

2 Revisão bibliográfica

2.1 Origem e formação dos depósitos moles

Os solos de granulometria fina podem se acumular em vários tipos de ambientes sedimentares, formando então os depósitos de argila mole. Os sedimentos que constituem estes depósitos são, do ponto de vista geológico, de origem bastante recente, correspondente ao período quaternário. Estes sedimentos foram depositados após o último período de glaciação, encerrado há cerca de 10 mil anos atrás. Nesta época, a água oriunda do descongelamento das geleiras provocou uma elevação significativa do nível do mar e encobriu os vales e as planícies litorâneas.

Os principais episódios transgressivos, isto é, as elevações do nível relativo do mar com as suas ingressões em direção ao continente, e os regressivos, ou seja, o abaixamento do nível do mar, podem explicar as evoluções ocorridas nas formações das baixadas brasileiras e o pré-adensamento de alguns depósitos argilosos quaternários.

As máximas amplitudes de variação do nível do mar ocorreram há cerca de 5 mil anos, com o nível do mar atingindo 5m acima do nível atual na costa da Bahia, e cerca de 4,8 a 2,3 m ao longo da costa do Rio de Janeiro até o Paraná.

Segundo Sandroni (1980), podem ser reconhecidos diversos ambientes de deposição, que influenciam o tipo de depósito a ser formado, tais como os fluviais, deltaicos-fluviais e costeiros.

O ambiente fluvial ocorre em planícies de enchente ou em leitos de rios abandonados. Já o deltaico-fluvial ocorre quando existe a deposição dos sedimentos de um rio em um lago (ou em local de águas calmas). A forma de distribuição dos sedimentos é função de diversos fatores tais como a salinidade, densidade dos corpos d'água, correntes, etc. O ambiente glacial caracteriza-se pela deposição dos sedimentos capturados pelas geleiras durante seus movimentos de retração e expansão. O ambiente costeiro caracteriza-se principalmente pela influência da flutuação da maré. Este ambiente é

extremamente complexo, pois pode coexistir com um ou mais dos ambientes citados anteriormente.

Os depósitos moles são, em geral, compostos predominantemente por grãos minerais, podendo existir, no entanto, casos de depósitos orgânicos (turfas), compostos majoritariamente por restos decompostos de vegetais e animais.

Os componentes inorgânicos constituintes dos depósitos argilosos costeiros provêm do intemperismo das rochas existentes na bacia de contribuição do local de deposição. Os componentes orgânicos devem-se à presença de vegetação e de restos de animais que faziam parte do ecossistema da região.

Os grãos minerais, que constituem de forma predominante estes depósitos, estão diretamente relacionados à forma e ao meio de deposição. No Brasil, o mineral argílico mais freqüente é a caulinita, sendo também possível a presença de illita, haloisita, montmorilonita e clorita.

As argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras. Como exemplos tem-se os depósitos de Sarapuí, na Baixada Fluminense (Costa Filho et al., 1977; Antunes, 1978), da Baixada Santista (Massad, 1985 e 1986) e de Pernambuco (Ferreira et al., 1986).

A composição mineralógica controla principalmente as características das partículas de argila, tais como dimensão, forma e superfície (Mitchell, 1976). A influência da fração argila no comportamento do solo é bastante relevante. Mitchell (1976) sugere que quanto maior for a porcentagem de mineral argila predominante no solo, maiores deverão ser a plasticidade, o potencial de expansão e a compressibilidade, e menores deverão ser o ângulo de atrito e a permeabilidade.

Como as argilas moles brasileiras não apresentam grandes disparidades na composição mineralógica e apresentam teores de matéria orgânica semelhantes (inferiores a 5%), os valores dos limites de consistência e compressibilidade não são significativamente diferentes.

