3 ed.**” São Paulo: Oficina de Textos, p. 215.

RUTLEDGE, P.C., 1944, “**Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing**”, Transaction of the Am. Soc. Civil., Nova York, Vol. 109.

SANDRONI, S. S., 2006, “Obtendo Boas Estimativas de Recalque em Solos Muito Moles: O Caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. ” **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG**, ABMS, Curitiba.

SCHMERTMANN, J. H., 1955. “**The undisturbed consolidation behavior of clay**”. Trans. Soc. Civ. Eng., 120:1201-1233.

SILVA, D. M., 2013, “**Estimativa do Índice de Compressão de Argilas Moles da Costa Brasileira a Partir de Ensaio de Caracterização.** ” Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

SKEMPTON A. W., 1953, "The coloidal activity of clays. " In: Proc. Of the 3rd Int. **Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich.**

TAYLOR, D. W. & MERCHANT, W., 1940, "A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression", **Journal of Mathematics and Physics**, v. 19, n.3, p.167-185.

TAYLOR D. W., 1942, "**Research on Consolidation of Clays**", Dept. of Civil and Sanitary Eng., M.I.T, serial 82 (August), 145p.

TAYLOR D. W., 1948, "**Fundamentals of Soil Mechanics**", John Wiley e Sons., New York.

TERZAGHI, K., 1936, "The Shearing Resistance of Saturated Soils and The Angle between the Planes of Shear", In: **Proceedings of 1st ICSMFE**, Cambridge.

TERZAGHI, K., (1941), "Undisturbed clay samples and undisturbed clays." **Journal of the Boston Society of Civil Engineers.**

ANEXO I
RELATÓRIO DE CONTROLE DECOMPACTAÇÃO DO ATERRO
(1975)

2. do RE.15.037/75(23) - RJ. 3802 .2.

3. SERVIÇOS EXECUTADOS

- Granulometria por peneiramento.....	25	ensaios
- Limite de liquidez.....	25	ensaios
- Limite de plasticidade.....	25	ensaios
- Densidade in situ (método de Hilf).....	22	determinações

4. APRESENTAÇÃO DOS SERVIÇOS

Em anexo, apresentamos:

- Des.130.304 - Croqui de locação.
- Des.130.305 - Quadro de resultados de ensaios de caracterização.
- Anexo I (1 fl)-Quadro de resultados de controle de compactação.

Estamos às ordens para os esclarecimentos adicionais que forem úteis.

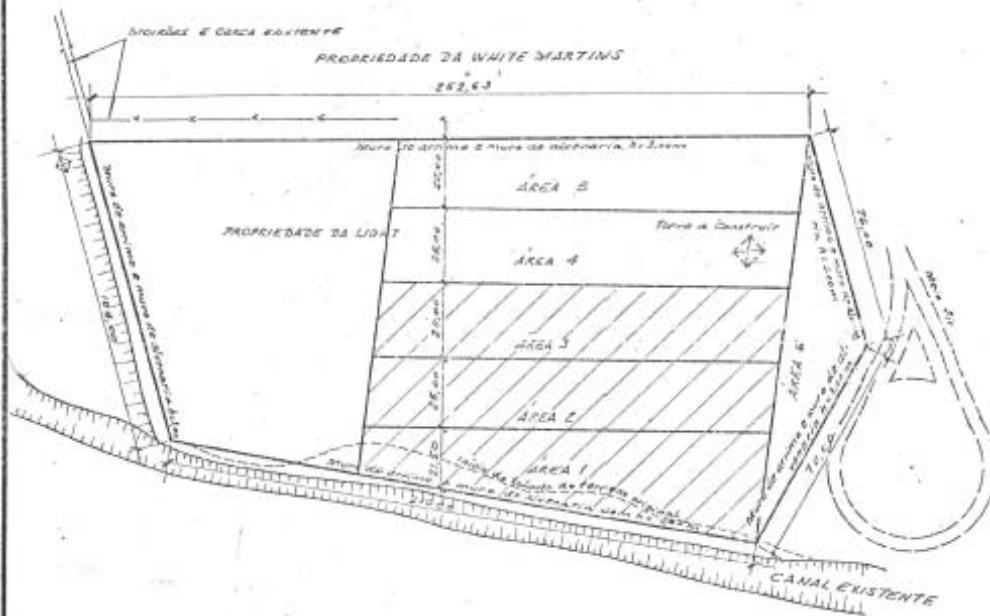
Atenciosamente


TECNO SOLO S.A.



CROQUI DE LOCAÇÃO

Áreas de Controle de Compactação



 **ÁREA CONTROLADA**

Obs. - Croqui baseado no Des. LGTOS-3300-03 do cliente

Cliente: LIGHT - SERVIÇOS DE ELETRICIDADE S. A.				Ref.:	
Local: Subestação ZISC 1 - Zona Industrial de Santa Cruz				RJ-3802	
Data:	Esc.:	Des.:	Eng.º:	Aprov.:	Des. N.º

QUADRO DE RESULTADOS DE ENSAIOS

ÁREA	CAMADA	GRAU NULO METÁRIA												L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	
		PORCENTAGEM QUE PASSA NAS PENEIRAS															
		19mm (3/8")	75mm (3")	N° 4	N° 10	N° 20	N° 40	N° 60	N° 75	N° 100	N° 150	N° 200	N° 300				
1	1ª	100	92	86	77	71	63	54	48	43	38	33	28	24	21	18	15
	1ª	100	96	87	83	76	69	61	57	54	47	41	37	34	31	27	24
	1ª	100	99	91	73	47	35	26	21	18	15	12	10	9	8	7	6
	1ª	100	100	82	61	41	32	26	22	19	16	14	12	11	10	9	8
	2ª	98	97	85	89	75	58	47	35	28	22	18	15	12	10	9	8
	2ª	100	99	86	81	82	68	59	51	47	45	42	40	38	36	34	32
	2ª	100	99	86	83	77	63	53	43	38	34	31	28	26	24	22	20
	2ª	97	85	84	81	79	65	58	52	48	45	42	40	38	36	34	32
	3ª	100	99	87	82	74	65	59	54	51	48	46	44	42	40	38	36
	3ª	100	97	89	89	79	66	59	54	51	48	46	44	42	40	38	36
	3ª	100	99	89	88	85	77	68	62	57	54	51	48	46	44	42	40
	3ª	100	99	89	88	85	77	68	62	57	54	51	48	46	44	42	40
2	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
3	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32
	1ª	100	97	88	83	79	74	68	64	60	56	52	48	44	40	36	32

LEGENDA

LL - LIMITE DE LIQUIDEZ

L.P. - LIMITE DE PLASTICIDADE

I.P. - ÍNDICE DE PLASTICIDADE

Cliente: LIGHT SERVIÇOS DE ELETRICIDADE S.A.
 Local: Subestação ZISC 1ª - Zona Industrial de Santa Cruz
 Data: Esc.: Desg.: Eng.: Aprox.:
 Ref.: RJ-3008
 Dus. N.º

Anexo ao RE.15.037/75(23) - RJ. 3802

ANEXO I

ÁREA Nº 1

CAMADA	PONTO	hot-ha (%)	C	E	hot(%)	γ_s máx (g/cm ³)
1 ^a	1	+2,2	108,2	112,0	18,3	1.580
	2	+2,2	98,0	101,0	18,3	1.520
	3	+2,3	109,0	113,0	18,3	1.630
2 ^a	1	+2,2	104,0	112,0	19,0	1.710
	2	+2,3	108,0	112,3	17,5	1.660
	3	+2,2	105,8	109,0	20,0	1.645
3 ^a	1	+2,2	105,8	108,0	17,8	1.700
	2	+2,2	101,0	112,0	17,2	1.830
	3	+2,3	93,5	95,0	19,8	1.800
4 ^a	3	+2,2	100,2	104,6	19,3	1.735
	1	+2,2	104,2	112,0	19,6	1.585
	2	+2,2	103,0	106,4	18,6	1.650
	3	+2,2	103,2	105,7	16,2	1.685

Media
1679

ÁREA Nº 2

1 ^a	1	+2,3	107,4	112,0	20,1	1.565
	2	-0,7	100,0	100,0	20,1	1.640
	3	-2,3	100,0	100,0	20,1	1.620
2 ^a	1	+2,3	106,0	108,8	15,9	1.640
	2	+2,3	101,0	103,8	18,4	1.660
	3	+2,3	105,5	109,0	15,5	1.810

1656

ÁREA Nº 3

1 ^a	1	+2,4	104,0	112,0	17,1	1.722
	2	+1,7	111,0	115,0	17,1	1.650
	3	+2,0	109,0	113,0	17,1	1.685

1686

LEGENDAS

- ha - unidade do aterro
- hot - umidade ótima
- $\gamma_{s\max}$ - massa específica aparente máxima
- C - grau de compactação
- E - eficiência da compactação

Media geral
16725/cm³

ANEXO II
BOLETINS DE SONDA GEM

CLIENTE: LINGHT

OBRA: SUBESTAÇÃO SANTA CRUZ

LOCAL: SANTA CRUZ RIO DE JANEIRO

SONDAGEM A PERCUSSÃO SP-13

DATA: 06/12/2013

COORDENADAS: N:
E:

COTA:

E:

