ESTUDO REOLÓGICO-EXPERIMENTAL DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO, K₀

Flávia Cristina Martins de Santa Maria

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Carlos de Sousa Pinto, D.Sc.

Prof. Fernando Schnaid, Ph.D.

Dr. Álvaro Maia da Costa, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL JULHO DE 2002 SANTA MARIA, FLÁVIA CRISTINA MARTINS DE Estudo Reológico-Experimental do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K₀ [Rio de Janeiro] 2002 IX, 171 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2002) Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE 1. Medição de K₀ em Laboratório

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Às memórias de **Bruno**, meu sobrinho, cuja vida tão curta não permitiu o exercício da Engenharia e **de L.B. de Santa Maria**, meu sogro, cuja vida foi dedicada à Engenharia até o último momento. Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao meu orientador Paulo Eduardo Lima de Santa Maria pela sua atuação irreparável. Participou de tudo, desde a confecção do equipamento, passando pelas etapas de calibrações, realização de ensaios e análise dos seus resultados.

Ao Prof. lan, também orientador, agradeço o apoio na parte experimental, as discussões e sugestões ao longo de todo o trabalho. Agradeço também pela amizade, sobretudo nos momentos extremamente difíceis pelos quais eu e Paulo passamos nesse último ano.

Agradeço aos membros da banca examinadora pelas valiosas sugestões e críticas ao presente trabalho.

Aos professores da Área de Geotecnia da COPPE/UFRJ e aos professores da Área de Estruturas, Luiz Fernando Taborda Garcia e Roberto Fernandes de Oliveira, pelas suas valiosas e decisivas colaborações no meu trabalho.

Agradeço à CAPES pela suporte financeiro nos primeiros quatro anos de curso.

Agradeço à PETROBRAS, na pessoa do Dr. Álvaro Maia da Costa, pelo bolsa de doutorado concedida ao final do período de bolsa da CAPES e pelo projeto de pesquisa com o Laboratório de Reologia da COPPE/UFRJ que muito auxiliou no desenvolvimento deste e de outros trabalhos.

Agradeço à BRASFOND Fundações Especiais S.A., na pessoa do Dr. Armando Caputo, cuja doação permitiu a compra de alguns dos microcomputadores utilizado nesta tese.

À Thais e ao Beto registro a minha eterna gratidão pela companhia e pela ajuda na elaboração de desenhos.

Ao Igor Santa Maria pelo inestimável auxílio na elaboração do texto em inglês do "abstract". Aos meus amigos do Grupo de Reologia, Patrícia, Luciana e Gilberto, agradeço pelo convívio e pelas colaborações que, sem dúvida, foram muitas e valiosas.

Ao antigo gerente do Laboratório de Geotecnia, Hélcio, a atual gerente Maria da Glória, aos técnicos Ricardo Gil, França, Mauro, Serginho, Eduardo Paiva e Luiz Mário agradeço muito, pois todos vocês foram muito importantes para a concretização do meu trabalho.

Aos demais funcionários do Laboratório de Geotecnia, deixo o meu agradecimento, pois de alguma forma todos me ajudaram.

Agradeço à UFRJ e à COPPE pela oportunidade de ter feito o mestrado e o doutorado em suas instalações e com o seu corpo docente altamente qualificado. Foram 10 anos dos quais sentirei muitas saudades. Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ESTUDO REOLÓGICO-EXPERIMENTAL DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO, K₀

Flávia Cristina Martins de Santa Maria

Julho/2002

Orientadores: Paulo Eduardo Lima de Santa Maria Ian Schumann Marques Martins

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho tem por objetivo apresentar um novo equipamento, denominado "célula K₀", concebido pela área de Geotecnia da COPPE/UFRJ, para medição em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso, K₀. Esse equipamento é uma célula edométrica projetada tanto para a realização de ensaio incremental como de velocidade constante de deslocamento, porquanto permite a medição direta da poropressão na base da célula. A realização de ensaios nesse equipamento proporciona, além da obtenção direta do valor de K₀, a análise, à luz dos conceitos estabelecidos por TAYLOR (1942) na sua teoria de adensamento conhecida como Teoria B, do comportamento reológico de um solo argiloso saturado.

Além do desenvolvimento do projeto, fez parte do presente trabalho tornar o novo equipamento operacional e, desta forma, os procedimentos de ensaio foram sendo aperfeiçoados à medida que progrediam. Os resultados dos ensaios realizados em Argila do Rio Sarapuí mostram que o equipamento é eficiente para fazer a medição direta de K_0 em laboratório e que os efeitos da viscosidade são muito significativos no fenômeno do adensamento.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

RHEOLOGICAL EXPERIMENTAL STUDY OF THE COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST, K₀

Flávia Cristina Martins de Santa Maria

July/2002

Advisors: Paulo Eduardo Lima de Santa Maria Ian Schumann Marques Martins

Department: Civil Engineering

This Thesis has as an objective the presentation of a new equipment named " K_0 cell", designed by the Geotechnical Group at COPPE/UFRJ, to measure the coefficient of earth pressure at rest, K_0 , in laboratory. This equipment is, in effect, a consolidation cell which accomplishes both incremental loading and constant rate of displacement tests since the pore pressure can be measured at the bottom of the cell. The performing of tests in this equipment allows for, not only the direct obtention of the value of K_0 , but also an analysis, in the light of concepts established by TAYLOR (1942) in his consolidation theory known as Theory B, of the rheological behaviour of saturated clayey soils.

As well as the development of the technical design, the making of the equipment operational, with test procedures being perfected as they evolved, is also an integral part of this Thesis. The results of tests performed on the Sarapuí River Clay show the efficiency of the equipment for direct K_0 measurements in laboratory and that the effects of viscosity are very significant in the consolidation phenomenom.

vii

Índice

1.	Introdução							
	1.1 Objetivo da Tese							
	1.2	Organização do Trabalho	2					
2.	Rev	/isão Bibliográfica						
	2.1	Histórico sobre o Coeficiente de Empuxo no Repouso, K ₀						
	2.2	Definições de K ₀ em Meio Elástico e Viscoelástico	22					
	2.3	Histórico de Pesquisas sobre Reologia de Argilas Saturadas na COPPE	26					
	2.4	Técnicas de Medição de K_0	41					
		2.4.1 Determinação de K ₀ em Laboratório	42					
		2.4.1.1 Métodos Diretos	43					
		2.4.1.2 Métodos Indiretos	47					
	2.5	Alguns Conceitos Importantes a Respeito do Comportamento Reológico de Argilas Saturadas						
3.	Célula para Medição de K ₀ em Laboratório Projetada e Desenvolvida pela							
	3.1	Descrição	59 59					
	3.2	Funcionamento	63					
	3.3	 B.3 Calibração B.4 Moldagem de Corpo-de-Prova 						
	3.4							
	3.5	5 Montagem do Ensaio						
	3.6	6 Ensaios						
4.	Rea	alização dos Ensaios de Laboratório						
	4.1	Solo Estudado	70					
		4.1.1 Solo Artificial	71					
		4.1.2 Solo Natural	73					
	4.2	2 Moldagem de Corpo-de-Prova						
	4.3	3 Desenvolvimento dos Ensaios						
		4.3.1 Equipamentos Utilizados	76					
		4.3.2 Procedimentos de Ensaio	79					
	4.4	Ensaios Realizados	82					
		4.4.1 Ensaio K ₀ -1	82					
		4.4.2 Ensaio K ₀ -2	83					
		4.4.3 Ensaio K ₀ -3	84					
		4.4.4 Ensaio K ₀ -4	85					
		4.4.5 Ensaio K ₀ -5	86					
		4.4.6 Ensaio K ₀ -6	86					

		4.4.7	Ensaio K ₀ -7	87			
		4.4.8	Ensaio K ₀ -8	88			
		4.4.9	Ensaio K ₀ -9	88			
		4.4.10	Ensaio K ₀ -10	89			
		4.4.11	Ensaio K ₀ -11	90			
		4.4.12	Ensaio K ₀ -12	90			
		4.4.13	Ensaio K ₀ -13	91			
	4.5	Aprove	itamento dos Ensaios	92			
5.	5. Resultados dos Ensaios de Laboratório						
	5.1 Resultado do Ensaio K ₀ -12						
	5.2	Resulta	ado do Ensaio K ₀ -13	102			
6.	6. Análise dos Resultados dos Ensaios de Laboratório						
	6.1	Compo	ortamento tensão $ imes$ índice de vazios $ imes$ velocidade de deformação	108			
	6.2	2 Atrito nas Paredes					
	6.3	Influência da Parcela Viscosa na Tensão Vertical Efetiva					
		6.3.1	Ensaio Incremental	118			
		6.3.2	Limite da Resistência Viscosa e Conseqüências Práticas	129			
		6.3.3	Ensaio com Velocidade Constante de Deslocamento	132			
	6.4	1 Deslocamento das Janelas					
	6.5	Compo	ortamento do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K ₀	143			
7.	Cor	nclusõe	s e Sugestões para Futuras Pesquisas	150			
	7.1	Conclu	sões	150			
	7.2	2 Sugestões para Futuras Pesquisas					
8.	8. Bibliografia						

Anexo

Curvas de Calibração

Introdução

1.1.Objetivo da Tese

O objetivo principal do trabalho que compõe esta dissertação foi tornar operacional um novo equipamento, denominado "célula K₀", projetado pela Área de Geotecnia da COPPE/UFRJ, cujo objetivo é a medição direta em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso, K₀. Esse equipamento corresponde a uma célula edométrica que permite a realização tanto de ensaios de adensamento incrementais quanto de velocidade constante de deslocamento devido à possibilidade de se determinar a poro-pressão na base do corpo-de-prova.

A "célula K₀" possui janelas laterais nas quais determina-se a tensão horizontal e uma janela na base na qual se determina a tensão vertical através de transdutores de força. O atrito nas paredes da célula também é medido, uma vez que o transdutor de força localizado na base do corpo-de-prova permite que se detecte a diferença entre o carregamento aplicado e o que está chegando na base do corpo-de-prova. No ensaio com velocidade constante de deslocamento, que é realizado em prensa automática, é necessário o uso de mais um transdutor de força, acima do "top-cap", para que se saiba o carregamento que está sendo aplicado. A medição da poro-pressão permite a determinação das tensões efetivas vertical e horizontal em qualquer momento.

Devido à presença das janelas, torna-se necessário medir os possíveis e mínimos deslocamentos horizontais, que devem se situar dentro dos limites em que se garanta a condição K_0 , que é feito através de transdutores de deslocamento. Um outro transdutor de deslocamento, apoiado sobre o "top-cap" determina o deslocamento vertical.

Através das medições que esse novo equipamento permite, obviamente com o uso de um sistema automático de aquisição de dados com uma elevada taxa de aquisição, muito se pode avaliar sobre o comportamento reológico dos solos.

1.2. Organização do Trabalho

Esta tese além deste capítulo e do capítulo 8 que corresponde à bibliografia, consta de mais 6 capítulos assim distribuídos:

Capítulo 2

São apresentados nesse capítulo um histórico sobre as pesquisas envolvendo o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , e sobre o comportamento reológico de argilas saturadas. Definese K_0 através das Teorias da Elasticidade e da Viscoelasticidade. Apresentam-se, também, técnicas de medição de K_0 , sua determinação em laboratório e os conceitos utilizados na análise dos resultados.

Capítulo 3

Apresenta-se o equipamento "célula K_0 ", explicando seu funcionamento e as técnicas para sua calibração. Descrevem-se os processos de moldagem do corpo-de-prova, de montagem do ensaio e os tipos de ensaio que podem ser realizados.

Capítulo 4

Nesse capítulo são apresentados os solos estudados e suas peculiaridades no que diz respeito à moldagem do corpo-de-prova. Explica-se o desenvolvimento dos ensaios apresentando os equipamentos necessários para sua realização e os procedimentos adotados. Descreve-se detalhadamente cada ensaio realizado e discute-se o aproveitamento dos mesmos.

Capítulo 5

São apresentados os resultados dos ensaios analisados, sendo um incremental e o outro de velocidade constante de deslocamento. Grande parte dessa análise foi baseada nos conceitos da Teoria B de adensamento de TAYLOR (1942).

Capítulo 6

Corresponde à análise dos resultados dos ensaios. Avaliam-se o comportamento reológico do solo estudado, a influência da parcela viscosa na tensão vertical efetiva e o comportamento de K_0 durante os ensaios. Quantificam-se o atrito nas paredes da células, o deslocamento das janelas (horizontal) e K_0 .

Capítulo 7

Apresentam-se as conclusões obtidas através da análise dos resultados e as sugestões para as próximas pesquisas a serem realizadas neste assunto.

2

Revisão Bibliográfica

2.1. Histórico sobre o Coeficiente de Empuxo no Repouso, Ko

O termo coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , foi originalmente introduzido por Donath em 1891 que o definiu como sendo a razão entre o empuxo horizontal e o vertical do solo, resultante da aplicação de um carregamento vertical sob a condição de deformação lateral nula (DONATH, 1891).

Após DONATH (1891), o próximo trabalho significante sobre K_0 foi realizado por TERZAGHI (1920) no Robert College. Utilizando o Método da Fita de Atrito ("Friction Tape Method"), ele chegou a valores de K_0 para areia grossa em torno de 0.42. Em 1925, feitas as devidas modificações e adaptações no equipamento, ele apresentou valores para uma argila residual amarela e argila marinha azul em torno de 0.7, utilizando um equipamento modificado. TERZAGHI (1923) apresentou uma equação para a determinação de K_0 em termos do ângulo de atrito interno mobilizado (ϕ'_0)

$$K_{0} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi_{0}'}{1 + \operatorname{sen} \phi_{0}'}$$

$$(2.1)$$

TERZAGHI (1920) define K_0 como sendo a razão entre as tensões horizontal e vertical quando não há movimento lateral da estrutura de contenção.

TERZAGHI (1943) o define como sendo a relação entre as tensões principais horizontal e vertical para uma massa de solo em estado de repouso, que depende do tipo de solo, de sua origem geológica e dos carregamentos temporários que tenham atuado na sua superfície.

TSCHEBOTARIOFF (1978), em sua definição, diz que em um solo em seu estado natural "in situ", isto é, um solo que não tenha se expandido nem se contraído lateralmente após sua formação, deve existir um valor intermediário para a tensão lateral na sua massa indeformada e inalterada, situado entre os valores

correspondentes aos estados ativo e passivo do mesmo solo. Esse valor do empuxo existente na massa indeformada do solo natural é chamado, por este autor, empuxo no repouso. Outro termo usado para designar esse mesmo estado é empuxo neutro.

Segundo BISHOP (1958), muitos sedimentos naturais são depositados em camadas aproximadamente horizontais de considerável extensão. O adensamento que ocorre devido ao peso das sucessivas camadas ocorre sob condições de, aproximadamente, deformação lateral nula. A razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical de um solo adensado sob condições de deformação lateral nula, sendo essas tensões, as tensões principais, é normalmente denominada coeficiente de empuxo no repouso e representada pelo símbolo K_0 .

$$K_{0} = \frac{\sigma_{h}'}{\sigma_{v}'}$$
(2.2)

Entretanto, segundo ANDRAWES e EL-SOHBY (1973), um elemento de solo submetido a uma história de tensões qualquer poderá mais tarde sofrer uma variação de tensão de maneira a prevenir uma variação na deformação lateral. Conseqüentemente, é fundamental expressar K₀ como um coeficiente incremental instantâneo.

$$K_{0} = \frac{\Delta \sigma_{h}'}{\Delta \sigma_{v}'}$$
(2.3)

Dentre as razões pelas quais é importante a medição de K₀, pode-se citar a determinção do empuxo lateral atuante em estruturas de contenção onde o movimento lateral é pequeno demais para mobilizar o estado ativo de tensões; readensamento de corpos-de-prova em ensaios triaxiais de acordo com seu caminho de tensões semelhante ao ocorrente "in situ"; determinação de recalques; análise de ruptura progressiva em superfícies argilosas; previsão da elevação das poro-pressões em barragens de terra; determinação das tensões de expansão lateral contra estacas de atrito (estacas flutuantes) em solos expansivos.

KJELLMAN (1936) utilizou um equipamento triaxial complexo para realizar ensaios de compressão unidimensional em areias, determinando valores de K_0 e concluindo que ele era função da história de tensões do solo. Em KJELLMAN e JAKOBSON (1955), eles simplificaram um pouco o esquema de 1936, mas ambos só permitiam ensaios

em solos granulares cujos grãos fossem maiores que os espaços vazios entre os anéis.

BINNIE e PRICE (1941) desenvolveram um equipamento através do qual eles pretendiam medir a variação da tensão lateral durante todo o período de adensamento de um corpo-de-prova de uma argila submetido a um carregamento vertical, mas não há registros de que essas relações tenham sido observadas durante o descarregamento.

GERSEVANOFF (1936) realizou ensaios triaxiais nos quais o pistão de carregamento possuía o mesmo diâmetro do corpo-de-prova e, sendo a célula suficientemente rígida e o fluido nela incompressível e livre de bolhas de ar, o aumento de pressão devido ao carregamento axial nessa célula estanque fornecia o valor do empuxo no repouso (o corpo-de-prova somente poderia se deformar lateralmente caso o fluido vazasse da célula).

JAKY (1944) chegou a uma relação entre K_0 e o ângulo de atrito interno máximo (ϕ ') analisando uma massa de solo com inclinação igual ao ângulo de repouso¹, admitindo que este ângulo é igual ao ângulo de atrito interno ϕ '. Essa hipótese é razoável para o caso de solos sedimentares e normalmente adensados, para os quais o ângulo de repouso é igual ao ângulo de atrito a volume constante, ϕ'_{cv} , (CORNFORTH, 1973) que por sua vez, para esses solos, é igual a ϕ '. Ele apresentou, então, a equação (2.4) fundamentada em um cone de areia em estado de equilíbrio cujos vértices são fixos (figura 2.1) e cuja inclinação é igual ao ângulo de atrito interno máximo ϕ '.

Jaky admitiu duas regiões:

- região I -plastificada onde existem planos de deslizamento inclinados de φ' com a horizontal e outros que os cortam a (90°-φ'), portanto, verticais;
- região II não plastificada onde não existem planos de deslizamento. Sendo OC um plano de simetria, não há desenvolvimento de tensões cisalhantes, portanto ele é uma trajetória de tensões principais.

¹Darwin (1883) definiu como ângulo de repouso a maior inclinação com a horizontal na qual uma massa de solo permanece em equilíbrio.



Figura 2.1 - Planos de deslizamento em uma massa de solo sem movimento (MESRI e HAYAT, 1983)

Na região I, a trajetória de tensões principais corta o ângulo entre os planos de deslizamento (90°- ϕ ') pela metade fazendo, por conseguinte, um ângulo de 45° + $\phi'/_2$ com a horizontal. O estado de tensões na região I é definido pelo peso específico γ e pelo ângulo de atrito interno da areia ϕ ', enquanto que na região II é desconhecido. Como a tensão cisalhante na direção z num plano normal à direção r (τ_{rz}) em OB é conhecida e em OC é nula, JAKY (1944) admitiu uma variação parabólica de τ_{rz} com r entre OB e OC à qualquer profundidade z. Então, para expressar σ'_r e σ'_z na região II em termos de τ_{rz} , foram utilizadas as equações de equilíbrio e, por conseguinte, γ e ϕ ' do material granular. As expressões de Jaky para σ'_z e σ'_r em OC são:

$$\sigma'_z = Z\gamma$$

$$\sigma'_{r} = \gamma z (1 - \operatorname{sen} \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'}$$

portanto,

$$K_{0} = (1 - \operatorname{sen} \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'}$$
(2.4)

Embora a diferença seja pequena, somente em 1948 Jaky adotou o uso da equação (2.5), não fornecendo maiores explicações sobre o fato.

$$K_{0} = 1 - \operatorname{sen} \phi' \tag{2.5}$$

A equação (2.5) expressa K_0 para solos sedimentares, argilas normalmente adensadas e solos granulares que não tenham sofrido nenhum processo de densificação. Ela não representa uma rigorosa relação fenomenológica entre $K_0 e \phi'$ pois admitiu-se uma hipótese arbitrária, embora razoável, extrapolando o atrito interno da região I, onde ele é totalmente mobilizado, para a região II, onde ele é parcialmente mobilizado. Segundo MESRI e HAYAT (1983), conforme ROWE (1954, 1958), em termos da equação (2.1), para a condição de deformação para a qual K_0 é definido, tal como OC, o ângulo que é mobilizado é ϕ'_0 e não ϕ' . Entretanto, a equação (2.5) é muito mais utilizável que a (2.1) uma vez que ϕ' , que corresponde a uma condição de deformação de equilíbrio limite, é prontamente obtido.

Segundo MESRI e HAYAT (1983), a equação de Jaky em termos de ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) fornece uma boa estimativa de K₀ para solos sedimentares, argilas jovens normalmente adensadas e solos granulares.

BAYLISS (1948) desenvolveu um medidor de empuxo. Vários pesquisadores relataram que esse medidor chegava muito perto da condição de cedimento lateral nulo. Foram obtidos valores de K_0 em torno de 0.5 para areia e argila orgânica de plasticidade média. Tais valores não são consistentes com os resultados obtidos por outros pesquisadores.

TSCHEBOTARIOFF *et al.* (1948) investigaram a distribuição de tensão horizontal num medidor rígido de empuxo e mostraram que os efeitos do atrito provocam uma redução constante da tensão horizontal com a profundidade.

TSCHEBOTARIOFF *et al.* (1956) realizaram ensaios triaxiais, semelhantes aos de GERSEVANOFF (1936), em uma célula especialmente construída para esse fim e mostraram que, mesmo tomando medidas cautelosas e bem elaboradas, ocorriam significantes deformações laterais.

BISHOP e HENKEL (1957) desenvolveram o chamado "ensaio triaxial K_0 ", através do qual eles concluíram que o valor de K_0 dependia do tipo de solo, da história de tensões e da poro-pressão. A diferença desses ensaios triaxiais para os de BISHOP (1950) é

que nesse último ele usava o método do volume controlado para garantir a condição de deformação lateral nula e, em 1957, eles utilizavam um indicador de deformação lateral localizado a meia altura do corpo-de-prova. BISHOP (1958), assim como BISHOP e HENKEL (1962), MOORE (1971) e MENZIES *et al.* (1977), também foram utilizados equipamentos triaxial convencional, cada um com um tipo diferente de controle e medição da condição de deformação lateral nula.

HSU CHI-IN (1958) desenvolveu um equipamento para a determinação de K_0 , onde se podia computar o coeficiente de Poisson. A tensão lateral desenvolvida pela aplicação de um carregamento vertical correspondia à pressão hidrostática criada em uma membrana de borracha flexível, preenchida com um fluido que envolvia o corpo-de-prova.

Em 1940, na Suécia, os projetos de estruturas de contenção deslocáveis começaram a ser desenvolvidos utilizando nos cálculos o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) no lugar do coeficiente de empuxo ativo (K_a). Como isso encarecia as construções, foi realizado em 1959, pelo departamento de construção (Building Department) do "Stockholm Harbour Board", sob o patrocínio do "Swedish Geotechnical Institute", um grande estudo sobre o efeito do empuxo nas estruturas de contenção. Os ensaios mostraram que o movimento das estruturas de contenção necessário para reduzir o empuxo para o estado ativo era pequeno e que, provavelmente, ocorria na maioria delas. Concluiu-se, portanto, que era razoável o uso de K_a para estruturas de contenção perfeitamente rígidas. Os valores de K_0 medidos para materiais não coesivos eram compatíveis com os obtidos por Terzaghi em 1920. Estudos similares relativos à estruturas de contenção já haviam sido previamente realizados (TERZAGHI, 1934; LEE, 1951).

LEONARDS e GIRAULT (1961) investigaram métodos para reduzir o atrito lateral utilizando Teflon e revestimentos lubrificantes. Ambos os métodos reduziram o atrito, mas, conforme SCHMIDT (1967) e WRIGHT (1969) alertaram, a inclusão do revestimento lubrificante produz uma suave camada que pode escoar, destruindo, assim, as condições de deformação lateral nula.

HENDRON (1963) realizou um extenso trabalho teórico e experimental para o desenvolvimento de uma célula especialmente projetada para realizar ensaios em condições precisas de deformação lateral nula. O confinamento lateral era dado por uma membrana de aço e a condição de deformação lateral nula era mantida por óleo

pressurizado por trás da membrana e detectada por "strain gauge". A tensão horizontal era proveniente da pressão no óleo. Essa pesquisa, realizada na Universidade de Illinois, foi patrocinada pela Força Aérea dos EUA, que tinha por objetivo avaliar a capacidade de absorção de energia de um meio granular na compressão unidimensional. Foram obtidos, através dessa pesquisa, valores do modúlo de elasticidade edométrico e K_0 para solos granulares arrendondados e angulares.

THOMPSON (1963) realizou um estudo experimental sobre os efeitos das tensões laterais atuantes no ensaio de adensamento unidimensional em uma argila normalmente adensada, amolgada e saturada. Para tal, ele utilizou um consolidômetro composto essencialmente de um cilindro de 3 1/2" de diâmetro interno de duralumínio, encaixado numa base, que permitia drenagem pelo topo. Os corpos-de-prova eram moldados em uma membrana muito fina de borracha, untada internamente para reduzir o atrito lateral. As tensões laterais eram medidas por uma pequena célula de pressão acoplada a uma fenda na parede do cilindro. Os ensaios eram realizados com temperatura controlada de 25°C (± 0.5 °C). Em seus ensaios, ele avaliou a variação de K₀ com a tensão vertical e as tensões laterais durante os adensamentos primário e secundário. Concluiu que as tensões laterais dependem do índice de vazios inicial do corpo-de-prova, da taxa de carregamento e do carregamento aplicado. Observou uma significante deformação estrutural não uniforme indicada anteriormente pelas medidas de deformação e poro-pressão. As considerações teóricas são baseadas na hipótese de uma deformação estrutural do solo analisada à luz da viscoelasticidade linear.

DAVIS e POULOS (1963) e LEWIN (1970) desenvolveram um equipamento triaxial para medir K_0 , com controle de volume, no qual o volume do fluido que envolvia o corpo-de-prova na célula era mantido constante, donde, então, presumia-se que o diâmetro do corpo-de-prova permanecia inalterado.

KOMORNIK e ZEITLEN (1965), visando estudar as tensões laterais desenvolvidas durante a saturação de solos argilosos expansivos, desenvolveram um equipamento especial modificando a célula de adensamento convencional, permitindo o uso de transdutores elétricos para determinar a tensão interna. Diante dos bons resultados obtidos, eles concluíram que o equipamento também poderia ser utilizado para se medir K_0 em argilas e areias.

BROOKER e IRELAND (1965) analisaram experimentalmente a influência da história de tensões no valor de K₀ para solos coesivos amolgados. Para tal foi desenvolvida uma célula para ensaio de compressão unidimensional (semelhante a de Hendron, porém com algumas modificações) munida de controles auxiliares especialmente desenvolvidos para permitir a medição de tensões radiais sob condições de deformação lateral nula. Dentre suas conclusões, pode-se citar que K₀ é governado pela história de tensões do solo; que o valor de K₀ se aproxima do valor do coeficiente de empuxo passivo (K_p) para OCR superior a 20; que K₀ para uma argila normalmente adensada se aproxima da relação

$$K_0 = 0.95 - \text{sen}\phi'$$
, (2.6)

enquanto que a relação proposta por JAKY (1948) (equação (2.5)), K_0 =1-sen ϕ ', se aplica melhor para solos não coesivos; que a capacidade dos solos coesivos em desenvolver altos valores de K_0 depende do ângulo efetivo de resistência ao cisalhamento e do seu índice de plasticidade. Entretanto, NEWLIN (1965), que realizou ensaios com "strain gauges" em edômetros de paredes finas, assim como EDIT e DHOWIAN (1981), afirmou não haver relação entre a plasticidade e K_0 .

Entre JAKY (1944) e SCHMIDT (1967), várias outras expressões foram propostas para se determinar K_0 , sendo este função única e exclusivamente do ângulo de atrito interno. Dentre elas pode-se citar:

$$K_0 = 0.9(1 - \sin \phi')$$
 FRASER (1957); (2.7)

$$K_{0} = \tan^{2}\left(45^{\circ} - \frac{1.15(\phi' - 9^{\circ})}{2}\right)$$
 ROWE (1957); (2.8)

$$K_{a} = 1 - 1.2 \operatorname{sen} \phi'$$
 SCHMIDT (1967). (2.9)

SCHMIDT (1967) introduziu também o efeito do sobreadensamento. Ele analisou os resultados de BISHOP (1958), HENDRON (1963) e BROOKER e IRELAND (1965), traçando $logK_0 \times logOCR$, obtendo resultado razoavelmente linear para todos os dez materiais estudados, incluindo areias e argilas, e propôs a seguinte expressão:

$$K_{0rb} = K_{0rc} \times OCR^{h}$$
(2.10)

onde

K_{0rb} = coeficiente de empuxo no repouso no recarregamento ("rebound");

 h = parâmetro dependente do tipo de material e independente da história de tensões do solo.

Para argilas, Schmidt chegou a

$$h = 1.2 \operatorname{sen} \phi' \cong \operatorname{sen}(1.2 \phi')$$

cuja expressão geral para argilas é, então:

$$K_{orb} = [1 - sen(1.2\phi')]OCR^{sen(1.2\phi')}$$
(2.11)

ALPAN (1967) sugeriu que a relação entre K_0 para argilas normalmente adensadas e seu índice de plasticidade poderia ser mais confiável do que as correlações com o ângulo de atrito interno ϕ ', propondo a seguinte expressão:

$$K_{0} = 0.19 + 0.233 \log(IP)$$
 (2.12)

SHERIF e KOCH (1970), utilizaram uma célula semi-circular, sendo a parede que fechava o semi-círculo, plana e móvel. Essa parede era instrumentada e o carregamento lateral medido por anel dinamométrico. Eles plotaram $K_0 \times OCR$ e obtiveram uma relação linear para OCR<12. Então, eles expressaram K_{0rb} sob a forma

$$K_{\rm Orb} = \lambda + \alpha (\rm OCR - 1)$$
 (2.13)

onde λ e α são constantes dependentes das propriedades da argila e estão relacionadas ao seu limite de liquidez.

WROTH (1972, 1975) chegou às seguintes expressões para solos levemente e fortemente sobreadensados, respectivamente equações (2.14) e (2.15):

$$K_{\rm Orb} = K_{\rm Orc} OCR + \frac{\nu'}{1 - \nu'} (1 - OCR)$$
(2.14)

$$3m = \left[\frac{1 - K_{0nc}}{1 + 2K_{0nc}} - \frac{1 - K_{0rb}}{1 + 2K_{0rb}}\right] = \log_{e}\left[\frac{OCR(1 + 2K_{0nc})}{1 + 2K_{0rb}}\right]$$
(2.15)

Wroth produziu uma relação gráfica entre m e IP, que TAVENAS (1975) quantificou como

$$m = 1.2 + 0.02(IP)$$

OBRICIAN (1969) utilizou um anel partido segundo um diâmetro e instrumentado com extensômetros. As tensões horizontais eram medidas por anel dinamométrico.

MONDEN (1969) apresentou um estudo detalhado sobre a natureza do atrito lateral no ensaio de adensamento unidimensional, assunto esse também verificado por LEONARDS e GIRAULT (1961), OBRICIAN (1969) e SAGLAMER (1975). MONDEN (1969) e SAGLAMER (1975) obtiveram resultados de ensaios realizados para investigar o atrito durante as fases de carregamento, descarregamento e recarregamento. A força de atrito foi obtida medindo a força vertical na base do corpo-de-prova.

WRIGHT (1969), MOORE (1971) e AL-HUSSAINI (1972) utilizaram, para manter as condições de deformação lateral nula em ensaio triaxial, um método que consiste na instalação, à meia altura do corpo-de-prova, de uma placa de metal instrumentada com "strain gauges". Esse método detectou uma deformação radial da ordem de 1×10^{-5} .

CAMPANELLA e VAID (1972) desenvolveram um equipamento para o ensaio triaxial, de maneira que o ensaio fosse adensado na condição K₀ com a mesma simplicidade e rapidez do adensamento hidrostático. O equipamento podia ser utilizado como um edômetro livre do atrito, capaz de realizar adensamento em corpos-de-prova cilíndricos sob condição K₀ utilizando tanto um único incremento de carga como vários incrementos de carga e deformação controlada. A condição de deformação lateral nula era mantida durante o ensaio através do uso de pistão de carregamento axial de diâmetro igual ao do corpo-de-prova, não permitindo, assim, qualquer variação de volume no sistema célula-água que envolvia o corpo-de-prova. Seus resultados foram compatíveis com os de campo.