2.2 Amostragem em solos moles

A amostragem tem o objetivo de permitir a retirada de amostras representativas da massa do solo para a caracterização e determinação de parâmetros geotécnicos do material através de ensaios de laboratório.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas faz recomendações acerca dos procedimentos de amostragem, na norma ABNT NBR 9820-87 (Coleta de Amostras Indeformadas de Solo em Furos de Sondagem). A amostragem indeformada de solos coesivos de consistência mole é feita em geral por meio de cravação estática de amostradores tubulares de parede fina em furos de sondagem. De acordo com Lima (1979), estes amostradores podem ser classificados da seguinte forma: amostrador do tipo Shelby, amostrador de pistão, amostrador de pistão estacionário e amostrador de pistão tipo Osterberg.

O amostrador tipo Shelby é o amostrador de parede fina mais empregado em argilas moles. É composto basicamente de um tubo de latão ou de aço inoxidável de espessura reduzida, ligado a um cabeçote provido de uma válvula de esfera que permite ao ar e à água escaparem à medida que ocorre penetração da amostra. Este amostrador é introduzido no solo por pressão estática constante.

O amostrador de pistão utiliza um êmbolo que se movimenta dentro do tubo de parede fina. Esta característica reduz o amolgamento da amostra. Com o uso deste amostrador, a retirada das argilas muito moles é auxiliada pelo efeito de sucção do pistão. O amostrador é posicionado no fundo do furo de sondagem, com o tubo fechado pelo pistão. Suspende-se então o pistão, puxando a haste interna até cerca de um terço da altura do tubo e crava-se de forma estática essa parte livre no solo. Depois puxa-se o restante do pistão e crava-se o restante do amostrador.

O amostrador de pistão estacionário difere do anterior pela maneira de cravação no solo. O amostrador é introduzido no interior do furo com o pistão colocado na extremidade do tubo de parede fina até apoiar-se no solo. O pistão permanece então estacionário, enquanto o tubo é cravado estaticamente no terreno.

O amostrador tipo Osterberg é um amostrador de pistão estacionário que consiste basicamente em um tubo interno de parede fina circunscrito por outro tubo. O tubo interno é forçado a penetrar no solo pela pressão de água que é injetada no interior do tubo externo. Este tipo de amostrador foi o utilizado para a

extração das amostras utilizadas na campanha experimental descrita no capítulo quatro e está apresentado esquematicamente na Figura 1.

Além dos amostradores tubulares de parede fina, existem ainda outros amostradores especiais para argila mole. Um exemplo é o amostrador Sherbrooke. Este equipamento foi desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Sherbrooke no Canadá (Lefevbre e Poulin, 1979). As amostras possuem forma de um bloco cilíndrico com 250 mm de diâmetro e altura variável entre 250 e 350 mm. A utilização do amostrador Sherbrooke nas argilas moles do Rio de Janeiro e de Recife está reportada por Oliveira (2002). A metodologia de amostragem é feita da seguinte forma: o amostrador é descido até a cota de amostragem dentro de um pré-furo, após a base do mesmo ser limpa com um trado de fundo chato. As paredes laterais do furo podem ser revestidas ou estabilizadas com lama bentonítica. O amostrador possui 3 hastes por onde circulam água ou lama para facilitar o corte do material natural. Na extremidade de cada haste existe uma faca, que tem a função de esculpir a amostra de solo, através da rotação lenta (5 RPM) do amostrador. Esta rotação é dada por uma máquina de forma mecânica ou manual.