PENETRAÇÃO (golpes / 30cm) S.P.T.		N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT	CONSISTÊNCIA * OU COMPACTAÇÃO **	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	PROF. (m)	AMOSTRADOR: Ø _{externo} = 50.8 mm Ø _{interno} = 34.9 mm REVESTIMENTO = 63.5 mm PESO: 65 kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NA (m)
GRAF. Esc. 1:2000		1º	2º	3º	N						
0 10 20 30 40 50		1	1	2	3	POUCO COMPACTO		0,03	SOLO VEGETAL	2,20	
		15	15	15	4			1	ATERRO, ARGILA, SILTE ARENOSO, CINZA VARIEGADO.		
		1	2	2	15			2			
		15	15	15	P/45			3			
		P			P/50	3,10	ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO. (SEDIMENTOS MARINHOS)				
		45			P/50	4					
		P			P/50	5					
		50			P/60	6					
		P			P/65	7					
		65			P/50	8					
		P			P/50	9					
		50			P/50	10					
		P			P/60	11					
		50			P/45	12					
		P			P/45	13					
		45			1/15	14					
		1	1		1/15	15					
		30	15		20/35	16					
		1	1		MEDIANAMENTE COMPACTO			15,87	AREIA, GRANULAÇÃO VARIADA, FINA E MÉDIA, POUCO ARGILOSA, CINZA VARIEGADO. (SEDIMENTOS MARINHOS)		
		4	8	12				13		17	
		15	20	15			10	18			
		3	6	7			8	19			
		15	15	15			12	20			
		3	4	6							
		15	15	15							
		3	4	4							
		15	15	15							
		3	5	7							
		15	15	15							

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D' ÁGUA (m)

INICIAL: 2,28

FINAL: 2,20

AVANÇO (m) { TRADO 0,00 a 1,00
LAVAGEM 1,45 a 34,00

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 4,00



TEL: (11)2554-9227 CEL: (11)8178-5748/6843-1821

EMAIL: ATENDIMENTO@IPKSONDAGENS.COM.BR

ESCALA VERT.: 1:100

DATA: 12/12/2013

FOLHA:

1 / 2

CLIENTE: LINGHT
OBRA: SUBESTAÇÃO SANTA CRUZ
LOCAL: SANTA CRUZ RIO DE JANEIRO

SONDAGEM A PERCUSSÃO SP-13

DATA: 06/12/2013 **N:**
COORDENADAS:
COTA: **E:**

PENETRAÇÃO (golpes / 30cm) S.P.T.	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT N	CONSISTÊNCIA * OU COMPACTIDADE **	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m) PROF. (m)	AMOSTRADOR: $\varnothing_{\text{externo}} = 50.8 \text{ mm}$ PESO: 65 kg $\varnothing_{\text{interno}} = 34.9 \text{ mm}$ ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO = 63.5 mm	NA (m)
	GRAF. Esc. 1:2000								
				14	FOFA A MEDIANAM.		21	AREIA, GRANULAÇÃO VARIADA, FINA E MÉDIA, POUCO ARGILOSA, CINZA VARIEGADO. (SEDIMENTOS MARINHOS)	
				P/50			22		
				1/15	MUITO MOLE		23	ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO. (SEDIMENTOS MARINHOS)	
				10			23,66		
				11	MEDIANAMEN. A COMPACTA		24	AREIA, GRANULAÇÃO VARIADA, FINA E MÉDIA, CINZA VARIEGADO.	
				14			25		
				22			26		
				25			27		
				34			28		
				23			28,94		
				28			29,82		
				48			34,45		
					COMPACTA		29	AREIA, GRANULAÇÃO GROSSA, PEDREGULHO, CINZA VARIEGADO.	
				35			30		
					COMPACTA		31	AREIA, GRANULAÇÃO VARIADA, FINA E MÉDIA, CINZA VARIEGADO.	
				41			32		
							33		
							34		
							35		
							36		
							37		
							38		
					39				
					40	FURO TERMINADO EM 34,45m			

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D' ÁGUA (m)
 INICIAL: 2,28
 FINAL: 2,20

AVANÇO (m)

{ TRADO 0,00 a 1,00 LAVAGEM 1,45 a 34,00

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 4,00



TEL: (11)2554-9227 CEL: (11)8178-5748/6843-1821
EMAIL: ATENDIMENTO@IPKSONDAGENS.COM.BR

ESCALA VERT.: 1:100 **DATA:** 12/12/2013

FOLHA:
 2 / 2

CLIENTE: LINGHT

OBRA: SUBESTAÇÃO SANTA CRUZ

LOCAL: SANTA CRUZ RIO DE JANEIRO

SONDAGEM A PERCUSSÃO SP-19

DATA: 07/12/2013

COORDENADAS: N:
E:

COTA:

PENETRAÇÃO (golpes / 30cm) S.P.T.		N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT	CONSISTÊNCIA * OU COMPACTIDADE **	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	PROF. (m)	AMOSTRADOR: Ø _{externo} = 50.8 mm Ø _{interno} = 34.9 mm REVESTIMENTO = 63.5 mm	PESO: 65 kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NA (m)
GRAF. Esc. 1:2000		1º	2º	3º	N							
0 10 20 30 40 50		1	2	2	4/35	MEDIANAM.		0,10		ATERRO, BRITA		
		15	15	20	1	POUCO COMPACTO		1,55		ATERRO, ARGILA, SILTE ARENOSO, CINZA VARIEGADO.		1,70
		1	1		1/40	MUITO MOLE		2		ARGILA SILTOSA, CINZA ESCURO. (SEDIMENTOS MARINHOS)		
		15	30		1/39			3				
		49	40		1/47			4				
		-	1		1/40			5				
		10	39		1/40			6				
		1			P/47			7				
		47			1/60			8				
		1	1		P/50			9				
		15	40		1			10				
		P			1/25			11				
		47			2/35	12						
		1	1	1	1/45	13						
		15	25		1/35	14						
		1	1		4/35	15						
		15	20	15	6	POUCO COMPACTA, MEDIANAMENTE A COMPACTA.		14,50		AREIA, GRANULAÇÃO VARIADA, FINA E MÉDIA, POUCO ARGILOSA, CINZA VARIEGADO. (SEDIMENTOS MARINHOS)		
		1	1		9			16				
		15	15	15	10			17				
		2	3	3	23			18				
		3	4	5	30			19				
		15	15	15				20				

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D' ÁGUA (m)

INICIAL: 1,80

FINAL: 1,70

AVANÇO (m)

}	TRADO	0,00 a 2,00
	LAVAGEM	2,55 a 36,00

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 14,00



TEL: (11)2554-9227 CEL: (11)8178-5748/6843-1821

EMAIL: ATENDIMENTO@IPKSONDAGENS.COM.BR

ESCALA VERT.:

1:100

DATA:

12/12/2013

FOLHA:

1 / 2

CLIENTE: LINGHT
 OBRA: SUBESTAÇÃO SANTA CRUZ
 LOCAL: SANTA CRUZ RIO DE JANEIRO

SONDAGEM A PERCUSSÃO SP-19

DATA: 07/12/2013 N:
 COORDENADAS: E:
 COTA:

PENETRAÇÃO (golpes / 30cm) S.P.T.		N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT	CONSISTÊNCIA * OU COMPACTIDADE **	PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	PROF. (m)	AMOSTRADOR: $\varnothing_{\text{externo}} = 50.8 \text{ mm}$ $\varnothing_{\text{interno}} = 34.9 \text{ mm}$ REVESTIMENTO = 63.5 mm PESO: 65 kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NA (m)																																																
GRAF. Esc. 1:2000		1º	2º	3º	N							DESCRIÇÃO DO MATERIAL																																															
0 10 20 30 40 50		12	14	19	33	MEDIANAMENTE A COMPACTA		21	21	AREIA, GRANULAÇÃO VARIADA, FINA E MÉDIA, POUCA ARGILOSA, CINZA VARIEGADO. (SEDIMENTOS MARINHOS)																																																	
		15	15	15	29							COMPACTA		22	22																																												
		9	11	18	27													COMPACTA A MUITO COMPACTA		23	23																																						
		8	10	17	28																			FURO TERMINADO EM 36,12m		24	24																																
		10	12	16	25																											25	25																										
		8	10	15	10																																	26	26																				
		4	4	6	16																																							27	27														
		6	7	9	21																																													28	28								
		5	9	12	23																																																			29	29		
		6	8	15	26																																																						
		8	10	19	29			31	31																																																		
		7	10	16	29									32	32																																												
		6	11	18	29															33	33																																						
		10	10	19	30/15																					34	34																																
		15	15	15	35/10																											35	35																										
		30			36/12																																	36	36																				
		15																																										37	37														
		35																																																38	38								
		10																																																						39	39		
		36																																																									
		12																																																									

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D' ÁGUA (m)
 INICIAL: 1,80
 FINAL: 1,70

AVANÇO (m) { TRADO 0,00 a 2,00
 LAVAGEM 2,55 a 36,00
 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 14,00