BERRE e IVERSEN (1972) realizaram ensaios em dois tipos de célula edométrica. Uma delas foi a projetada por Bishop e a outra, concebida no NGI (Norwegian Geotechnical Institute), que era basicamente a mesma de Bishop com algumas modificações, tais como dispositivos para medir o atrito; cilindro confinante tripartido

para facilitar a montagem do corpo-de-prova; aumento da altura do corpo-de-prova de 3" para 6" e pistão estacionário do tipo "ball bearing bushing" com selo de Bellowfran. O equipamento, modificado pelo NGI, foi projetado para reduzir o atrito quando a altura do corpo-de-prova era grande se comparada com seu diâmetro. O corpo-deprova era envolvido por uma membrana de borracha e selado ao pedestal de uma célula triaxial e ao "top-cap" com O-rings. Essa membrana de borracha era confinada pelo cilindro de aço inoxidável tripartido cujos suportes eram conectados a transdutores que mediam o atrito. Para ajudar a diminuir o atrito colocava-se graxa de silicone entre a membrana e o cilindro. O carregamento era aplicado ao corpo-deprova pelo pistão através do topo da célula e pela pressão confinante. A pressão confinante, que também ajuda a reduzir o atrito, nunca deveria exceder $K_0 \times$ tensão vertical. Podia-se aplicar contra-pressão e a drenagem ocorria pelo "top-cap". O diâmetro do corpo-de-prova era de 8cm e altura máxima que podia ter era de 15cm. O objetivo desses ensaios era investigar a influência do comprimento do caminho de drenagem na taxa de compressão e na dissipação da poro-pressão de uma argila mole normalmente adensada que apresentasse grande compressão secundária. Os resultados dos ensaios foram comparados com a Teoria de Adensamento de Terzaghi e com outras teorias que incluíam compressão secundária, como a Teoria de GIBSON e LO (1961) e a Teoria de Barden (1965). Observou-se que o atrito era pequeno nas células edométricas utilizadas. As curvas experimentais não apresentaram uma boa concordância com as curvas teóricas da teoria de Terzaghi, o que era esperado uma vez que na teoria de Terzaghi admite-se que a relação entre tensão efetiva e deformação vertical é linear e independente do tempo e o solo estudado apresentava grande compressão secundária. Já na teoria de GIBSON e LO (1961), onde o esqueleto de solo é representado pelo modelo de Kelvin em série com uma mola, as curvas experimentais apresentaram uma boa concordância com as teóricas para valores elevados de tempo. A teoria não linear de Barden, cuja representação do esqueleto de solo é através de uma mola em paralelo com um amortecedor não linear, foi o que melhor previu o comportamento da poro-pressão.

ABDELHAMID e KRIZEK (1976) realizaram ensaios edométricos em um consolidômetro rígido de grande diâmetro com células de carga e sondas de poropressão montadas em suas paredes para medir as histórias de tensão total lateral dependentes do tempo e as poro-pressões em vários pontos. Os ensaios foram realizados com temperatura constante ($25^{\circ}C \pm 0.3^{\circ}C$) e foram monitorados o tempo, a deformação vertical, a tensão vertical, a tensão lateral total e a poro-pressão, a fim de se documentar a completa história de tensões do solo. Todos os ensaios foram

carregados e descarregados. Observou-se que K₀ se mantinha constante durante todo o carregamento e que os valores de K₀ durante o descarregamento eram superiores a 1, o que era de se esperar para argilas sobreadensadas. Foram realizados vários ensaios de compressão triaxial não drenados submetidos a diferentes tensões de adensamento, a fim de se obter uma resposta tensão-deformação-poro-pressão completa das amostras, além de suas características de resistência. Os resultados obtidos foram comparados utilizando as expressões (2.5) (JAKY, 1948), K₀=1-sen\overline, e (2.6) (BROOKER e IRELAND, 1965), K₀=0.95-sen\overline, concluindo que havia uma maior concordância com a equação de Jaky.

SAXENA *et al.* (1978) realizaram ensaios edométricos utilizando o equipamento proposto por HENDRON (1963) modificado, onde o anel rígido foi substituído por um anel de Teflon. O espaço anelar por trás do anel de Teflon era preenchido com óleo. Sendo o óleo incompressível e o anel de Teflon impermeável, ao se aplicar a tensão vertical, a tensão horizontal é transmitida através do óleo ao transdutor de pressão sem que haja deformação lateral. Chegaram a valores de K₀ na fase normalmente adensada para a argila estudada variando entre 0.65 e 0.75.

AL-HUSSAINI (1981) realizou ensaios triaxiais em areias fofas, medianamente compactas e compactas, utilizando quatro métodos diferentes para manter as condições de deformação lateral nula: metódo do sensor de deformação lateral com LVDT preso por grampo; método do cinto- K_0 instrumentado; método do sensor de deformação lateral de braços móveis e método da bureta ou indireto. Chegou à conclusão que a técnica utilizada não influenciava significativamente o valor de K_0 e que esse aumentava com a diminuição da densidade relativa, com o aumento do nível de tensão e com o número de ciclos de carregamento. No primeiro ciclo de carregamento, o valor de K_0 apresentou uma boa concordância com a equação (2.5) (JAKY, 1948).

MAYNE e KULHAWY (1982), analisando o efeito do sobreadensamento, modificaram a equação empírica de SCHMIDT (1967) (equação (2.11)) para

$$K_{0} = (1 - \operatorname{sen} \phi') \operatorname{OCR}^{\operatorname{sen} \phi'}$$
(2.16)

SCHMERTMANN (1983) lançou a seguinte pergunta: "A tensão efetiva lateral na compressão unidimensional de um solo coesivo normalmente adensado, tal como no

ensaio edométrico, aumenta, permanece a mesma ou diminui durante o adensamento secundário?"

Segundo sua avaliação, a modesta literatura pesquisada por ele não produziu a pergunta e muito menos a resposta. Tal fato o levou a fazer um levantamento das possíveis respostas a partir do envio da pergunta para, aproximadamente, 40 engenheiros geotécnicos renomados, entre pesquisadores e consultores, que trabalhavam com adensamento ou comportamento de solos. Ele conseguiu 32 respostas das quais 16 consideravam que K_0 aumenta, 9 que K_0 permanece constante, 4 que K_0 diminui e 3 não sabiam, donde concluiu-se que até aquele momento a engenharia geotécnica não estava, sequer, perto de uma compreensão em comum desse comportamento do solo.

Segundo KAVAZANJIAN e MITCHELL (1984), incentivados por SCHMERTMANN (1983), há evidências experimentais, limitadas embora conclusivas, assim como análises matemáticas, que indicam que, para argilas normalmente adensadas saturadas, K_0 deve aumentar com o tempo, atingindo o valor de 1.0 em um tempo com ordem de grandeza geológica. Existem razões físicas para suportar essa idéia e sugerir que, para argilas sobreadensadas com K_0 >1.0, K_0 diminuirá com o tempo. Em uma das discussões desse artigo, LACERDA e MARTINS (1985) concordaram plenamente com os autores e acrescentaram às justificativas deles que o fenômeno corresponde à "relaxação de tensões cisalhantes". Isso está exposto em detalhes no item 2.3.

Ainda nas discussões desse artigo, HOLTZ e JAMIOLKOWSKI (1985) e LEONARDS (1985), acharam que essa afirmativa a respeito de se atingir o valor de K₀=1.0 devia ser vista com bastante cuidado, pois questionaram como se considera um depósito "jovem" ou "antigo". HOLTZ e JAMIOLKOWSKI (1985) realizaram ensaios K₀ em uma célula edométrica quadrada de 20.76cm² de área com transdutores de tensão total acoplados às suas paredes, medindo, portanto, as tensões horizontais diretamente, que está descrito em detalhes em BELLOTTI *et al.* (1975). Os ensaios foram realizados com temperatura controlada e em seus resultados, assim como nos relatados em JAMIOKOWSKI (1985) provenientes de ensaios edométricos realizados no MIT (Massachusetts Institute of Technology), observou-se um pequeno aumento de K₀. Nesses ensaios do MIT, K₀ tenderia a aumentar a uma taxa de 0.007±0.002/ Δ logt, o que, então, implicaria em um aumento de K₀, para 10 ciclos logarítmicos, menor que 0.1. Segundo HOLTZ e JAMIOLKOWSKI (1985), os ensaios de LACERDA (1976) são

duvidosos pois não se tratam de ensaios triaxiais K₀ verdadeiros e não foi considerado o efeito da temperatura.

MARTINS e LACERDA (1985) apresentaram uma teoria para o adensamento unidimensional incluindo a compressão secundária e discutiram a possibilidade de um aumento de K_0 associado ao fenômeno da compressão secundária. Esse artigo também será discutido no item 2.3.

MESRI e CASTRO (1987) utilizaram o conceito C_{α}/C_{c} , desenvolvido em MESRI e GODLEWSKI (1977) inicialmente para análise de recalques oriundos da compressão secundária, para obter uma expressão para o comportamento de K₀ durante a compressão secundária. Esse enfoque previa o aumento de K₀ durante o secundário e que a condição K₀=1.0 não podia ser alcançada durante uma idade geológica típica de depósitos de argilas moles. Segundo eles, utilizando-se o conceito de C_{α}/C_{c} , podia-se estimar o sobreadensamento proveniente da compressão secundária e admitindo que ele era similar ao sobreadensamento resultante do descarregamento, chegaram a uma fórmula para K₀ no adensamento secundário utilizando a equação empírica de SCHMIDT (1967) (equação (2.11)) modificada por MAYNE e KULHAWY (1982) (equação (2.16)), K₀ = (1– sen ϕ')OCR^{sen ϕ'}

$$K_{0} = \left(1 - \operatorname{sen} \phi'\right) \left(\frac{t}{t_{p}}\right)^{\left[\left(C_{\alpha}/C_{c}\right)/(1 - C_{r}/C_{c})\right] \operatorname{sen} \phi'}$$
(2.17)

ou

$$\mathbf{K}_{0} = \left[\mathbf{K}_{0}\right]_{p} \left(\frac{t}{t_{p}}\right)^{\left[\left(C_{\alpha}/C_{c}\right)/\left(1-C_{r}/C_{c}\right)\right]\operatorname{sen}\phi'}$$
(2.18)

sendo

t_p = tempo necessário para que ocorra todo o adensamento primário;

 C_{α} = inclinação do trecho retilíneo da curva e×logt;

 C_c = inclinação do trecho retilíneo da curva e×log σ'_v ;

 $[K_0]_p = K_0$ no final do primário.

MESRI e HAYAT (1993) realizaram ensaios triaxiais e edométricos para a determinação de K_0 , donde se concluiu que a equação empírica acima pode estimar o aumento de K_0 durante a compressão secundária e que a equação de Jaky fornece

uma boa estimativa de K_0 para solos sedimentares, argilas jovens normalmente adensadas e solos granulares.

MESRI e CASTRO (1987) expressaram sua discordância com a posição de LACERDA e MARTINS (1985) na discussão referente ao artigo de KAVAZANJIAN e MITCHELL (1984), donde, diante de suas considerações, conclui-se que eles não compreenderam o que Lacerda e Martins expuseram. Segundo a interpretação de Mesri e Castro, completamente equivocada, quando Lacerda e Martins disseram que "a possibilidade do aumento de K_0 pode ser utilizada para explicar alguns fenômenos que ainda não são muito bem conhecidos, como a compressão secundária", Lacerda e Martins queriam dizer que: (1) a compressão secundária não é bem compreendida e (2) que a compresssão secundária é o efeito e K₀ é a causa. Para eles, utilizando o conceito de C_a/C_c, a compressão secundária é tão bem compreendida quanto qualquer outro fenômeno importante na Mecânica dos Solos e que a compressão secundária não é um efeito causado pela condição K₀, uma vez que ela é observada tanto nas condições de compressão unidimensional quanto na hidrostática, pois foram observados valores idênticos de C_a/C_c para ambas. Em resposta, Martins e Lacerda, mostraram que o conceito C_{α}/C_{c} não apresenta suporte físico. Martins e Lacerda consideram falsa a afirmativa de que " C_{α} tanto pode crescer, como diminuir, como se manter constante com o tempo" e dizem que é função do período de tempo limitado durante o qual a tensão vertical foi mantida constante. Na realidade, C_a diminui com o tempo e além do mais $\lim_{\alpha} C_{\alpha} = 0$, pois, caso contrário, pode-se chegar a um tempo finito t_{lim} tal que, para t>t_{lim}, o índice de vazios se torne negativo, o que é impossível. Martins e Lacerda acham que caso se permita que o carregamento atue durante um período apropriado de tempo, a forma da curva deformação×log(t) será semelhante à apresentada por FELIX (1980) e SALEM e KRIZEK (1975).

Os ensaios realizados por MESRI e CASTRO (1987) foram desenvolvidos a temperatura constante e é interessante observar que seus resultados mostraram um aumento de K₀ com o tempo, possibilidade esta apresentada pela primeira vez por LACERDA (1976). Martins e Lacerda também criticam o uso do conceito C_{α}/C_{c} juntamente com a equação de SCHMIDT (1967) modificada por MAYNE e KULHAWY (1982) para se determinar K₀ para um longo período de tempo para o qual não se conhece o valor de C_{α}/C_{c} , embora MESRI e GODLEWSKI (1977) admitam C_{α}/C_{c} constante e considerem um "postulado" mesmo sendo baseado em análises empíricas. Segundo Martins e Lacerda, a idade das camadas de solo varia com a

profundidade e, por exemplo, para um tempo t de forma que t/t_p=10⁶, obtém-se K₀=0.59 para a argila de Saint-Alban, valor esse maior somente 6% que o estimado para $t/t_p = 10^4$, que é 0.55. Aplicando essa mesma fórmula para a argila da região do rio Sarapuí, que é um depósito de argila muito mole com espessura de 11m e idade estimada em 6000 anos, obtém-se, para 10m de profundidade, K₀=0.69. SOARES et al. (1987) obtiveram valores de K₀ entre 0.70 e 0.90, sendo 0.80 o valor típico, nesse depósito para profundidade abaixo de 6m utilizando um dilatômetro plano. De acordo com a equação proposta por MESRI e CASTRO (1987), o tempo necessário para que K₀ atingisse o valor de 0.80 seria da ordem de 10⁶ anos. Quando Martins e Lacerda (1985) associam o aumento de K₀ ao processo de relaxação de tensões, eles realmente se referem ao ensaio edométrico. Mas, embora tenham limitado sua discussão à compressão edométrica, chamaram atenção para o fato de que mesmo que se considere o solo como um material homogêneo e elástico linear ele não está livre de tensões cisalhantes, conforme comprovam os ensaios de adensamento em corpos-de-prova esféricos realizados por JONG e VERRUIT (1965). Sendo assim, pode-se esperar uma considerável parcela de compressão secundária nesses tipos de ensaio. Eles também chamaram atenção para o fato de que as medições de compressão secundária gerada sob carregamento hidrostático têm que ser analisadas com cuidado, porque o carregamento hidrostático aplicado às fronteiras do corpo-deprova não implica em tensões cisalhantes nulas ao longo de todo o corpo-de-prova. Mesmo que o solo seja considerado isotrópico e homogêneo, as condições de contorno impostas ao corpo-de-prova geralmente induzem tensões cisalhantes locais.

DYVIK *et al.* (1985) relataram seus experimentos com uma célula edométrica desenvolvida em uma parceria entre o MIT (Massachusetts Institute of Technology) e o NGI (Norwegian Geotechnical Institute). O equipamento foi desenvolvido e manufaturado pela Geotechniques International Inc. of Middleton, MA., USA. Ele consistia num anel edométrico especialmente desenvolvido para medir tensões laterais em corpos-de-prova, cujos ensaios permitiram estabelecer uma relação entre a variação de K₀ com OCR. O anel continha uma câmara preenchida com fluido (água desaerada), separada do corpo-de-prova por uma parede fina de Teflon que o envolvia totalmente. Conectava-se a essa câmara um transdutor de pressão muito rígido e de elevada sensibilidade para medir a tensão lateral exercida pelo corpo-de-prova na membrana de Teflon durante o adensamento, que pressurizava a água desaerada. Sendo a água incompressível, obtinha-se satisfatoriamente a condição de deformação lateral nula para medição acurada de K₀. O diâmetro interno do anel era de 6.676cm (35cm² de área) e a altura era de 2.667, sendo a relação altura/diâmetro do corpo-de-

prova de 0.40. O equipamento era do tipo anel fixado e a deformação vertical máxima permitida para o corpo-de-prova era limitada em 25%. Como o transdutor era sensível à temperatura, os ensaios foram realizados com o equipamento submerso em uma banheira. Nessa época, houve interesse da Área de Geotecnia da COPPE em comprar uma unidade, porém o NGI informou que não estava comercializando o equipamento, pois tinham chegado à conclusão de que pequenas alterações de temperatura comprometiam a medição de K₀, uma vez que acarretavam apreciáveis variações na pressão do fluido.

TING et al. (1994) realizaram um estudo sobre o desenvolvimento de K₀ em solos moles, no qual foram realizados ensaios em um caulim muito mole sob gradiente de adensamento controlado, técnica esta desenvolvida por LOWE et al. (1969), com a qual se consegue razoavelmente uma distribuição uniforme de tensões no corpo-deprova, que permite uma maior confiabilidade nos valores de K_0 . Os corpos-de-prova foram preparados uns com água destilada e outros com água do mar, sendo uns remoldados e outros sedimentados. Foi desenvolvida, para a realização dos ensaios, uma célula de adensamento rígida feita com tubo de acrílico com uma parede com 4mm de espessura, envolvido por um anel de alumínio com parede de 10mm de espessura. A superfície interna de acrílico diminuía o atrito lateral e o alumínio enrijecia a célula lateralmente. A deformação lateral da célula para uma tensão máxima de 200kPa, calculada pela Teoria da Elasticidade, era menor do que 2.0×10⁻⁵, considerada pequena e que não afetava a condição Ko durante o adensamento. A base também era feita de um prato de acrílico. A célula possuía um diâmetro de 104mm e 50mm de altura e era equipada com transdutores que mediam a tensão total no topo e na base e a poro-pressão no meio da altura do corpo-de-prova e na base. A superfície superior do corpo-de-prova, que ficava em contato com o pistão de carregamento, era a superfície drenante. Todos os ensaios foram realizados com sistema automático de aquisição de dados e com temperatura controlada em 20°C±1°C e o sistema de carregamento era a ar comprimido. Suas observações experimentais indicaram que K₀ não era um parâmetro constante, mas que aumentava não linearmente com o aumento da tensão efetiva, sendo que seus valores mais baixos e variações mais rápidas ocorriam a níveis baixos de tensão. O fato de se observar que K₀ variava linearmente com o índice de vazios oferecia a possibilidade de se prever valores de \u00f6' a tensões efetivas mais baixas a partir da relação índice de vazios-tensão efetiva. O valor de ϕ ' poderia ser calculado pela equação (2.5) (JAKY, 1948), K_0 =1-sen ϕ ', e relacionado ao nível de tensão efetiva correspondente por meio da relação tensão efetiva-índice de vazios. A comparação entre corpos-de-prova de

caulim remoldados e sedimentados com água do mar mostrou que houve um grande efeito na compressibilidade, com um efeito muito menor em K_0 . Os resultados provaram que não se pode tratar os solos moles aplicando simplesmente os parâmetros obtidos a altos níveis de tensão. Contudo, eles também sugeriram que as relações gerais ainda podem ser aplicadas desde que se utilizem os parâmetros apropriados. Embora houvesse um transdutor de pressão no topo e outro na base, não houve menção ao efeito do atrito.

LEROUEIL (1996) chegou à conclusões práticas referentes à medição de recalques a longo prazo considerando que a compressibilidade de argilas naturais é influenciada por diversos fatores como velocidade de deformação, temperatura, perturbação na amostragem, caminho de tensões e reestruturação. A pequenas deformações, enquanto o solo está no intervalo sobreadensado ou passando de sua tensão de sobreadensamento, os efeitos dos guatro primeiros fatores são importantes e o comportamento do solo é complexo. A tensão de sobreadensamento tem que ser determinada em bases semi-empíricas. No intervalo normalmente adensado, os fatores são velocidade de deformação, temperatura e o fenômeno da estruturação. A combinação dos fatores de velocidade de deformação e temperatura tem sido quantificada e o autor propôs uma deformação viscosa $\Delta \epsilon_s^*$ a ser adicionada à deformação estimada com base nos ensaios edométricos de 24 horas, para se determinar a deformação ao final do adensamento primário. Em argilas de baixa compressibilidade, e também nos casos onde são utilizados drenos verticais de forma que a velocidade de deformação ao final do primário é relativamente alta, $\Delta \epsilon_s^*$ é pequena e pode ser desconsiderada em muitos casos. Por outro lado, em argilas muito compressíveis, $\Delta \epsilon_s^*$ pode ser significativa e deve ser considerada. Contudo, pode haver casos em que o fenômeno da estruturação exista e pode reduzir a componente viscosa $\Delta \varepsilon_s^*$.

2.2. Definição de K₀ em Meios Elástico e Viscoelástico

(a) Meio Elástico

Seja um cilindro de solo submetido à compressão tridimensional (figura 2.2). Nesse caso, $\sigma_y = \sigma_z$. Pela Teoria da Elasticidade, tem-se que as deformações nos eixos X, Y e Z são:

$$\varepsilon_{x} = \frac{1}{E} \left[\sigma_{x} - \nu \left(\sigma_{y} + \sigma_{z} \right) \right]$$
(2.19)

$$\varepsilon_{y} = \frac{1}{E} \left[\sigma_{y} - \nu (\sigma_{x} + \sigma_{z}) \right]$$
(2.20)

$$\varepsilon_{z} = \frac{1}{E} \left[\sigma_{z} - \nu \left(\sigma_{x} + \sigma_{y} \right) \right]$$
(2.21)



Figura 2.2 - Cilindro de solo submetido à compressão tridimensional

Para o caso de deformação lateral nula, $\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0$. Igualando-se, então, a equação (2.20) a zero e σ_y a σ_z , tem-se:

$$\sigma_{y} - \nu (\sigma_{x} + \sigma_{y}) = 0$$

$$\sigma_{y} (1 - \nu) - \nu \sigma_{x} = 0$$
(2.22)

Sendo $\sigma_y = \sigma_h e \sigma_x = \sigma_v$, pelas equações (2.22), conclui-se que:

$$\frac{\sigma_{h}}{\sigma_{v}} = K_{0} = \frac{v}{1 - v}$$
(2.23)

(b) Meio Viscoelástico

Admitindo-se o solo com comportamento exclusivamente elástico-instantâneo no que se refere às deformações volumétricas e viscoelástico² com relação às deformações distorcionais, tem-se pelo Princípio da Correspondência Elasticidade-Viscoelasticidade:

$$\frac{1}{G} \leftrightarrow \hat{sJ}_{G}(s)$$
$$\frac{1}{K} \leftrightarrow \hat{sJ}_{K}(s)$$

onde

G = módulo de elasticidade transversal;

K = módulo de elasticidade volumétrico;

 $s \hat{J}_{G}(s)$ = transformada de Carson da função de fluência $J_{G}(t)$;

 $s \hat{J}_{\kappa}(s)$ = transformada de Carson da função de fluência $J_{\kappa}(t)$;

s = variável ou parâmetro da transformação de Laplace.

Pelo comportamento de Maxwell,

$$\hat{sJ}_{G}(s) = \frac{1}{G_{0}} + \frac{1}{\eta s} = \frac{s + \alpha}{sG_{0}}$$

onde

$$\alpha = \frac{\mathsf{G}_0}{\eta}$$

G₀ = parcela elástica-instantânea de J_G(t);

 η = coeficiente de viscosidade da parcela viscoelástica de J_G(t).

Aplicando o Princípio da Correspondência e desenvolvendo, chega-se à seguinte função de σ_y com o tempo, quando é aplicada uma tensão vertical σ_x constante:

$$\sigma_{y}(t) = \sigma_{x} \left(1 - \frac{6G_{0}}{3K + 4G_{0}} e^{-\frac{3K\alpha}{3K + 4G_{0}}t} \right)$$
(2.24)

E à seguinte função de σ_x com o tempo (relaxação de σ_x), quando é aplicada uma deformação específica vertical ε_x constante:

² Adotado nesta análise o modelo reológico de Maxwell.

$$\sigma_{x}(t) = K \varepsilon_{x} \left(1 + \frac{4G_{0}}{3K} e^{\frac{-G_{0}}{\eta}t} \right)$$
(2.25)

Das expressões (2.24) e (2.25) obtém-se:

$$\frac{\sigma_{x}(t)}{\sigma_{x}(0)} = \frac{3K}{3K + 4G_{0}} \left(1 + \frac{4G_{0}}{3K}e^{-\alpha t}\right)$$
(2.26)

$$K_{0}(t) = 1 - \frac{6G_{0}}{3K + 4G_{0}} e^{-\frac{3K\alpha}{3K + 4G_{0}}t}$$
(2.27)

Como ilustração, são apresentados os diagramas referentes às expressões (2.26) e (2.27) (figuras 2.3 e 2.4), onde admitem-se os seguintes valores para os parâmetros:

K = 650kPa G₀ = 450kPa α = 0,0001min⁻¹



Figura 2.3 – Relação tensão vertical normalizada em relação à tensão vertical inicial imes tempo



2.3. Histórico de Pesquisas Reológicas de Argilas Saturadas na COPPE³

A pesquisa sobre comportamento reológico de argilas saturadas sob condição unidimensional tem sido desenvolvida na COPPE desde 1983 e tomou um certo impulso quando foi apresentado o artigo de SCHMERTMANN (1983), mencionado anteriormente no item 2.1, no qual ele questionou sobre as tendências de K₀ durante o adensamento secundário, cujo resultado mostrou que não havia um consenso entre a comunidade geotécnica internacional.

TAYLOR e MERCHANT (1940) e TAYLOR (1942) já haviam considerado a possibilidade de um aumento de K_0 durante ensaios de adensamento unidimensional como conseqüência da relaxação de tensões cisalhantes.

LACERDA (1977) teve que aumentar a tensão radial (σ'_h) com o tempo para manter a condição de deformação lateral nula em um ensaio triaxial de fluência unidimensional drenada realizado em corpo-de-prova da San Francisco Bay Mud. Sendo assim, para a argila normalmente adensada da San Francisco Bay Mud, K₀ aumenta com o tempo e não pode ser considerado uma propriedade do solo.

As evidências do aumento de K₀ com o tempo levaram LACERDA e MARTINS (1985) a considerar certas questões relacionadas à natureza física do adensamento secundário e em outra discussão de seu artigo, LACERDA e MARTINS (1985) expuseram as razões pelas quais é fisicamente impossível haver diminuição de K₀ no secundário. Considerando um elemento de solo a uma certa profundidade e admitindo que K₀ permaneça constante durante o primário (K_{0n}), o caminho de tensões efetivas é, então, representado por AB e a linha K_f representa o estado de ruptura no diagrama p'-q na figura 2.5. Admitindo, por hipótese, que K₀ diminua durante o secundário, o caminho de tensões efetivas seguido é BD ou seja, em direção a uma condição menos estável, embora o adensamento continue ocorrendo e o índice de vazios diminua, o que é fisicamente absurdo.

Incentivados também por SCHMERTMANN (1983), KAVAZANJIAN e MITCHELL (1984) apresentaram um artigo no qual afirmavam que havia evidências experimentais

de que K_0 aumentava na compressão secundária e citavam como um dos exemplos os ensaios de LACERDA (1976). Em uma das discussões do artigo, HOLTZ e JAMIOLKOWSKI (1985), que realizaram ensaios edométricos nos quais constataram também um aumento de K_0 no secundário, consideraram os resultados de LACERDA (1976) questionáveis, uma vez que os ensaios não eram ensaios triaxiais K_0 verdadeiros pois foi necessário aumentar a tensão radial para se restabelecerem as condições de deformação lateral nula e que não foram realizados à temperatura constante. Entretanto, estavam em andamento, naquela época, ensaios semelhantes aos de Lacerda, realizados por Tatsuoka, que também mostravam o aumento de K_0 .

Uma vez que a partir do ponto B não há mais variação de tensão vertical efetiva o^v_{vb}, admitindo que qualquer variação de volume está relacionada à variação da tensão efetiva octaédrica (σ'_{oct}), a única possibilidade de σ'_{oct} aumentar após o ponto B da figura 2.5 é através do aumento da tensão efetiva horizontal o'h. O caminho de tensões nesse caso é representado pela linha BC com uma consegüente variação de volume com o tempo sob condição de excesso de poro-pressão nulo, definido tradicionalmente por compressão secundária. De acordo com esse mecanismo, a compressão secundária pode estar hipoteticamente relacionada ao fenômeno viscoso que pode causar a relaxação de tensões cisalhantes e o aumento na tensão efetiva octaédrica. Desta forma, a compressão secundária pode ser compreendida pelo Princípio das Tensões Efetivas como uma compressão adicional dependente do tempo, resultante de um aumento da tensão efetiva horizontal, enquanto que a tensão efetiva vertical permanece constante. O mecanismo pode ser melhor entendido percebendo-se que, mantendo a tensão efetiva vertical constante e admitindo a relaxação de tensões cisalhantes, o círculo de Mohr reduz de diâmetro. Considerando que a tensão efetiva vertical é constante, isso só pode acontecer se a tensão efetiva horizontal aumentar com o tempo.

³ Este item é basicamente uma transcrição do artigo de MARTINS et al. (1997).


Figura 2.5 - Caminhos de tensões efetivas hipotéticos durante o adensamento unidimensional

Baseando-se nesses fatos, LACERDA e MARTINS (1985) argumentaram que a compressão secundária deveria chegar a um fim quando as tensões cisalhantes se relaxassem integralmente na massa de solo, o que implicaria em um valor de K₀ igual a 1, analogamente ao que foi dito por KAVAZANJIAN e MITCHELL (1984). Portanto, se poderia incluir uma linha limite ao feixe de curvas de compressão ($e \times \sigma'_v$) apresentado por BJERRUM (1967) que representaria o final do processo, conforme mostrado na figura 2.6. Este fato os levou a apresentar uma teoria de adensamento incluindo o adensamento secundário (MARTINS e LACERDA, 1985) admitindo as seguintes hipóteses, além daquelas relativas à teoria clássica:

- a) os adensamentos primário e secundário acontecem simultaneamente;
- b) há uma relaxação de tensão de maneira que a taxa de variação da tensão desviadora com o tempo seja proporcional ao seu valor corrente;
- c) a variação de volume é controlada pela tensão efetiva octaédrica de acordo com a expressão $\epsilon_v = \frac{\Delta \sigma'_{oct}}{M'}$, onde M' é o módulo de compressão volumétrica (admitido constante).



Figura 2.6 - Feixe de curvas de compressão incluindo compressão secundária (BJERRUM (1967)) modificado por MARTINS e LACERDA (1985)

Considerando as hipóteses acima, a deformação volumétrica $\epsilon_v(t)$ pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{v}(t) = \frac{\Delta \sigma'_{v}(t)}{M'} + \frac{2}{3} \frac{\sigma'_{v0}}{M'} (1 - K_{onc}) [1 - e^{-\lambda t}]$$
(2.28)

onde

 σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial do carregamento; $K_{0nc} = K_0$ normalmente adensado.

sendo a primeira parcela correspondente à deformação por adensamento primário, $\varepsilon_{vp}(t)$, e a segunda à deformação por adensamento secundário, $\varepsilon_{vs}(t)$, ambas representadas na figura 2.7.

O grau médio de adensamento pode ser obtido, então, pela seguinte equação:

$$\overline{U}(T) = \frac{\frac{\Delta\sigma}{\sigma} \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \right] + \frac{2}{3} (1 - K_{onc}) \left[1 - e^{-\theta T} \right]}{\frac{\Delta\sigma}{\sigma} + \frac{2}{3} (1 - K_{onc})}$$
(2.29)

onde

$\theta = \lambda t/T;$

 $\Delta\sigma/\sigma$ = relação entre o acréscimo de tensão total e o incremento de tensão total.



Figura 2.7 - Caminho seguido no diagrama ε_v×σ'_v durante o adensamento unidimensional com compressão primária e secundária ocorrendo simultaneamente

A expressão (2.29) foi, então, apresentada graficamente alertando-se para os efeitos de $\theta \in \Delta \sigma / \sigma$ sobre as curvas de adensamento. Quanto menor o valor de θ (ou λ), mais lentamente ocorre a compressão secundária. Quanto menor $\Delta \sigma / \sigma$, mais intenso é o efeito da compressão secundária, resultando em diferenças marcantes entre as curvas $\overline{U} \times T$ provenientes da expressão (2.29) e da Teoria de Terzaghi. Esta característica resulta do paralelismo entre o final hipotético da linha de secundário e o final da linha de primário, sendo, então, a variação na deformação volumétrica ε_v relacionada ao adensamento secundário, independente de $\Delta \sigma / \sigma$, ao contrário da compressão primária.

Visando estudar a influência da razão $\Delta\sigma/\sigma$ e o ajuste sutil da equação (2.29) às curvas experimentais deformação×tempo obtidas em laboratório, MARTINS (1987) realizou 3 ensaios de adensamento em corpos-de-prova preparados com uma mistura de 90% de caulim e 10% de bentonita. Os ensaios foram realizados no intervalo normalmente adensado com $\Delta\sigma/\sigma$ =0.33, 0.50 e 1.00. O correspondente incremento de carga foi aplicado somente ao final do primário do estágio prévio, definido pelo método de Taylor, e foi mantido por mais de dois anos.