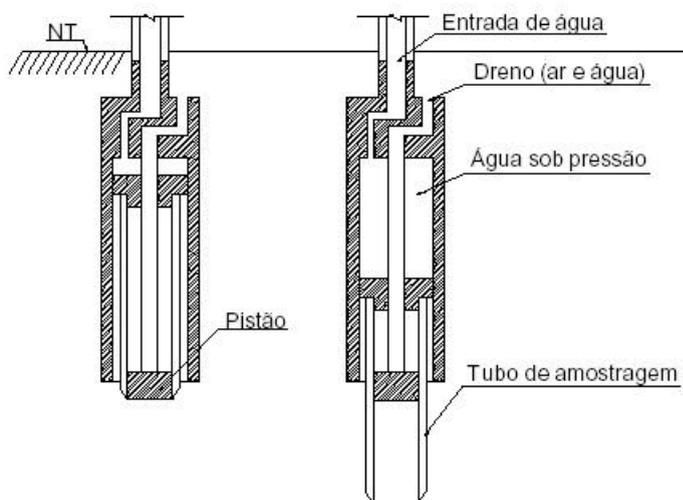


Figura 1 – Amostrador de parede fina do tipo Osterberg

2.3 Comportamento de solos moles

O comportamento de solos é função da distribuição granulométrica do material, bem como da mineralogia, do teor de umidade, do estado de tensões a que está submetido, etc. A porcentagem de fração argila desempenha papel fundamental na determinação das características e propriedades do solo, tais

como a compressibilidade, a resistência e a permeabilidade do material. Além disso, o conhecimento das características da fração argila (argilominerais) auxilia na determinação da atividade e da suscetibilidade de ocorrência de expansão em solos moles.

Argilominerais são minerais inorgânicos de estrutura cristalina, sendo os elementos estruturais constituintes os tetraedros de Si e octaedros de Al dispostos em camadas alternadas, que se concentram na fração argila dos solos.

A influência do argilomineral nas propriedades geotécnicas do solo é medida pela atividade. A atividade das argilas depende da porcentagem de argilominerais presentes no solo. Skempton (1953) definiu este índice (I_a) como sendo a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração argila (grãos com diâmetro médio inferior a $2mm$):

$$I_a = \frac{IP}{\% \leq 2mm} \quad (1)$$

Dependendo do valor de I_a , o solo pode ser classificado com ativo, normal ou inativo. A classificação sugerida por Skempton está mostrada na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação do solo quanto à atividade da fração argila (Skempton, 1953)

I_a	ATIVIDADE
< 0,75	Inativa
0,75 a 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

O tipo de argilomineral presente no solo pode ser identificado de forma qualitativa a partir de análises mineralógicas, tais como a técnica de difração de raios-X.

De acordo com Santos (1975), em uma partícula de solo com estrutura cristalina, um certo conjunto de átomos é repetido em intervalos equidistantes, formando um reticulado cristalino. Define-se célula unitária como um conjunto de redes cristalinas que caracteriza o argilomineral, podendo ser entendida como a menor parte formadora do argilomineral.

Quando o solo é exposto a um feixe monocromático de raios-X, cada célula unitária é capaz de difratar os raios X. A frente de onda é completamente anulada, exceto nas direções em que os efeitos das células unitárias vizinhas provocam uma interferência construtiva completa. Somente nestas direções é que aparece um feixe difratado de raios X (Figura 2).

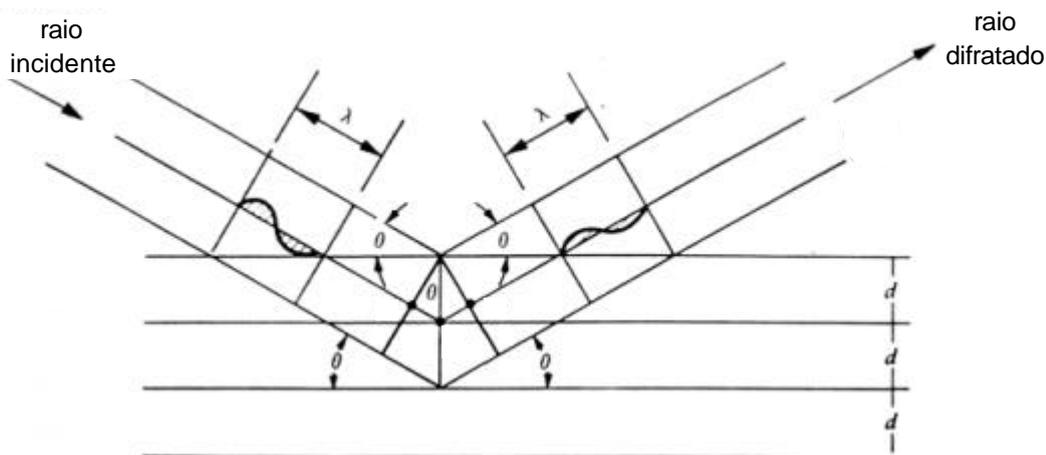


Figura 2 - Condições geométricas da difração de raios X (Mitchell, 1976)