TEL: (11)2554-9227 CEL: (11)8178-5748/6843-1821
 EMAIL: ATENDIMENTO@IPKSONDAGENS.COM.BR

ESCALA VERT.: 1:100
 DATA: 12/12/2013
 FOLHA: 2 / 2

PUC-Rio - Certificação Digital N° 1512790/CA

ANEXO III

CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

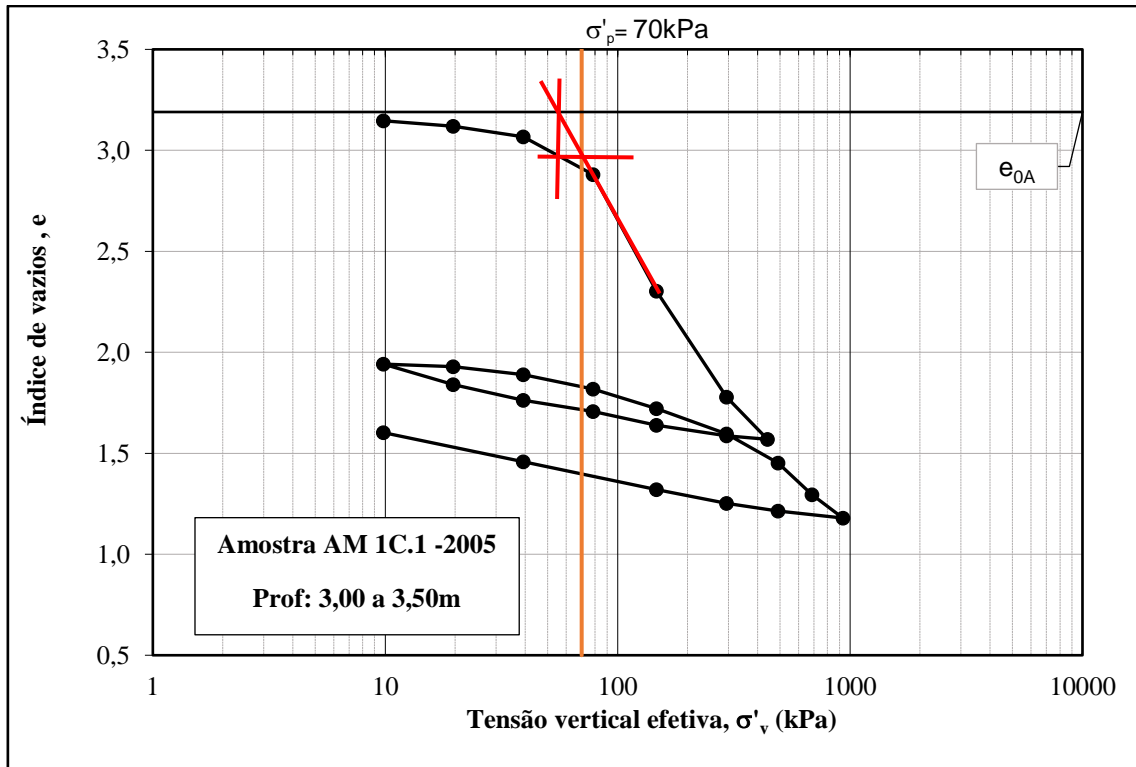


Figura 1 – Determinação da tensão de pré-adensamento da amostra AM1C.1-2005.

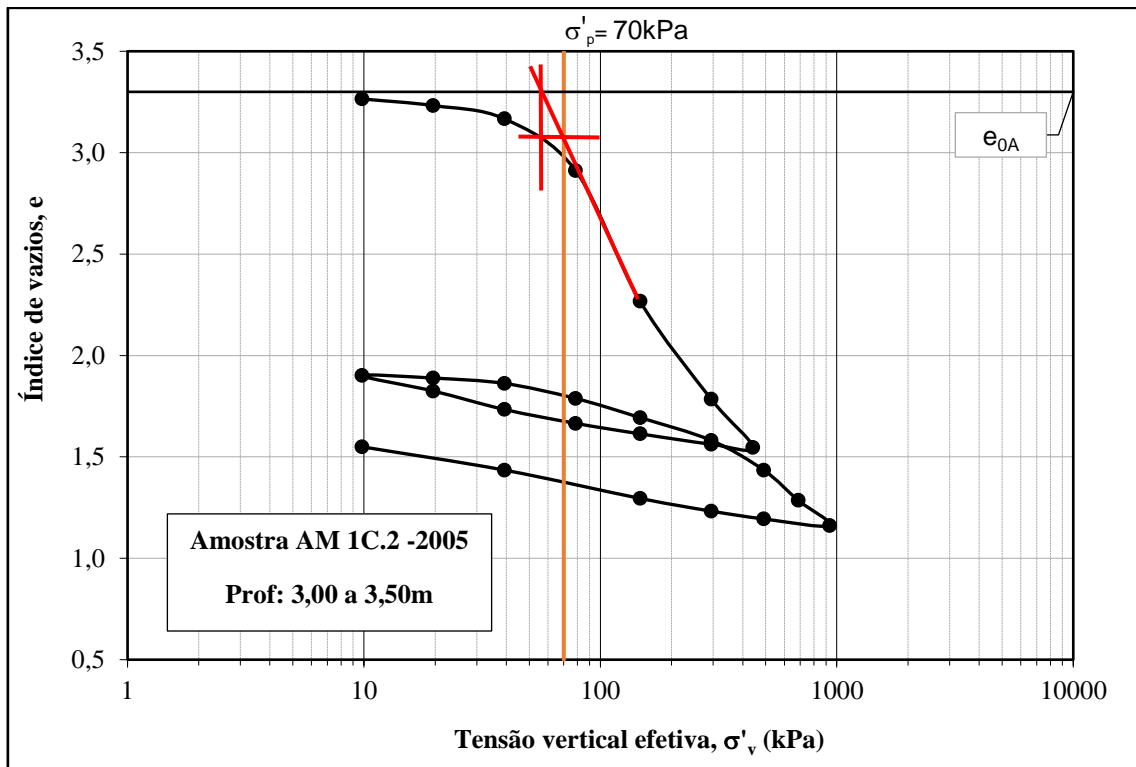


Figura 2 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM1C 2-2005.

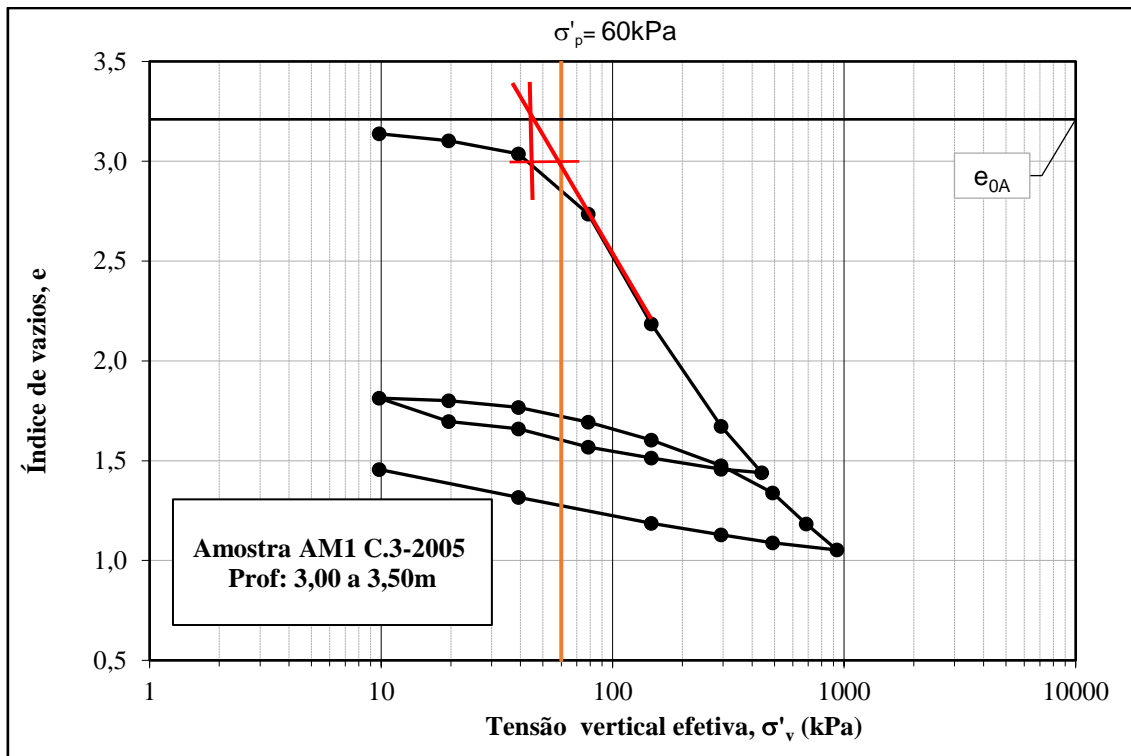


Figura 3 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM1 C.3-2005.

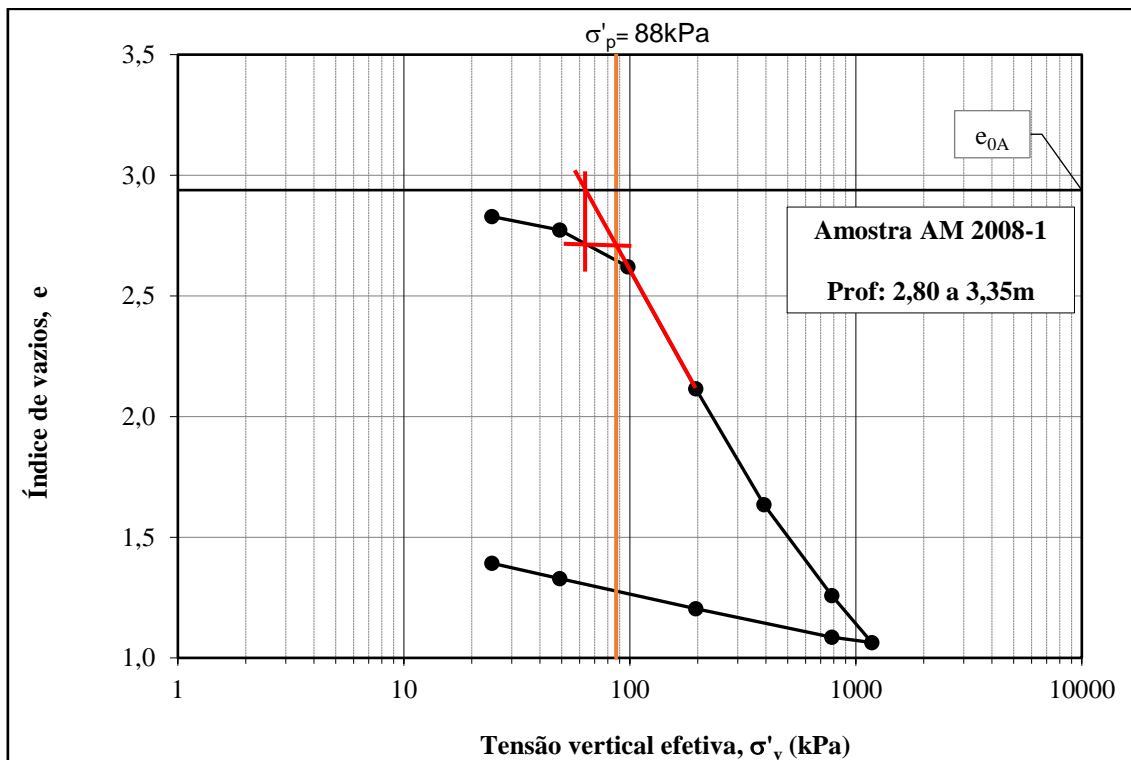


Figura 4 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-1.