Os resultados obtidos mostraram claramente que a importância da compressão secundária sobre a compressão primária decresce com o aumento de $\Delta\sigma/\sigma$. Essa tendência foi observada também por VIEIRA (1987) em ensaios de adensamento de longa duração realizados em corpos-de-prova da Argila do Rio Sarapuí, onde as correspondentes curvas deformação×tempo revelaram uma compressão secundária desprezível na presença da compressão primária para $\Delta\sigma/\sigma=7$.

Outro aspecto interessante proveniente do mecanismo concebido, que está rigorosamente relacionado à existência do fim da linha de secundário, é o efeito do descarregamento. Sabe-se que o descarregamento sempre provoca um efeito de sobreadensamento, aumentando K₀. Uma vez que a velocidade do adensamento secundário decresce quando OCR aumenta, espera-se que qualquer corpo-de-prova descarregado a um par de pontos (e,σ'_v) acima do fim da linha de secundário (já computado a expansão primária) recomece a compressão secundária com uma velocidade de deformação correspondente à linha na qual está situado. Então, observando a figura 2.6, espera-se que a compressão secundária com velocidades de deformação $\dot{\epsilon}_A > \dot{\epsilon}_B > \dot{\epsilon}_C > \dot{\epsilon}_D > \dot{\epsilon}_E$, conforme previamente mencionado por JOHNSON (1970). VIEIRA (1987) também observou essa tendência.

Baseado no modelo de comportamento esquematicamente apresentado na figura 2.6, pode-se esperar a existência de um valor particular de descarregamento associado à uma velocidade de compressão secundária nula. De acordo com o mecanismo proposto, esse descarregamento é tal que leva o solo ao ponto F da figura 2.6, exatamente sobre a linha correspondente ao final da compressão secundária, com K_0 =1.

Se a compressão secundária está de fato relacionada à relaxação de tensões cisalhantes, conforme mostrado na figura 2.5, o mecanismo proposto levará à conclusão de que, começando por um valor particular de descarregamento resultando em um OCR correspondente a K₀>1, deve ocorrer expansão secundária após a expansão primária. De fato, com K₀>1, $\sigma'_n > \sigma'_v$. Após a expansão primária em ensaios unidimensionais, resultante de descarregamento, σ'_v permanece constante. Portanto, a relaxação de tensões cisalhantes admitida somente poderá ocorrer se σ'_n diminuir. Nesse caso, a tensão efetiva octaédrica também decresce, resultando em expansão secundária.

 σ'_h vai diminuindo até parar finalmente quando $\sigma'_h=\sigma'_v$ ou K₀=1. Desconsiderando a hipótese que relaciona o final do secundário à condição K₀=1, VIEIRA (1987) forneceu uma informação relevante, mostrando que para altos valores de OCR realmente ocorre expansão secundária. Além disso, pôde-se observar que a velocidade de expansão secundária aumentou com OCR.

A partir desses resultados, pôde-se estabelecer uma relação $e \times \sigma'_v$ considerando o adensamento secundário, conforme ilustra a figura 2.8. Como o final da linha de secundário, correspondente a K₀=1, representa uma linha limite, qualquer ponto acima dela apresentaria compressão secundária e abaixo expansão secundária. Além disso, as velocidades de compressão e expansão secundárias seriam proporcionais à distância vertical do ponto (e, σ'_v) ao final da linha de secundário. Obviamente, baseado nesse mecanismo, qualquer ponto sobre o final da linha de secundário apresentaria velocidade de deformação nula. Então, na figura 2.8 os pontos A e B apresentariam compressão secundária com suas respectivas velocidades de deformação $\dot{\epsilon}_A > \dot{\epsilon}_B$, os pontos D e E apresentariam expansão secundária com $\dot{\epsilon}_E > \dot{\epsilon}_D$ e $\dot{\epsilon}_C = 0$.

Visando estudar mais detalhadamente o comportamento ilustrado na figura 2.8, FEIJÓ e MARTINS (1993) realizaram 6 ensaios unidimensionais de longa duração, sob condições de temperatura controlada, em corpos-de-prova não amolgados da Argila do Rio Sarapuí. Os ensaios foram desenvolvidos de tal maneira que se pudesse observar o comportamento dos corpos-de-prova submetidos a diversos valores de OCR e uma tensão efetiva vertical fixa. Foram, então, adensados até o final do primário (determinado pelo método de Taylor) às tensões efetivas verticais (σ'_{vm}) de 150, 200, 400, 600, 800 e 1200kPa e depois descarregados à tensão de 100kPa. Portanto, foram obtidos OCRs de 1.5, 2, 4, 6, 8 e 12 e as deformações foram monitoradas por 200 dias.



Figura 2.8 - Relação e×o', explicando compressão e expansão secundárias

Para analisar os resultados desses ensaios, baseando-se no mecanismo proposto, seria necessário conhecer os valores de K₀ provocados pelo descarregamento. Nesse caso, uma vez que K₀ não foi medido diretamente, utilizou-se para sua determinação a expressão (2.16) (MAYNE e KULHAWY, 1982). A tabela 2.1 apresenta os valores de K₀ determinados pela expressão (2.16), que, embora não sejam acurados, são úteis para delinear uma tendência de comportamento. Adotou-se, para a Argila do Rio Sarapuí, ϕ '=25°.

corpo-de-prova	റ'_{vm} (kPa)	σ'ν (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

Tabela 2.1 - Condições do corpo-de-prova depois do descarregamento

De acordo com o mecanismo apresentado, dever-se-ia observar compressão secundária para todos os corpos-de-prova com K_0 <1, expansão secundária para K_0 >1 e para o corpo-de-prova 2CP3, com K_0 ~1, não deveria haver nem compressão nem expansão secundárias. No que se refere à velocidade de deformação, o mecanismo

prevê que quanto mais os corpos-de-prova estiverem afastados da condição $K_0=1$, maiores seriam suas velocidades de compressão secundária para $K_0<1$ e maiores seriam suas velocidades de expansão secundária para $K_0>1$.

Observou-se que os corpos-de-prova com OCR de 1.5 e 2, e, portanto, K_0 de 0.69 e 0.77 respectivamente, começaram a comprimir novamente após a expansão primária. Pode-se observar também que a velocidade de compressão secundária do corpo-de-prova 2CP1 é significantemente maior que a do 2CP2, que por sua vez apresenta uma baixa velocidade de compressão, embora perceptível, tornando-se nula ao final do período de observação.

O corpo-de-prova 2CP3, com um K_0 estimado de 1.04, não apresentou nenhuma variação de volume após a expansão primária. Analogamente aos dois corpos-deprova acima mencionados, o comportamento deste também estava de acordo com o mecanismo descrito.

Os corpos-de-prova 2CP5 e 2CP6, com valores de K_0 estimados de 1.39 e 1.65 respectivamente, apresentaram expansão secundária após a expansão primária. Além disso, a velocidade de expansão do corpo-de-prova 2CP6 é perceptivelmente maior do que a do 2CP5. Ambos também se comportaram de acordo com o mecanismo introduzido.

O corpo-de-prova 2CP4, com K_0 estimado de 1.23, deveria apresentar expansão secundária após a expansão primária, conforme previsto pelo mecanismo. Entretanto, somente uma pequena expansão de 0.03% foi detectada após 200 dias.

Baseando-se nesses resultados experimentais, FEIJÓ e MARTINS (1993) concluíram que dentro do intervalo aproximado de 2 \leq OCR \leq 6 (0.77<K₀<1.23), os corpos-de-prova da Argila do Rio Sarapuí não sofriam nem compressão, nem expansão. Esses resultados parecem, então, sugerir a existência de uma região no gráfico p'×q limitada pelas linhas K₀=0.77 e K₀=1.23 na qual há um equilíbrio indiferente (figura 2.9) no que se refere às deformações secundárias. Portanto, devido a essas evidências experimentais, foi conveniente alterar o mecanismo proposto, no que diz respeito a sua configuração final, ou seja, K₀ tendendo a 1 com o tempo durante a compressão e expansão secundárias). O novo mecanismo pode ser representado pela figura 2.9, onde as zonas de compressão secundária, expansão secundária e equilíbrio indiferente estão delineadas para a Argila do Rio Sarapuí.



Figura 2.9 - Zona de equilíbrio indiferente para a Argila do Rio Sarapuí (FEIJÓ e MARTINS, 1993)

Os resultados experimentais apresentados por FEIJÓ e MARTINS (1993) forneceram evidências indiretas relacionando à variação de K₀ (ou relaxação de tensões cisalhantes) com o tempo a um fenômeno associado com o adensamento secundário. Por outro lado, os resultados sugeriram que a resistência ao cisalhamento de argilas pode ser subdividida em duas parcelas: uma friccional, função da tensão efetiva normal; e outra viscosa, função do índice de vazios e da velocidade de deformação. Essa interpretação física foi primeiramente apresentada por TAYLOR (1942) para o adensamento unidimensional e expandida por MARTINS (1992) para estado de tensões com simetria axial. Considerando que a velocidade de deformação se reduz com o tempo, tal conceito permite concluir que , à medida que a compressão secundária é considerada, a resistência viscosa também diminui com o tempo, o que torna o solo menos resistente à compressão. Esse decréscimo na resistência, resultante da diminuição da tensão cisalhante, (que provoca um aumento de o'h na compressão secundária), continua até que a velocidade de deformação se torne nula. Neste momento, a componente viscosa da resistência ao cisalhamento desaparece, restando apenas a componente friccional. Sob tais condições, o adensamento secundário cessa e portanto as deformações não podem mais ser observadas. Para que K₀ atingisse valor igual a 1, o solo deveria ser perfeitamente viscoso e não apresentar resistência friccional.

Considerando a razão exposta acima, o fenômeno da resistência viscosa deve ocorrer independentemente das condições de drenagem, e ,portanto, deve estar presente em ensaios não drenados. Isso fornece uma maneira indireta de reforçar a idéia de que o fenômeno do adensamento secundário ocorre com a relaxação de tensões cisalhantes e, conseqüentemente, com o aumento de K_0 .

MESRI e CASTRO (1987), conforme apresentado no item 2.1, utilizando o conceito de C_{α}/C_{c} (MESRI e GODLEWSKI, 1977), juntamente com a equação empírica de SCHMIDT (1967) (equação (2.11)) modificada por MAYNE e KULHAWY (1982) (equação (2.16)), chegaram a uma fórmula para estimar o sobreadensamento resultante do adensamento secundário. Entretanto, por razões já expostas no item 2.1, o conceito de C_{α}/C_{c} não apresenta suportes físicos e, portanto, sua utilização como uma ferramenta capaz de prever os recalques provenientes do adensamento secundário secundário grosseiros.

LACERDA (1976) mostrou que a tensão efetiva vertical σ'_v diminuía com o tempo enquanto que a tensão efetiva horizontal σ'_h e a poro-pressão se mantinham constantes em ensaios de relaxação de tensões não drenados (um ensaio \overline{CIU} onde o equipamento era desligado antes do corpo-de-prova atingir a ruptura). Vale a pena mencionar que durante a relaxação, o corpo-de-prova não podia sofrer qualquer variação de volume (ensaio não drenado) e nem distorção (deformação vertical nula) sendo então a deformação horizontal nula. Como a poro-pressão varia com a deformação e, segundo GUIMARÃES (2000), com a velocidade de deformação, sendo o ensaio não drenado a prensa desligada a deformação vertical também é nula e logo a deformação horizontal também, o que implica que a poro-pressão seja constante.

Baseando-se no comportamento acima mencionado, LIMA (1993) decidiu realizar um procedimento de relaxação de tensões durante um estágio de um ensaio de adensamento unidimensional em corpo-de-prova da Argila do Rio Sarapuí. O corpo-de-prova foi montado numa célula especial e submetido a uma contra-pressão em estágios de 25kPa até 100kPa. Verificada a saturação do corpo-de-prova através da razão $\Delta u/\Delta \sigma$, aplicou-se a tensão vertical por meio de potes de mercúrio, registrou-se o excesso de poro-pressão inicial e, em seguida, a drenagem foi aberta. Durante o adensamento, as poro-pressões e as deformações foram continuamente monitoradas. Quando se chegou ao final do primário, determinado pelo método de Taylor, registrouse o excesso de poro-pressão reminiscente, fechou-se a drenagem e, a partir desse ponto, monitorou-se o excesso de poro-pressão. Após o fechamento da drenagem observou-se um aumento bem marcante da poro-pressão. Esse fenômeno está em

perfeito acordo com os resultados dos ensaios de relaxação obtidos por LACERDA (1976) e podem ser facilmente explicados pelo mecanismo proposto por LACERDA e MARTINS (1985) e MARTINS (1992). Após fechada a drenagem no ensaio de adensamento, o corpo-de-prova não pode sofrer variação de volume e nem distorções. Além disso, o corpo-de-prova é carregado com tensão vertical total constante, aplicada via pote de mercúrio. Admitindo que ocorre relaxação de tensões, conforme observado nos ensaios de LACERDA (1976), de acordo com o mecanismo de LACERDA e MARTINS (1985), o caminho de tensões efetivas é AB na figura 2.10 e o caminho de tensões totais é AC, necessariamente, uma vez que σ_v é constante. Conseqüentemente, como o corpo-de-prova desce os caminhos de tensões AC e AB da figura 2.10, σ'_h e σ_v permanecem constantes enquanto que σ'_v decresce e σ_h aumenta. De acordo com MARTINS (1992), a relaxação de tensões deveria chegar a um fim quando σ'_h/σ'_v atingisse K₀ limite (K₀₁), que é aproximadamente 0.8 para a Argila do Rio Sarapuí.

Considerando que esse é um processo não drenado e, portanto, σ'_v diminui com o tempo, existe um caminho de tensões horizontal, da direita para a esquerda no diagrama e×log σ'_v . Esse caminho deveria parar no final da linha de secundário, com K₀ atingindo seu valor limite (K₀₁). Qualquer ponto dessa linha corresponde a velocidade de deformação nula ($\dot{\epsilon} = 0$) e as tensões de cisalhamento existente estão somente relacionadas à resistência friccional, conforme explicado por MARTINS (1992).

GARCIA (1996) realizou uma série de ensaios de relaxação unidimensionais drenados em corpos-de-prova de argila mole marinha do depósito do SENAC, prevenindo deformações verticais via uma célula de carga rígida colocada no final do braço do equipamento de adensamento tipo Bishop.



Figura 2.10 - Possíveis caminhos de tensões durante relaxação de tensões não drenada no edômetro

Os resultados obtidos desses ensaios confirmaram os resultados de LIMA (1993). A única diferença entre os ensaios de LIMA (1993) e GARCIA (1996) é que nos ensaios de Garcia a relaxação de tensões ocorre sob condições drenadas e portanto nenhuma poro-pressão se desenvolve. Considerando isso e o que foi dito anteriormente, os resultados de Garcia sugerem que ambos os caminhos de tensões totais e efetivas podem ser representados por AB na figura 2.10. Pode-se dizer ainda pelos ensaio de GARCIA (1996) que a relaxação parece tender a estabilização com OCR≅2.

Devido à discussão acima, razões teóricas e evidências experimentais indicam que há caminhos que parecem terminar em uma linha aproximadamente paralela ao final da linha de primário para a qual OCR \cong 2 e K₀<1, tanto na compressão secundária quanto na relaxação de tensões sob condições unidimensionais de deformação.

Finalmente, considerando que as evidências experimentais apontam para K₀ tendendo a valores menores que 1 ao final da compressão secundária, a expressão (2.29) pode ser reescrita como:

$$\overline{U}(T) = \frac{\frac{\Delta\sigma}{\sigma} \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \right] + \frac{2}{3} (K_{0I} - K_{0nc}) \left[1 - e^{-\theta T} \right]}{\frac{\Delta\sigma}{\sigma} + \frac{2}{3} (K_{0I} - K_{0nc})}$$
(2.30)

onde K₀₁ é K₀ limite e os outros termos têm o mesmo significado da expressão (2.29).

Embora a expressão (2.30) considere o adensamento secundário ocorrendo simultaneamente com o primário, ela admite que a compressão secundária progride uniformemente ao longo da camada de solo. CARVALHO (1997) eliminou esse inconveniente mantendo o mecanismo proposto e as evidências experimentais previamente discutidas.

A pesquisa que vem sendo desenvolvida na COPPE pelo Grupo de Reologia se restringe aos adensamentos unidimensional e hidrostático, começando pela hipótese de que a relaxação de tensões está diretamente ligada ao adensamento secundário. MARTINS *et al.* (1997) acreditam que tal fenômeno é a expressão do efeito da velocidade de deformação, conforme mostrado por LEROUEIL *et al.* (1985). Conseqüentemente, o programa de pesquisa em progresso na COPPE considera os solos, em particular, as argilas moles, como um meio particular que apresenta resistência ao cisalhamento subdividida em duas componentes: uma friccional e outra viscosa (MARTINS, 1992). Pode-se afirmar que a o efeito da velocidade de deformação se tornou aparente através da resistência viscosa. Além disso, existindo essa componente viscosa da resistência ao cisalhamento, ela deve ser fortemente afetada pela temperatura, conforme revelado por LEROUEIL e MARQUES (1996).

GUIMARÃES (2000), THOMASI (2000) e ALEXANDRE (2000) realizaram ensaios através dos quais pôde-se comprovar e esclarecer alguns pontos do modelo de MARTINS (1992). Todos os seus ensaios foram realizados com sistema automático de aquisição de dados e com temperatura controlada em 19°C±1°C.

MARTINS (1992) propôs como hipótese de trabalho, a idéia de que a resistência ao cisalhamento dos solos é composta por duas parcelas sendo uma oriunda do atrito, dependente da tensão normal efetiva, e outra da viscosidade, dependente do volume específico e da velocidade de deformação. A partir de então, o Princípio das Tensões Efetivas é reenunciado recebendo o nome Princípio das Tensões Efetivas Expandido e demonstra-se que as ordenadas do círculo de Mohr podem ser obtidas através da soma de duas elipses: a elipse de atrito (ou de Coulomb) e a de viscosidade (ou de Taylor). Admitindo como válido o Princípio das Tensões Efetivas Expandido e levando em conta o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, mostra-se que a ruptura corresponde à situação em que a elipse de atrito tangencia a envoltória de resistência. Tomando-se

por base esse Princípio, a elipse de atrito e as evidências experimentais de que a poro-pressão normalizada nos ensaios convencionais em solos normalmente adensados depende apenas da deformação cisalhante, desenvolvem-se as bases de um modelo para o comportamento de solos argilosos saturados.

GUIMARÃES (2000) investigou experimentalmente a existência de uma parcela viscosa na resistência ao cisalhamento das argilas saturadas, chamada em seu estudo de "salto de viscosidade". Os resultados de seus ensaios mostraram que as poro-pressões não são apenas função da deformação, mas também da velocidade de ensaio. Além disso, mostraram também que, para uma mesma velocidade, pode-se normalizar tanto a resistência quanto à poro-pressão; que a parcela de resistência viscosa é diretamente proporcional à tensão de adensamento hidrostático e que ela é tão maior quanto maior for a velocidade de ensaio empregada, não sendo, portanto, uma função linear desta. A resistência viscosa (ou salto de viscosidade) não foi mobilizada instantaneamente.

THOMASI (2000) realizou ensaios de adensamento hidrostático especiais com o objetivo de estudar a hipótese da existência de uma parcela viscosa na tensão normal efetiva, conforme sugerido por TAYLOR (1942), para o adensamento edométrico. Através dos resultados, concluiu que a parcela viscosa na tensão normal efetiva realmente existe e é função do índice de vazios e da velocidade de deformação volumétrica específica. No instante inicial do adensamento (Δt da ordem de 5 segundos) há a influência de um efeito de amortecimento, assim como há a influência da temperatura sobre todo o desenvolvimento do adensamento. Sustentando a hipótese da existência de uma parcela viscosa na tensão normal efetiva, THOMASI (2000) verificou que o crescimento da poro-pressão na fase não drenada é tão maior quanto maior for a velocidade de deformação volumétrica no instante do fechamento da drenagem e a tensão sob a qual foi feito o adensamento.

ALEXANDRE (2000) estudou o fenômeno da fluência não drenada à luz do modelo reológico proposto por MARTINS (1992) e realizou ensaios para sua verificação, tendo chegado às seguintes conclusões:

 a aplicação da teoria dos processos cinéticos, segundo a abordagem de MITCHELL *et al.* (1968), não é correta para explicar o fenômeno da fluência não drenada;

- o modelo de MARTINS (1992) mostrou-se válido para os ensaios analisados nesse estudo, apesar da poro-pressão não ser função exclusiva da deformação cisalhante;
- a hipótese da resistência viscosa ser função linear da viscosidade não é verdadeira, sendo representada, para o solo ensaiado nesse trabalho, por uma função de potência;
- o coeficiente de viscosidade não é uma função exclusiva do índice de vazios, mas também depende da velocidade de deformação, pelo menos para o solo estudado;
- a resistência viscosa do solo depende da história de velocidades de deformação previamente sofrida pelo solo;
- houve interferência da tixotropia nos ensaios realizados e presume-se que haja uma ligação entre ela e a velocidade de deformação cisalhante.

Este trabalho completa mais um ciclo na pesquisa do grupo de Reologia das Argilas Saturadas da COPPE e deixa, sem sombra de dúvida, um amplo caminho a ser seguido.

2.4. Técnicas de Medição de Ko

Há duas técnicas distintas de se fazer medição do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 : ensaios em laboratório e ensaios "in situ".

O maior problema proveniente da medição de tensões "in situ" é a alteração do estado de tensões devido à introdução do equipamento no solo. Mesmo que o equipamento de medição possua uma boa acurácia, seu processo de instalação e, até mesmo, sua natureza implicam em resultados duvidosos. Contudo, muitos avanços têm sido feitos nas técnicas de medição de K_0 "in situ" visando o mínimo de perturbação inerente ao processo.

Os métodos de campo para medição de K₀ podem ser subdivididos em dois tipos:

- a) *medição direta da tensão total*: pressiômetro, tubo instrumentado, célula de tensão total auto-perfurante, pressiômetro auto- perfurante e célula de tensão total;
- b) *fratura hidráulica*: fratura hidráulica utilizando permeâmetro de carga decrescente e fratura hidráulica utilizando permeâmetro de carga constante.

Ambos medem tensão horizontal total e, portanto, são necessárias medidas ou estimativas da tensão vertical total e da poro-pressão para que se obtenha K₀.

Entretanto, como esse trabalho se refere à medições de K_0 em laboratório, ater-se-á apenas aos métodos correspondentes a essa técnica.

2.4.1.Determinação de K₀ em Laboratório

Segundo DOBIE (1977), os métodos utilizados em laboratório para medição de K₀ podem ser subdivididos em dois grupos:

- a) métodos diretos ensaios triaxiais e ensaios edométricos;
- b) métodos indiretos alívio de tensões na amostragem, razão entre as tensões de pré-compressão horizontal e vertical e ensaios triaxiais.

Os métodos diretos consistem em técnicas pelas quais as condições K₀ são simuladas em um ensaio de compressão durante o qual são medidas as tensões efetivas vertical e horizontal. Eles podem ser subdivididos em duas classes distintas. A primeira utiliza uma fronteira lateral rígida que fornece a condição de deformação lateral nula requisitada, mas que apresenta o problema do atrito lateral entre as paredes e o solo, que correspondem aos ensaio edométricos. Nesses ensaios a grande dificuldade reside em se medir acuradamente a tensão horizontal, uma vez que o corpo-de-prova está confinado por paredes rígidas. A segunda utiliza uma fronteira lateral flexível com sistemas para manter a posição das fronteiras, apresentando como vantagem a ausência de atrito e como desvantagem que o máximo que se pode alcançar é uma deformação lateral média nula. Manter essa condição de deformação lateral nula constitui a grande dificuldade desta técnica e, em ocorrendo alguma deformação, quantificá-la.

Essses métodos apresentam resultados significativos apenas para amostras amolgadas ou remoldadas, embora tenham sido aplicados a amostras não amolgadas como, por exemplo, BELLOTTI *et al.* (1975). Assim todos os tipos de solo podem ser investigados desde que se obtenha geologicamente um novo corpo-de-prova e que se imponha a ele uma história de tensões.

Os métodos indiretos consistem em se fazer em laboratório medidas de alguma propriedade relacionada à história de tensões da qual se possa deduzir K_0 em amostras não amolgadas de boa qualidade. Têm por objetivo estabelecer perfís de valores de K_0 através dos resultados obtidos. Entretanto a acurácia desses métodos é duvidosa e eles são restritos a solos que podem ser amostrados com sucesso.

2.4.1.1.Métodos Diretos

(a) Ensaios Edométricos

O ensaio edométrico para determinação de K_0 é semelhante ao ensaio de adensamento edométrico convencional, porém sua célula é especial, pois tem que permitir a medição da tensão horizontal. Pela literatura técnica específica, há três tipos principais de células para ensaio edométrico para determinação de K_0 , cujas características são apresentadas a seguir (NEWLIN, 1965).

• Anel confinante semi-rígido ("semi-rigid confining ring")

Um anel de paredes delgadas é utilizado no lugar do anel de paredes espessas padrão do ensaio de adensamento convencional. A deformação circular desenvolvida como resultado da tensão lateral é determinada por um sistema de medição de deformação acoplado ao anel. A relação deformação circular×tensão lateral pode ser computada através da teoria de reservatórios de pressão constituídos por paredes delgadas ("thin wall pressure vessel theory") e do módulo de elasticidade do anel (conhecido) ou calibrando-se o anel anteriormente ao ensaio, aplicando valores prédeterminados de pressão interna e medindo a deformação circular. O ensaio é desenvolvido como um ensaio de adensamento convencional e K₀ determinado da relação entre as tensões lateral (horizontal) e vertical. O sistema de medição da deformação lateral referente à tensão lateral desenvolvida pode ser através de extensômetros elétricos de resistência.

Esse equipamento tem a vantagem de ser simples e de fácil operação. Entretanto, pode-se desenvolver atrito lateral entre o anel e o solo, que pode gerar efeito de arco, produzindo um aumento da tensão lateral. Outra desvantagem é o fato de que, uma vez que são necessárias pequenas deformações para se ativar o sistema de medição de deformação lateral no anel, este sistema não apresenta condições verdadeiras de deformação lateral nula.

• Anel confinante do tipo nulo ("null-type confining ring")

Assim como no anel confinante semi-rígido, um anel de paredes delgadas é utilizado no lugar do anel de paredes espessas padrão do ensaio de adensamento convencional. Contudo, nesse equipamento há uma câmara em forma de anel envolvendo o anel confinante. Quando a tensão lateral aumenta devido à aplicação do carregamento axial, observa-se uma resposta nos extensômetros elétricos acoplados ao anel confinante. Introduz-se, então, na câmara uma contra-pressão de magnitude suficiente para trazer as leituras dos extensômetros elétricos aos seus valores descarregados ou nulos, garantindo deformação lateral nula. A magnitude da contra-pressão necessária é igual à tensão total lateral no solo. Esse sistema é melhor que o do anel confinante semi-rígido, uma vez que as deformações laterais estão mais próximas de zero. Normalmente, essa câmara que envolve o anel é preenchida com um fluido incompressível e qualquer variação de temperatura pode afetar o valor da pressão lateral desenvolvida.

• Arcos semi-rígidos ("semi-rigid hoops")

O problema do atrito nas paredes pode ser diminuído confinando o corpo-de-prova com uma série de arcos semi-rígidos de deformação calibrada separados por pequenos espaços anelares. A saída de material do corpo-de-prova por estes espaços é resistida por uma membrana impermeável flexível que envolve o corpo-de-prova. Esse sistema permite a determinação da tensão lateral em vários pontos ao longo da altura do corpo-de-prova. Uma desvantagem é que são necessárias deformações laterais para que os medidores de deformação nos arcos sejam ativados. Outra desvantagem é que só são permitidas pequenas deformações verticais do corpo-deprova devido aos pequenos espaços entre os anéis.

Célula K⁰ **da COPPE/UFRJ -** A célula edométrica, projetada e desenvolvida na COPPE, está apresentada no capítulo 3.

(b) Ensaios Triaxiais

O ensaio triaxial K_0 é semelhante ao ensaio triaxial convencional, porém deve apresentar artifícios que permitam manter as condições de deformação lateral nula.

Pela literatura técnica internacional, há três tipos principais de células triaxiais para ensaios K_0 , cujas características são apresentadas a seguir (NEWLIN, 1965).

• Equipamento triaxial do tipo nulo ("null-type triaxial device")

A condição de deformação lateral nula pode ser atingida em um ensaio triaxial variando a pressão da célula quando o corpo-de-prova é submetido a um carregamento axial. Esse procedimento requer a determinação da deformação lateral do corpo-de-prova, que pode ser detectada através de extensômetros mecânicos conectados em contato com o corpo-de-prova ou por uma faixa de deformação semi-rígida acoplada circunferencialmente ao corpo-de-prova.

Desejando-se um carregamento axial constante durante o adensamento, a tensão desviadora (σ_1 - σ_3) deve variar durante o decorrer do ensaio, uma vez que a pressão confinante (σ_3) varia de acordo com a demanda para se manter a deformação lateral nula. Um aumento na tensão confinante implica numa diminuição da tensão desviadora. Se a pressão lateral excede o valor do carregamento axial, necessita-se de uma tensão desviadora negativa, o que implica em ter que se aplicar carregamento via pistão.

A deformação é nula na posição onde o indicador de deformação está acoplado ao corpo-de-prova e para que possa se estender ao longo do corpo-de-prova, é necessário que a poro-pressão seja uniforme ao longo do corpo-de-prova. Para tal, a relação entre altura e o diâmetro do corpo-de-prova deve ser maior ou igual a 2 ou devem-se utilizar "free ends"⁴.

Os ensaios K₀ realizados no equipamento triaxial têm a vantagem da versatilidade, uma vez que a poro-pressão e os valores de ambas as tensões axial e lateral podem variar para satisfazer as condições de ensaio. O difícil, realmente, é manter as condições de deformação lateral nula.

• Volume controlado ("controlled volume")

Quando um corpo-de-prova de solo saturado é adensado em equipamento triaxial, a variação de volume do corpo-de-prova pode ser determinada medindo-se a

⁴ Guimarães (2000) observou que para se chegar o mais próximo possível da condição de uniformidade de poro-pressão ao longo do corpo-de-prova, ambos eram necessários conjuntamente.

quantidade de água expelida (Δ V). Isso pode ser feito observando-se a variação do nível d'água numa bureta conectada ao sistema de drenagem do corpo-de-prova. A variação de altura do corpo-de-prova (Δ h) é medida através de extensômetro ou de LVDT. No caso de deformação lateral nula, toda a variação de volume tem que ser decorrente de encurtamento axial do corpo-de-prova. Então, sendo a seção transversal do corpo-de-prova designada por A, nenhuma deformação lateral ocorrerá se Δ V= Δ h×A. O procedimento consiste, portanto, em variar a pressão confinante de tal maneira que o volume d'água expelido é exatamente igual ao produto da variação da altura do corpo-de-prova por sua seção transversal, e só pode ser utilizado caso o carregamento axial seja mantido constante. Generalizando, necessita-se apenas controlar a relação entre as tensões lateral e axial.

Esse procedimento garante uma deformação lateral média nula. Se o corpo-de-prova não permanecer cilíndrico durante o adensamento, haverá deformação lateral em vários pontos ao longo do corpo-de-prova. Esse é um dos grandes problemas associados ao controle de deformação lateral.

• Célula rígida ("rigid cell")

Utiliza-se no equipamento triaxial uma célula extremamente rígida para confinar a pressão do fluido que envolve o corpo-de-prova. O pistão de carregamento possui diâmetro igual ao da amostra. À medida que o corpo-de-prova adensa, sua variação de volume será exatamente igual ao volume ocupado pelo avanço do pistão, resultando numa condição de deformação lateral nula. A pressão desenvolvida no fluido pode ser medida por um transdutor de pressão e é igual a pressão necessária para produzir a condição de deformação lateral média nula. Algumas das dificuldades inerentes a esse sistema são a rigidez da célula e o fluido incompressível e sem bolhas de ar. Não pode haver vazamento em volta do pistão e o transdutor de pressão deve ser tal que não haja necessidade de nenhum movimento do fluido para produzir uma resposta.

2.4.1.2. Métodos Indiretos

(a) Alívio de Tensões na Amostragem

Devido ao processo de amostragem, a tensão total se torna nula e obtém-se, então, um estado de tensões efetivas hidrostático (p_k) igual à poro-pressão negativa.

Considerando a variação na poro-pressão como não drenada e admitindo saturação total, pode-se relacionar p_k a K_0 através das seguintes relações:

SKEMPTON e SOWA (1963):

$$p_{k} = p' \left[\frac{1}{3} (1 + 2K_{0}) - \left(A_{s} - \frac{1}{3}\right) (1 - K_{0}) \right] \qquad \text{para} \qquad (2.31)$$

$$K_{0} < 1$$

SKEMPTON (1961):
$$p_k = p'[K_0 - A_s(K_0 - 1)]$$
 para (2.32)
 $K_0 > 1$

onde

p' = tensão efetiva vertical;

A_s = parâmetro de poro-pressão A, na amostragem.