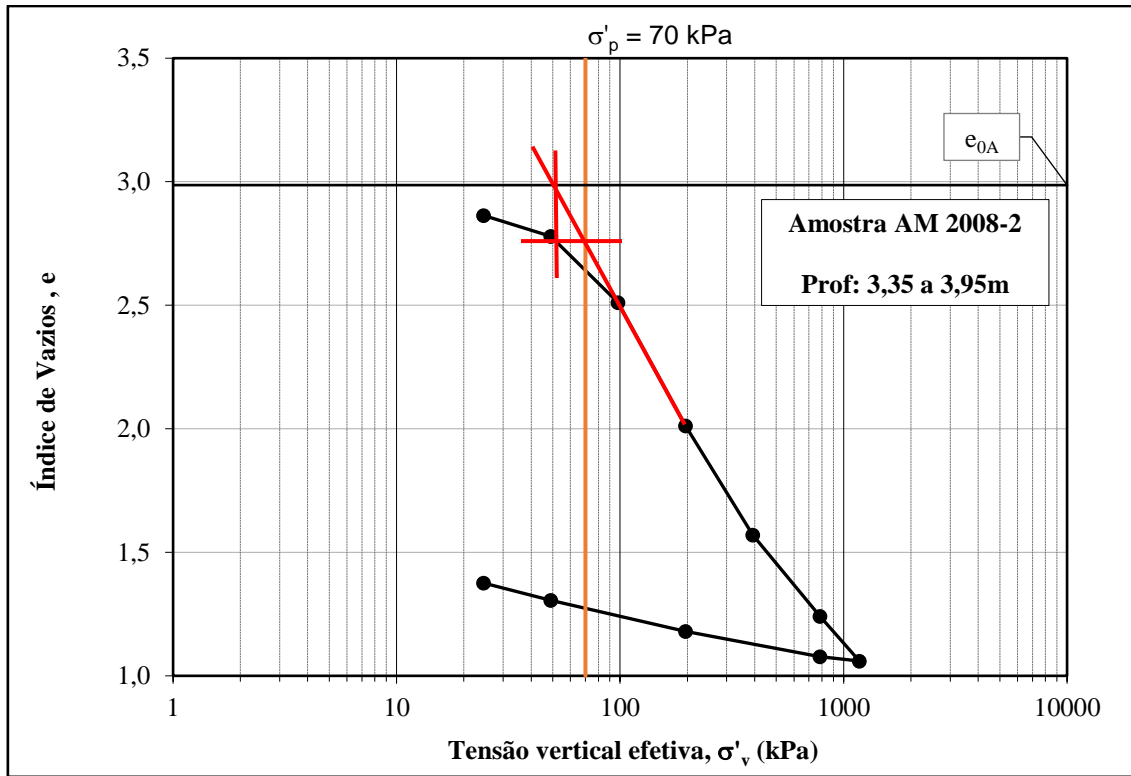


Figura 5 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-2.

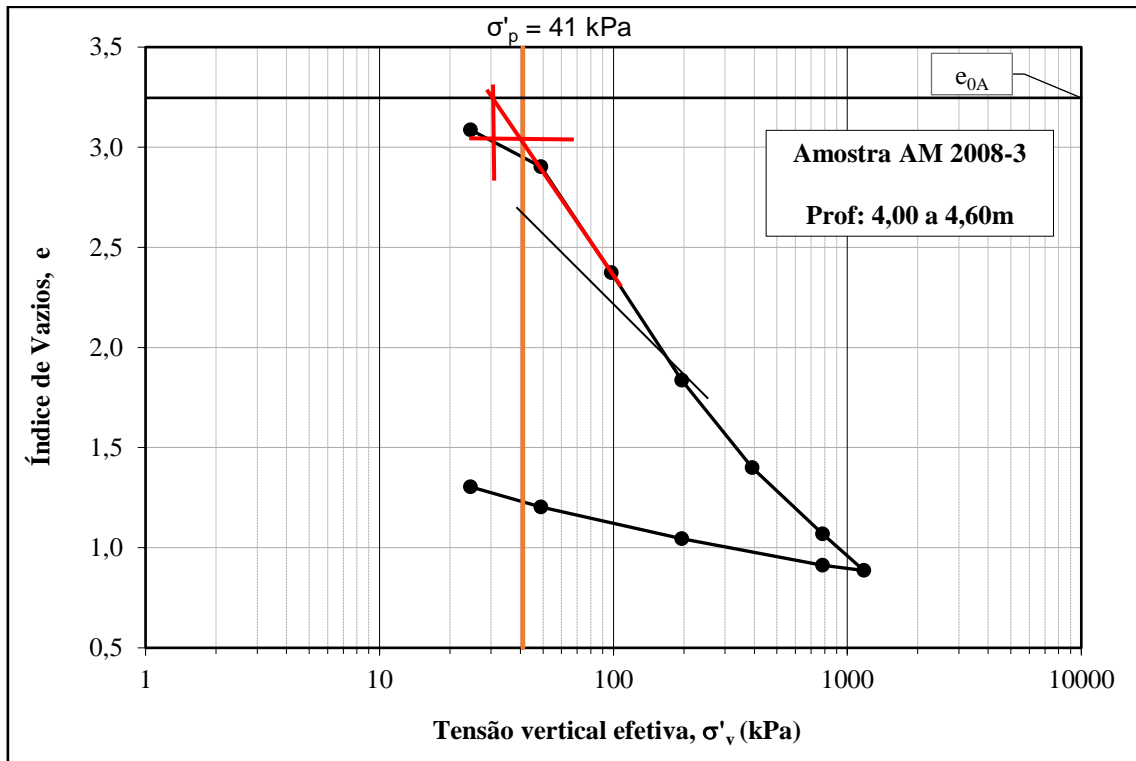


Figura 6 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-3.

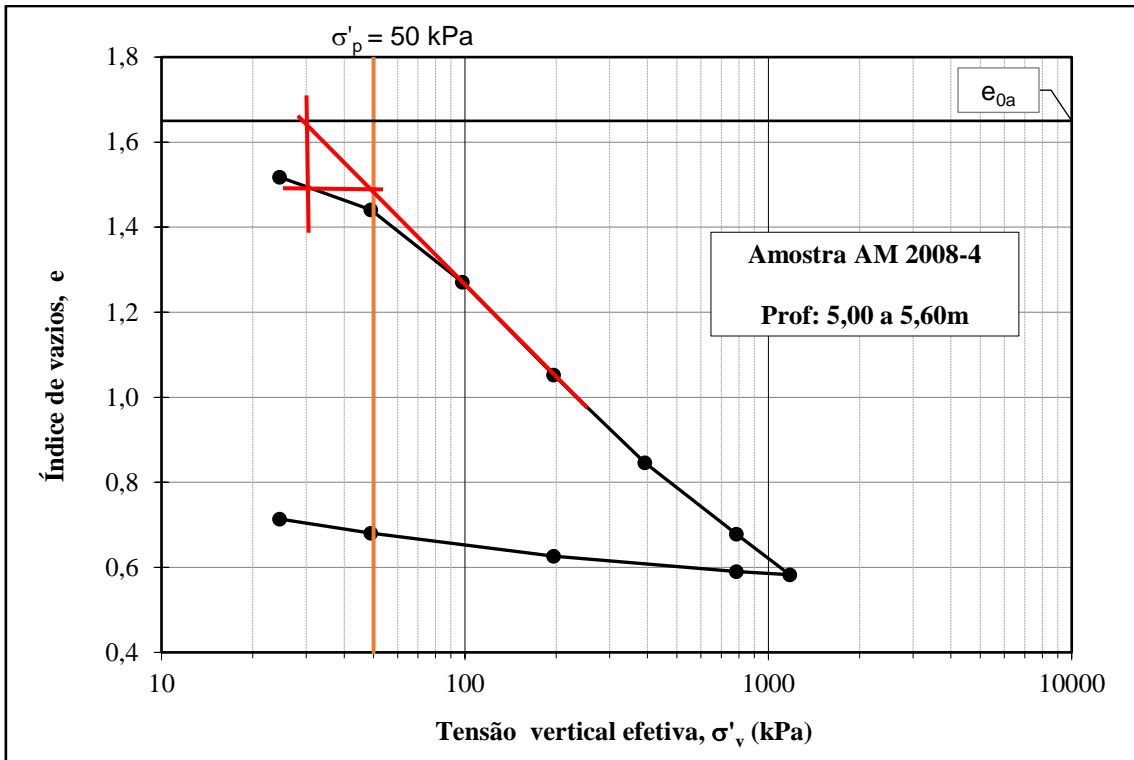


Figura 7 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM4-2008.

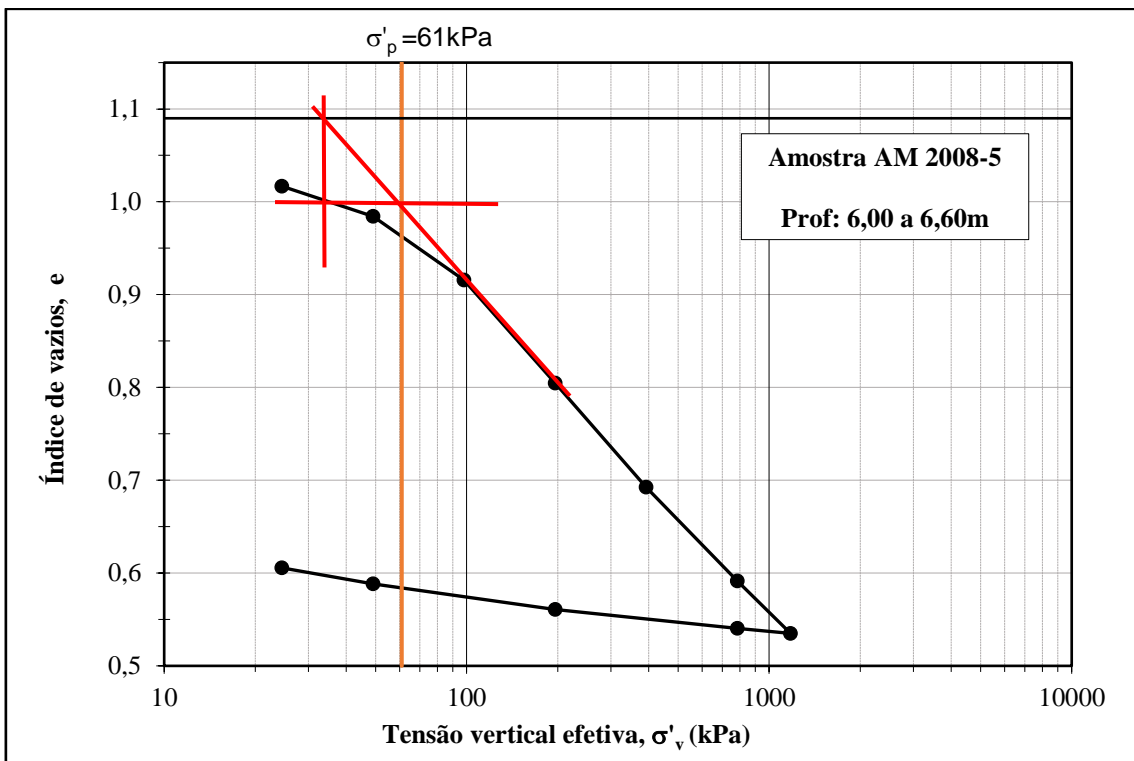


Figura 8 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-5.

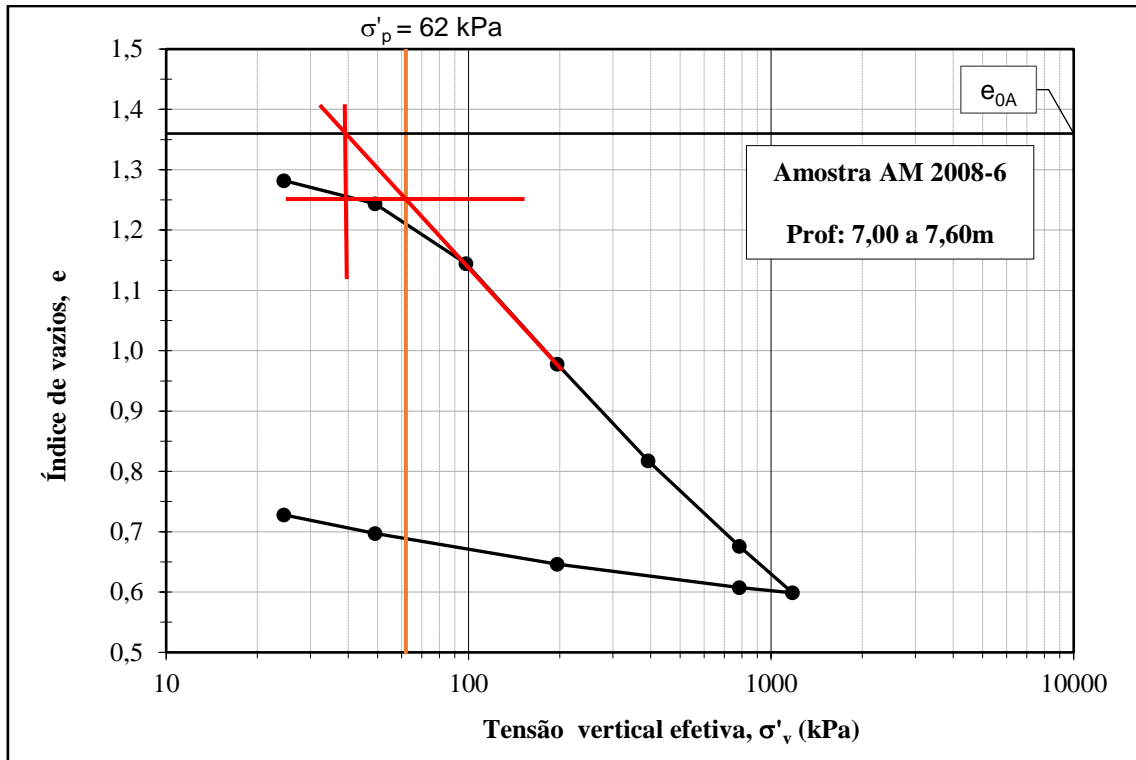


Figura 9 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-6.

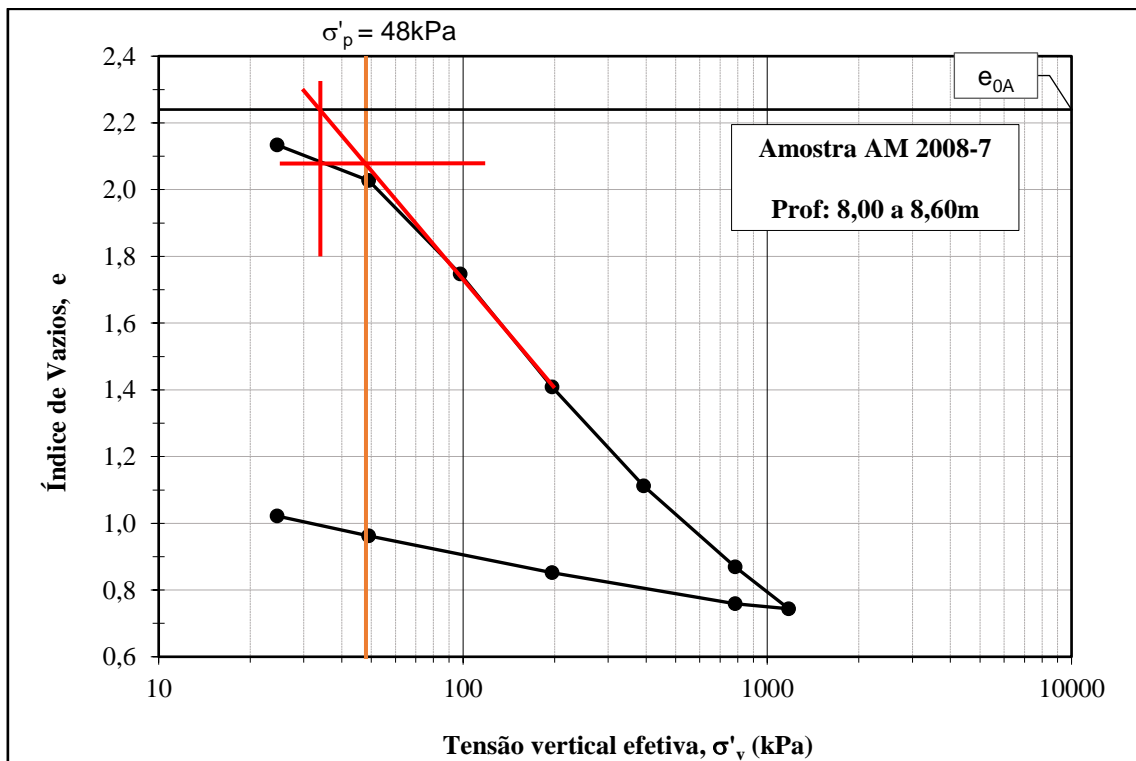


Figura 10 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-7.

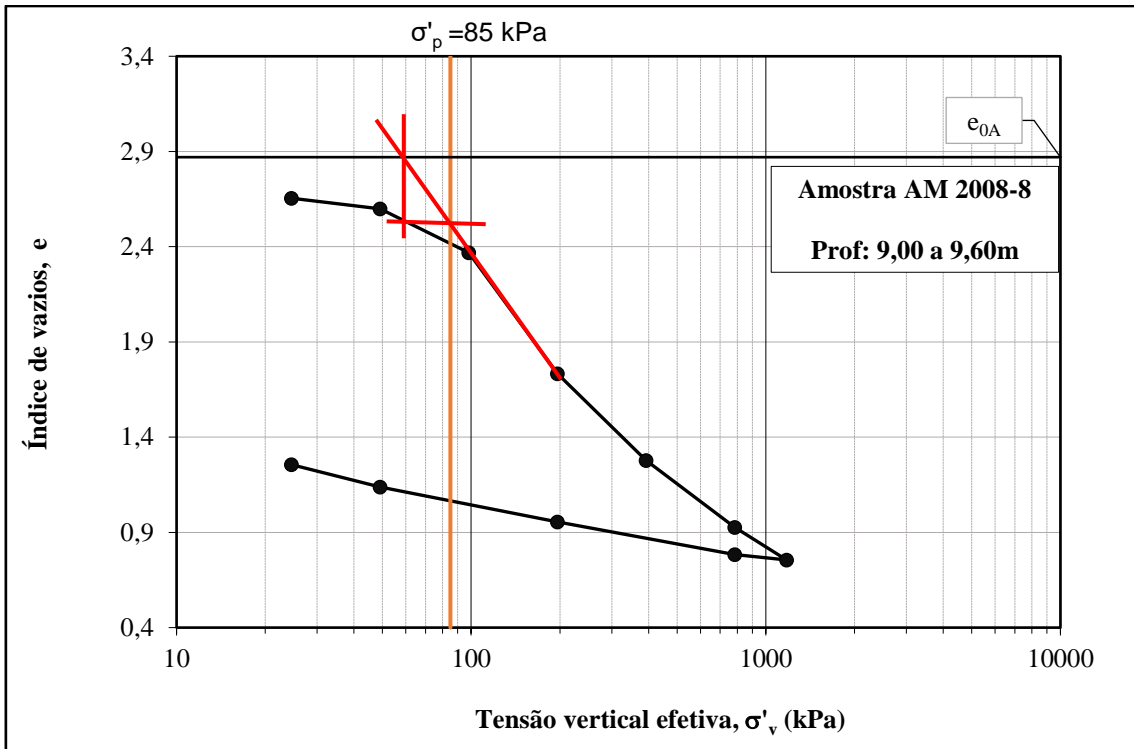


Figura 11 – Determinação da tensão de pré-adensamento da amostra AM 2008-8.