Como as equações acima relacionam a variação da poro-pressão à variação da tensão total, a relação é diferente para K_0 <1 e K_0 >1.

Para que esse método de determinação de K_0 seja válido, WROTH (1975) alertou a necessidade de se admitirem as seguintes hipóteses:

- (i) existe um estado tensional de campo com simetria axial sendo a tensão vertical uma tensão principal, decorrente do peso próprio do solo;
- (ii) a sucção da amostra pode ser estimada por ensaios de laboratório;
- (iii) o valor de A_s é conhecido;
- (iv) o solo pode suportar as tensões de poro-pressão induzidas pela amostragem;
- (v) o corpo-de-prova pode ser obtido e ensaiado sem nenhuma variação de umidade e com o mínimo de amolgamento possível.

SKEMPTON (1961) descreveu quatro métodos para determinação de p_k e concluiu que havia uma concordância razoável entre eles.

(b) Razão entre as Tensões de Sobreadensamento Horizontal e Vertical

O método consiste na determinação da tensão de sobreadensamento através de ensaios edométricos com condições geométricas estabelecidas, em corpos-de-prova não amolgados cortados nas direções horizontal e vertical (ZEEVAERT, 1953;

TAVENAS *et al.*, 1975). Entende-se por tensão de sobreadensamento a tensão normal máxima à qual o elemento de solo foi submetido na direção testada. O valor de K_0 é dado por

$$K_{0} = \frac{p'_{oh}}{p'_{cv}}$$
(2.33)

onde

p'_{ch} = tensão de sobreadensamento efetiva na direção horizontal;

p'cv = tensão de sobreadensamento efetiva na direção vertical.

(c) Método do Ensaio Triaxial

O método é análogo ao do item anterior ,(b) , porém a obtenção da tensão de sobreadensamento é através do ensaio triaxial e não do edométrico. O método consiste em se readensar um corpo-de-prova não amolgado à uma tensão vertical efetiva equivalente ao valor existente "in situ" sob condições drenadas (POULOS e DAVIS, 1972; WROTH, 1975). Simultaneamente a tensão horizontal é aumentada a uma razão de tensão menor que K₀, mas suficientemente grande para evitar a ruptura. Uma vez atingida a tensão efetiva vertical "in situ" e alcançado o equilíbrio, a tensão efetiva horizontal é aumentada incrementalmente. Numa célula triaxial

convencional, isso pode prosseguir até que a tensão efetiva horizontal se iguale à tensão efetiva vertical. Os resultados são representados graficamente como volume×tensão efetiva horizontal e uma mudança na inclinação da curva representa a tensão de sobreadensamento horizontal. Se K_0 >1, não será possível detectá-la.

2.5.Alguns Conceitos Importantes a Respeito do Comportamento Reológico de Argilas Saturadas

TERZAGHI (1936) enunciou o Princípio das Tensões Efetivas que pode ser dividido em duas partes. A primeira parte define a tensão efetiva e a segunda mostra a sua importância.

1ª Parte: "As tensões em qualquer ponto de uma seção numa massa de solo podem ser computadas a partir das tensões principais totais σ₁, σ₂ e σ₃ que agem neste ponto. Se os vazios do solo estiverem preenchidos por água sob uma pressão u, as tensões principais totais consistem em duas parcelas. Uma parcela u que atua na água e nos grãos sólidos em todas as direções com igual intensidade. Esta parcela é chamada pressão neutra. As diferenças, σ'₁= σ₁-u; σ'₂= σ₂-u; e σ'₃= σ₃-u, representam um excesso sobre a pressão neutra e são suportadas exclusivamente pela fase sólida do solo. Estas parcelas das tensões principais totais são chamadas tensões principais efetivas."

Essa primeira parte pode ser expressa matematicamente por

$$\sigma' = \sigma - \mathsf{u} \tag{2.34}$$

2ª Parte: "Todos os efeitos mensuráveis oriundos da variação de tensões, tais como compressão, distorção e mudança na resistência ao cisalhamento, são exclusivamente devidos às variações das tensões efetivas."

ATKINSON e BRANSBY (1978), depois de transcreverem o Princípio das Tensões Efetivas, enunciaram os corolários abaixo.

- Corolário 1: "O comportamento (em termos de Engenharia) de dois solos com a mesma estrutura e mineralogia será o mesmo se eles tiverem a mesma tensão efetiva."
- Corolário 2: "Se um solo for carregado ou descarregado sem qualquer variação de volume e sem qualquer distorção não haverá variação da tensão efetiva."
- Corolário 3: "Um solo expandirá em volume (e se enfraquecerá) ou comprimirá (e se tornará mais resistente) se a poro-pressão isoladamente for aumentada ou diminuída."

MARTINS (1992) apresenta contra-exemplos provando que todos esses corolários não são verdadeiros, conforme indicado abaixo.

LACERDA (1976) verificou comportamentos diferenciados para corpos-de-prova de um mesmo solo ensaiados com diferentes velocidades de deformação, o que invalida o corolário 1.

LACERDA (1976) realizou ensaios não-drenados de relaxação de tensões, onde, analogamente ao ensaio triaxial convencional, o corpo-de-prova foi ensaiado com velocidade de deformação controlada sendo levado até uma determinada tensão desviadora sem atingir a ruptura. A prensa foi, então, desligada iniciando o processo de relaxação de tensões. Se o ensaio era não drenado, não havia variação de volume. Se a prensa estava desligada, não havia deslocamento do pistão e, conseqüentemente, não havia distorção. Entretanto, constatou-se, durante a fase de relaxação, variação do estado de tensões efetivas. Esse fato invalida o corolário 2.

LIMA (1993) realizou ensaios de adensamento unidimensional com medida de excesso de poro-pressão até o final do adensamento primário, onde, então, a drenagem era fechada tornando, assim, as variações de volume e distorção nulas. Porém o que se verificou foi um aumento de poro-pressão ao se fechar a drenagem, ou seja, variação de poro-pressão sem variação de volume do solo. Provou-se, dessa forma, que o corolário 3 é inválido.

Segundo MARTINS (1992), o Princípio das Tensões Efetivas deve ser interpretado conforme foi escrito, ou seja, havendo variação de volume, distorção ou variação da

resistência ao cisalhamento, pode-se garantir que são efeitos provenientes da variação do estado de tensões efetivas. Entretanto, a recíproca não é verdadeira, conforme foi comprovado com os contra-exemplos dos corolários enunciados por ATKINSON e BRANSBY (1978). Sendo assim, falta algo ao Princípio das Tensões Efetivas que é o efeito da velocidade de deformação (ou do tempo) baseado nos estudos liderados por Donald Wood Taylor, realizados no MIT na década de 40.

TAYLOR e MERCHANT (1940) apresentaram uma teoria de adensamento que incluía a compressão secundária, por eles denominada de Teoria A. TAYLOR (1942) apresentou uma outra teoria de adensamento, Teoria B, na qual ele considerou a existência de uma parcela de resistência à compressão cuja magnitude dependia exclusivamente da velocidade de deformação. Essa teoria, lamentavelmente, não incluía a compressão secundária. TAYLOR (1948) considerou que o efeito da velocidade de deformação sobre a resistência ao cisalhamento é provocado pela natureza viscosa do material nas zonas de adsorção na vizinhança dos pontos de contato ou "quasi contato" das partículas de argila (MARTINS, 1992).

TAYLOR e MERCHANT (1940) e TAYLOR (1942) citaram, pioneiramente na bibliografia da Mecânica dos Solos internacional, que durante o adensamento secundário, no ensaio edométrico, há relaxação de tensão cisalhantes (a tensão vertical efetiva permanece constante e a tensão horizontal efetiva aumenta). Isso significa um aumento da tensão octaédrica efetiva com o tempo, o que justifica o decréscimo de volume observado após o adensamento primário. Com esse fato, a compressão secundária fica dentro dos domínios do Princípio das Tensões Efetivas.

Conforme já citado anteriormente, vários estudos constataram o aumento da tensão horizontal efetiva em condições de deformação lateral nula. Dentre eles pode-se citar LACERDA (1976), KAVAZANJIAN e MITCHELL (1985) e MESRI e CASTRO (1987). Além disso, há evidências experimentais indiretas como o aumento do atrito entre o corpo-de-prova e o anel ao final do adensamento primário e os trabalhos de VIEIRA (1987) e FEIJÓ (1991).

Entretanto, segundo MARTINS (1992), há duas grandes correntes que explicam o aumento da tensão horizontal efetiva com o tempo de formas diferentes, sendo que ambas defendem o fenômeno da relaxação de tensões cisalhantes durante o adensamento secundário. São elas: a Teoria dos Processos Cinéticos ("Rate Process

Theory") e a que considera os efeitos da viscosidade da água adsorvida (TAYLOR, 1942), citada anteriormente.

A Teoria dos Processos Cinéticos foi inicialmente desenvolvida para o cálculo das velocidades de reação na área da Físico-Química. A idéia principal era a de se chegar a uma expressão da velocidade de reação a partir das mais fundamentais propriedades dos elementos químicos, que são as distâncias e forças interatômicas e a configuração espacial dos átomos nas moléculas dos reagentes e dos produtos de uma reação química. Embora seu início tenho sido com o desenvolvimento da equação para determinação da velocidade de reação inversa da sacarose, em função da temperatura, por Arrhenius, ela só avançou com o desenvolvimento da mecânica quântica no início do século XX. Foi GLASSTONE *et al.* (1941) que afirmaram que a Teoria dos Processos Cinéticos é geral e seu potencial é ilimitado podendo ser aplicada, a princípio, a qualquer outro processo cinético que envolva rearranjo de matéria (ALEXANDRE, 2000)⁵.

A utilização da Teoria dos Processos Cinéticos na Mecânica dos Solos começou no final da década de 50 com os trabalhos de MURAYAMA e SHIBATA (1958, 1961, 1964), MITCHELL (1964), ANDESLAND e DOUGLAS (1970), entre outros (ALEXANDRE, 2000). Mas teve, segundo ALEXANDRE (2000), em Mitchell seu maior entusiasta. MITCHELL (1976) deduz a equação voltada para o estudo da fluência dos solos.

ALEXANDRE (2000), que estudou a fluência em ensaios não drenados, apresentou algumas críticas à utilização da Teoria dos Processos Cinéticos, dentre as quais se destaca o fato de que essa teoria não é capaz de explicar a variação da velocidade de deformação durante a fluência.

Seguindo a corrente liderada pelos trabalhos de Taylor, MARTINS e LACERDA (1985) desenvolveram uma teoria de adensamento edométrico com compressão secundária, vista no item 2.3. Conforme mencionado também no item 2.3, devido às evidências experimentais de FEIJÓ (1991), FEIJÓ e MARTINS (1993) estabeleceram uma região no gráfico p'×q limitada pelas linhas K_0 =0.77 e K_0 =1.23 (2≤OCR≤6), denominada zona de equilíbrio indiferente, onde os corpos-de-prova não sofriam nem compressão e nem expansão, para a argila do Sarapuí. Isso alterou o mecanismo proposto por MARTINS e LACERDA (1985) onde, então, não se atingiria a condição de K_0 =1, o que faz

sentido, pois se o solo atingisse essa condição, ele seria perfeitamente viscoso, como a água, o que não é verdadeiro.

Ainda seguindo a linha de pesquisa de Taylor, MARTINS (1992) enunciou o Princípio das Tensões Efetivas Expandido para solos saturados e na ausência de acelerações, ou seja, para carregamentos onde a velocidade de deformação seja constante, que foi dividido em duas partes.

1ª Parte: "Em qualquer plano de um elemento de solo saturado no qual estejam atuando a tensão normal σ e a tensão cisalhante τ estarão atuando internamente: como reação à σ a soma (σ ' + u) sendo σ ' a tensão normal efetiva e u a poro-pressão; e como reação à τ a soma das resistências por atrito e por viscosidade."

Traduzindo matematicamente:

$$\sigma = \sigma' + u \tag{2.34}$$

$$\tau = \sigma' \tan \phi_{\text{mob}} + \eta \frac{d\varepsilon_s}{dt}$$
(2.35)

2ª Parte: "Toda vez que houver variação da parcela de atrito mobilizado haverá deformações cisalhantes e reciprocamente toda vez que houver deformações cisalhantes haverá variação da parcela de atrito mobilizado (casos não drenados).

A partir do Princípio das Tensões Efetivas Expandido, MARTINS (1992) chegou matematicamente, utilizando o critério de ruptura de Möhr-Coulomb, à formulação do que ele chamou de Elipse de Coulomb (referente à parcela de resistência por atrito) e Elipse de Taylor (referente à parcela de resistência viscosa) cujas ordenadas quando somadas dão as ordenadas do círculo de Möhr. Sendo assim, de posse do círculo de Möhr e obtendo uma das elipses, determina-se a outra. Se a parcela de atrito é nula, a elipse de viscosidade se transforma no próprio círculo de Möhr e se a parcela de viscosidade é nula a elipse de atrito se transforma no próprio círculo de Möhr. Tais elipses não podem existir separadamente pois é somente o círculo de Möhr quem

⁵ Todo esse parágrafo foi tirado de citações de Alexandre (2000).

satisfaz às condições de equilíbrio. Isso ficou conhecido como modelo de MARTINS (1992).

De acordo com o Princípio das Tensões Efetivas Expandido, à medida em que o solo vai sofrendo deformações cisalhantes, a resistência por atrito vai sendo mobilizada até que se atinja seu valor limite, uma vez que, em um ensaio triaxial não drenado com velocidade de deformação constante, a resistência viscosa é mobilizada imediatamente e permanece constante durante todo o ensaio. Dessa forma, é a resistência por atrito que comanda a ruptura. O critério de ruptura é, então, satisfeito quando a elipse de atrito tangenciar a envoltória de resistência. Essa envoltória é uma reta passando pela origem do diagrama $\tau \times \sigma$ ' e tem declividade tan ϕ_b , onde ϕ_b é o ângulo de atrito básico que corresponde à obliqüidade máxima limite, de forma que

$$\left(\frac{\tau_{f}}{\sigma'}\right)_{max} = \tan\phi_{b}$$
(2.36)

sendo τ_f a parcela de atrito da tensão cisalhante e σ ' a tensão normal efetiva no plano de ruptura, na ruptura.

MARTINS (1992) limitou o Princípio das Tensões Efetivas Expandido a ensaios não drenados pois, na época da elaboração do trabalho, só se dispunha dos dados dos ensaios de LACERDA (1976), que eram não drenados.

A fim de validar e criticar as afirmações provenientes do modelo de MARTINS (1992), foram desenvolvidos, até o momento, os trabalhos de GUIMARÃES (2000), THOMASI (2000) e ALEXANDRE (2000). Encontram-se apresentadas no item 2.3, suas críticas ao modelo.

É com base nos trabalhos de Taylor, sobretudo na Teoria B (TAYLOR, 1942), que a análise dos resultados dos ensaios edométricos, realizados neste trabalho, se desenvolveu. Sendo assim, são apresentadas a seguir os principais conceitos e equações da Teoria B.

<u>Teoria B</u>

Conforme mencionado anteriormente, TAYLOR (1942) apresentou uma outra teoria de adensamento, Teoria B, na qual ele considerou a existência de uma parcela de

resistência à compressão cuja magnitude dependia exclusivamente da velocidade de deformação. TAYLOR (1942) estabeleceu a seguinte expressão para a tensão efetiva:

$$p = f_{b}(e) + p_{b} + p_{v}$$
 (2.37)

onde:

f_b(e)=curva básica de compressão ("basic compression curve");
p_b=cimentação ("bond resistance");
p_v=resistência viscosa estrutural ("viscous structural resistance");
e=índice de vazios.

A resistência viscosa estrutural é calculada pela expressão:

$$p_{v} = -\overline{\eta} \frac{de}{dt}$$
(2.38)

onde:

 η =coeficiente de viscosidade médio efetivo, para uma específica magnitude de incremento de carga;

 $\frac{de}{dt}$ =velocidade de variação de índice de vazios.

O sinal negativo indica que o índice de vazios diminui com o tempo.

A figura 2.11 apresenta as relação tensão × índice de vazios de acordo com a Teoria B.

A equação diferencial básica para o adensamento unidimensional é:

$$\frac{k}{\gamma_{w}}\frac{\partial^{2} u}{\partial z^{2}} = \frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t}$$
(2.39)

onde

k=coeficiente de permeabilidade;

γw=peso específico da água;

u=excesso de poro-pressão;

z=profundidade;

e=índice de vazios;

t=tempo.



Figura 2.11 - Relação tensão × índice de vazios na Teoria B

Porém, a partir da figura 2.11 e da expressão (2.38), pode-se escrever:

$$\mathbf{e} - \mathbf{e}_{2}' = \mathbf{a} \left(\mathbf{u} - \overline{\eta} \frac{\partial \mathbf{e}}{\partial t} \right)$$
(2.40)

onde

e'2=índice de vazios no final da compressão primária;

- a=coeficiente de compressibilidade total que corresponde à inclinação da linha de primário;
- u= excesso de poro-pressão.

Uma vez que o índice de vazios varia com a profundidade, a expressão de p_v nesta equação é escrita sob a forma de derivada parcial.

As condições de contorno são:

- 1. para z = 0, u = 0;
- 2. para z = 2H, u = 0;
- 3. para t = 0, $e = e'_1$,

onde

t=tempo;
z=profundidade genérica no corpo-de-prova;
2H = altura do corpo-de-prova;
e'₁ = índice de vazios no início da compressão primária.

É importante salientar que, embora as condições de contorno acima valham para a Teoria de Terzaghi, nem todas as condições de contorno são iguais para as duas teorias. Na Teoria B, devido à resistência plástica à compressão, o índice de vazios não é constante nas condições de contorno (1) e (2) e na condição (3) o valor de u é menor que o incremento de tensão.

Resolvendo as equações (2.39) e (2.40) e aplicando as condições de contorno, chegase à equação diferencial do adensamento da Teoria B:

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{k(1+e)}{a\gamma_{w}} \frac{\partial^{2} e}{\partial z^{2}} - \frac{k\overline{\eta}(1+e)}{\gamma_{w}} \frac{\partial^{3} e}{\partial t \partial z^{2}} = 0$$
(2.41)

sendo o coeficiente de adensamento dado pela expressão

$$c_{p} = \frac{k(1+e)}{a\gamma_{w}}$$
(2.42)

Resolvendo a equação diferencial (2.41), para as condições de contorno estabelecidas, chega-se à seguinte expressão para o excesso de poro-pressão pela Teoria B:

$$u = r_{p}^{\prime} \Delta p \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M + M^{3} a \overline{\eta} \frac{c_{p}}{H^{2}}} \operatorname{sen} M \frac{z}{H} e^{-\frac{M^{2} \frac{c_{p} t}{H^{2}}}{1 + M^{2} a \overline{\eta} \frac{c_{p}}{H^{2}}}}$$
(2.43)

onde

r'_p=índice de compressão com base na compressão secundária do estágio anterior; ∆p=incremento de tensão;

$$M=\frac{1}{2}\pi(2m+1);$$

t, z, a, $\,\overline{\eta}\,,\,H,\,c_{p}$ = já definidos anteriormente.

3

Célula para Medição de K₀ em Laboratório Projetada e Desenvolvida pela COPPE

3.1.Descrição

Com o objetivo de estudar o comportamento reológico de argilas saturadas, desenvolveu-se na COPPE o projeto de um equipamento para medição em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), denominado de "**célula K**₀" (foto 3.1). O projeto foi uma parceria entre o Laboratório de Geotecnia da COPPE e a GROM EQUIPAMENTOS ELETRO-MECÂNICOS LTDA, empresa da Incubadora da UFRJ, na época. A confecção do equipamento foi realizada por FIRMINO USINAGEM LTDA.

A "célula K_0 " é um equipamento para realização de ensaio de adensamento edométrico, cujos principais objetivos são medir diretamente o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e avaliar a influência do atrito nas paredes da célula. O adensamento é permitido através de drenagem de topo somente ou de topo e base.

Conforme pode-se observar nas figuras 3.1(a) e 3.1(b), a "célula K₀" é composta de uma célula de seção transversal quadrada com cantos arredondados, a ser preenchida com o solo em estudo. Essa célula possui em dois de seus lados duas janelas situadas opostamente entre si. As janelas são preenchidas com uma borracha presa por duas placas (uma interna e outra externa à janela). As placas externas, por sua vez, estão conectadas aos transdutores de força que farão as leituras das cargas horizontais obtidas no ensaio.

A base da célula também é constituída por duas placas (uma interna e outra externa à célula) que ficam solidarizadas ao corpo da "célula K_0 ", entre as quais encontra-se uma borracha. Na placa interna há um encaixe para a pastilha de bronze sinterizado para fazer a drenagem de base e na placa externa há um peça usinada na forma tronco-cônica, cuja função é promover o acoplamento do transdutor de poro-pressão ou do tubo de drenagem e do transdutor de força referente à carga vertical.



Foto 3.1 – Equipamento "célula Ko"

Os transdutores de força, tanto os horizontais quanto o vertical, são ajustados às suas respectivas placas através de um sistema parafuso-molas.

Existe um prolongador para a célula cujas funções são fixá-la à base através de quatro parafusos e servir de guia para o "top-cap". Esse "top-cap" é de aço inoxidável e em sua base encontra-se solidarizada por meio de parafusos uma placa de bronze sinterizado para efetuar a drenagem de topo. Na sua superfície há orifícios para eliminar a água proveniente da drenagem e um sulco central para a colocação de uma esfera de aço, cuja função é garantir um carregamento centrado.

Por se tratar de um equipamento inédito, constam ainda de seu projeto uma peça biselada que acoplada à célula permite a moldagem do corpo-de-prova a ser ensaiado e uma tampa para se poder realizar a calibração dos transdutores de força acoplados ao sistema janelas-borracha, através da aplicação de pressão hidrostática.





VISTA LATERAL

VISTA /CORTE AA



Figura 3.1 (a) – Desenho esquemático da "célula K₀" (cotas em milímetro)







- 1 -transdutor de força vertical
- 2 -transdutor de força horizontal
- 3 -probngador
- 4 -parafusos que fixam o probngador
- 5 -célula onde se bcaliza o c.p.
- 6 "top-cap"
- 7 -pedra porosa de bronze sintetizado acbpada ao "top-cap"
- 8 -puxadores para cobcação e rem oção do "top-cap"
- 9 -esfera de aço
- 10 -sistem a parafuso-m o las para fixação e ajuste dos transdutores de força
- 11 bcalpara acoplaro transdutor de poro-pressão ou o tubo de drenagem
- 12 jane la na base da célu la
- 13 -encaixe para a a pastiha de bronze sintetizado
- 14 jane la la teralda célu la
- 15 -suporte para os transdutores de desbcam ento horizontal
- 16 -parafuso para a fixação de (15)
- 17 -transdutores de desbcam ento horizontal

VISTA SUPERIOR



3.2. Funcionamento

Conforme mencionado anteriormente, o objetivo da "célula K_0 " é medir diretamente o coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Sendo o ensaio edométrico, as condições K_0 , ou seja, de deformação lateral nula, são satisfeitas. Necessita-se, então, medir a tensão horizontal proveniente da aplicação de um carregamento vertical, na região da janela. A razão pela qual a seção transversal da célula é quadrada, é poder fazer a medição em uma superfície plana. Os cantos arredondados evitam a concentração de tensões proveniente da existência de arestas.

Os conjuntos janelas-borracha foram projetados para transmitir aos transdutores de força a carga proveniente das tensões nas janelas, decorrentes da aplicação do carregamento vertical.

A tensão horizontal é obtida através da razão entre a carga detectada pelo transdutor de força e a área da janela. No ensaio incremental, a tensão vertical é conhecida "a priori" uma vez que se sabe qual é a carga aplicada e a área de sua aplicação (seção transversal da célula). No ensaio de velocidade constante de deslocamento, torna-se necessária a colocação de um transdutor de força acima do "top-cap" para se saber o valor do carregamento aplicado. Com a colocação de um transdutor de força na direção vertical localizado sob a base da célula, é possível quantificar o atrito, que é a diferença entre a carga aplicada e a detectada pelo transdutor, em ambos os ensaios.

3.3.Calibração

Todos os ensaios desenvolvidos neste trabalho utilizam transdutores, sejam eles de força, de poro-pressão e de deslocamento (LVDT). Antes de serem utilizados, é necessário que os mesmos sejam calibrados juntamente com sistema automático de aquisição de dados a ser empregado. A descrição dos transdutores e do sistema automático de aquisição de dados encontra-se no item 4.3.1 e as curvas de calibração são apresentadas em anexo.

A calibração dos transdutores de força é feita através da aplicação mecânica de pesos com pendural em bancada. O LVDT é calibrado num micrômetro e o transdutor de poro-pressão através da aplicação de pressão por potes de mercúrio. De cada um deles, obtém-se uma curva, denominada curva de calibração, *voltagem*×*carga*,
voltagem × *deslocamento* e *voltagem* × *pressão*, respectivamente, cujo coeficiente angular corresponde à constante de calibração.

Como na "célula K_0 " os transdutores de força funcionam acoplados a um sistema janela-borracha, além de calibrados isoladamente, os transdutores têm que ser calibrados em conjunto com tal sistema, o que se chama, neste trabalho, de sistema transdutor de força-janelas-borracha. A constante de calibração a ser utilizada nos ensaios é a do conjunto transdutor de força-janelas-borracha e não a isolada. A razão pela qual se faz anteriormente uma calibração isolada dos trandutores de força é apenas avaliar o seu funcionamento.

A calibração do sistema transdutor de força-janelas-borracha da "célula K₀" pode ser feita de duas maneiras: aplicação de pressão hidrostática e aplicação mecânica de pesos. O primeiro consiste no preenchimento da célula com água, que deve ser fechada com uma tampa especialmente projetada para este fim. Esta tampa possui um orifício, através do qual se faz a aplicação da pressão hidrostática por meio de um sistema de potes de mercúrio. Uma vez que a pressão aplicada é hidrostática, as tensões horizontais e vertical medidas têm que ter o mesmo valor, determinando-se, assim, as constantes de calibração dos respectivos transdutores de força. O segundo procedimento de calibração requer a utilização de um pendural especial provido de uma haste com um esfera de aço colada à sua extremidade, conforme esquema abaixo, que aplica o carregamento diretamente sobre a janela (foto 3.2).

O processo de calibração através de pressão hidrostática é de difícil execução, uma vez que há dificuldade de se garantir a eficiência da vedação entre a tampa e o corpo da célula. Por isso adotou-se, neste trabalho, a calibração com pendural descrita acima.

3.4.Moldagem de Corpo-de-Prova

O processo de moldagem dos corpos-de-prova utilizados na "célula K_0 " consiste na cravação, na amostra de solo, de um bisel acoplado à extremidade da célula. A altura da amostra deve ser maior que a altura da célula+bisel, para que possa haver uma parte excedente (inferior da amostra) a ser eliminada. Da mesma forma, ao se retirar o bisel, também se deve cortar a parte excedente (superior da amostra). Esse processo encontra-se descrito no item 4.2 e pode ser observado na foto 4.1.



Foto 3.2 - Procedimento de calibração com carregamento aplicado diretamente sobre a janela

Ao término dessa etapa, a célula é colocada na "célula K_0 " para que se possa, então, dar início ao processo de montagem do ensaio.

3.5.Montagem do Ensaio

O processo de montagem do ensaio é de fundamental importância para a realização dos ensaios. A foto 3.3 facilita a compreensão dos procedimentos a seguir.

Os procedimentos para montagem do ensaio incremental são:

- (1) Antes de se posicionar a célula com o corpo-de-prova no equipamento "célula K₀", deve-se instalar na base os transdutores de força e de poro-pressão. O transdutor de poro-pressão deve ser inicialmente saturado e, em seguida, coloca-se a pastilha de bronze sinterizado. Sobre a pastilha deve-se colocar papel-filtro.
- (2) Em seguida, posiciona-se a célula com o corpo-de-prova já com papel-filtro sobre sua superfície, colocando-se o prolongador, que é aparafusado (4 parafusos) de forma a prendê-la ao equipamento. Coloca-se o "top-cap" cuidadosamente, verificando se ele não está encostando nas paredes do prolongador. Sobre o "topcap", coloca-se uma esfera de aço (bilha).

(3) O próximo passo é acoplar a peça para segurar os transdutores de deslocamento horizontais para em seguida acoplar os transdutores de força e os transdutores de deslocamento nas janelas da célula.



Foto 3.3 – Visão geral da montagem do ensaio incremental

- (4) O equipamento "célula K₀" é, então, posicionado na bancada, devidamente nivelada. Deve-se verificar também o nivelamento do equipamento.
- (5) Posiciona-se o transdutor de deslocamento vertical, tomando cuidado para que ele não venha a interferir com o pendural quando este for colocado.
- (6) Ligam-se o microcomputador, o sistema de aquisição de dados e os transdutores. Chama-se atenção para o fato de que é preciso elaborar um programa no sistema de aquisição de dados voltado para as leituras que serão feitas, no qual já devem constar as constantes de calibração.
- (7) A etapa seguinte corresponde ao ponto crucial do ensaio, que é o posicionamento correto dos transdutores no equipamento, para que se inicie a aquisição de dados. Para tal, devem-se realizar as seguintes etapas:
 - (a) Verificar o valor correspondente às leituras "zero" dos transdutores de força;
 - (b) Através do sistema parafusos-molas, carregar o mínimo possível o transdutor de força e retornar, muito lenta e cuidadosamente, para o valor correspondente

à sua leitura "zero". Executar o procedimento isoladamente para cada um deles.

- (8) Com os transdutores devidamente posicionados, recomeçar o programa de aquisição de dados e, em seguida, colocar o pendural.
- (9) O esquema para aquisição de dados deve seguir o seguinte escalonamento de tempo para troca da taxa de aquisição:

0 a 20 minutos de ensaio:	1 leitura a cada 10 segundos;
20 a 100 minutos de ensaio:	1 leitura a cada 1 minuto;
100 a 1000 minutos de ensaio:	1 leitura a cada 10 minutos;
1000 a 10000 minutos de ensaio:	1 leitura a cada 100 minutos;
a partir de 10000 minutos:	1 leitura a cada 12 horas.
Obviamente, esse escalonamento	é aproximado, pois seguí-lo rigorosamente

pode implicar em exportações de arquivos durante horários inoportunos.

(10) Quando se atinge o final de primário, realiza-se o próximo carregamento.

Os procedimentos para montagem dos ensaios de velocidade constante de deslocamento são os mesmos do incremental, com exceção dos itens (4), (5), (8), (9) e (10). A foto 3.4 facilita a compreensão.

Nesse caso, os itens devem ser:

- (4) O equipamento "célula K₀" é posicionado na prensa automática. Deve-se acoplar à viga da prensa o transdutor de força que fornecerá o valor da carga aplicada ao ensaio. Chama-se atenção para o fato de que uma peça, que se denominou de sapata, foi usinada para ser acoplada a esse transdutor de força, para transmitir o carregamento à esfera de aço.
- (5) Posiciona-se o transdutor de deslocamento vertical tomando cuidado para que ele não venha a interferir com a viga da prensa.
- (8) Com os transdutores devidamente instalados, posicionar a prensa de modo que a sapata não encoste na esfera de aço, embora deva ficar bem próxima dela. Ajustar a velocidade da prensa. Recomeçar o programa de aquisição de dados.
- (9) O esquema para aquisição de dados deve seguir o seguinte escalonamento de tempo para troca da taxa de aquisição:
 primeiras 24 horas de ensaio: 1 leitura a cada 10 minutos;
 até o fim do ensaio: 1 leitura a cada 30 minutos;
- (10) O ensaio só será parado quando se chegar próximo aos valores limites de carga dos transdutores de força.



Foto 3.4 - Visão geral da montagem do ensaio de velocidade constante de deslocamento

3.6.Ensaios

Através deste equipamento, pretende-se determinar a variação de K_0 com a velocidade de deformação. Para isso foi prevista a realização de ensaios incrementais e de velocidade constante de deslocamento.

Os ensaios incrementais consistem na aplicação de diversos estágios de carregamento realizados através da colocação de pesos em pendural. O objetivo do ensaio K₀ incremental é verificar o comportamento de K₀ ao longo do adensamento. Uma vez que a poro-pressão está sendo medida, os valores de K₀ podem ser estimados durante o adensamento primário. Através do ensaio incremental determinam-se as tensões horizontais em cada uma das janelas, a tensão vertical na base, o atrito na parede da célula da "célula K₀", que corresponde à diferença entre a força vertical aplicada (por pesos no pendural) e a lida na base, a deformação do corpo-de-prova, que permite a determinação das velocidades pelas quais o ensaio vai passando e a poro-pressão na base.