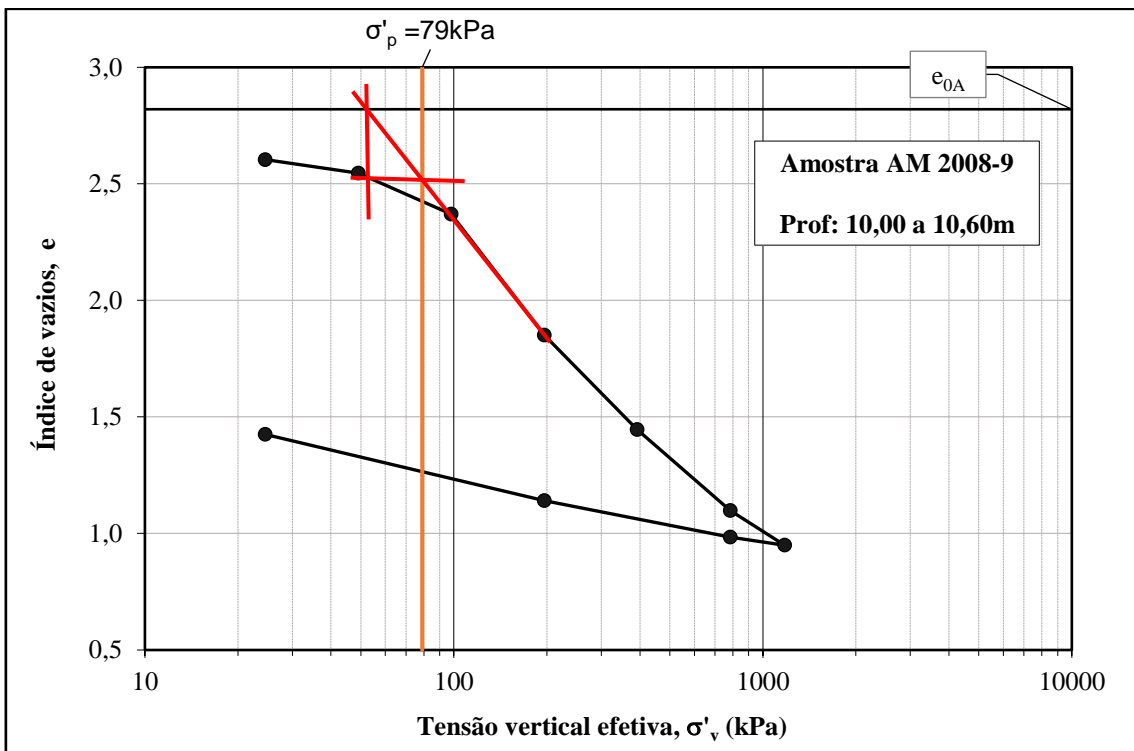


Figura 12 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-9.

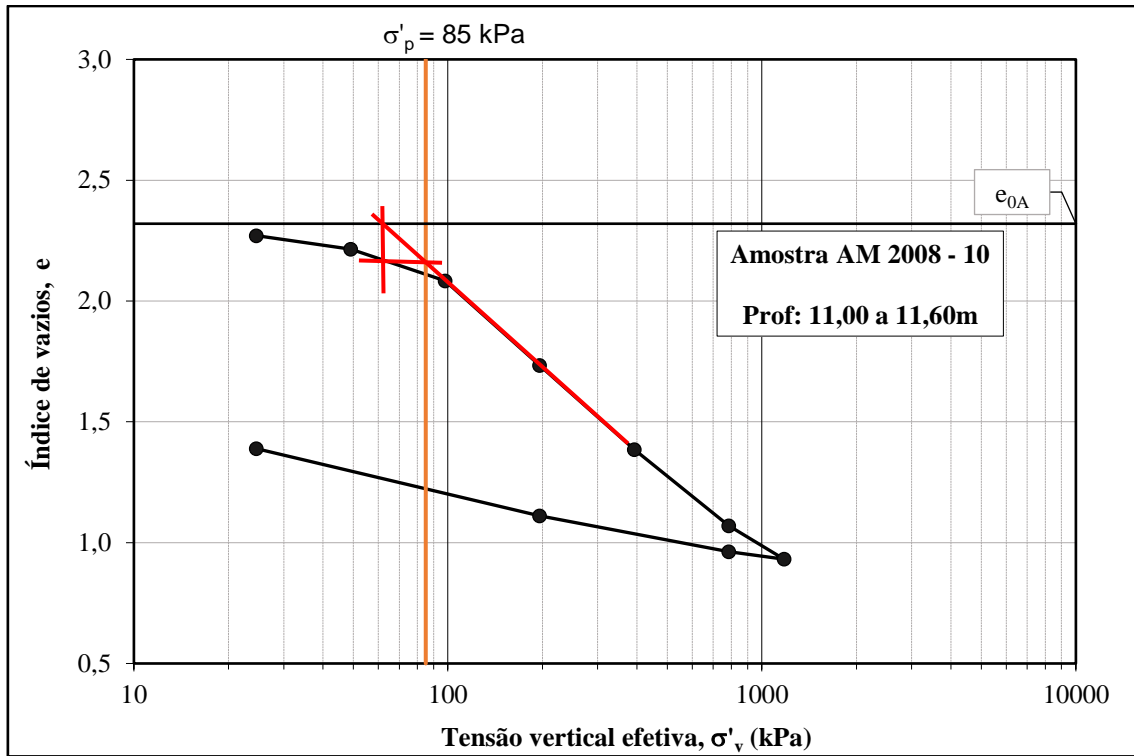


Figura 13 – Determinação da tensão de sobreadensamento da amostra AM 2008-10.

Cálculo do coeficiente de compressibilidade (Cc):

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

Tabela 1 – Cálculo do coeficiente de compressibilidade Cc e Cr.

Local de amostragem	Amostra	σ'_1	σ'_2	e ₁	e ₂	c _c
Furo 1a -2005	AM-2005-1C.1	78,45	147,05	2,87	2,30	2,09
	AM-2005-1C.2	78,45	147,05	2,91	2,26	2,38
	AM-2005-1C.3	78,45	147,05	2,73	2,18	2,02
Furo 14 - 2005	AM-2005-14	39,23	78,45	2,73	2,38	1,17
	AM-2005-14	39,23	78,45	2,27	1,91	1,19
Furo 1 -2008	AM-2008-1	98,07	196,13	2,62	2,11	1,69
	AM-2008-2	98,07	196,13	2,51	2,01	1,66
	AM-2008-3	45,92	98,07	2,90	2,37	1,62
	AM-2008-4	98,07	196,13	1,27	1,05	0,73
	AM-2008-5	98,07	196,13	0,92	0,80	0,37
	AM-2008-6	98,07	196,13	1,14	0,98	0,54
	AM-2008-7	98,07	196,13	1,74	1,41	1,11
	AM-2008-8	98,07	196,13	2,37	1,73	2,11
	AM-2008-9	98,07	196,13	2,37	1,85	1,73
	AM-2008-10	98,07	196,13	2,08	1,73	1,16

Cálculo do coeficiente de recompressão (Cr):

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

Tabela 2 – Cálculo do coeficiente de recompressão Cr.

Local de amostragem	Amostra	σ'_1	σ'_2	e_1	e_2	c_r
Furo 1a -2005	AM-2005-1C.1	9,08	39,22	3,14	3,06	0,13
	AM-2005-1C.2	9,08	39,22	3,26	3,16	0,17
	AM-2005-1C.3	9,08	39,22	3,13	3,03	0,16
Furo 14 - 2005	AM-2005-14	9,80	19,61	3,41	3,11	0,99
	AM-2005-14	9,80	19,61	2,93	2,64	0,96
Furo 1 -2008	AM-2008-1	24,51	49,03	2,88	2,77	0,14
	AM-2008-2	24,51	49,03	2,86	2,77	0,29
	AM-2008-3	24,51	49,03	3,09	2,90	0,61
	AM-2008-4	24,51	49,03	1,52	1,44	0,25
	AM-2008-5	24,51	49,03	1,01	0,98	0,11
	AM-2008-6	24,51	49,03	1,28	1,24	0,14
	AM-2008-7	24,51	49,03	2,13	2,02	0,34
	AM-2008-8	24,51	49,03	2,65	2,59	0,20
	AM-2008-9	24,51	49,03	2,60	2,54	0,21
	AM-2008-10	24,51	49,03	2,27	2,21	0,20

ANEXO IV

RESULTADOS DO CÁLCULO DO RECALQUES

Dados de entrada	
Dados do aterro	
Peso específico do aterro, γ_{at} (kN/m ³)	20,00
Peso específico da água, γ_w (kN/m ³)	9,81
Peso específico do aterro submerso, γ_{at_sub} (kN/m ³)	10,19
Espessura total do aterro, H_{at} (m)	2,50
Prof do nível d'água em relação ao topo da argila, z_w (m)	0,0
Recalque total (primário + secundário) estimado, r_{tot_est} (m)	2,04
Recalque estimado - Recalque calculado	0,00
Espessura do aterro submersa, H_{at_sub} (m)	2,04
Espessura do aterro não submersa, H_{at_seco} (m)	0,47
Acréscimo de tensão vertical efetiva final, $\Delta\sigma'_v$ (kN/m ²) para as submacamadas de argila inicialmente acima do N.A.	30,04
Alívio de carga devido a submersão das subcamadas de argila inicialmente acima do N.A.	0
Acréscimo de tensão vertical efetiva final, $\Delta\sigma'_v$ (kN/m ²) para as submacamadas de argila inicialmente abaixo do N.A.	30,04

Subcamadas (m)	Profundidade (m)		Espessura (m)	Prof do centro (m)	Parâmetros das subcamadas						Tensões <i>in situ</i> antes do lançamento do aterro						Tensões finais			Recalque primário			Recalque secundário	Recalque total
	Topo	Base			γ_{sat} (kN/m ³)	C_r/C_c	OCR de formação do depósito	$C_c/(1+e_0)$	$Cr/(1+e_0)$	OCR associado à linha de fim de secundário	σ_{v0} topo (kN/m ²)	σ_{v0} base (kN/m ²)	σ_{v0} meio (kN/m ²)	u_0 meio (kN/m ²)	σ'_{v0} meio (kN/m ²)	σ'_{p} meio (kN/m ²)	$\Delta\sigma'_v$ (kN/m ²)	σ'_{vf} meio (kN/m ²)	Δh_p recomp (m)	Δh_p virgem (m)	Δh_p total (m)	Δh_s (m)	Δh_{tot} (m)	
1	0,00	1,00	1,00	0,5	13,4	0,07	44,0	0,51	0,04	1,8	0,00	13,40	6,70	4,9	1,80	88,00	30,04	31,83	0,04	0,00	0,04	0,00	0,04	
2	1,00	2,00	1,00	1,5	13,4	0,07	1,9	0,51	0,04	1,9	13,40	26,80	20,10	14,7	5,39	10,23	30,04	35,42	0,01	0,28	0,29	0,13	0,42	
3	2,00	3,00	1,00	2,5	13,4	0,07	1,8	0,51	0,04	1,8	26,80	40,20	33,50	24,5	8,98	16,16	30,04	39,01	0,01	0,20	0,20	0,12	0,33	
4	3,00	4,00	1,00	3,5	15,7	0,34	1,7	0,28	0,10	1,7	40,20	55,90	48,05	34,3	13,72	23,32	30,04	43,75	0,02	0,08	0,10	0,04	0,14	
5	4,00	5,00	1,00	4,5	17,6	0,29	1,2	0,18	0,05	1,2	55,90	73,50	64,70	44,1	20,56	24,67	30,04	50,59	0,00	0,06	0,06	0,01	0,07	
6	5,00	6,00	1,00	5,5	16,7	0,26	1,5	0,23	0,06	1,5	73,50	90,20	81,85	54,0	27,90	41,84	30,04	57,93	0,01	0,03	0,04	0,03	0,07	
7	6,00	7,00	1,00	6,5	14,3	0,31	1,7	0,34	0,11	1,7	90,20	104,50	97,35	63,8	33,59	57,09	30,04	63,62	0,02	0,02	0,04	0,05	0,09	
8	7,00	8,00	1,00	7,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	104,50	118,80	111,65	73,6	38,08	72,34	30,04	68,11	0,01	0,00	0,01	0,13	0,14	
9	8,00	9,00	1,00	8,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	118,80	133,10	125,95	83,4	42,57	80,87	30,04	72,60	0,01	0,00	0,01	0,12	0,13	
10	9,00	10,00	1,00	9,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	133,10	147,40	140,25	93,2	47,06	89,40	30,04	77,09	0,01	0,00	0,01	0,11	0,12	
11	10,00	11,00	1,00	10,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	147,40	161,70	154,55	103,0	51,55	97,94	30,04	81,58	0,01	0,00	0,01	0,10	0,11	
12	11,00	12,00	1,00	11,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	161,70	176,00	168,85	112,8	56,04	106,47	30,04	86,07	0,01	0,00	0,01	0,09	0,10	
13	12,00	13,00	1,00	12,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	176,00	190,30	183,15	122,6	60,53	115,00	30,04	90,56	0,01	0,00	0,01	0,09	0,10	
14	13,00	14,00	1,00	13,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	190,30	204,60	197,45	132,4	65,02	123,53	30,04	95,05	0,01	0,00	0,01	0,08	0,09	
15	14,00	15,00	1,00	14,5	14,3	0,09	1,9	0,55	0,05	1,9	204,60	218,90	211,75	142,2	69,51	132,06	30,04	99,54	0,01	0,00	0,01	0,08	0,09	
																					0,85	1,18	2,04	

ANEXO V

MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS RECALQUES

Dados considerados:

→ Peso específico do aterro (γ_{at}): 20,00kN/m³;

→ Peso específico da água (γ_w): 9,81kN/m³;

→ Peso específico submerso do aterro (γ_{at_sub}):

$$\gamma_{at_sub} = \gamma_{at} - \gamma_w$$

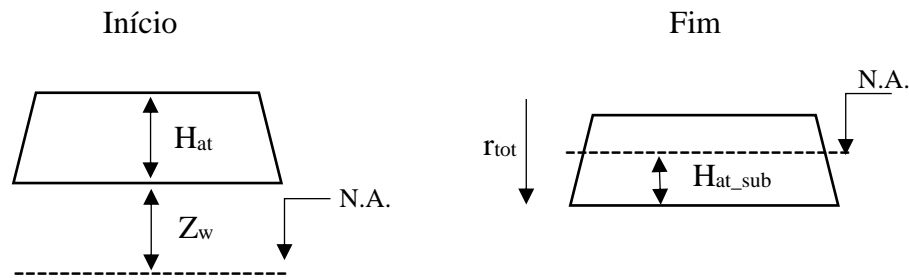
$$\gamma_{at_sub} = 20,00 - 9,81 = 10,19\text{kN/m}^3;$$

→ Espessura total do aterro (H_{at}):2,5m;

→ Profundidade do nível d'água em relação ao topo do depósito de argila (z_w) =1,0m;

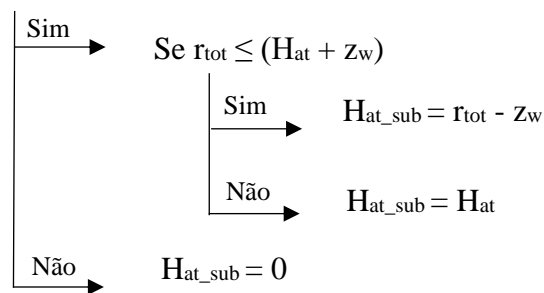
→ Recalque total (primário + secundário) estimado (r_{tot_est}):

→ Espessura do aterro submersa (H_{at_sub}).



H_{at_sub} :

Se ($r_{tot} \geq z_w$)



→ Espessura do aterro não submersa (H_{at_seco}).

$$H_{at_seco} = H_{at} - H_{at_sub}$$

→ Acréscimo de tensão vertical efetiva final ($\Delta\sigma'_v$) devido ao lançamento do aterro.

$$\Delta\sigma'_v = (H_{at_seco}\gamma_{at}) + (H_{at_sub}\gamma_{at_sub})$$

→ Alívio de carga devido à submersão da camada de argila inicialmente acima do nível d'água: $\Delta\sigma'_{v \text{ arg_alívio}}$.

Inicialmente tinha-se que:

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_inicial}} = \gamma_{\text{arg_sat}} h_{\text{arg}}, \text{ onde:}$$

$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_inicial}}$: acréscimo de tensão vertical efetiva devido à camada de argila acima do N.A. antes da submersão.

$\gamma_{\text{arg_sat}}$: peso específico da argila na condição saturada (por capilaridade)

h_{arg} : espessura da camada de argila inicialmente acima do N.A.

No final do processo, tem-se que:

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_final}} = \gamma_{\text{arg_sub}} h_{\text{arg}}, \text{ onde:}$$

$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_final}}$: acréscimo de tensão vertical efetiva devido à camada de argila inicialmente acima do N.A, porém depois da submersão da própria camada.

$\gamma_{\text{arg_sub}}$: peso específico da argila na condição submersa.

Logo, o alívio de tensão vertical efetiva devida à submersão da camada de argila que se encontrava inicialmente acima do NA é:

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_alívio}} = \Delta\sigma'_{v \text{ arg_inicial}} - \Delta\sigma'_{v \text{ arg_final}}$$

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_alívio}} = (\gamma_{\text{arg_sat}} h_{\text{arg}}) - (\gamma_{\text{arg_sub}} h_{\text{arg}})$$

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_alívio}} = (\gamma_{\text{arg_sat}} h_{\text{arg}}) h_{\text{arg}}$$

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_alívio}} = \gamma_w h_{\text{arg}}, \text{ onde:}$$

γ_w : Peso específico da água = 9,81kN/m³

$$\Delta\sigma'_{v \text{ arg_alívio}} = z_w \gamma_w, \text{ onde}$$

z_w é a profundidade inicial do nível d'água em relação ao topo da argila mole.

Divide-se o pacote de argila mole em subcamadas de 1,0 m de espessura, calculando-se também as profundidades de topo, base e centro de cada subcamada.

Atribuem-se os seguintes parâmetros para cada subcamada:

- Peso específico saturado γ_{sat} ,
- $C_c/1+e_0$
- C_r/C_c
- OCR de formação do depósito
- OCR associado à linha de fim de secundário

Calculando-se ainda $\frac{C_r}{1+e_0}$ com base em C_r/C_c e $\frac{C_c}{1+e_0}$, uma vez que:

$$\frac{C_r}{(1 + e_0)} = \frac{C_r}{C_c} \frac{C_c}{(1 + e_0)}$$

Cálculo da tensões “in situ” antes do lançamento do aterro.