Os ensaios com velocidade constante de deslocamento são realizados em prensa automática. O objetivo desses ensaios é verificar o comportamento de K_0 ao longo de uma mesma velocidade de deformação. Analogamente ao ensaio incremental, são determinadas por esse ensaio as tensões horizontais em cada uma das janelas, a tensão vertical na base, o atrito na parede da célula da "célula K_0 ", a deformação do corpo-de-prova e a poro-pressão na base.

4

Realização dos Ensaios de Laboratório

4.1.Solo Estudado

A linha de pesquisa, da qual esta tese faz parte, tem por objetivo avaliar o comportamento reológico de solos argilosos moles saturados. Inicialmente, como estavam sendo desenvolvidas outras teses nesse assunto, convencionou-se que todos os ensaios realizados envolveriam um mesmo tipo de solo, apresentando as mesmas características e índices físicos. Para garantir que esses requisitos fossem satisfeitos, optou-se por um solo artificial, preparado em laboratório, composto por uma mistura de caulim e bentonita, visto que sempre há heterogeneidade entre as amostras de um solo natural, por mais que este seja considerado homogêneo. Há também o problema da salinidade, que além da possibilidade de comprometer os equipamentos, pode fornecer valores incompatíveis entre ensaios de longa e de curta duração devido a trocas osmóticas.

As características viscosas do solo artificial utilizado nesta pesquisa são dadas principalmente pela bentonita. Para avaliar as porcentagens ideais de caulim e de bentonita a serem utilizadas nos ensaios, foram realizados ensaios de adensamento convencional de caracterização (limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos), cujos resultados são apresentados no item 4.1.1.

Contudo, em função de observações provenientes dos ensaios de ALEXANDRE (2000), onde se constatou que esse solo artificial apresentava tixotropia após 5000 minutos de ensaio e que suas características reológicas não eram muito acentuadas, decidiu-se realizar os ensaios em amostra de solo natural proveniente da região do Rio Sarapuí.

As vantagens do uso de solo natural são a possibilidade da realização de um maior número de ensaios, já que não é mais preciso preparar amostra, e o conhecimento da Área de Geotecnia da COPPE dos solos provenientes da região do Sarapuí.

70

4.1.1.Solo Artificial

(a) Escolha das Proporções da Mistura Caulim-Bentonita

_

Conforme mencionado anteriormente, foram realizados ensaios de adensamento convencionais para se avaliarem as porcentagens de caulim e de bentonita que apresentavam as características ideais para os ensaios programados. A tabela 4.1 apresenta as porcentagens avaliadas.

bentonita (%)	caulim (%)
10	90
15	85
20	80
25	75

Tabela 4.1 - Porcentagens da mistura caulim-bentonita analisadas

Além do ensaio de adensamento edométrico convencional, foram realizados também, para cada uma das misturas, ensaios de caracterização para determinação do limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos. O processo de preparação da amostra encontra-se descrito no sub-item (b).

A mistura ideal deveria apresentar um C_{α} elevado e, segundo MARTINS (1992), um índice de plasticidade igual ou superior a 70%, visto que desta maneira os solos argilosos possuem suas características reológicas mais acentuadas. Além disso, dever-se-ia considerar também critérios como homogeneização, trabalhabilidade e permeabilidade.

As misturas que satisfizeram os requisitos acima (C_{α} elevado e IP \geq 70%) foram as de 20% de bentonita e 80% de caulim e 25% de bentonita e 75% de caulim. Optou-se pela mistura de 20% de bentonita e 80% de caulim pois, por possuir uma menor quantidade de bentonita, apresentava melhor homogeneização, trabalhabilidade e uma maior permeabilidade, o que diminuía consideravelmente o tempo de adensamento. A tabela 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização desse solo.

Tabela 4.2 – Parâmetros do solo artificial correspondente a 80% de caulim e 20% de bentonita

LL (%) LP (%) IP (%) G

92.5 21.8 70.7 2.446

(b) Preparação das Amostras

Devido às dimensões do corpo-de-prova a ser ensaiado na "célula K₀", utilizou-se como molde o cilindro para ensaio CBR. Para preencher dois desses cilindros era necessária uma mistura de 2400g de caulim, 600g de bentonita (80% de caulim e 20% de bentonita) e 5550ml de água destilada (correspondente a duas vezes o limite de liquidez). Uma vez que as perdas de corpos-de-prova são consideráveis em ensaios de laboratório, por razões de segurança, optou-se por preparar duas amostras simultaneamente.

Adotou-se a metodologia a seguir. Promovia-se a mistura a seco do caulim com a bentonita e, em seguida, adicionava-se 75% da quantidade de água destilada necessária, ou seja, aproximadamente 4162.5ml. Iniciava-se, então, o processo na batedeira, cuja duração mínima era de oito horas, para que se obtivesse a homogeneização ideal. A razão de se colocar 75% da quantidade de água destilada era decorrente do fato de que normalmente não se conseguia bater as oito horas necessárias em apenas um dia, pois a batedeira sofria um superaquecimento após algumas horas de trabalho contínuo. Assim, tornava-se indispensável desligá-la por cerca de uma hora após duas horas consecutivas de trabalho. Em continuação, colocava-se por cima da mistura o restante da água destilada ao fim do última batida do dia, cobrindo-se o recipiente da batedeira com um plástico, evitando assim a evaporação da mesma. Ao final do processo, preenchiam-se os cilindros CBR.

Como a consistência da mistura era muito mole, havia necessidade, inicialmente, de submetê-la a um adensamento no pendural para, posteriormente, ser moldada para ensaio na "célula K₀". Eram colocados pesos paulatinamente até se atingir a tensão de, aproximadamente, 30kPa. Esse valor, considerado ideal para moldagem por cravação, foi determinado experimentalmente em SANTOS (2001).

Atingida a tensão desejada, retirava-se a amostra para se moldar o corpo-de-prova necessário para a realização do ensaio, determinando o seu teor de umidade.

4.1.2.Solo Natural

O solo natural estudado pertence à região do Rio Sarapuí e as amostras eram provenientes da Gleba Meriti localizada no km 1 da Rodovia Washington Luís, em Duque de Caxias¹. O processo de retirada de amostras indeformadas de solos argilosos foi feito através do uso de amostrador tubular de parede fina ("shelby") e pistão estacionário. O amostrador utilizado apresentava as seguintes características:

- diâmetro interno do bisel de corte: 96.5mm;
- diâmetro externo do tubo amostrador: 101.6mm (4");
- diâmetro interno do tubo amostrador: 98.6mm;
- espessura da parede do tubo: 1.5mm;
- comprimento do tubo: 820mm.

Foram realizados ensaios de caracterização, dos quais obtiveram-se os seguintes parâmetros do solo, que são apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros do solo natural da região do Sarapuí				
LL (%)	LP (%)	IP (%)	G	φ'
123	46	77	2.68	23.77°

G foi obtido de COUTINHO (1976) e 6['] do PROJETO COPPETEC ET-150842 (1999).

4.2.Moldagem dos Corpos-de-Prova

O processo de moldagem dos corpos-de-prova utilizados na "célula K_0 ", tanto os provenientes de solo natural quanto os de solo artificial, consistia em se cravar, na amostra de solo, a célula com um bisel acoplado à sua extremidade (ver foto 4.1), de acordo com as seguintes etapas:

- (1) acoplar o bisel à extermidade da célula;
- (2) untá-los com vaselina de silicone;
- (3) posicionar o bisel sobre a amosta;
- (4) aparar lateralmente a amostra;
- (5) iniciar a cravação do bisel, aparando o solo remanescente nas laterais;
- (6) cravar o bisel até o final e desacoplá-lo da célula;

¹ PROJETO COPPETEC ET-150842 – "Relatório R2: Ensaios Realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ Referentes à Obra de Implantação do Depósito de Alimentos da Nestlé" – de coordenação do Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria.

(7) cortar com um fio o solo restante proveniente da retirada do bisel.



Foto 4.1 - Processo de moldagem dos corpos-de-prova utilizados na "célula Ko"

Ao término das etapas descritas acima, a célula era posicionada no equipamento "célula K_0 " para que se pudesse, então, dar início ao ensaio.

No solo artificial, moldado em cilindro de ensaio CBR, obtinha-se uma amostra com diâmetro de, aproximadamente, 15.3cm, cujo processo de extração era muito simples, bastando, para tal, soltar o cilindro da base e retirá-lo cuidadosamente. A altura final da amostra se situava em torno de 11cm. Entretanto, para se fazer a moldagem do corpo-de-prova proveniente de amostra natural indeformada, obtida por amostrador tipo "shelby", era necessária a utilização de um extrator. Chama-se atenção para o fato de que os primeiros 10cm de amostra extraída eram sempre descartados, procedimento esse, padrão quando se utilizam amostras de solos naturais. Obtinha-se, dessa forma, uma amostra com, aproximadamente, 9.86cm de diâmetro e 10 cm de altura.

No equipamento "célula K_0 " a célula onde se coloca o solo apresenta forma quadrada com cantos arredondados, sendo os lados do quadrado iguais a 8cm, apresentando uma diagonal de, aproximadamente 11.3cm. Sendo assim, constatou-se não ser

possível fazer a cravação na amostra de solo natural, pois seu diâmetro era menor que a diagonal da célula. A solução encontrada para tal problema foi juntar dois pedaços de amostra de 10 cm de altura, cortando um pedaço de cada conforme figura 4.1 (ver foto 4.1). Efeitos adversos provenientes desse procedimento eram esperados, porém achava-se que seriam perceptíveis somente logo após a aplicação do 1º estágio de carregamento. Entretanto, observou-se no primeiro ensaio realizado com corpo-de-prova assim moldado, que a curva deslocamento xtempo apresentou uma queda brusca inicial no 1º estágio de carregamento, sendo esse efeito também observado no 2º estágio de carregamento, embora muitíssimo menor. A partir do 3º já não se observou mais. Concluiu-se que esse processo de moldagem necessitava de melhorias. Dessa forma, para o próximo ensaio, decidiu-se projetar um cortador de amostra (para retirar os 3.5cm necessários, conforme figura 4.1) e envolvê-las com um filme plástico cuja função é comprimí-las uma contra a outra durante a cravação do bisel com a célula. Após essa alteração no procedimento, o efeito proveniente da junção das duas amostras ficou praticamente imperceptível logo no 1º estágio de carregamento.



Figura 4.1 - Esquema da união de dois pedaços de amostra para moldar 1 corpo-de-prova proveniente do amostrador tipo "shelby"

4.3.Desenvolvimento dos Ensaios

Os ensaios desta tese tinham como objetivo principal medir, diretamente em laboratório, o coeficiente de empuxo no repouso K_0 . Foram realizados dez ensaios incrementais e três com velocidade constante.

4.3.1.Equipamentos Utilizados

(a) Prensas e Sistema de Bancada com Pendural

Inicialmente optou-se pela realização dos ensaios incrementais em uma prensa para ensaios triaxias adaptada com uma viga e um braço de 1:10 para carregamentos mecânicos de pesos. Como esse braço multiplicava a carga aplicada por 10, podia-se aplicar grandes valores de tensões aos ensaios (ver foto 4.2). Os estágios de carregamento previstos eram de 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 600kPa. Entretanto, era necessário corrigir a inclinação do braço à medida que se colocavam os pesos. Observou-se, então, que esse procedimento prejudicava muito os resultados, uma vez que uma pequena correção implicava em grandes alterações nas leituras, formando "picos" em todas as curvas provenientes do ensaio. Dessa forma, somente o primeiro ensaio realizado, ensaio K₀-1, foi realizado nessa prensa. Os demais ensaios incrementais foram realizados em bancada, semelhante à do ensaio de cisalhamento direto, com pendural de aço inoxidável rígido o suficiente para suportar, sem se deformar, os 5 estágios de carregamento correspondentes às tensões de 20kPa, 40kPa, 80kPa, 160kPa e 320kPa (ver foto 4.3). O valor limite de 320kPa foi determinado em função do máximo de pesos que a altura livre acima da placa de apoio do pendural utilizado permitia.

Os ensaios de velocidade constante de deslocamento foram realizados numa prensa automática da Wykeham Farrance, modelo 10057, com capacidade de 50kN.

(b) Transdutores e Fonte de Alimentação

Havia disponibilidade para serem utilizados em ensaios incrementais três transdutores de força (um localizado na janela da base da célula e um em cada janela lateral da célula), um transdutor de poro-pressão (na base da célula) e três transdutores de deslocamento (um no "top-cap" e um em cada janela lateral da célula). Para o ensaio de velocidade constante, utilizava-se mais um transdutor de força acoplado à viga da prensa automática (para determinação do carregamento aplicado ao ensaio). A tabela 4.4 apresenta um resumo sobre os dados desses transdutores.



Foto 4.2 - Prensa para ensaios triaxias adaptada com uma viga e um braço de 1:10 para carregamentos mecânicos de pesos em ensaios incrementais

A alimentação dos transdutores era feita por uma fonte do tipo TOPWARD 3303A, com a tensão em 10V. Para cada um deles foi feita uma calibração de onde foram obtidas as constantes de calibração (ver anexo).

transdutor	modelo	capacidade
TF-1	SENSOTEC-34/1894-04	1000lbs
TF-2	SENSOTEC-34/0911-06	100lbs
TF-3	SENSOTEC-34/0911-06	100lbs
TF-4	SENSOTEC-34/1894-04	1000lbs
TPP	ASHCROFT – K8	1000kPa
LVDT-1	WYKEHAM FARRANCE	2.5cm
LVDT-2	WYKEHAM FARRANCE	1.0cm
LVDT-3	WYKEHAM FARRANCE	1.0cm

Tabela 4.4 – Dados d	los transdutores
----------------------	------------------



Foto 4.3 – Sistema de bancada com pendural de aço inoxidável para realização dos ensaios incrementais

(c) Sistema Automático de Aquisição de Dados

Todos os ensaios foram realizados com um sistema de aquisição automática de dados do tipo multímetro digital HP 34970A. Esse equipamento possui capacidade para realizar a leitura independente de 18 canais e apresenta um tempo de aquisição mínimo com filtragem digital (média feita por integração do período de leituras de cada canal) de 40×10^{-3} s. Os dados eram transferidos para um microcomputador (Pentium da IBM), podendo ser observados na tela e eram gravados no disco rígido de acordo com a taxa de aquisição solicitada. No ensaio incremental, onde eram utilizados três transdutores de força, um transdutor de poro-pressão, três transdutores de deslocamento e a fonte de alimentação, foi necessário o uso de 8 canais e no ensaio de velocidade constante, onde eram utilizados quatro transdutores de força, um transdutor de poro-pressão, três transdutores de força, um transdutores de deslocamento e a fonte de alimentação, foi necessário o uso de 8 canais e no ensaio de velocidade constante, onde eram utilizados quatro transdutores de força, um transdutor de poro-pressão, três transdutores de força, um transdutores de deslocamento e a fonte de alimentação, foi necessário o uso de 8 canais e no ensaio de velocidade constante, onde eram utilizados quatro transdutores de força, um transdutor de poro-pressão, três transdutores de solocamento e a fonte de alimentação, foi necessário o uso de 8 canais e no ensaio de velocidade constante, onde eram utilizados quatro transdutores de força, um transdutor de poro-pressão, três transdutores de deslocamento e a fonte de alimentação, foi necessário e uso de 8 canais e no ensaio de velocidade constante, onde eram utilizados quatro transdutores de força, um transdutor de poro-pressão, três transdutores de deslocamento e a fonte de alimentação, foram necessários 9 canais.

4.3.2.Procedimentos de Ensaio

Por ser a "célula K_0 " um equipamento completamente novo, projetado e confeccionado para esta tese, a principal realização deste trabalho, mais do que os resultados quantitativos dos ensaios, foi torná-la operacional.

À medida que se realizavam os ensaios, concluía-se que eram necessários consertos, ajustes, adaptações e, sobretudo, alterações nos procedimentos operacionais, fazendo com que cada um dos ensaios apresentasse uma particularidade. Sendo assim, são apresentados no item 4.4 um histórico de cada ensaio realizado.

O primeiro problema operacional encontrado foi detectado durante a calibração dos transdutores de força fabricados pela GROM. Eles não possuíam repetibilidade de leituras zero e apresentavam uma histerese muito grande. Decidiu-se, então, importar os transdutores de força. Tal fato retardou o início da campanha de ensaios.

O segundo problema encontrado, conforme mencionado no item 4.3.1, foi a correção do nivelamento do braço da prensa, cuja solução foi a troca da prensa por bancada com pendural. O terceiro problema foi a fluência excessiva da borracha utilizada nas janelas que foi substituída por outra, mais flexível, denominada comercialmente de pulsômetro, que apresentava características semelhantes às da borracha de silicone. Ambos os problemas foram detectados no primeiro ensaio realizado (ensaio K₀-1) e resolvidos para a realização do seguinte.

Após se ter conseguido começar a realizar ensaios com o novo equipamento, novas preocupações foram surgindo, como o fato de se saber o quanto as janelas se deslocavam, a fim de verificar se a condição de deformação lateral aproximadamente nula estava sendo satisfeita. A literatura internacional diz que até aproximadamente uma deformação de 10^{-3} consegue-se manter o estado de repouso. Essa dúvida passou a existir em função dos baixos valores obtidos para K₀. Foi no ensaio K₀-4 que se utilizou pela primeira vez um extensômetro em uma das janelas da "célula K₀" para avaliar seu deslocamento. Esse procedimento foi melhorado no ensaio K₀-6, pois objetivando a obtenção de valores de deslocamento das janelas mais acurados, foram instalados anteparos nos dois transdutores de força horizontal (ver foto 4.4), nos quais se encostavam os extensômetros. Nesse ensaio, optou-se por retornar as janelas às posições correspondentes ao final do carregamento anterior.



Foto 4.4 - Anteparos nos dois transdutores de força horizontais nos quais se encostavam os extensômetros para leitura do deslocamento das janelas

Em determinados carregamentos de alguns ensaios, observou-se um comportamento anômalo, uma vez que a leitura de um dos extensômetros indicava que uma janela havia se deslocado para fora e a outra para dentro, o que fisicamente não fazia sentido. Desconfiou-se, então, que a base de referência das leituras sofria um movimento de corpo rígido. Para melhor avaliar essa possibilidade, foram utilizados no ensaio K₀-10 quatro extensômetros, colocando um em cada janela e um em cada lateral do corpo da "célula K₀". A suspeita de movimento de corpo rígido foi, então, confirmada. Sendo assim, o procedimento de retorno das janelas para uma posição anterior estava, na verdade, introduzindo deslocamentos aleatórios nesses elementos, comprometendo os resultados dos ensaios.

Para solucionar o problema projetou-se uma peça que ficava acoplada ao corpo da "célula K_0 ", ou seja, o sistema de referência passou a ser o próprio corpo da "célula K_0 " e não mais a bancada (ver foto 4.5). Essa nova peça, denominada suporte, portava dois transdutores de deslocamento que registravam os deslocamentos das janelas (ver foto 4.6), sem que houvesse, então, interferência do movimento de corpo rígido do

sistema, e foi utilizada pela primeira vez no ensaio K₀-11. A utilização dessa peça foi um passo decisivo na evolução do processo operacional do equipamento.



Foto 4.5 – Peça, denominada suporte, acoplada ao equipamento sendo o próprio corpo da "célula K₀" o sistema de referência



Foto 4.6 – Detalhe da peça portando o LVDT para medição do deslocamento da janelas

Pelas razões expostas acima, conclui-se que muitos ensaios foram perdidos. Portanto, a primeira impressão que se tem a respeito desse fato é que muito tempo foi

desperdiçado. Mas, isso fez parte do processo evolutivo de tornar operacional um equipamento totalmente novo, que, sem dúvida, era o grande desafio deste trabalho.

4.4.Ensaios Realizados

A tabela 4.5 apresenta um resumo dos ensaios realizados e os sub-itens 4.4.1 a 4.4.13 apresentam um pequeno histórico desses ensaios.

ensaio	tipo de ensaio	tipo de solo	amostra	duração aproximada (*)
K ₀ -1	incremental	80% caulim+20% bentonita	indeformada	30 dias
K ₀ -2	incremental	80% caulim+20% bentonita	indeformada	106 dias
K ₀ -3	incremental	80% caulim+20% bentonita	indeformada	14 dias
K ₀ -4	incremental	80% caulim+20% bentonita	indeformada	67 dias
K ₀ -5	incremental	argila do Sarapuí	indeformada	22 dias
K ₀ -6	incremental	argila do Sarapuí	indeformada	7 dias
K ₀ -7	incremental	argila do Sarapuí	indeformada	50 dias
K ₀ -8	incremental	colúvio de Ouro Preto	indeformada	27 dias
K ₀ -9	incremental	argila do Sarapuí	remoldada	50 dias
K ₀ -10	velocidade constante	argila do Sarapuí	remoldada	50 dias
K ₀ -11	velocidade constante	areia da Barra da Tijuca	pluviação	1 dia
K ₀ -12	velocidade constante	argila do Sarapuí	remoldada	56 dias
K ₀ -13	incremental	argila do Sarapuí	remoldada	265 dias Total = 745 dias

Tabela 4.5 – Resumo dos ensaios realizados

(*) No caso de solos artificiais, não estão computados os dias referentes à preparação da amostra.

4.4.1.Ensaio K₀-1

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	artificial – 80% de caulim + 20% de bentonita
Amostra:	indeformada
Preparação da amostra:	15/09/1999
Início do ensaio:	07/10/1999
Fim do ensaio:	08/11/1999

Esse ensaio, considerado e denominado ensaio piloto, não forneceu, como já se esperava, resultados satisfatórios. Dele apenas pôde-se avaliar e decidir quais as modificações necessárias a serem adotadas para melhorar as condições do próximo ensaio.

Já durante a calibração do sistema transdutor de força-janelas-borracha, observou-se que a borracha utilizada não era adequada, pois sofria um considerável processo de fluência a baixas cargas, o que provocava uma demora muito grande na estabilização das leituras. A curva de calibração apresentava uma histerese muito grande. Mesmo assim, decidiu-se realizar o ensaio com seu uso.

O ensaio foi interrompido ao final do 4º estágio de carregamento, correspondente à tensão de 200kPa.

A aquisição de dados estava sendo realizada no mesmo equipamento em paralelo com um ensaio de GUIMARÃES (2000). Isto implicava na utilização de apenas uma taxa de aquisição e que, no caso, tinha que ser a de GUIMARÃES (2000) por ser a maior, 8 pontos por segundo inicialmente e depois 1 ponto por minuto, gerando uma planilha de dados imensa. Baseado neste fato, decidiu-se adquirir mais um sistema de aquisição de dados da HP, pois não haveria condições de se realizarem simultaneamente dois ensaios com taxas de aquisição diferentes em um mesmo equipamento. Isso retardou o início de um novo ensaio.

4.4.2.Ensaio K₀-2

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	artificial - 80% de caulim + 20% de bentonita
Amostra:	indeformada
Preparação da amostra:	23/11/1999
Início do ensaio:	11/01/2000
Fim do ensaio:	27/04/2000

Para este ensaio, a borracha localizada nas janelas foi trocada, conforme mencionado no item 4.3.2. Ao se fazer a calibração do sistema transdutor de força-janelas-borracha, constatou-se a ausência de histerese, estando, dessa forma, solucionado o problema referente à borracha.

Quanto ao sistema de aplicação de pesos, optou-se por utilizar uma bancada com pendural, conforme mencionado no item 4.3.2. Como esse procedimento foi bem sucedido, ele foi utilizado em todos os demais ensaios incrementais.

Surpreendentemente, por ser o segundo ensaio realizado, tendo sido o ensaio K_{0} -1 muito ruim, ele apresentou resultados qualitativos muito bons, razão pela qual decidiuse deixá-lo bastante tempo no adensamento secundário ao final do 5º estágio de carregamento. Em seguida foi feito um descarregamento com razão de sobreadensamento (OCR) igual a 2, ou seja para 160kPa, e depois um recarregamento para a tensão de 320kPa novamente. Os valores obtidos para K_0 foram muito baixos.

4.4.3.Ensaio K₀-3

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	artificial - 80% de caulim + 20% de bentonita
Amostra:	indeformada
Preparação da amostra:	17/04/2000
Início do ensaio:	02/05/2000
Fim do ensaio por acidente:	16/05/2000

O ensaio K_0 -3 foi análogo ao ensaio K_0 -2 no que diz respeito ao solo e ao procedimento utilizados. Porém, durante o 2º estágio de carregamento ocorreu um acidente no Laboratório de Reologia que provocou a interrupção do mesmo. A bancada recebeu um impacto que provocou a queda do pendural sobre os fios dos transdutores, que poderia tê-los danificado. Felizmente não houve conseqüências graves. A autora não estava presente, visto a hora do ocorrido, tendo tomado conhecimento dos fatos somente no dia seguinte. Apenas como uma contribuição para todos aqueles que vierem a fazer tese experimental em laboratório, deixam-se as seguintes recomendações:

- evitar movimentar peças ou equipamentos pesados no laboratório, enquanto algum ensaio estiver em andamento, principalmente em sua imediata vizinhança;
- evitar a presença de pessoas que não pertençam à equipe de trabalho no interior do laboratório;
- não permitir que pessoas sem experiência específica trabalhem em laboratório sem o acompanhamento de um técnico especializado;
- em caso de dúvida, não tomar nenhuma decisão sem consultar alguém com experiência no assunto.

84

4.4.4.Ensaio K₀-4

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	artificial – 80% de caulim + 20% de bentonita
Amostra:	indeformada
Preparação da amostra:	18/05/2000
Início do ensaio:	31/05/2000
Fim do ensaio:	07/08/2000

Conforme já mencionado no item 4.1, o solo artificial de caulim e bentonita apresentava tixotropia e suas características reológicas não eram muito marcantes. Baseado nesse fato, esse foi o último ensaio incremental realizado com este tipo de solo.

Foi neste ensaio que se utilizou pela primeira vez um extensômetro na janela, a fim de verificar seu deslocamento, conforme mencionado no item 4.3.2.

Ao final do 5° estágio de carregamento, optou-se por fazer um descarregamento com razão de sobreadensamento (OCR) igual a 6, ou seja, de 320kPa para 53kPa. Após o processo do descarregamento, promoveu-se um recarregamento para novamente a tensão correspondente ao 5° estágio de carregamento, 320kPa.

Assim como no ensaio K_0 -2, os valores obtidos para K_0 foram muito baixos, embora qualitativamente o ensaio tenha sido muito satisfatório.

4.4.5.Ensaio K₀-5

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	indeformada
Início do ensaio:	08/08/2000
Fim do ensaio:	30/08/2000

Esse foi o primeiro ensaio incremental realizado com corpo-de-prova proveniente de solo natural. A amostra foi retirada com tubo "shelby" na profundidade de 7.00m a

7.70m. Esse ensaio foi um pouco prejudicado devido ao processo de moldagem do corpo-de-prova, explicado anteriormente no item 4.2.

Analogamente ao anterior, esse ensaio foi realizado com um extensômetro em uma de suas janelas, a fim de verificar os deslocamentos sofridos pela mesma.

Ao final do 5º estágio de carregamento, decidiu-se fazer um descarregamento com razão de sobreadensamento igual a 2 (OCR=2). Observou-se ao final deste ensaio que o "top-cap" estava inclinado.

4.4.6.Ensaio K₀-6

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	indeformada
Início do ensaio:	05/09/2000
Interrupção do ensaio:	12/09/2000

Para o ensaio K_0 -6 foi utilizada uma amostra proveniente de amostrador tipo "shelby", retirada na profundidade de 7.00m a 7.70m.

Em função de problemas detectados no ensaio K_0 -5, foram adotadas algumas modificações nos procedimentos de ensaios, mencionadas anteriormente no item 4.3.2, além do aperfeiçoamento do procedimento de moldagem do corpo-de-prova explicado detalhadamente no item 4.2. Foi também nesse ensaio que se decidiu instalar anteparos nos dois transdutores de força horizontais para se medir, com maior acurácia, os valores dos deslocamentos sofridos pelas janelas, optando-se por retornar as janelas às posições correspondentes ao final do carregamento anterior, conforme descrito no item 4.3.2.

O ensaio foi abortado ao final do 3º estágio de carregamento, pois o procedimento adotado de reposicionar as janelas não foi bem sucedido. Decidiu-se, então, adotar a seguinte linha de ação: caso o valor do extensômetro aumentasse, a janela deveria retornar à sua posição inicial; caso diminuísse ou permanecesse no mesmo lugar, sua posição não deveria ser alterada. Outra razão para interrupção do ensaio foi a percepção de que o "top-cap" sofrera, novamente, uma rotação considerável.

Constatou-se que esta rotação foi decorrente de um contato indesejado entre ele e a parede da célula, ocasionado por um defeito na fixação da placa de bronze sinterizado.

4.4.7.Ensaio K₀-7

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	indeformada
Início do ensaio:	02/10/2000
Fim do ensaio:	22/11/2000

Para o ensaio K_0 -7 foi utilizada uma amostra proveniente de um amostrador tipo "shelby", retirada na profundidade de 6.00m a 6.70m.

O problema no "top-cap" foi corrigido e, durante toda a execução desse ensaio, ele não sofreu rotação e o processo de retorno das janelas à posição em que se encontravam ao final do estágio anterior foi executado com aparente sucesso.

Decidiu-se realizar, durante o adensamento primário, no 5º estágio de carregamento, um aumento de temperatura no laboratório, passando a mesma de 19ºC para 31ºC, a fim de se verificar seu efeito nesta fase. Após este procedimento, optou-se por fazer um descarregamento com OCR=10 e, quando se entrou no adensamento secundário neste estágio de carga, promoveu-se novo aumento de temperatura de 19ºC para 31ºC. Em seguida o ensaio foi recarregado para a tensão de 320kPa, correspondente ao último estágio de carregamento.

4.4.8.Ensaio K₀-8

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – colúvio de Ouro Preto
Amostra:	indeformada
Início do ensaio:	23/11/2000
Fim do ensaio:	20/12/2000

A razão de se utilizar nesse ensaio o colúvio da região de Ouro Preto foram as características reológicas bem acentuadas que ele apresentou nos ensaios realizados por FONSECA (2000).

O processo de amostragem de colúvio, diferentemente do solo argiloso, cuja amostragem é feita por "shelby", é realizado em blocos envoltos com parafina para manutenção do seu teor de umidade natural.

4.4.9.Ensaio K₀-9

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	remoldada
Início do ensaio:	31/01/2001
Fim do ensaio:	22/03/2001

Para o ensaio K_0 -7 foi utilizada uma amostra proveniente de um amostrador tipo "shelby", retirada na profundidade de 6.00m a 6.70m.

Ao final da moldagem do corpo-de-prova, constatou-se a existência de inúmeras falhas em função da presença considerável de conchas. Dessa forma, decidiu-se retirar o corpo-de-prova moldado da célula e remoldá-lo, tornando-o, então, amolgado.

Por se utilizar amostra remoldada, decidiu-se fazer, ao final do 3º estágio de carregamento (80kPa), um descarregamento com OCR=4 retornando, dessa forma, para a tensão de 20kPa, a fim de eliminar eventuais falhas provenientes do processo de moldagem. Em seguida houve o recarregamento para os estágios correspondentes às tensões de 40kPa e 80kPa e carregamento para 160kPa e 320kPa.

4.4.10.Ensaio K₀-10

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	remoldada
Início do ensaio:	24/04/2001

Fim do ensaio: 13/06/2001

Devido à existência de inúmeras falhas em função da presença considerável de conchas, decidiu-se utilizar amostra remoldada.

Este ensaio foi o primeiro a ser realizado com velocidade constante. Para tanto, utilizou-se uma prensa automática da Wykeham-Farrance. A escolha da velocidade a ser imposta foi feita baseando-se nos resultados dos ensaios incrementais, optando-se, então, pelo valor de 5×10^{-4} mm/min, por ser esta a velocidade de secundário, ou seja, em que não há geração de poro-pressão.

Por se tratar de um ensaio piloto, optou-se, em uma determinada fase de seu desenvolvimento, por aumentar a velocidade para 1×10^{-3} mm/min a fim de torná-lo mais rápido e verificar as conseqüências provenientes desse aumento. Ao final do carregamento, que é imposto pelo limite de carga do transdutor de força, iniciou-se o processo da relaxação de tensões. Durante sua realização, houve falta de energia nas fases de carregamento, o que provocou relaxação, e durante a fase de relaxação.

Para melhor avaliar a possibilidade de deslocamento de corpo rígido do sistema, foram utilizados neste ensaio quatro extensômetros, conforme apresentado no item 4.3.2.

4.4.11.Ensaio K₀-11

velocidade constante
natural – areia da Barra da Tijuca
pluviação
25/06/2001
25/06/2001

O ensaio K₀-11 foi um ensaio piloto cujo único objetivo era avaliar o desempenho da nova peça desenvolvida para segurar os transdutores de deslocamento que ficava acoplada diretamente ao corpo da "célula K₀". A razão pela qual se utilizou areia foi a obtenção de respostas rápidas. Seus resultados, que não serão apresentados, foram conclusivos para a aprovação da nova peça.

89

4.4.12.Ensaio K₀-12

Tipo de ensaio:	velocidade constante
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	remoldada
Início do ensaio:	02/07/2001
Fim do ensaio:	28/08/2001

Analogamente ao ensaio K_0 -10, neste ensaio utilizou-se argila do Sarapuí, remoldada devido à presença considerável de conchas. Sua velocidade também foi de 5×10^{-4} mm/min (referente à velocidade de secundário obtida através dos ensaios incrementais). Conforme mencionado anteriormente, foi o primeiro ensaio realizado com a peça desenvolvida para fixar os transdutores de deslocamento das janelas, tomando-se como referência o próprio corpo da "célula K_0 ". Entretanto, houve um problema que não comprometeu seus resultados. Uma das células de carga acopladas a uma das janelas da "célula K_0 " se soltou. Mas, como a outra estava na posição correta, pôde-se prosseguir normalmente com o ensaio.

Ao final do carregamento, determinado pelo limite de carga do transdutor de força, fezse relaxação de tensões. Houve algumas faltas de energia durante os períodos de carregamento e de relaxação.

4.4.13.Ensaio K₀-13

Tipo de ensaio:	incremental
Tipo de solo:	natural – argila do Sarapuí
Amostra:	remoldada
Início do ensaio:	29/08/2001
Fim do ensaio:	24/05/2002

Pelas mesmas razões apresentadas nos itens 4.4.9, 4.4.10 e 4.4.12, decidiu-se utilizar um corpo-de–prova remoldado e, portanto, amolgado.

Ao final do último estágio de carregamento, correspondente à tensão de 320kPa, promoveu-se um descarregamento com OCR=8 e, em seguida, foi feito um recarregamento para a tensão de 320kPa.

Visto que não se dispunha de muito tempo para concluir esta pesquisa, decidiu-se não realizar mais nenhum ensaio. A fim de se detectar eventual variação de K₀ na compressão secundária, esse ensaio foi mantido em desenvolvimento até o dia 24 de maio de 2002, totalizando quase 9 meses de duração. Como não se observou nenhuma variação sensível no valor de K₀, optou-se por encerrá-lo, porém aumentando a temperatura do laboratório de 20°C para 38°C, verificando, assim, a influência da temperatura. Para se provocar esse aumento de temperatura, a sala de controle e a sala de ensaios foram isoladas entre si através do fechamento de portas e janelas que as conectam e foram ligadas as 72 lâmpadas, de 25W cada uma, presentes na sala de ensaios. Entretanto, essa avaliação foi qualitativa, porquanto uma avaliação quantitativa exigiria novas calibrações dos transdutores variando também a temperatura. Infelizmente, não havia mais disponibilidade de tempo para isso.

Durante a fase da recompressão ocorreu um problema no desenvolvimento do ensaio, que, embora tenha sido grave, foi contornado. O disco rígido do microcomputador que fica conectado ao sistema de aquisição de dados sofreu uma pane irrecuperável. Embora a solução para o problema tenha levado dois dias, não sendo possível nesse intervalo de tempo recuperar os dados, não houve comprometimento do ensaio. Houve também sucessivas faltas de energia elétrica, que também não chegaram a comprometer o ensaio.

4.5. Aproveitamento dos Ensaios

Foram realizados treze ensaios, sendo dez incrementais e três com velocidade constante. Conforme mencionado anteriormente, o principal objetivo deste trabalho era tornar a "célula K₀" operacional. Por essa razão, à medida que se realizavam os ensaios, tornavam-se necessários consertos, adaptações e, sobretudo, alterações nos procedimentos operacionais, o que implicou na invalidação, pelo menos quantitativa, de alguns deles.

Além disso, há casos que não se encaixam nas razões expostas acima, como, por exemplo, os dos ensaios K_0 -3, que foi interrompido devido a um acidente, e K_0 -11, cujo objetivo era avaliar o desempenho da peça projetada para permitir a medição dos deslocamentos das janelas.

91

O ensaio K_0 -8, no qual se utilizou o colúvio de Ouro Preto, também não foi aproveitado. Embora esse solo não fizesse parte do escopo deste trabalho, seus resultados seriam interessantes, uma vez que ele apresenta características reológicas bem acentuadas e seria de curta duração. Mas, um procedimento errado invalidou seus resultados.

Dessa forma, embora tenham sido realizados no total treze ensaios, de setembro de 1999 a maio de 2002, apenas dois foram aproveitados para a análise dos resultados, sendo um de velocidade constante, ensaio K_0 -12, e um incremental, ensaio K_0 -13.

Deve-se mencionar, também, as constantes faltas de energia no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, que aconteceram praticamente em todos os ensaios realizados, principalmente nos de longa duração. Embora não tenha invalidado os resultados dos ensaios, gerou muitos transtornos. Era necessário religar o ar condicionado e o sistema de aquisição de dados. Mesmo o sistema de aquisição armazenando as leituras feitas depois do retorno da energia, nem sempre se conseguia recuperá-las. Caso faltasse luz duas vezes consecutivas, sem que o sistema de aquisição tivesse sido religado, perdiam-se todas as leituras. Isso aconteceu diversas vezes, pois faltava energia geralmente à noite ou então nos fins de semana. Entretanto, havia um esquema de emergência montado com a vigilância do Laboratório de Geotecnia, segundo o qual eles contactavam a autora sempre que houvesse falta de energia fora do horário normal de expediente. De vez em quando, esse esquema também falhava.

5

Resultados dos Ensaios de Laboratório

São apresentados nesse capítulo os resultados dos ensaios K_0 -12 e K_0 -13. Portanto, para uma melhor compreensão é necessário que se faça inicialmente uma descrição detalhada das variáveis e constantes envolvidas, assim como os respectivos símbolos adotados para representá-las.

<u>Áreas</u>

 A_1 = área da janela 1 localizada na base da célula K_0 , que é igual à área do corpo-deprova;

A₂ = área da janela 2 localizada em uma das laterais da célula K₀;

A₃ = área da janela 3 localizada em uma das laterais da célula K₀;

 A_L = área lateral da célula K_0 .

<u>Forças</u>

F = força correspondente ao carregamento aplicado;

F₁ = força lida pelo transdutor acoplado à janela 1, localizada na base da célula K₀;

F₂ = força na janela 2, localizada em uma das laterais da célula K₀;

F₃ = força na janela 3, localizada em uma das laterais da célula K₀.

Tensões totais

vertical no topo: $\sigma_v = F/A_1$; vertical na base: $\sigma_{vb} = F_1/A_1$; vertical média: $\overline{\sigma}_v = (\sigma_v + \sigma_{vb})/2$; horizontal na janela 2: $\sigma_{h2} = F_2/A_2$; horizontal na janela 3: $\sigma_{h3} = F_3/A_3$.

Deslocamento vertical

deslocamento do "top-cap", medido pelo LVDT posicionado sobre o mesmo: δ_{v}

Deslocamentos horizontais

deslocamento da janela 2: δ_{h2} deslocamento da janela 3: δ_{h3}

<u>Alturas</u>

inicial do corpo-de-prova: h_0 do corpo-de-prova no momento da leitura: $h = h_0 - \delta_v$ do meio da janela a partir da base: $h_{(1/2)}$

Poro-pressões

poro-pressão medida na base pelo transdutor: ub

poro-pressão a meia altura da janela:
$$u_{\binom{1}{2}} = u_b \times \left[1 - \left(\frac{h_{\binom{1}{2}}}{h}\right)^2\right]$$

<u>Tensões efetivas</u>

vertical média ao longo de todo o corpo-de-prova: $\overline{\sigma'_v}$

vertical a meia altura das janelas 2 e 3: $\sigma'_{v(\frac{1}{2})} = \left[\sigma_{vb} + \left(\frac{\sigma_{v} - \sigma_{vb}}{h_{cp}}\right) \times h_{\frac{1}{2}}\right] - u_{\frac{1}{2}}$ horizontal a meia altura da janela 2: $\sigma'_{h2(\frac{1}{2})} = \sigma_{h2} - u_{\frac{1}{2}}$ horizontal a meia altura da janela 3: $\sigma'_{h3(\frac{1}{2})} = \sigma_{h3} - u_{\frac{1}{2}}$ horizontal média a meia altura da janela: $\overline{\sigma'_{h2(\frac{1}{2})}} = \frac{\sigma'_{h2(\frac{1}{2})} + \sigma'_{h3(\frac{1}{2})}}{2}$

Coeficiente de empuxo no repouso Ko

$$\mathsf{K_{0}} = \frac{\left(\frac{\sigma_{\texttt{h2}(\texttt{y}_{2})}' + \sigma_{\texttt{h3}(\texttt{y}_{2})}'}{2}\right)}{\sigma_{\texttt{v}(\texttt{y}_{2})}'}$$

Coeficiente de empuxo no repouso Ko incremental

$$K_{0} \text{ incremental} = \frac{\left(\frac{\Delta \sigma'_{h2}(y_{2}) + \Delta \sigma'_{h3}(y_{2})}{2}\right)}{\Delta \sigma'_{v(y_{2})}}$$

sendo o Δ sempre em relação ao último valor de tensão obtido no carregamento anterior.

<u>Atrito</u>

força de atrito: $F_a = F - F_1$

valor médio da tensão de atrito: $\bar{f}_a = \frac{F_a}{A_L}$

valor médio da componente viscosa da tensão de atrito: \bar{f}_v valor médio da componente friccional da tensão de atrito: \bar{f}_f

Deformação (%):
$$\varepsilon = \left(\frac{h_0 - h}{h_0}\right) \times 100$$

Velocidades

Ensaio incremental:

Velocidade de deformação (%/min): $\dot{\epsilon} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta t} \times \frac{1}{h}\right) \times 100$

• Ensaio com velocidade constante:

Velocidade da prensa = r

Velocidade de deformação (%/min): $\dot{\epsilon} = \left(\frac{r}{h}\right) \times 100$

,

Velocidade de deformação média (%/min): $\bar{\dot{\epsilon}}$

Índice de Vazios:
$$e = \frac{h - h_s}{h_s}$$

sendo a altura de sólidos, $h_s = \frac{h_0}{1+e_0}$ e sendo o índice de vazios inicial, $e_0 = G \times w$, onde G = densidade real dos grãos do solo e w sua umidade.

5.1.Resultados do Ensaio K₀-12

Sendo o ensaio K_0 -12 realizado com velocidade constante de deslocamento, apresentam-se os gráficos *tensão vertical total no topo×tempo*, *tensão de atrito média×tempo*, *poro-pressão×tempo*, K_0 ×*tempo* e *deslocamento da janela 3×tempo*, nas figuras 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5, respectivamente. Como também foi realizada uma relaxação de tensões são apresentados os gráficos *tensão vertical total no topo ×tempo* e *tensão vertical total na base×tempo*, *tensão de atrito média×tempo*, *poropressão×tempo*, K_0 ×*tempo*, nas figuras 5.6, 5.7, 5.8, e 5.9, respectivamente. Os valores de teor de umidade inicial, teor de umidade final e grau de saturação inicial foram de 106%, 49% e 97%, respectivamente.



Figura 5.1 – Relação tensão vertical total no topo \times tempo - ensaio K₀-12



Figura 5.2 – Relação tensão de atrito média \times tempo – ensaio K₀-12



Figura 5.3 – Relação poro-pressão na base \times tempo - ensaio K_0-12



Figura 5.4 – Relação K₀ × tempo - ensaio K₀-12



Figura 5.5 – Relação deslocamento da janela $3 \times$ tempo - ensaio K₀-12

<u>Relaxação</u>



Figura 5.6 – Relação tensão vertical total imes tempo - relaxação de tensões no ensaio K_0-12



Figura 5.7 – Relação tensão de atrito média \times tempo - relaxação de tensões no ensaio K₀-12


Figura 5.8 – Relação poro-pressão imes tempo - relaxação de tensões no ensaio K_0-12



Figura 5.9 – Relação K_0 \times tempo - relaxação de tensões no ensaio K_0-12

5.2. Resultados do Ensaio K₀-13

Sendo o ensaio K_0 -13 incremental, apresentam-se nas figuras 5.10, 5.11, 5.12, 5.13(a), 5.14 e 5.15 os gráficos *índice de vazios × tempo*, *tensão de atrito média × tempo*, *poro-pressão × tempo*, $K_0 × tempo$ e K_0 *incremental × tempo*, $K_0 × tempo$ (para o 5° estágio de carregamento, descarregamento e recarregamento) e *deslocamento das janelas × tempo*, respectivamente. As figuras 5.13(b) e 5.13(c) são detalhes da figura 5.13(a).



Figura 5.10 – Relação índice de vazios × tempo para os 5 estágios de carregamento (20,40,80,152 e 320kPa), descarregamento (OCR=8) e recarregamento de 40kPa para 320kPa – ensaio K₀-13

Os valores de teor de umidade inicial, teor de umidade final e grau de saturação inicial foram de 129%, 65% e 98%, respectivamente.



Figura 5.11 – Relação tensão de atrito média × tempo para os 5 estágios de carregamento (20,40,80,152 e 320kPa), descarregamento (OCR=8) e recarregamento de 40kPa para 320kPa – ensaio K₀-13



Figura 5.12 – Relação poro-pressão × tempo para os 5 estágios de carregamento (20,40,80,152 e 320kPa), descarregamento (OCR=8) e recarregamento de 40kPa para 320kPa – ensaio K₀-13



Figura 5.13 (a) – Relação K₀ × tempo e K₀ incremental × tempo para os 5 estágios de carregamento (20,40,80,152 e 320kPa)– ensaio K₀-13



Figura 5.13 (b) – Detalhe da relação K₀ × tempo e K₀ incremental × tempo para o 2º estágio de carregamento (40kPa)– ensaio K₀-13



Figura 5.13 (c) – Detalhe da relação K₀ × tempo e K₀ incremental × tempo para o 5º estágio de carregamento (320kPa)– ensaio K₀-13



Figura 5.14 – Relação K₀ × tempo para o 5º estágio de carregamento (320kPa), descarregamento (OCR=8) e recarregamento de 40kPa para 320kPa – ensaio K₀-13



Figura 5.15 – Relação deslocamento das janelas × tempo para os 5 estágios de carregamento (20,40,80,152 e 320kPa), descarregamento (OCR=8) e recarregamento de 40kPa para 320kPa – ensaio K₀-13

A tabela 5.1 apresenta os valores de coeficiente de adensamento, c_v , calculados pelo método de Casagrande, para os 5 estágios de carregamento e para o recarregamento do ensaio K₀-13 e a figura 5.16 mostra a relação $c_v \times tensão vertical efetiva ao longo do corpo-de-prova.$

Estágio	c _v (m²/s)
1º carregamento (21.2kPa)	1.18 × 10 ⁻⁸
2º carregamento (40kPa)	9.57 × 10 ⁻⁹
3º carregamento (80kPa)	9.79×10 ⁻⁹
4º carregamento (152kPa)	9.48×10 ⁻⁹
5º carregamento (320kPa)	1.07 × 10 ⁻⁸
recarregamento (de 40 para 320kPa)	3.42 × 10 ⁻⁸

Tabela 5.1 - Valores de cv para os diversos estágios de carregamento e recarregamento do ensaio Ko-13



Figura 5.16 – Relação c_v × tensão vertical efetiva ao longo do corpo-de-prova para os 5 estágios de carregamento e recarregamento - ensaio K₀-13

6

Análise dos Resultados dos Ensaios de Laboratório

Parte da análise dos resultados dos ensaios edométricos, realizados neste trabalho, foi desenvolvida com base na linha de pesquisa inspirada nos trabalhos de Taylor, sobretudo na Teoria B (TAYLOR, 1942) e adotada pelo Grupo de Reologia do Laboratório de Geotecnia da COPPE. No capítulo 2, item 2.5, são apresentados os principais conceitos reológicos relacionados a esta pesquisa.

As informações mais importantes referentes aos ensaios analisados podem ser encontradas no item 4.4 e no capítulo 5 deste trabalho.

6.1.Comportamento tensão × índice de vazios × velocidade de deformação

A figura 6.1 apresenta a relação *índice de vazios* × *tensão vertical efetiva média ao longo de todo o corpo-de-prova* × *velocidade média de deformação* $(\bar{\epsilon})$ obtida para os ensaios de velocidade constante de deslocamento (K₀-12) e incremental (K₀-13). Conforme pode-se observar, as linhas de velocidade de deformação são aproximadamente paralelas e esses valores de velocidade de deformação diminuem com o decréscimo do índice de vazios (BJERRUM,1967).

Entretanto, a curva referente ao ensaio de velocidade constante de deslocamento (1.45×10^{-3}) /min) deveria se localizar quase sobre a linha de 1.0×10^{-3} /min. Na figura 6.2, que mostra a relação *deformação*×*tensão vertical efetiva média ao longo de todo o corpo-de-prova*×*velocidade média de deformação*, a curva correspondente ao ensaio de velocidade constante de deslocamento (1.45×10^{-3}) /min) também deveria estar praticamente sobre a linha de 1.0×10^{-3} /min. Esse fato pode ser justificado pela diferença entre os valores de índice de vazios inicial dos dois ensaios. No ensaio K₀-12 o índice de vazios inicial é 2.90 e no K₀-13 é 3.50. No que se refere à discrepância observada na figura 6.1, registra-se que pequenas diferenças de peso podem causar uma diferença significativa entre os valores de índice de vazios inicial e,

como neste caso o corpo-de-prova foi remoldado, não se pode garantir a ausência total de vazios. Além disso, as pesagens foram feitas em épocas diferentes e, assim, não se pode também garantir que tenham sido feitas nas mesmas condições.



Figura 6.1 – Relação índice de vazios × tensão vertical efetiva média ao longo de todo o c.p. × έ para os 5 estágios de carregamento (20,40,80,152 e 320kPa) do ensaio K₀-13 e para o ensaio K₀-12, juntamente com linhas de mesma έ





6.2.Atrito nas Paredes¹

Representando graficamente a relação *tensão de atrito média* × *tensão vertical efetiva média ao longo do corpo-de-prova* para os 5 estágios de carregamento (figura 6.3),

¹ A grandeza aqui chamada de "atrito nas paredes" seria melhor denominada de "resistência lateral", uma vez que esta evitaria inconsistências na nomenclatura tais como "componente friccional do atrito" e "componente viscosa do atrito". Não obstante, decidiu-se manter aquela expressão por ser ela mais freqüentemente encontrada na literatura internacional específica.

observa-se uma relação linear para pontos de mesma velocidade deformação, o que é confirmado pelo ensaio de velocidade constante.



Figura 6.3 - Relação tensão de atrito × tensão vertical efetiva média ao longo do corpo-de-prova para os ensaios incremental (K₀-13) e de velocidade constante (K₀-12)

Sendo

$$\bar{\mathbf{f}}_{a} = \bar{\mathbf{f}}_{v} + \bar{\mathbf{f}}_{f} \tag{6.1}$$

tem-se que

$$\bar{f}_{a} = \bar{f}_{v} + \overline{\sigma}_{b} \times tg\delta \tag{6.2}$$

onde

 \bar{f}_a = valor médio da tensão de atrito;

 \bar{f}_{v} = valor médio da componente viscosa da tensão de atrito;

 f_{f} = valor médio da componente friccional da tensão de atrito;

 $\overline{\sigma}'_{h}$ = valor médio da tensão horizontal efetiva;

 δ = ângulo de atrito entre as paredes da célula e o solo.

A expressão (6.2) pode ser escrita também da forma

$$\bar{f}_{a} = \bar{f}_{v} + \frac{\overline{\sigma}_{h}'}{\sigma_{v}'} tg \delta \times \overline{\sigma}_{v}'$$
(6.3)

Lembrando que

$$\frac{\overline{\sigma'_{h}}}{\sigma'_{v}} = \overline{K}_{0}$$

onde $\,\overline{\!\mathsf{K}}_{_0}\,$ é o valor médio de K_0 ao longo do corpo-de-prova, chega-se à equação

$$\bar{f}_{a} = \bar{f}_{v} + \left(\overline{K}_{0} tg\delta\right) \times \overline{\sigma'_{v}}$$
(6.4)

Portanto, o coeficiente angular da reta obtida para os pontos de mesma velocidade de deformação é $\overline{K}_0 tg\delta$. Dividindo $\overline{K}_0 tg\delta$ pelo \overline{K}_0 (estimado a partir de σ_n^{*} nas janelas) de cada ponto com a mesma velocidade de deformação, chega-se ao valor de tg δ , conforme tabela 6.1. Essas relações encontram-se representadas na figura 6.4. Esse gráfico apresenta também a mesma relação para o ensaio de velocidade constante, onde se observa que a sua curva, correspondente a $\overline{\dot{\epsilon}} = 1.45 \times 10^{-3}$ %/min^{*}, se encontra entre as curvas de $\overline{\dot{\epsilon}} = 1.0 \times 10^{-4}$ %/min e $\overline{\dot{\epsilon}} = 1.0 \times 10^{-3}$ %/min, conforme esperado, embora não tão próxima da curva de $\overline{\dot{\epsilon}} = 1.0 \times 10^{-3}$ %/min. O intercepto, representado na expressão (6.4) por \overline{f}_v , corresponde à componente viscosa da tensão de atrito que, conforme mostra a figura 6.2, é muito pequena para as velocidades consideradas, sendo portanto a maior parte associada à componente friccional da tensão de atrito.

^{*} Neste caso, como a velocidade de deformação varia um pouco ao longo do tempo, em decorrência da variação da altura do corpo-de-prova, considera-se, para fins de análise, o valor médio entre as velocidades inicial e final do ensaio.

Observa-se, tanto para o ensaio incremental como para o de velocidade constante, um comportamento anômalo de tg δ para $\overline{\sigma'_v}$ abaixo de 50kPa. Essa anomalia é simplesmente o reflexo dos baixos valores de K₀ obtidos para $\overline{\sigma'_v}$ < 50kPa.

	$\overline{\dot{\epsilon}} = 1.0 imes 10^{-4} \%/\mathrm{min}$			3	$= 1.0 \times 10^{-3}$ %/min		
	K₀tg ∂	tgδ	δ (°)	K₀tg ∂	tgδ	δ (°)	
1º carregamento	0.1021	0.6110	31.4	0.0772	0.7699	37.6	
2º carregamento		0.3196	17.7		0.2548	14.3	
3º carregamento		0.2490	14.0		0.1905	10.8	
4º carregamento		0.2113	11.9		0.1601	9.1	
5° carregamento		0.2052	11.6		0.1506	8.6	
	φ' = 23.8° (PROJETO COPPETEC ET-150842, 1999)						

Tabela 6.1 - Valor de tg δ para cada ponto com a mesma velocidade de deformação para os 5 estágios de carregamento



Figura 6.4 – Relação tg δ × tensão vertical efetiva média ao longo do corpo-de-prova para os ensaios icremental (K₀-13) e de velocidade constante (K₀-12)

6.3.Influência da Parcela Viscosa na Tensão Vertical Efetiva

De acordo com a Mecânica dos Corpos Deformáveis, o tensor das tensões σ_{ij} pode ser desmembrado em dois tensores, da forma:

$$\sigma_{ij} = \mathbf{h}_{ij} + \mathbf{s}_{ij} \tag{6.5}$$

sendo h_{ij} denominado tensor esférico das tensões e s_{ij} tensor desviador das tensões, onde:

$$\begin{split} h_{ij} &= \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \\ s_{ij} &= \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \\ \delta_{ij} &= \text{delta de Kronecker} \end{split}$$

O tensor das deformações também pode ser desmembrado conforme:

$$\varepsilon_{ij} = \mathbf{e}_{ij} + \mathbf{d}_{ij} \tag{6.6}$$

sendo e_{ij} o tensor esférico das deformações (deformações volumétricas) e d_{ij} o tensor desviador das deformações (deformações distorcionais), onde

$$e_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij}$$
$$d_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij}$$

De forma idêntica, o tensor velocidade de deformação também pode ser desmembrado:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\mathbf{e}}_{ij} + \dot{\mathbf{d}}_{ij} \tag{6.7}$$

onde

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{d(\epsilon_{ij})}{dt}; \quad \dot{e}_{ij} = \frac{d(e_{ij})}{dt}; \quad \dot{d}_{ij} = \frac{d(d_{ij})}{dt}$$

Pode-se escrever, para um corpo de comportamento puramente Newtoniano, que:

$$\sigma_{ij} = 3\eta_h \dot{e}_{ij} + 2\eta_d \dot{d}_{ij}$$
(6.8)

onde

 η_h = coeficiente de viscosidade volumétrico;

 η_d = coeficiente de viscosidade distorcional.

Segundo o formalismo matricial, a equação (6.8) pode ser escrita da forma

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = 3\eta_h \begin{bmatrix} \frac{\dot{\epsilon}_v}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\dot{\epsilon}_v}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\dot{\epsilon}_v}{3} \end{bmatrix} + 2\eta_d \begin{bmatrix} \left(\dot{\epsilon}_x - \frac{\dot{\epsilon}_v}{3} \right) & \frac{1}{2}\dot{\gamma}_{xy} & \frac{1}{2}\dot{\gamma}_{xz} \\ \frac{1}{2}\dot{\gamma}_{yx} & \left(\dot{\epsilon}_y - \frac{\dot{\epsilon}_v}{3} \right) & \frac{1}{2}\dot{\gamma}_{yz} \\ \frac{1}{2}\dot{\gamma}_{zx} & \frac{1}{2}\dot{\gamma}_{zy} & \left(\dot{\epsilon}_z - \frac{\dot{\epsilon}_v}{3} \right) \end{bmatrix}$$
$$\sigma_{ij} \qquad \dot{e}_{ij} \qquad \qquad \dot{d}_{ij}$$

No caso particular do ensaio edométrico, admitindo a direção vertical como sendo a direção principal 1, tem-se que:

$$\dot{\mathbf{e}}_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{\dot{\varepsilon}_1}{3} & 0 & 0\\ 0 & \frac{\dot{\varepsilon}_1}{3} & 0\\ 0 & 0 & \frac{\dot{\varepsilon}_1}{3} \end{bmatrix}$$
(6.9)

$$\dot{d}_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{2\dot{\varepsilon}_{1}}{3} & 0 & 0\\ 0 & -\frac{\dot{\varepsilon}_{1}}{3} & 0\\ 0 & 0 & -\frac{\dot{\varepsilon}_{1}}{3} \end{bmatrix}$$
(6.10)

ARUTYUNYAN (1966) e ARUTYUNYAN *et al.* (1997) enunciaram os dois teoremas que constituem o Princípio da Correspondência da Viscoelasticidade Linear. Esse princípio constitui uma poderosa ferramenta na solução de problemas da

Viscoelasticidade, tendo sido empregado na obtenção de K_0 viscoelástico, no item 2.2. Enunciam-se abaixo os dois teoremas, que apenas são válidos para o caso em que o Coeficiente de Poisson é constante ao longo do tempo.

<u>1º Teorema</u>

Se o estado de tensões e deformações de um corpo constituído por material viscoelástico sujeito ao envelhecimento é apenas governado por forças de superfície e de volume prescritas, então as tensões despertadas no corpo considerando a fluência e o envelhecimento são coincidentes com aquelas resultantes da solução do problema elástico-instantâneo. As deformações e os deslocamentos podem ser obtidos a partir das relações constitutivas da Viscoelasticidade.

2º Teorema

Se o estado de tensões e deformações de um corpo constituído por material viscoelástico sujeito ao envelhecimento é apenas causado por deformações e deslocamentos prescritos, então as deformações e os deslocamentos resultantes considerando a fluência e o envelhecimento do material coincidem com aqueles do corpo elástico. As tensões podem ser obtidas a partir das relações constitutivas da Viscoelasticidade.

Embora os teoremas acima tenham sido estabelecidos para a Viscoelasticidade Linear, sua aplicação ao problema do adensamento edométrico pode, pelo menos qualitativamente, auxiliar na compreensão dos mecanismos do comportamento tensão × deformação × tempo.

Para as condições de contorno do ensaio edométrico incremental, pensar-se-ia à primeira vista em aplicar o 1º Teorema e, assim, as tensões horizontais não deveriam variar, nem, conseqüentemente, o K₀. Mas, lembrando que

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$
(6.11)

onde

E_{oed}= módulo edométrico do solo;

E= módulo de elasticidade do solo;

v= coeficiente de Poisson do solo,

e que, embora E aumente com a tensão confinante, o acréscimo de E_{oed} com a deformação no ensaio K₀-13 (figura 6.5), por exemplo, somente pode ser explicado se v também aumentar. Dessa forma, o 1º Teorema não se aplica ao problema do ensaio de adensamento edométrico, mesmo que sob forma aproximada. É oportuno aqui chamar atenção para o exemplo do K₀ viscoelástico, apresentado no item 2.2. Como naquele caso considerou-se que o corpo possuía comportamento elástico-instantâneo para as deformações volumétricas e viscoelástico para as deformações distorcionais, a função de fluência correspondente à razão entre deformação transversal e longitudinal é representada por

$$J_{v}(t) = \frac{3J_{G}(t) - \frac{2}{K}}{2\left(3J_{G}(t) + \frac{1}{K}\right)}$$
(6.12)

onde

J_G(t)= função de fluência referente às deformações distorcionais;
 K= módulo de elasticidade volumétrico.

Variável com o tempo, portanto. Por essa razão, naquele exemplo, também o 1° Teorema não se aplica e, assim, K₀ varia com o tempo, crescendo conforme figura 2.4.

Partindo da hipótese de que, no carregamento com forças prescritas as deformações por fluência ocorrem simultaneamente com as deformações elásticas (entendidas aqui como aquelas que mobilizam resistência friccional), qualquer acréscimo de deformação representa um acréscimo de resistência friccional mobilizada. Então, durante a fluência (ou adensamento secundário), deve-se esperar um crescimento de v e, conseqüentemente de K_0 .



Figura 6.5 – Relação tensão vertical efetiva \times deformação para o final do primário

6.3.1.Ensaio Incremental

A figura 6.6, referente ao ensaio K₀-13, indica que as poro-pressões partiram de um valor aproximadamente entre $0.10\Delta\sigma$ e $0.30\Delta\sigma$, sendo $\Delta\sigma$ o incremento de carga do ensaio, e cresceram até valores máximos na faixa de 0.85 $\Delta\sigma$ e 1.00 $\Delta\sigma$. Esses máximos ocorrem com cerca de 30 minutos de ensaio e, a partir daí, decrescem monotonicamente. Esse tipo de comportamento não pode ser explicado nem pela teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) nem pela de TAYLOR (1942). Uma forma de se explicar tal comportamento seria, na visão do autor desta dissertação, através da combinação de uma resistência viscosa com uma compressibilidade inicial mais elevada do corpo-de-prova em decorrência de microbolhas de ar possivelmente existentes na água livre. TER-MARTIROSYAN et al. (1965) (citado em TSYTOVITCH et al., 1969) apresentam resultados de ensaios de adensamento em uma argila amolgada (argila de Saratov) com grau de saturação de 98%, onde foi observado o mesmo aspecto da curva poro-pressão × tempo obtida nesta pesquisa. SUKLJE (1969) apresenta idêntico resultado para uma argila calcária lacustre com 96% de grau de saturação. O que provavelmente acontece é uma acentuada velocidade de deformação inicial, decorrente da compressibilidade inicial do solo, despertando uma

118

elevada resistência viscosa. Como a resistência friccional ainda é baixa, em razão da pequena parcela de atrito mobilizado, conclui-se por equilíbrio que a poro-pressão inicial deve assumir valores reduzidos no início do ensaio. Em seguida, à medida que o ensaio progride, as velocidades de deformação caem, reduzindo a parcela viscosa da resistência, que vai sendo gradativamente transferida para a poro-pressão e para a resistência friccional. Como a poro-pressão também se dissipa, ela deve passar por um máximo e decrescer até zero com o tempo. A equação de equilíbrio correspondente a esse fenômeno é (ver THOMASI, 2000):

$$\sigma_{v} = \underbrace{\sigma'_{vf} + \sigma'_{vv}}_{\sigma'_{v}} + u$$
(6.13)

onde

 σ_v = tensão vertical total; σ'_v = tensão vertical efetiva; σ'_{vf} = parcela friccional da tensão vertical efetiva; σ'_{vv} = parcela viscosa da tensão vertical efetiva; u = poro-pressão.

A figura 6.7 representa esquematicamente as variações das poro-pressões medida e inferida segundo um modelo exclusivamente hidrodinâmico (Terzaghi, por exemplo). Conforme ilustra a figura, acredita-se que a parcela viscosa σ'_{vv} possa ser estimada através da diferença entre poro-pressão inferida no modelo hidrodinâmico (u_{ref}) e a poro-pressão medida (u_{real}).

Dessa forma, admite-se que

$$\sigma'_{vv} = u_{ref} - u_{real} \tag{6.14}$$

Naturalmente, σ'_{vv} varia com a profundidade no corpo-de-prova, para um determinado tempo. Como somente se possui o valor médio da velocidade de deformação, $\overline{\dot{\epsilon}}$, qualquer tentativa de correlação com a parcela viscosa da resistência terá que ser através de seu valor médio $\overline{\sigma}'_{vv}$.