Obs: Admite-se que o NA encontra-se 0,7m abaixo da superfície do terreno natural

A tensão vertical total que age no topo da primeira subcamada é igual à zero,

$$\sigma_{v_topo} = 0$$

A tensão vertical total que na base de cada subcamada é igual a tensão vertical total no topo da subcamada mais a espessura da subcamada vezes o seu peso específico saturado:

$$\sigma_{v_base} = \sigma_{v_topo} + h \cdot \gamma_{sat}$$

A tensão vertical total no meio de cada subcamada é a média entre a tensão vertical total no topo e a tensão vertical total na base:

$$\sigma_{v_meio} = \frac{\sigma_{v_topo} + \sigma_{v_base}}{2}$$

A poro-pressão no centro de cada subcamada é calculada da seguinte forma:

Se $z > z_w$

Sim	$u = (z - z_w)\gamma_w$
Não	$u = 0$

A tensão vertical efetiva no meio de cada subcamada é igual a tensão vertical total no meio da subcamada menos a poro-pressão no meio da subcamada:

$$\sigma'_{v_meio} = \sigma_{v_meio} - u_{meio}$$

A tensão de sobreadensamento no meio de cada subcamada é calculada levando em consideração às seguintes hipóteses:

- Admite-se inicialmente quatro possíveis causas da geração de sobreadensamento ao longo das diversas camadas que compõem o depósito de argila mole, antes do lançamento do aterro, a saber:
- Ressecamento por evaporação ou por vegetação;
- Remoção de sobrecarga ou carregamento de variação do nível d'água;
- Adensamento secundário (“aging”).

Sabendo que a causa “ressecamento e evaporação” só pode ser aplicada às camadas que se encontram acima do nível d'água mínimo, antes do lançamento do aterro.

Cálculo das tensões finais

Cálculo do acréscimo de tensão vertical efetiva final ($\Delta\sigma'_v$) no centro de cada subcamada.

Para as subcamadas inicialmente acima do NA, tem-se simplesmente que:

$$\Delta\sigma'_v = [(H_{at_seco}\gamma_{at}) + (H_{at_sub}\gamma_{at_sub}) - (z_w\gamma_w)]$$

Ou seja:

Se $z < z_w$

Sim	→	$\Delta\sigma'_v = (H_{at_seco}\gamma_{at}) + (H_{at_sub}\gamma_{at_sub})$
Não	→	$\Delta\sigma'_v = [(H_{at_seco}\gamma_{at}) + (H_{at_sub}\gamma_{at_sub}) - (z_w\gamma_w)]$

Cálculo da tensão vertical efetiva final ($\Delta\sigma'_{vf}$) no centro de cada subcamada

$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$, onde:

$\Delta\sigma'_{v0}$: tensão vertical efetiva inicial no centro da subcamada, e

$\Delta\sigma'_v$: acréscimo de tensão vertical efetiva final no centro da subcamada.

Cálculo do recalque final por compressão primária de cada subcamada (r_{p_tot}):

$r_{ptot} = r_{pcomp} + r_{pvirgem}$, onde:

r_{pcomp} : recalque primário por compressão;

$r_{pvirgem}$: recalque primário por compressão virgem.

Cálculo do recalque final por compressão:

Se $\sigma'_{vf} \leq \sigma'_p$

Sim	→	$\Delta h_{recomp} = \left(H_0 \frac{C_r}{1 + e_0} \log \frac{\Delta\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right)$
Não	→	$\Delta h_{recomp} = \left(H_0 \frac{C_r}{1 + e_0} \log \frac{\Delta\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right)$

Cálculo do recalque primário total Δh_{ptot} :

$$\Delta h_{ptot} = \Delta h_{precomp} + \Delta h_{virgem}$$

Cálculo do recalque final por compressão secundária de cada subcamada Δh_{sec} :

Se $\sigma'_{vf} \leq \sigma'_p$

Sim	→	$\Delta h_{sec} = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \left(1 - \frac{C_r}{C_c} \right) \log \left(OCR_{sec} \frac{\Delta\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right)$
Não	→	$\Delta h_{sec} = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \left(1 - \frac{C_r}{C_c} \right) \log(OCR_{sec})$

ANEXO VI
VERIFICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE LOUISE(2015)

$$\sigma'_{vA} = \frac{\Psi}{(1 + e_A)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{v_A^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 1}$$

$$\sigma'_{vB} = \frac{\Psi}{(1 + e_B)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{v_B^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 2}$$

$$\sigma'_{vC} = \frac{\Psi}{(1 + e_C)^\Omega} - C_0 = \frac{\Psi}{v_C^\Omega} - C_0 \quad \text{Equação 3}$$

Como os valores de σ'_a , σ'_b , σ'_c , v_a , v_b e v_c são dados extraídos das curvas, tem-se três equações em três incógnitas, através das quais se determina os valores de Ψ , Ω e C_0 , conforme descrito a seguir:

Isolando C_0 em (1):

$$C_0 = \frac{\Psi}{v_A^\Omega} - \sigma'_{vA} \quad \text{Equação 4}$$

Isolando C_0 em (2):

$$C_0 = \frac{\Psi}{v_B^\Omega} - \sigma'_{vB} \quad \text{Equação 5}$$

Substituindo o valor de C_0 da Equação 4 na Equação 5, se chega a Equação 6.

$$\begin{aligned} \frac{\Psi}{v_B^\Omega} - \sigma'_{vB} &= \frac{\Psi}{v_A^\Omega} - \sigma'_{vA} \\ \frac{\Psi}{v_B^\Omega} - \frac{\Psi}{v_A^\Omega} &= \sigma'_{vB} - \sigma'_{vA} \\ \Psi \left(\frac{1}{v_B^\Omega} - \frac{1}{v_A^\Omega} \right) &= \sigma'_{vB} - \sigma'_{vA} \\ \Psi \left(\frac{v_A^\Omega - v_B^\Omega}{v_A^\Omega v_B^\Omega} \right) &= \sigma'_{vB} - \sigma'_{vA} \\ \Psi &= \frac{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})(v_A v_B)^\Omega}{v_A^\Omega - v_B^\Omega} \quad \text{Equação 6} \end{aligned}$$

Na sequência, considerando (3):

$$\sigma'_{vC} = \frac{\Psi}{v_C^\Omega} - C_0$$

Equação 7

Substituindo o valor de C_0 da Equação 4 na Equação 3, se chega a Equação 8.

$$\sigma'_{vC} = \frac{\Psi}{v_C^\Omega} - \left(\frac{\Psi}{v_A^\Omega} - \sigma'_{vA} \right)$$

$$\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA} = \frac{\Psi}{v_C^\Omega} - \frac{\Psi}{v_A^\Omega}$$

$$\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA} = \Psi \left(\frac{1}{v_C^\Omega} - \frac{1}{v_A^\Omega} \right)$$

$$\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA} = \Psi \left(\frac{v_A^\Omega - v_C^\Omega}{v_A^\Omega v_C^\Omega} \right)$$

$$\Psi = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})(v_A v_C)^\Omega}{v_A^\Omega - v_C^\Omega}$$

Equação 8

Igualando 6 e 7:

$$\frac{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})(v_A v_B)^\Omega}{v_A^\Omega - v_B^\Omega} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})(v_A v_C)^\Omega}{v_A^\Omega - v_C^\Omega}$$

$$\frac{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})(v_A^\Omega - v_C^\Omega)}{v_A^\Omega - v_B^\Omega} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})(v_A v_C)^\Omega}{(v_A v_B)^\Omega}$$

$$\frac{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})(v_A^\Omega - v_C^\Omega)}{v_A^\Omega - v_B^\Omega} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})(v_C)^\Omega}{(v_B)^\Omega}$$

$$\frac{(v_A^\Omega - v_C^\Omega)}{(v_A^\Omega - v_B^\Omega)} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} \left(\frac{v_C}{v_B} \right)^\Omega$$

$$\frac{\left(1 - \frac{v_C^\Omega}{v_A^\Omega} \right) v_A^\Omega}{\left(1 - \frac{v_B^\Omega}{v_A^\Omega} \right) v_A^\Omega} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} \left(\frac{v_C}{v_B} \right)^\Omega$$

$$\frac{\left(1 - \frac{v_C^\Omega}{v_A^\Omega}\right)}{\left(1 - \frac{v_B^\Omega}{v_A^\Omega}\right)} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega$$

$$\left(1 - \frac{v_C^\Omega}{v_A^\Omega}\right) (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}) = (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}) \left(1 - \frac{v_B^\Omega}{v_A^\Omega}\right) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega$$

$$\left(\left(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}\right) - \left(\frac{v_C^\Omega}{v_A^\Omega}\right) (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})\right) = \left[\left(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}\right) - \left(\frac{v_B^\Omega}{v_A^\Omega}\right) (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})\right] \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega$$

$$\left(\left(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}\right) - \left(\frac{v_C^\Omega}{v_A^\Omega}\right) (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})\right) = \left[\left(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}\right) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega - \left(\frac{v_B^\Omega}{v_A^\Omega}\right) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})\right]$$

$$\left(\left(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}\right) - \left(\frac{v_C^\Omega}{v_A^\Omega}\right) (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})\right) = \left[\left(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}\right) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega - \left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})\right]$$

$$\left(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}\right) - \left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}) + \left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}) = \left[\left(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}\right) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega\right]$$

$$\left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega (-\sigma'_{vB} + \sigma'_{vA} + \sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}) + (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}) = (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega$$

$$\left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vB}) + (\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA}) = (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega$$

Dividindo ambos os lados por $(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})$ se chega a Equação 9:

$$\frac{\left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega (\sigma'_{vC} - \sigma'_{vB})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} + \frac{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} = \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA}) \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})}$$

$$\left(\frac{v_C}{v_A}\right)^\Omega \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vB})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} - \frac{(\sigma'_{vC} - \sigma'_{vA})}{(\sigma'_{vB} - \sigma'_{vA})} \left(\frac{v_C}{v_B}\right)^\Omega + 1 = 0$$

Equação 9