Figura 6.6 – Relação poro-pressão na base normalizada em relação ao acréscimo de tensão vertical total na base × tempo para os 5 estágios de carregamento e recarregamento do ensaio K₀-13



Figura 6.7 – Poro-pressão medida e poro-pressão inferida segundo modelo de TERZAGHI e FRÖLICH (1936)

Para a estimativa de $\overline{\sigma}'_{vv}$ empregou-se, neste estudo, a expressão aproximada de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), válida para $T_v < \frac{1}{12}$, apresentada a seguir.

$$\begin{cases} \frac{z_{1}}{h} = 2\sqrt{3T_{v}} \\ u_{z,t} = \Delta\sigma_{v} \left[1 - \left(\frac{z_{1} - z}{h}\right)^{2} \right] \end{cases}$$
(6.15)

onde

$$T_{v} = \frac{C_{v}t}{h^{2}};$$

 c_v = coeficiente de adensamento;

h = altura do corpo-de-prova;

u_{z,t} = poro-pressão;

z = profundidade;

 $\Delta \sigma_v$ = acréscimo de tensão total.

Tendo em vista a validade da expressão (6.15), realizou-se esta análise para t≤100min, que conduz a $T_v < \frac{1}{16}$. Sendo u_b a poro-pressão medida na base da célula, adotou-se uma distribuição parabólica para essa variável na determinação do seu valor médio. A expressão obtida para $\overline{\sigma}'_v$ é:

$$\overline{\sigma}_{vv}' = \frac{\sigma_v - \sigma_{vb}}{12} \left(2\sqrt{3T_v} \right)^4 - \frac{\sigma_v}{3} \left(2\sqrt{3T_v} \right)^3 + \frac{\sigma_v + \sigma_{vb}}{2} - \frac{2}{3} u_b$$
(6.16)

onde

 σ_v = tensão vertical total no topo do corpo-de-prova;

 σ_{vb} = tensão vertical total na base do corpo-de-prova.

TAYLOR (1942) estabelece a expressão (2.37) para a tensão efetiva na sua Teoria B (empregando a mesma nomenclatura do autor):

$$p = f_b(e) + p_b + p_v$$

onde

p=tensão vertical efetiva;

f_b(e)=curva básica de compressão ("basic compression curve");

pb=cimentação ("bond resistance");

p_v=reistência viscosa estrutural ("viscous structural resistance");e=índice de vazios.

A resistência viscosa estrutural é calculada pela expressão (2.38)

$$p_v = -\overline{\eta} \frac{de}{dt}$$

onde

 n = coeficiente de viscosidade médio efetivo, para uma específica magnitude de incremento de carga e associado à velocidade de variação do índice de vazios.

No caso desta dissertação, a equação (2.38) pode ser colocada sob a forma:

$$\overline{\sigma}'_{vv} = \overline{\eta}_{\varepsilon} \times \overline{\dot{\varepsilon}}$$
(6.17)

onde

 $\overline{\eta}_{\epsilon}$ = coeficiente de viscosidade médio efetivo, para uma específica magnitude de incremento de carga e associado à velocidade média de deformação.

As figuras 6.8 e 6.9 apresentam, respectivamente, os pontos $\overline{\sigma}'_{w} \times \overline{\hat{\epsilon}}$ e a parcela viscosa da tensão vertical efetiva σ'_{w} normalizada em relação ao valor do incremento de carregamento para os diversos estágios de carregamento (inclusive recarregamento). Para o estudo da relação funcional entre $\overline{\sigma}'_{w} \times \overline{\hat{\epsilon}}$, realizaram-se análises de regressão não-linear, pelo método de Marquardt, empregando o programa estatístico Statigraphics Plus V. 4.1. Foram estudadas as três funções abaixo indicadas:

(i) potência
$$\overline{\sigma'_{vv}} = a \times \left(\overline{\dot{\epsilon}}\right)^b$$

(ii) hipérbole (2 parâmetros) $\overline{\sigma}'_{vv} = \frac{\overline{\dot{\dot{\epsilon}}}}{\frac{1}{2} + \frac{\ddot{\dot{\epsilon}}}{h}}$

(iii) hipérbole (3 parâmetros)
$$\overline{\sigma}'_{vv} = \frac{\dot{\epsilon}}{\frac{1}{a} + \frac{\bar{\epsilon}}{b + c\bar{\epsilon}}}$$

Os resultados das análises estão apresentados na tabela 6.2. Observa-se claramente que a função de potência conduz a melhores correlações entre as variáveis, particularmente para todos os pontos com a tensão efetiva viscosa normalizada em relação ao incremento de tensão. As tabelas 6.3 apresentam um resumo dos parâmetros da regressão, com a função de potência reescrita como:

$$\overline{\sigma}'_{vv} = A(\overline{\dot{\epsilon}})^{\frac{1}{n}}$$
(6.18)

е

$$\frac{\overline{\sigma}'_{w}}{\Delta \sigma} = B(\overline{\dot{\varepsilon}})^{\frac{1}{n}}$$
(6.19)

Convém ressaltar que a dimensão de A é $[L^{-1}MT^{\frac{1}{n}-2}]$ e a de B é $[T^{\frac{1}{n}}]$.

	potência			hipérbole 2p		hipérbole 3p				
estágio	а	b	R ²	а	b	R ²	а	b	С	R ²
2	39,39	0,24	82,6	41922,30	9,86	63,5	61053,80	8,27	512,92	76,4
3	146,42	0,30	95,0	64316,10	27,09	79,2	151266,00	17,25	3076,92	93,8
4	419,44	0,36	95,7	87744,90	61,74	94,3	103534,00	51,69	2665,74	95,7
5	1621,38	0,45	95,8	131986,00	179,45	97,5	138503,00	165,60	2910,16	97,6
recarr.	1790,52	0,38	94,1	259892,00	270,28	92,9	304857,00	226,41	8135,47	93,8
todos	6,24	0,38	92,3	1122,14	0,88	84,8	1723,91	0,59	68,54	89,3

Tabelas 6.3 – Resumo dos parâmetros de regressão para a função de potência ($\overline{\sigma}'_{vv}$ (kPa) $\times \overline{\dot{\epsilon}}$ (%/min))

ensaio	Α	n
	kPa $ imes$ (100min) ^{1/n}	
2º estágio	17,94	4,24
3º estágio	52,14	3,31
4º estágio	117,41	2,76
5° estágio	320,76	2,24
recarregamento	440,18	2,62
ensaio	В	n
	(100min) ^{1/n}	
2º ao 5º estágio e recarregamento	1,69	2,67



Figura 6.8 – Relação entre a parcela viscosa da tensão vertical efetiva × velocidade de deformação média para os 5 estágios de carregamento e recarregamento do ensaio K₀-13



Figura 6.9 – Relação entre a parcela viscosa da tensão vertical efetiva normalizada em relação ao incremento de tensão vertical total × velocidade de deformação média para os 5 estágios de carregamento e recarregamento do ensaio K₀-13

Conclui-se a partir da análise realizada, que o comportamento viscoso do solo ensaiado é não-Newtoniano. Idêntica conclusão foi obtida por TAYLOR (1942) a partir de ensaios de adensamento na argila de Boston, conforme análise realizada por ALEXANDRE (2000), e por ALEXANDRE (2000) em ensaios de fluência em um solo fabricado em laboratório com 80% de caulim e 20% de bentonita. Não obstante a grande quantidade de dados gerada pelos ensaios, chama-se atenção para o fato de que não se dispõe de informações que permitam confirmar o adequado ajuste da regressão no entorno da origem, como ilustram as figuras 6.8 e 6.9.

A partir da solução da equação diferencial do adensamento (expressão (2.41)) apresentada por TAYLOR (1942), pode-se chegar às expressões da velocidade de deformação em qualquer ponto do corpo-de-prova, e de seu valor médio. Essas expressões são, respectivamente:

$$\dot{\epsilon}(z,t) = \frac{r_{p}^{\prime}\Delta p}{(1+e)\overline{\eta}_{\epsilon}} \left[\sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \operatorname{sen}\left(M\frac{z}{H}\right) \times \left(-\frac{M^{2}a\overline{\eta}_{\epsilon}\frac{C_{p}}{H^{2}}}{1+M^{2}a\overline{\eta}_{\epsilon}\frac{C_{p}}{H^{2}}} \times e^{-\frac{M^{2}\frac{C_{p}}{H^{2}}}{1+M^{2}a\overline{\eta}_{\epsilon}\frac{C_{p}}{H^{2}}}} + e^{-\frac{t}{a\overline{\eta}_{\epsilon}}} \right) - e^{-\frac{t}{a\overline{\eta}_{\epsilon}}} \right]$$
(6.20)
$$\overline{\dot{\epsilon}}(t) = \frac{r_{p}^{\prime}\Delta p}{(1+e)} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2a\frac{C_{p}}{H^{2}}}{1+M^{2}a\overline{\eta}_{\epsilon}\frac{C_{p}}{H^{2}}} \times e^{-\frac{M^{2}\frac{C_{p}t}{H^{2}}}{1+M^{2}a\overline{\eta}_{\epsilon}\frac{C_{p}}{H^{2}}}}$$
(6.21)

A partir da equação (6.20), pode-se escrever que:

$$\overline{\eta}_{\epsilon} = A(\overline{\dot{\epsilon}})^{\frac{1-n}{n}}$$
(6.22)

Admitindo-se que, como uma aproximação, a expressão

$$\sigma'_{vv} = \mathsf{A}(\dot{\varepsilon})^{\frac{1}{n}} \tag{6.23}$$

seja válida.

Então, com os conjuntos de equações (6.20) e (6.22); (6.21) e (6.22), pode-se, através de um cálculo iterativo, obter as curvas de variação de $\dot{\epsilon}(z,t)$ e $\bar{\epsilon}(t)$ ao longo do tempo.

As curvas $\overline{\dot{\epsilon}}(t) \times t$ geradas dessa forma encontram-se representadas juntamente com os resultados do ensaio para o 3°, 4° e 5° estágios de carregamento e para o recarregamento, bem como as curvas teóricas referentes à solução de Terzaghi, nas figuras 6.10(a), 6.10(b), 6.10(c) e 6.10(d). Para a determinação das curvas $\overline{\dot{\epsilon}}(t) \times t$ de Terzaghi, foram adotados os valores de c_v apresentados no item 5.2.

Realizou-se nesta análise uma determinação de c_p (coeficiente de adensamento na Teoria B de Taylor) através do ajuste da curva *índice de vazios × tempo (log)*. A figura 6.11 mostra a qualidade do ajuste, realizado para o 3°, 4° e 5° estágios de carregamento e para o recarregamento. A tabela 6.4 apresenta os valores de c_p obtidos.

Tabela 6.4 - Valores de c_p obtidos para o 3º, 4º e 5º estágio de carregamento e recarregamento no ensaio K₀-13

estágio	c _p (m²/s)	
3º carregamento (80kPa)	9.67 × 10 ⁻⁹	
4º carregamento (152kPa)	9.17 × 10 ^{.9}	
5º carregamento (320kPa)	1.00 × 10 ⁻⁸	
recarregamento (de 40 para 320kPa)	3.67 × 10 ⁻⁸	















(d) - recarregamento (40 para 320kPa)

Figuras 6.10 (a), (b), (c) e (d) – Comparação entre as relações velocidade de deformação média × tempo obtidas por Taylor e Terzaghi com a experimental



Figura 6.11 – Comparação entre as relações índice de vazios × tempo medido e estimado por Taylor

As curvas teóricas de $\overline{\epsilon}(t) \times t$, tanto de Terzaghi quanto de Taylor, concordam muito bem com os respectivos valores medidos no ensaio para baixas velocidades $(\overline{\epsilon} < 0.05\% / min)$. Para velocidades maiores, no 3º estágio, a curva de Tezaghi se ajusta melhor do que a de Taylor, embora se observe uma tendência da primeira superestimar os valores das velocidades no início do carregamento. No 4º estágio, a concordância com a curva de Terzaghi é surpreendentemente boa, sugerindo que a influência da resistência viscosa é muito pequena, podendo ser até desconsiderada. No 5º estágio a resposta experimental situou-se entre as curvas de Taylor e Terzaghi, se aproximando um pouco mais da de Taylor. Aqui, aparentemente, a influência da parcela viscosa é percebida. No recarregamento, a diferença entre as duas curvas teóricas é mínima até cerca de $\overline{\epsilon} = 0.25\%$, separando-se significativamente a partir dessa velocidade. Nesse caso, contrariamente ao que foi observado no 4º estágio, a concordância entre os pontos experimentais e a curva de Taylor é muito boa.

Supõe-se que a diferença entre comportamento observado e comportamento previsto pela Teoria B de Taylor esteja tanto na aproximação do ajuste da função $\sigma'_{w} = f(\dot{\epsilon})$ como nas incertezas associadas à própria metodologia adotada para estimar a parcela viscosa.

A presente análise, entretanto, não deixa dúvidas de que a parcela viscosa da resistência se manifesta ao longo do adensamento do corpo-de-prova e que, apenas com a sua consideração, o estudo da compressão de solos argilosos saturados pode ser corretamente realizado.

6.3.2.Limite da Resistência Viscosa e Conseqüências Práticas

Na figura 6.12, se encontra um conjunto de curvas que representam as figuras de TAYLOR (1942), BJERRUM (1967), LEROUEIL *et al.* (1985) e MARTINS *et al.* (1997) reunidas numa só, juntando-se as características de todas elas.

Nesta figura, estão representadas curvas *tensão vertical efetiva* × *índice de vazios* para diversas velocidades $\dot{\epsilon}$ e, para um mesmo índice de vazios, quanto menor o valor de $\dot{\epsilon}$, menor o valor da tensão vertical efetiva. Isso permite que, baseado em TAYLOR (1942), a tensão vertical efetiva seja vista como composta de duas parcelas, conforme expressão (6.13):

$$\sigma'_{v} = \sigma'_{vf} + \sigma'_{vv}$$

sendo σ'_{vf} função apenas do índice de vazios e σ'_{vv} função do índice de vazios e da velocidade de deformação. Assim



Figura 6.12 – Relação tensão vertical efetiva × índice de vazios × velocidade de deformação no ensaio edométrico

Há, então, na figura 6.12 uma curva $\sigma'_v \times e$ limite à esquerda, correspondente a $\dot{\epsilon} = 0$, que representa a relação $\sigma'_{vf} \times e$ e que, sendo independente da velocidade, pode ser encarada como uma propriedade do material.

Na figura 6.12, por exemplo, o ponto A possui uma tensão vertical efetiva correspondente à parcela σ'_{vf} do ponto B mais a parcela viscosa representada por \overline{AB} . Se, no instante em que a tensão efetiva estiver em A, a tensão total estiver em C, \overline{AC} será o excesso de poro-pressão.

Essas parcelas viscosas da tensão vertical efetiva estão representadas na figura 6.8 para cada estágio de carga contra a velocidade e, na figura 6.9, normalizadas em relação ao incremento de tensão total.

Os gráficos das figuras 6.8 e 6.9 sugerem que, à medida que a velocidade de deformação cresce, a parcela viscosa da tensão vertical tende a um valor limite, e seria constante a partir de cerca de 0.25%/min. Isso faria com que existisse uma curva $\sigma'_v \times e$ limite à direita, além da qual não se poderia avançar e, qualquer tentativa de impor uma velocidade maior que 0.25%/min (num ensaio de adensamento com velocidade constante de deformação, por exemplo), resultaria apenas em maior excesso de poro-pressão.

Da discussão acima, surgem de imediato duas conseqüências de ordem prática. A primeira se refere ao fato de que parte do incremento da tensão vertical total $\Delta\sigma$ pode ser suportado pela parcela viscosa. Nesse caso, o excesso de poro-pressão inicial nos casos edométricos seria inferior, e não mais igual a $\Delta\sigma$. A segunda questão diz respeito ao fato de que os resultados dos ensaios de laboratório não podem ser extrapolados diretamente para o campo sem a consideração da viscosidade. Isso ocorre porque no laboratório as velocidades de deformação são muito mais elevadas que no campo. Assim, para uma mesma tensão vertical efetiva de campo e de laboratório, a diferença de índice de vazios (que se traduz em diferença de recalque) entre um caso e outro é dada pela diferença de ordenadas entre as curvas associadas à velocidade de deformação no campo e à velocidade de deformação no laboratório.

Para que se tenha uma idéia da diferença entre a velocidade de deformação no campo e a velocidade de deformação no laboratório, pode-se lançar mão da teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) e fazer o seguinte raciocínio:

o recalque no tempo r(t) é dado por

$$\mathbf{r}(t) = \overline{\mathbf{U}} \times \mathbf{r} \tag{6.24}$$

onde

U = porcentagem média de adensamento; r= recalque total.

$$\overline{U} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T}$$
(6.25)

onde

$$M = (2m + 1)\frac{\pi}{2};$$
$$T = \frac{c_v t}{H^2};$$
$$r = \frac{\Delta e}{1 + e_0}H;$$

H= distância de drenagem.

A deformação específica vertical média será dada por

$$\overline{\epsilon}(t) = \frac{r(t)}{H} = \frac{\overline{U} \times r}{H} = \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T}\right] \times \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$
(6.26)

E a velocidade média da deformação específica será dada por

$$\overline{\dot{\varepsilon}}(t) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times \frac{c_v}{H^2} \sum_{m=0}^{\infty} 2e^{-M^2 T}$$
(6.27)

O que significa dizer que as velocidades de deformação no campo são proporcionais ao inverso do quadrado da distância de drenagem H.

Levando em consideração que no laboratório a distância de drenagem é de 1cm (ensaio convencional) e que, por exemplo, no Sarapuí é de 500cm, conclui-se que no campo a velocidade média da deformação específica será 250000 vezes menor do que no laboratório.

6.3.3.Ensaio com Velocidade Constante de Deslocamento

O ensaio K₀-12, com velocidade constante de deslocamento da prensa, foi subdividido em duas etapas, conforme descrito no item 4.4.12. Na primeira etapa, a prensa foi ajustada para a velocidade de 5×10^{-4} mm/min, velocidade essa observada nos demais ensaios incrementais realizados como sendo a de fim de primário, e na segunda etapa realizou-se um ensaio de relaxação, iniciado quando a tensão total aplicada atingiu o valor de 584.9kPa.

<u>1ª Etapa</u> (velocidade constante)

Uma vez que a velocidade de deformação é definida pela expressão:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -\frac{dh}{dt} \times \frac{1}{h}$$
(6.28)

onde

 ϵ = deformação específica natural;

h = altura do corpo-de-prova,

e que a velocidade de deslocamento do pistão da prensa é

$$r = -\frac{dh}{dt}$$
,

conclui-se que

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \dot{\varepsilon} = \frac{r}{h}$$
(6.29)

Dessa forma, $\dot{\epsilon}$ não é constante ao longo do ensaio, tendo variado de 1.0×10^{-3} a 1.89×10^{-3} /min.

Para obtenção da parcela viscosa, empregou-se a mesma hipótese adotada na análise dos ensaios incrementais, representada pela equação (6.14). Baseado na Teoria de Adensamento de TERZAGHI e FRÖLICH (1936), pode-se demonstrar que (CARVALHO, 1989):

$$u = u_{b} \left[1 - \left(\frac{z^{2}}{h_{0}^{2}} \right) \right]$$
(6.30)

$$u_{b} = \frac{h_{0}^{2}}{2c_{v}} \left(\frac{\Delta \sigma_{v}}{\Delta t} \right)$$
(6.31)

onde

u = poro-pressão no ponto de profundidade z do corpo-de-prova;

u_b = poro-pressão na base do corpo-de-prova;

 h_0 = altura inicial do corpo-de-prova;

 $\frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t}$ = taxa de variação da tensão vertical total em relação ao tempo.

Com as expressões (6.30) e (6.31), pode-se chegar aos seguintes valores médios u_{real} e u_{ref} :

$$\overline{u}_{\text{real}} = \frac{2}{3}u_{\text{b,real}}$$

$$\overline{u}_{\text{ref}} = \frac{h_{\text{o}}^2}{3c_{_{V}}} \left(\frac{\Delta\sigma_{_{V}}}{\Delta t}\right)$$

Como

$$\overline{\sigma}'_{vv} = \overline{u}_{ref} - \overline{u}_{real}$$

chega-se a:

$$\overline{\sigma}_{vv}' = \frac{1}{3} \left[\frac{h_0^2}{c_v} \left(\frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t} \right) - 2u_{b,real} \right]$$
(6.32)

Segundo WISSA *et al.* (1971), as deformações específicas verticais são dadas pela expressão:

$$\varepsilon(z,t) = \frac{\overline{\varepsilon}h_0^2}{c_v} \left\{ T_v + \frac{1}{6} \left[3\left(\frac{z}{h_0}\right)^2 - 6\left(\frac{z}{h_0}\right) + 2 \right] - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{\cos\left(\frac{n\pi z}{h_0}\right)}{n^2} \times e^{-n^2 \pi^2 T_v} \right\}$$
(6.33)

onde

 $\overline{\dot{\epsilon}}$ = velocidade de deformação do ensaio, considerada constante.

Derivando a expressão (6.33) em relação ao tempo, obtém-se:

$$\dot{\varepsilon}(z,t) = \overline{\dot{\varepsilon}}\left[1 + 2\sum_{n=1}^{n=\infty} \cos\left(\frac{n\pi z}{h_0}\right) \times e^{-n^2 \pi^2 T_v}\right]$$
(6.34)

Observa-se que para Tv \ge 0.54, o erro cometido quando não se considera a 2ª parcela dentro dos colchetes é inferior a 1%. Então, levando em conta que T_v=0.54 representa cerca de 30 horas, e que o ensaio durou, nesta etapa, aproximadamente 33 dias, considera-se adequado admitir

Na verdade, como mencionado anteriormente, $\overline{\dot{\epsilon}}$ varia ao longo do ensaio em virtude da variação da altura do corpo-de-prova. No início do ensaio $\overline{\dot{\epsilon}} = 1 \times 10^{-3}$ %/min e no final $\overline{\dot{\epsilon}} = 1.89 \times 10^{-3}$ %/min.

A expressão (6.32) permite traçar o gráfico $\overline{\sigma}'_{vv} \times \overline{\sigma}_v$, onde $\overline{\sigma}_v$ é o valor médio da tensão total aplicada, admitindo uma variação linear entre topo e base do corpo-deprova. A figura 6.13 apresenta esse gráfico, juntamente com os pontos correspondentes aos ensaios incrementais obtidos através das funções de potência ajustadas. Pode ser notado que os pontos do ensaio incremental situam-se bem acima dos valores observados no ensaio com velocidade constante. Chama-se atenção para o fato de que as velocidades de deformação do ensaio K₀-12 são extremamente baixas e as funções ajustadas para a relação $\overline{\sigma}'_{vv} \times \overline{\varepsilon}$ possuem tangente vertical na origem (figura 6.14). Assim, é pouco provável que a função de potência seja efetivamente representativa do comportamento viscoso no entorno da origem, superestimando assim os valores de σ'_{vv} .

Na figura 6.15 encontra-se representada a relação $\sigma'_{w} \times e$. Como neste ensaio $\overline{\hat{\epsilon}}$ é aproximadamente constante, o diagrama indica como a parcela viscosa da resistência varia com o índice de vazios.

Finalmente, ressalta-se que o ensaio com velocidade constante configura uma condição de contorno de deslocamentos prescritos e, dessa forma, deve-se esperar que alguma relaxação de tensões ocorra durante a fase de carregamento. Talvez essa relaxação ajude a explicar o deslocamento da curva $e \times \overline{\sigma'}$ para a esquerda em relação à sua posição esperada, comparativamente aos pontos do ensaio incremental.



Figura 6.13 – Relação entre a parcela viscosa da tensão vertical efetiva e a tensão vertical total média para o ensaio de velocidade constante e comparação com os pontos correspondentes aos ensaios incrementais obtidos através das funções de potência ajustadas



Figura 6.14 - Aspecto da função de potência ajustada


Figura 6.15 – Relação tensão vertical efetiva viscosa média × índice de vazios no ensaio de velocidade constante (K₀-12)

2ª Etapa (relaxação)

O modelo reológico adotado por TAYLOR (1942) é o modelo de Kelvin com a parcela elástica não-linear. Esse modelo não contempla a relaxação de tensões gradual com o tempo, conforme mostra sua função de relaxação (adaptada para o ensaio de compressão unidimensional):

$$R(t) = E_{\text{ned}} + \eta \delta(t)$$
(6.35)

onde

E_{oed} = módulo edométrico do solo;

 η = coeficiente de viscosidade;

 δ = função impulso unitário (ou delta de Dirac).

Assim, a partir da relação constitutiva da Viscoelasticidade Linear para estado unidimensional de tensão ou deformação, pode-se escrever:

$$\sigma'_{v}(t) = \varepsilon(\tau_{0})R(t-\tau_{0}) + \int_{\tau_{0}}^{t} R(t-\tau) \frac{\partial \varepsilon(\tau)}{\partial \tau} d\tau$$
(6.36)

onde

 σ'_{ν} =tensão vertical efetiva;

- ϵ () = deformação específica vertical;
- R() = função de relaxação;
- τ = variável temporal auxiliar;
- τ_0 = tempo inicial do processo;
- t = tempo.

Como, para o caso do ensaio de relaxação, $\dot{\epsilon} = 0$, a segunda parcela se anula e, assim, tem-se:

$$\sigma'_{v}(t) = \varepsilon(\tau_{o}) \times \left[\mathsf{E}_{oed} + \eta \delta(t - \tau_{o}) \right]$$
(6.37)

que equivale a

$$\sigma'_{v}(t) = \varepsilon(\tau_{0}) \times \mathsf{E}_{oed} \tag{6.38}$$

para t> τ_0 , uma vez que $\delta(t-\tau_0)=0$ para t $\neq \tau_0$.

Então, de acordo com esse modelo, haveria um descarregamento imediato em virtude da anulação da parcela viscosa ($\dot{\epsilon} = 0$) e uma subseqüente constância da parcela friccional (σ'_{vf}).

Com o objetivo de buscar a função de relaxação, submeteu-se a base de dados da segunda etapa do ensaio K_0 -12 a uma análise de regressão não-linear empregando o Statigraphics Plus V. 4.1. Obteve-se um ajuste excelente para a função de relaxação do modelo reológico de Burgers, com o coeficiente de correlação ao quadrado de 99.8% e um erro padrão da estimativa de apenas 2.6kPa. A função obtida foi (para tensão no topo do corpo-de-prova):

$$\sigma'_{v}(t) = Ae^{-at} + Be^{-bt}$$
(6.39)

onde

A = 476.76kPa B = 72.69kPa a = 1.11×10^{-5} min⁻¹

$b = 4.42 \times 10^{-4} \text{min}^{-1}$

A figura 6.16 ilustra a qualidade do ajuste, indicando os 1166 pontos do ensaio com a função ajustada. Embora essa função tenha se ajustado muito bem aos pontos do ensaio, considera-se importante ressaltar que ela conduz a uma relaxação integral das tensões a tempo infinito. Acredita-se que este comportamento não seja realista, porquanto o solo, aparentemente, é um material *arreodítico* (TSCHOEGL, 1989), e que a tensão convirja finalmente para um valor limite, provavelmente função do índice de vazios e do ângulo de atrito do solo.



Figura 6.16 - Ajuste da função de relaxação

Antes de encerrar os comentários deste item, deseja-se discutir um pouco o conceito de relaxação de tensões. Segundo SANTA MARIA (2000), a relaxação de tensões pode ser vista como um descarregamento elástico que ocorre simultaneamente com uma fluência. A figura 6.17 auxilia na compreensão desse conceito. Seja um ensaio onde se realizou um carregamento representado pela curva OA, em uma prensa, por exemplo. Em A, a prensa é desligada e a deformação do corpo-de-prova mantida constante (ϵ_A). Após um determinado tempo, observa-se que a tensão relaxou de σ_A para σ_B , sofrendo uma redução $\Delta \sigma$. O vetor \overline{AB} equivale à soma dos vetores \overline{AB} e $\overline{B'B}$. Ora, o vetor \overline{AB} corresponde a um descarregamento elástico, com decréscimos de tensão e deformação $\Delta \sigma$ e $\Delta \epsilon$. Simultaneamente a esse descarregamento ocorre

uma fluência, que conduz a um acréscimo de deformação $\Delta \epsilon$, igual em magnitude ao decréscimo de deformação do descarregamento. A deformação resultante é, portanto, nula.



Figura 6.17 – Diagrama de carregamento e relaxação

Esta é, sem dúvida, apenas uma outra forma de se "enxergar" o fenômeno da relaxação de tensões, a qual está matematicamente consignada na relação funcional entre os parâmetros viscoelásticos da fluência e da relaxação, que para condição de linearidade é representada pela expressão:

$$\int_{0}^{t} J(t-\tau) R(\tau) d\tau = t$$
(6.40)

Não obstante a secular tradição na Mecânica dos Corpos Deformáveis, que deve ser levada em consideração, essa conceituação pode ensejar uma melhor compreensão física desse fenômeno, e possui duas vantagens:

- (i) Dispensa a definição de um novo fenômeno (a relaxação).
- (ii) Elimina a aparente inconsistência de se observar variação de tensão (efetiva, inclusive) sem variação de deformação.

6.4.Deslocamento das Janelas

A partir das medições de força e deslocamento horizontais, determinaram-se as rigidezes das janelas da célula K_0 . No ensaio K_0 -13 esse valor foi de aproximadamente 3390kN/m para ambas as janelas. No ensaio K_0 -12, obteve-se o valor de 3430kN/m para a janela 3, uma vez que as medições da janela 2 ficaram prejudicadas, conforme registrado no item 4.4.12.

As razões entre deslocamento da janela (δ) e profundidade da base da janela (z) (figura 6.18) encontram-se apresentadas na tabela 6.5 para os ensaios K₀-12 e K₀-13. Observa-se que os valores de δ são acumulados.

Dados da literatura técnica indicam que o empuxo passa do valor correspondente ao repouso para o valor ativo com deslocamentos relativos δ/z muito pequenos. Entretanto, constata-se que a maior parte dos experimentos que originaram esses dados foram realizados em areia, com paramento vertical **todo** se deslocando ou girando em torno de um centro situado no seu pé. E sem sobrecarga. A tabela 6.6 apresenta alguns resultados encontrados na literatura, para argilas.

Tabela 6.5 – Razões entre deslocamento da janela (δ) e profundidade da base da janela (z)

	δ/z (final)		
ensaio	janela 2	janela 3	
velocidade constante	—	3.8×10 ⁻³	
incremental – 1º estágio	2.2×10 ⁻³	1.5×10 ⁻⁴	
incremental – 2º estágio	$2.4 imes 10^{-3}$	1.4×10 ⁻⁴	
incremental – 3º estágio	3.8×10 ⁻³	6.2×10 ⁻⁴	
incremental – 4º estágio	4.8×10 ⁻³	1.2×10 ⁻³	
incremental – 5º estágio	6.3×10 ⁻³	2.7×10 ⁻³	

Tabela 6.6 - Resultados encontrados na literatura

autor	δ/ z (lim)	observações
Das (1987)	2×10-2	argila mole
Das (1987)	1×10 ⁻²	argila rija
Winterkorn e Fang (1975)	4×10 ⁻³	
Bjerrum <i>et al.</i> (1972)*	1×10 ⁻³	argila média
		limite inferior
Bjerrum <i>et al.</i> (1972)*	2×10^{-2}	argila média
		limite superior

(*) Citado em Salas et al. (1976).



Figura 6.18 - Esquema para consideração do deslocamento da janela

Comparando as tabelas 6.5 e 6.6, conclui-se que o valor máximo de δ/z dos ensaios K₀-12 e K₀-13 encontra-se dentro dos limites da literatura no que se refere à janela 3, excetuando-se apenas o caso limite inferior de argilas médias de BJERRUM *et al.* (1972). A janela 2 teve deslocamento relativo acima dos valores limites sugeridos por BJERRUM *et al.* (1972) – limite inferior- e WINTERKORN e FANG (1975). Ressalta-se, entretanto, que essa janela sofreu um deslocamento inicial bastante elevado, de 0.085mm. Não obstante esse deslocamento elevado, os valores de K₀ referentes à janela 2 foram superiores aos da janela 3 até o final do 2º estágio, praticamente se igualando a partir daí.

Não se pode deixar de chamar atenção também para as diferenças fundamentais entra as condições de contorno dos ensaios na célula K_0 e aquelas que conduziram aos valores limites de δ/z .

6.5.Comportamento do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K₀

No ensaio incremental, observa-se pela figura 6.19, $K_0 \times tempo$, o aumento de K_0 a cada novo estágio de carregamento realizado. Entretanto, esse aumento de K_0 de um estágio de carregamento para outro é maior entre o 1º e 2º estágios de carregamento do que do 2º para o 3º e assim por diante. Outra observação importante é o aumento brusco que K_0 sofre no momento do carregamento, diminuindo logo em seguida e depois aumentando novamente até passar por um máximo para, depois, diminuir e tender a um valor constante. Determinou-se ainda nesse ensaio o valor de K_0 incremental, em cujo cálculo se consideram os incrementos de tensão efetiva e não seus valores acumulados, como para o cálculo de K_0 , mencionado acima. Pode-se observar que os valores de K_0 incremental obtidos são maiores que os de K_0 em seus respectivos estágios de carregamento (figura 6.20).



Figura 6.19 – Relação K₀ × tempo no ensaio K₀-13

Ao final do 5° estágio de carregamento fez-se um descarregamento com OCR=8, ou seja passou-se da tensão de 320kPa para 40kPa. Observa-se pela figura 6.21 que K_0 aumentou passando a ser maior que 1, o que implica na tensão horizontal efetiva maior do que a vertical. Depois de aproximadamente 24 horas, K_0 começa a diminuir, indicando uma redução da tensão horizontal efetiva. Esse comportamento confirma a relaxação de tensões cisalhantes, que se acredita existir em ensaios edométricos de

longa duração. Entretanto, não se conseguiu observar o aumento de K₀ durante o adensamento secundário da fase de recarregamento, que representaria também uma manifestação dessa relaxação de tensões cisalhantes. Observou-se uma expansão secundária no descarregamento com OCR=8, enquanto que nenhuma compressão secundária pôde ser notada no final do recarregamento para 320kPa. O tempo de duração total do ensaio foi de nove meses dos quais sete meses e meio pertenceram à fase do recarregamento.



Figura 6.20 – Comparação entre K_0 \times tempo e K_0 incremental \times tempo no ensaio K_0-13

Esses resultados confirmam apenas parcialmente aqueles obtidos por FEIJÓ e MARTINS (1993), que observaram compressão e expansão secundárias para descarregamento com OCR<2 e OCR>6, respectivamente (ver figura 2.9).

Através da relação $K_0 \times velocidade de deformação$ (figura 6.22) observa-se no ensaio incremental que, para valores mais baixos de velocidade de deformação K_0 permanece praticamente constante até que se atinja uma velocidade de deformação entre 1×10^{-3} %/min e 2×10^{-3} %/min. A partir desse intervalo, K_0 sofre um decréscimo passando por um mínimo entre as velocidades de 1×10^{-2} %/min e 2×10^{-2} %/min e, à medida que a velocidade aumenta, K_0 passa a subir novamente, tendendo a um valor constante. Constata-se também que, para uma mesma velocidade de deformação, quanto maior o carregamento, maior o valor de K_0 e, analogamente à sua variação com o tempo, K_0 aumenta mais do 1º para o 2º carregamento do que do 2º para o 3º e assim por diante. O mesmo acontece para K_0 incremental (figura 6.23).



Figura 6.21 – Relação K₀ × tempo na fase do descarregamento (OCR=8)

No ensaio de velocidade constante, através da relação $K_0 x$ tensão vertical efetiva (figura 6.24), observa-se que K₀ aumenta com o aumento da tensão vertical efetiva. Comparando os pontos do ensaio incremental (considerando os 5 estágios de carregamento) que apresentam a mesma velocidade de deformação do ensaio de velocidade constante, 1.45×10^{-3} %/min, (figura 6.25), observa-se que eles apresentam praticamente os mesmos valores de K₀. Entretanto, ao se representar a relação $K_0 x$ tensão vertical efetiva tomando-se pontos do ensaio incremental que apresentam velocidades de deformação de 1×10^{-1} , 1×10^{-2} e 1×10^{-3} %/min, observa-se pela figura 6.26 que a curva referente aos pontos de velocidade de deformação de 1×10^{-3} %/min, se situa entre as curvas de 1×10^{-1} %/min e 1×10^{-2} %/min, e não abaixo da de 1×10^{-2} %/min.



Figura 6.22 – Relação K $_0 \times$ velocidade de deformação no ensaio K $_0$ -13



Figura 6.23 – Relação K_0 incremental imes velocidade de deformação no ensaio K_0-13



Figura 6.24 - Relação $K_0 \times$ tensão vertical efetiva a meia altura da janela.para o ensaio de velocidade constante (K₀-12)

Embora se possa, tentativamente, quantificar o Ko friccional, Kof, definido como

$$\mathsf{K}_{\mathsf{Of}} = \frac{\sigma'_{\mathsf{hf}}}{\sigma'_{\mathsf{vf}}}$$

empregando metodologia idêntica àquela adotada para quantificar $\overline{\sigma}_{w}$, este seria certamente um passo longo demais em relação às variáveis realmente conhecidas ou controladas nesta pesquisa. Não esquecendo, também, das limitações das teorias empregadas na interpretação dos resultados.

A tabela 6.7 apresenta uma comparação entre os valores de K_0 medidos neste trabalho e os valores de K_0 calculados por algumas das fórmulas mais tradicionais. O ângulo de atrito para o solo em estudo é ϕ '=23.8° (PROJETO COPPETEC ET-150842, 1999) e a razão de sobreadensamento utilizada ao se fazer o descarregamento no final do 5º estágio de carregamento é OCR=8.



Figura 6.25 - Comparação entre os pontos do ensaio incremental (K₀-13) que apresentam a mesma velocidade de deformação do ensaio de velocidade constante (K₀-12)



Figura 6.26 – Pontos de mesma velocidade de deformação no ensaio incremental Ko-13

fórmula autoria Kaalaulada Kmad					
Iormula	autona		R ₀ medido		
$K_{_{0}} = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi_{_{0}}'}{1 + \operatorname{sen} \varphi_{_{0}}'}$	TERZAGHI (1923)	0.42	0.50		
$K_{_0} = (1 - \operatorname{sen} \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'}$	JAKY (1944)	0.54	0.50		
$K_{_0}=1-\text{sen}\varphi'$	JAKY (1948)	0.60	0.50		
$K_{_0} = 0.9(1 - \text{sen}\phi')$	FRASER (1957)	0.54	0.50		
$K_{_0} = tan^2 \left(45^\circ - \frac{1.15(\varphi' - 9^\circ)}{2}\right)$	ROWE (1957)	0.55	0.50		
$K_{_0}=0.95\!-\!sen\varphi'$	BROOKER e IRELAND (1965)	0.55	0.50		
$K_{_o}=1{-}1.2\text{sen}\varphi'$	SCHMIDT (1967)	0.52	0.50		
$K_{_0} = 0.19 + 0.233 log(IP)$	ALPAN (1967)	0.63	0.50		
$K_{_{orb}} = \left[1 - \text{sen}(1.2\varphi')\right] OCR^{_{sen(1.2\varphi')}}$	SCHMIDT (1967)	1.41	1.32		
$K_{_0} = (1 - sen \phi')OCR^{sen \phi'}$	MAYNE e KULHAWY (1982)	1.38	1.32		

abela 6.7 -	 Comparação 	entre valores	de K ₀ medi	dos e calculados
-------------	--------------------------------	---------------	------------------------	------------------

Observa-se que as equações, para solo normalmente adensado, de JAKY (1944), FRASER (1957), ROWE (1957) e BROOKER e IRELAND (1965), fornecem valores muitos próximos entre si e a de SCHMIDT (1967) é a que mais se aproxima do valor medido. Quanto ao solo sobreadensado, a equação de MAYNE e KULHAWY (1982) é a que apresenta uma maior proximidade do valor medido.

7 Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas

7.1.Conclusões

A análise dos resultados deste trabalho permite as seguintes conclusões:

- (1) O equipamento "célula K₀" se mostrou muito promissor para realizar a medição direta em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso, K₀.
- (2) Os resultados dos ensaios não deixam dúvidas de que a parcela viscosa da resistência se manifesta ao longo do adensamento do corpo-de-prova e que, apenas com a sua consideração, o estudo da compressão de solos argilosos saturados pode ser corretamente realizado.
- (3) A relação entre os valores médios da parcela viscosa da tensão vertical efetiva e da velocidade de deformação é não linear (comportamento não-Newtoniano), sugerindo existir um limite superior para a resistência viscosa. Essa relação pode ser razoavelmente bem representada por uma função de potência para velocidades até 0.07 a 0.10%/min (ver figuras 6.8 e 6.9).
- (4) Embora haja uma relação mencionada em (3) diferente para cada estágio de carregamento, constata-se que, quando a resistência viscosa é normalizada em relação ao acréscimo de tensão total, uma única relação passa a existir para todos os incrementos de carga, e que também pode ser bem representada por uma função de potência para velocidades até cerca de 0.07%/min (ver figura 6.9).
- (5) A parcela viscosa do atrito médio nas paredes da célula é constante para uma mesma velocidade média de deformação e variou entre 0.2kPa e 1.3kPa para velocidades entre

 1×10^{-3} %/min e 1×10^{-4} %/min (figura 6.3). O valor do ângulo de atrito médio entre solo e parede, para os 3 últimos estágios, foi 9.5° para $\overline{\dot{\epsilon}} = 1 \times 10^{-3}$ %/min e 12.5° para $\overline{\dot{\epsilon}} = 1 \times 10^{-4}$ %/min (tabela 6.1).

- (6) O comportamento observado das poro-pressões não pode ser explicado nem pela teoria de TERZAGHI e FRÖLICH (1936) nem pela de TAYLOR (1942). Esse comportamento poderia ser explicado combinando uma resistência viscosa com uma compressibilidade inicial do corpo-de-prova referente a possíveis microbolhas de ar presentes na água, pois o que provavelmente acontece é uma acentuada velocidade de deformação inicial, decorrente da compressibilidade inicial do solo, despertando uma elevada resistência viscosa. Nesse ponto, como a parcela de atrito mobilizado é pequena, a resistência friccional ainda é baixa e, por equilíbrio, a poro-pressão inicial deve assumir valores reduzidos no início do ensaio. À medida que o ensaio progride, as velocidades de deformação caem, reduzindo a parcela viscosa da resistência, que vai sendo gradativamente transferida para a poro-pressão e para a resistência friccional. Como a poro-pressão também se dissipa, ela deve passar por um máximo e decrescer até zero com o tempo.
- (7) As curvas teóricas de $\overline{\epsilon}(t) \times t$, tanto de Terzaghi quanto de Taylor, concordam muito bem com os respectivos valores medidos no ensaio para baixas velocidades $(\overline{\epsilon} < 0.05\% / min)$. Para velocidades maiores, supõe-se que a diferença entre comportamentos observado e previsto pela Teoria B de Taylor esteja tanto na aproximação do ajuste da função $\sigma'_w = f(\dot{\epsilon})$ (que apenas é boa para baixas velocidades) como nas incertezas associadas à própria metodologia adotada para estimar a parcela viscosa. Ressalta-se entretanto que, na maioria dos estágios analisados, se observa uma tendência de comportamento semelhante ao aspecto da curva de Taylor, evidenciando assim a manifestação da resistência viscosa.
- (8) Através de uma análise de regressão não-linear aplicada aos dados provenientes da etapa de relaxação de tensões do ensaio K₀-12, obteve-se um bom ajuste com a função de relaxação do modelo reológico de Burgers, sendo o coeficiente de correlação ao quadrado de 99.8% e o erro padrão da estimativa de 2.6kPa. A função de relaxação obtida foi (expressão (6.39))

$$\sigma'_{v}(t) = 476.76e^{-1.11 \times 10^{-5}t} + 72.69e^{-4.42 \times 10^{-4}t}$$

- (9) Os deslocamentos relativos das janelas (δ/z) da "célula K₀" atingiram valores máximos de 6.3 × 10⁻³ para a janela 2 e 2.7 × 10⁻³ para a janela 3. Embora esses valores se situem dentro da faixa de deslocamentos limites recomendados pela literatura técnica, não há evidências de que eles tenham afetado significativamente as medições de K₀.
- (10)No ensaio incremental, observa-se o aumento de K₀ a cada novo estágio de carregamento realizado. Entretanto, esse aumento de K₀ de um estágio de carregamento para outro é maior entre o 1º e 2º estágios de carregamento do que do 2º para o 3º, e assim por diante. O mesmo ocorre com K₀ incremental.
- (11)O aspecto genérico da variação de K₀ com a velocidade média de deformação é um patamar inicial, decrescendo e passando por um mínimo para, novamente, crescer. Na região desse mínimo, a relação apresenta uma forma de bacia, cuja origem acredita-se estar na manifestação da resistência viscosa.
- (12)No ensaio de velocidade constante observa-se que K₀ aumenta com o aumento da tensão vertical efetiva. Comparando os pontos do ensaio incremental (considerando os 5 estágios de carregamento) que apresentam aproximadamente a mesma velocidade de deformação do ensaio de velocidade constante, 1.45 × 10⁻³%/min, observa-se que eles apresentam praticamente os mesmos valores de K₀.
- (13)A equação de SCHMIDT (1967) para solo normalmente adensado e a equação de MAYNE e KULHAWY (1982) para solo sobreadensado, são as que fornecem valores de K₀ mais próximos do valor medido.

7.2. Sugestões para Futuras Pesquisas

Apresentam-se como sugestões para os próximos trabalhos que darão continuidade a esta pesquisa:

- Realizar ensaios de velocidade constante de deslocamento com diferentes valores de velocidade e, para cada velocidade aplicada realizar relaxação de tensões.
- (2) Realizar ensaios incrementais fazendo descarregamento com diferentes razões de sobreadensamento, a fim de verificar a relação de K₀ com OCR.
- (3) Realizar ensaios incrementais e de velocidade constante de deslocamento com células de alturas diferentes objetivando uma análise mais completa do atrito.
- (4) Modificar a célula K₀ a fim de que se possa medir a poro-pressão a meia altura da janela. Dessa forma, não será mais necessário admitir uma distribuição de poro-pressão.
- (5) Realizar ao final dos ensaios edométricos na "célula K₀", ensaios de deslocamento das janelas (δ) para estudar a relação $\sigma'_h \times \sigma'_v \times \delta$.
- (6) Realizar ensaios incrementais e de velocidade constante de deslocamento variando a temperatura ambiente.

8

Bibliografia

- ABDELHAMID, M.S. and KRIZEK, R.J., 1976, At rest lateral earth pressures of a consolidating clay, *Journal of the Geotechnical Engineering Division* ASCE, 102 (GT7): pp.721-738.
- AL-HUSSAINI, M.M., 1972, Discussion, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Proceedings ASCE, Vol.98, SM9, pp.958-960.
- AL-HUSSAINI, M.M., 1981, "Comparison of various methods for determining K₀", *Laboratory Shear Strength of Soil*. ASTM STP 740, R. N. Yongand F. C. Townsend, Eds., American Society for Testing Materials, pp. 78-93.
- ALEXANDRE, G.F., 2000, A Fluência Não Drenada Segundo o Modelo de Martins (1992), Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ALPAN, I., 1967, The empirical evaluation of the coefficient K₀ and K_{0r}, *Soil and Foundation*, vol.7, no.1, pp.31-40.
- ANDERSLAND, O.B., DOUGLAS, A.G., 1970, "Soil Deformation Rates and Activation Energies", *Géotechnique* 20, No.1, pp. 1-16.
- ANDRAWES, K.Z. and EL-SOHBY, M.A., 1973, "Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K₀, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Proceedings ASCE, Vol.99, SM7, pp.527-539.
- ARUTYUNYAN, N.KH. 1966, "Some Problems in the Theory of Creep", Pergamon Press.
- ARUTYUNYAN, N.KH., ZEVIN, A.A., 1997, "Design of Structures Considering Creep", Ed. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- ATKINSON, J.H., and BRANSBY, P.L., 1978, "The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics", McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. London, 375p.
- BAYLISS, J.R., 1948, *Design, Calibration and Use of the Lateral Earth Pressure Meter*, M.Sc. dissertation, Princeton University.
- BELLOTTI, R., FORMIGONI, G. and JAMIOLKOWSKI, M.B., 1975, "Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient of earth pressure at rest", *Proceedings of the Istanbul Conference*, SMFE, vol.1, pp.17-25.

- BERRE, T. and IVERSEN, K., 1972, "Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression", *Géotechnique* 22, No.1, 53-70.
- BINNIE, G.M. and PRICE, J.A., 1941, An Apparatus for Measuring the Lateral Pressure of Clay Samples under a Vertical Load. Paper no. 5242, *J. Inst. Civil Eng.*, 15: 297.
- BISHOP, A.W., 1950, "Summarised Proceedings Of A Conference on Stress Analysis", *British Journal of Applied Physics*, I. 241-251.
- BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J., 1957, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Arnold, London, p.190.
- BISHOP, A.W., 1958, "Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest", *Brussels Conference on Earth Pressure Problems*, Brussels, Belgium, vol.1, pp.2-14, Discussion, vol.3, pp.36-39.
- BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J., 1962, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold and Co., London.
- BJERRUM, L., 1967, "Engineering geology of Norwegian normally consolidated Marine clays as related to settlements of buildings, *Géotechnique*, vol.17, no.2, pp.81-118.
- BJERRUM, L. and ANDERSEN, K.H., 1972, "In Situ Measurement of Lateral Pressures in Clay", *Norwegian Geotechnical Institute*, Publication 91, pp. 29-38.
- BROOKER, E.W. and IRELAND, H.O., 1965, "Earth pressures at rest related to stress history", *Canadian Geotechnical Journal*, vol.2, no.1, pp.1-15.
- CAMPANELLA, R.G. and VAID, Y.P., 1972, "A simple K₀ triaxial cell", *Canadian Geotechnical Journal*, vol.9, no.3, pp.249-260.
- CARVALHO, S.R.L., 1989, Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa de Deformação Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila do Sarapuí, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CARVALHO, S.R.L., 1997, Uma Teoria de Adensamento com Compressão Secundária, Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CORNFORTH, D.H., 1973, "Prediction of Drained Strength of Sands from Relative Density Measurements", *ASTM Special Technical Publication*, 523: 281-303.
- COUTINHO, R.Q., 1976, *Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense*, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DAS, B.M., 1987, "Theoretical Foundation Engineering", Ed. Elsevier.

- DAVIS, E.H. and POULOS, H.G., 1963, "Triaxial Testing and Three-Dimensional Settlement Analysis", *Proceedings of the 4th Australian-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 233-243.
- DOBIE, M.J.D., 1977, *In situ stresses in natural soil deposits and the determination* of K_0 , M.Sc. Thesis, Imperial College, University of London.
- DONATH, A.D., 1891, Untersuchungen üeber den Erddruck auf Stützwände, *Zeitschrift für Bauwesen*, 41: 491-518.
- DYVIK, R., LACASSE, S. and MARTIN, R., 1985, Coefficient of lateral stress from oedometer cell, in *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, August 12-16, 1985. A.A. Balkema, Rotterdam/Boston, vol.2, pp.1003-1006.
- EDIT, T.B., DHOWIAN, A.W., 1981, "At rest lateral pressure of peat soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Division of American Society for Civil Engineers 107, GT2, 201-217.
- FEIJÓ, R.L., 1991, Relação entre a Compressão Secundária, Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FEIJÓ, R.L. e MARTINS, I.S.M., 1993, "Relação entre OCR na compressão secundária e K₀", COPPEGEO'93 - Simpósio comemorativo dos 30 anos da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Novembro, pp.27-40.
- FÉLIX, B., 1980, "Le fluage et la cosolidation unidimensionelle des sols argileux", *Rapport de Recherche No. 94, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, 1-176.
- FONSECA, A.P., 2000, *Compressibilidade e Resistência ao Cisalhamento de uma Voçoroca em Ouro Preto-MG*, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FRASER, A.M., 1957, The Influence of Stress Ratio on Compressibility aAnd Pore Pressure Coefficients In Compacted Soils, Ph.D. Thesis, University of London, London, U.K.
- GARCIA, S.G.F., 1996, Relação entre o Adensamento Secundário e a Tensão de Relaxação de uma Argila Mole Submetida à Compressão Unidimensional, Tese
 M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GERSEVANOFF, N., 1936, "Improved Methods of Consolidation Test and the Determination of Capillary Pressure in Soils", *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, I: 47-50.

- GIBSON, R.E. and LO, K.-Y., 1961, "A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression", *Publication 41*, pp. 1-16. *Oslo: Norwegian Geotechnical Institute*.
- GLASSTONE, S., LAIDLER, K.J., EYRING, H., 1941, *The Theory of Rate Process*es, McGraw-Hill Book Company, Inc.
- GUIMARÃES, P.F., 2000, *Estudo da Influência da Velocidade de Deformação na Resistência Não drenada das Argilas*, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HENDRON, A.J., 1963, *The Behavior of Sand in One-Dimensional Ccompression*, Ph.D. Thesis, University of Illinois.
- HOLTZ, R.D. and JAMIOLKOWSKI, M.B., 1985, "Discussion of time dependence of lateral earth pressure", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111 (GT10): 1239-1242.
- HSU CHI-IN, 1958, "A new apparatus for the determination of the coefficient of lateral earth pressure at rest", *Scientia Sinica*, 7, 6: 648.
- JAKY, J., 1944, "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapeste, Hungary, pp.355-358.
- JAKY, J., 1948, Pressure in silos. *Proceedings of the 2nd International Conference* on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, pp.103-107.
- JAMIOLKOWSKI, M.B., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. and LANCELOTTA, R., 1985, "New developments in field and laboratory testing of soils", Proceedings of the *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Enginnering*, San Francisco, California, Vol.1, pp.57-153.
- JOHNSON, S., 1970, "Precompression for improving foundation soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol.96, no.SM1, January, pp.111-143.
- JONG, J. and VERRUIJT, A., 1965, "Primary and secondary consolidation of a spherical clay sample", *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Enginnering*, Montreal, Canada, Vol.1, pp.254-258.
- KAVAZANJIAN, Jr., E. and MITCHELL, J.K., 1984, "Time dependence of lateral earth pressure", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.110, no.4, April, pp.530-533.
- KJELLMAN, W., 1936, "Reports on an Aapparatus for Consummate Investigation of the Mechanical Properties of Soils", *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2: 16-20.

- KJELLMAN, W. and JAKOBSON, B., 1955, "Some Relations Between Stress and Strain in Coarse Grainde Cohesionless Materials", *Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute*, No. 9.
- KOMORNIK, A., ZEITLEN, J.G., 1965, "An Apparatus for Mmeasuring Lateral Soil swelling Pressure in the Laboratory", *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada.
- LACERDA, W.A., 1976, *Stress Relaxation and Creep Effects on Soil Deformation*, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- LACERDA, W.A., 1977, "Discussion of the evaluation of K₀ during drained creep in one-dimensional compression tests", *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol.III, pp.347-348.
- LACERDA, W.A., MARTINS, I.S.M., 1985, Discussion of "Time Dependence of Lateral Earth Pressure", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, VI.111, no.10, October, pp.1242-1244.
- LEE, T.U., 1951, *Earth Pressures against Spill through Abutments*, Ph.D. dissertation, University of Illinois.
- LEONARDS, G.A. and GIRAULT, P., 1961, "A study of the one-dimensional consolidation test", *Proceedings of the 5th International Conference SMFE*, Vol.1, 213-218.
- LEONARDS, G.A., 1985, Discussion of 'Time dependence of Lateral Earth Pressure", by Kavazanjian E. and Mitchell, J.K., *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 111, No. 10, October 1985, pp.1244-1246.
- LEROUEIL, S., KABBAJ, M., TAVENAS, F.A. and BOUCHARD, R., 1985, "Stressstrain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays", *Géotechnique*, vol. 35, no. 2, pp. 159-180.
- LEROUEIL, S., MARQUES, M.E.S., 1996, "Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering", *State of the Art Report*, ASCE Convention, Washington D.C.
- LEROUEIL, S., 1996, "Compressibility of clays: fundamental and practical aspects", *Journal of Geotechnical Engineering*, July 1996.
- LEWIN, P.I., 1970, Stress Deformation Characteristics of saturated Soil, M.Sc. dissertation, University of London, London, U.K.
- LIMA, G.P., 1993, Estudo do adensamento unidimensional não linear, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- LOWE, J., JONAS, E., OBRICIAN, V., 1969, "Controlled gradient consolidation test", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Division of American Society for Civil Engineers 95, SM1, 77-97.
- MARTINS, I.S.M., LACERDA, W.A., 1985, "A theory of consolidation with secondary compression", *Proceedings of the XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol.1, pp.567-570.
- MARTINS, I.S.M., 1987, Research Report, COPPE (unpublished).
- MARTINS, I.S.M., 1992, *Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados*, Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MARTINS, I.S.M., SANTA MARIA, P.E.L. and LACERDA, W.A., 1997, "A brief review about the most significant results of COPPE research on rheological behaviour of saturated clays subjected to one-dimensional strain", *Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, Brazil, 25-27 June 1997, pp.255-264.
- MAYNE, P.W. and KULHAWY, F.H., 1982, "K₀-OCR Relationships in Soil", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 108 (GT6): 851-872.
- MENZIES, B.K., SUTTON, H.and DAVIES, R.E., 1977, "A new system for automatically simulating K₀ consolidation and K₀ swelling in the conventional triaxial cell", *Géotechnique* 27, 593-596.
- MESRI, G. and GODLEWSKI, P.M., 1977, "Time and stress-compressibility interrelationship", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.103, no.5, May, pp.417-430.
- MESRI, G. and CASTRO, A., 1987, "C_α/C_c concept and K₀ during secondary compression", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.113, no.3, March, pp.230-247.
- MESRI, G. and HAYAT, T.M., 1993. "The coefficient of earth pressure at rest", *Canadian Geotechnical Journal*, 30(4): 647-666.
- MITCHELL, J.K., 1964, "Shearing Resistance of Soils as a Rate Process", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, Vol.90, SM1, pp. 29-61.
- MITCHELL, J.K., CAMPANELLA, R.G., SINGH, A., 1968, "Soil Creep as a Rate Process", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, Vol.94, SM1, pp. 231-253.
- MITCHELL, J.K., 1976, *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley and Sons, New York, NY.
- MONDEN, H., 1969, "Characteristics of side shear in the one-dimensional consolidation test", *Soils and Foundations*, Vol.9, no.1, pp. 11-41.

- MOORE, C.A., 1971, "Effect of mica on K₀ compressibility of two soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, Vol.97, SM9, 1275-1291.
- MURAYAMA, S., SHIBATA, T., 1961, "Rheological Properties of Clays", *Proceedings* of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, V.1, pp. 269-273.
- NEWLIN, C.W., 1965, *Lateral Stresses during One-Dimensional Consolidation*, Ph.D. dissertation, Northwestern University, Evanston, Illinois, USA.
- OBRICIAN, V., 1969, "Determination of lateral pressures associated with consolidation of granular soils", *Highway Research Record*, no.284, pp.13-22.
- POULOS, H.G. and DAVIS, E.H., 1972, "Laboratory determination of in situ horizontal stress in soil masses", *Gétechnique*, Vol.22, No.1, 177-182.
- PROJETO COPPETEC ET-150842, 1999, "Relatório R2: Análise dos Resultados dos Ensaios de Laboratório e de Campo Referentes à Obra de Implantação do Depósito de Alimentos da Nestlé"; Interessado: Construtora Walter Torre Jr.
- ROWE, P.W., 1957, "C_e=0 Hypothesis for normally loaded clays at equilibrium", *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.1, 189-192.
- SAGLAMER, A., 1975, "Soil parameters affecting coefficient of earth pressure at rest of cohesionless soils", *Proceedings of the Istanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, Turkey, vol.1, pp.9-16.
- SALAS, J.A.J., ALPANES, J.L.J., GONZALES, A.A.S., 1976, "Geoecnia Y Cimientos II", Ed. Rueda.
- SALEM, A.M. and KRIZEK, R.J., 1975, "Secondary compression of maintenance dredgings", *Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Argentina, vol.3, 105-113.

SANTA MARIA, P.E.L., 2000, Comunicação Pessoal.

- SANTOS, A.B., 2001, Estudo da Influência da Rigidez dos Drenos em um Ensaio para Determinação do Coeficiente de Adensamento Horizontal dos Solos, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rj, Brasil.
- SAXENA, S.K., HEDBERG, J. and LADD, 1979, "Geotechnical properties of Hackensack Valley Varved Clays of New Jersey", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.1, No.3, pp. 148-161.
- SCHMERTMANN, J.H., 1983, "A simple question about consolidation", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.109, no.1, January, pp.119-122.
- SCHMIDT, B., 1967, "Lateral stresses in uniaxial strain", *Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute)*, Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, pp. 5-12.

- SHERIF, M.A., and KOCH, D.E., 1970, "Coefficient of earth pressure at rest as related to soil precompression ratio and liquid limit", *Highway Research Recrded* no. 323, pp.39-48.
- SKEMPTON, A.W., 1961, "Horizontal stresses in an overconsolidated eocene clay", *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, vol.1, pp.351-357.
- SKEMPTON, A.W. and SOWA, V.A., 1963, "The behaviour of saturated clays during sampling and testing", *Géotechinique*, vol.13, no.4, 269-290.
- SUKLJE, L., 1969, "Rheological Aspects of Soil Mechanics", Ed. Wiley-Interscience
- TAYLOR, D.W. and MERCHANT, W., 1940, "A theory of clay consolidation accounting for secondary compression", *Journal of Mathematics and Physics*, vol.19, no.3, pp.167-185.
- TAYLOR, D.W., 1942, *Research on consolidation of clays*, MIT Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial no.82, 147 pp.
- TAYLOR, D.W., 1948, *"Fundamentals of Soil Mechanics"*, John Wiley & Sons., New York, 700 p., p.208-405.
- TER-MARTIROSYAN, Z.G., TSYTOVICH, N.A., 1965, "Secondary Consolidation of Clay", *Bases, Foundations Soil Mechanics*, No.5.
- TERZAGHI, K., 1920, "Old Earth Pressure Theories and New Test Results", *Engineering News Record 85*, 14: 632.
- TERZAGHI, K., 1923, Discussion of lateral earth pressure: the accurate experimental determination of the lateral earth pressure, together with a resume of previous experiments. *Transactions of the American Society of Civil Engineers 86*, 1525-1543.
- TERZAGHI, K., 1925, Principles of Soil Mechanics, II Compressive Strength of Clay, *Engineering News Record* 95, 20-796.
- TERZAGHI, K., 1934, "Large Retaining Wall Tests", *Engineering News Record 112*, 136-140.
- TERZAGHI, K., FRÖLICH, O.K., 1936, *Theorie der setzung von tonschichten*, Franz Deuticke, Leipzig.
- TERZAGHI, K., 1936, "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear", *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge.
- TERZAGHI, K., 1943, "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons., New York.
- THOMASI, L., 2000, Sobre a Existência de uma Parcela Viscosa na Tensão Normal *Efetiva*, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rj, Brasil.

- THOMPSON, W.J., 1963, "Lateral Pressures in One-Dimensional Consolidation", *Proceedings of the 2nd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Japan.
- TING, C.M.R., SILLS, G.C., WIJEYESEKERA, D.C., 1994, "Development of K₀ in soft soils", *Géotechnique* 44, No. 1, 101-109.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. and WELCH, J.D., 1948, Effect of boundary conditions on lateral earth pressure, *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.3, 308-313.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P., WARD, E.R., DIBIAGIO, E. and WATKINS, J., 1956, "Large Scale Triaxial Cell Tests", *Princeton University Progress Report to the Office of Naval Research.*
- TSCHEBOTARIOFF, G.P., 1978, *"Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra"*, Ed. McGraw-Hill.
- TSCHOEGL, N., 1989, *"The Phenomenological Theory of Linear Viscoelastic Behavior"*, Ed. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- TSYTOVICH, N.A., ZARETSKY, Yu. K., 1969, "The Development of the Theory of Soil Consolidation in the URSS, 1917-1967", *Géotechnique* 19, No. 3, 357-375.
- VIEIRA, L.O.M., 1987, Uma contribuição ao estudo do adensamento secundário, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- WINTERKORN, H.F., FANG, H.-Y., 1975, *"Foundation Engineering Handbook"*, Ed. Van Nostrand Reinhold Company.
- WISSA, E.Z., CHRISTIAN, J.T., DAVIS, E.H. and HEIBERG, S., 1971, "Consolidation at Constant Rate of Strain", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.97, No. SM10, pp.1393-1413.
- WRIGHT, S.G., 1969, *A study of slope stability and the undrained shear strength of clay shales*, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- WROTH, C.P., 1972, "General theories of earth pressures and deformations, General Report", Session 1, Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.2, pp.33-52.
- WROTH, C.P., 1975, "In situ measurement of initial stresses and deformations characteristics", *Proceedings, American Society of civil Engineers (ASCE) Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, N.C., Vol 2, pp.180-230.

Curvas de Calibração dos Transdutores



Curva de calibração do transdutor de força 1



Curva de calibração do transdutor de força 2



Curva de calibração do transdutor de força 3



Curva de calibração do transdutor de força 4







Curva de calibração do transdutor de deslocamento horizontal HS10/3991



Curva de calibração do transdutor de deslocamento horizontal HS10/5419



Curva de calibração do transdutor de poro-pressão

Curvas de Calibração dos sistemas transdutor de força-janela-borracha



Curva de calibração do sistema transdutor de força 1-janela-borracha



Curva de calibração do sistema transdutor de força 2-janela-borracha



Curva de calibração do sistema transdutor de força 3-janela-borracha