Em ensaios de difração por raios X, os argilominerais podem ser divididos em cinco grupos, dependendo da distância interplanar basal (d). O valor de d é definido como a distância entre os planos da célula unitária. O cálculo de d baseia-se na lei de Bragg, conforme mostrado por Santos (1975):

$$n \lambda = 2 d \sin \theta \quad (2)$$

sendo:

n = número inteiro positivo que representa a ordem de reflexão; ($n=1$)

λ = comprimento de onda dos raios-X; ($\lambda = 1,5418 \text{ \AA}$)

d = distância interplanar basal;

θ = ângulo de refração.

Os ensaios de difratometria podem ser executados com lâmina natural (não glicolada), com lâminas do tipo glicolada ou ainda com lâminas aquecidas a altas temperaturas. No caso das lâminas glicoladas, é possível identificar a presença de argilominerais expansivos tal como a montmorilonita. Nas aquecidas, verifica-se o comportamento do argilomineral quando este perde sua água de constituição, reduzindo assim a distância interplanar basal. A Tabela 2 apresenta a classificação dos argilominerais em função da distância "d".

Tabela 2 - Distâncias interplanares basais típicas para argilominerais (Santos, 1975)

d (Å)	Possíveis argilominerais
3,6	<i>Caulinita, refração secundária</i>
7,1	<i>Caulinita, refração primária e Halosita anidra</i>
10	<i>Esmectita anidra, Vermiculita anidra, Ilita e Halosita hidratada</i>
14	<i>Esmectita hidratada, Vermiculita hidratada e Clorita</i>
17	<i>Esmectita glicolada</i>

Quanto maior a quantidade de tipos de argilominerais diferentes presentes na amostra, maior é a dificuldade de classificação, uma vez que um mesmo pico pode representar mais de um argilomineral.

2.3.1

Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH

O teor de matéria orgânica é um parâmetro importante a ser observado, com influência marcante no comportamento de solos argilosos moles. Carvalho (1980) destaca que os vários métodos de determinação existentes levam a resultados um pouco diferentes, mesmo se aplicados a amostras idênticas.

Os métodos de determinação do teor de matéria orgânica podem ser classificados como diretos e indiretos. Na determinação direta, o solo é tratado com um agente que remove os componentes orgânicos. O solo é pesado antes e depois do tratamento e a perda em peso fornece uma indicação do teor de matéria orgânica.

Os métodos indiretos são baseados na hipótese de que um elemento particular está presente na matéria orgânica do solo, de tal forma que a porcentagem de material orgânico pode ser obtida a partir da quantidade deste elemento, por intermédio do uso de um fator de correção. Nestes métodos, os elementos mais utilizados são o nitrogênio e o carbono. O método da titulação rápida consiste na determinação do carbono orgânico por oxidação da matéria orgânica.

Ensaio para determinação do teor de matéria orgânica pelos métodos diretos são usualmente executados em laboratório a partir da observação da perda de peso por aquecimento (P.P.A). Neste ensaio, amostras do solo são submetidas a uma temperatura de 600°C, após secagem prévia em estufa, por 24 horas, a uma temperatura de 105°C. O solo é mantido em um forno especial (mufla) com alta temperatura (600°C) por um mínimo de 2 horas.

Este método não fornece uma determinação precisa da porcentagem de matéria orgânica do solo, devido à possível perda de peso correspondente à água de constituição do mineral argílico e à decomposição térmica dos carbonatos. Por outro lado, a existência de materiais de difícil extração tais como a linina e a celulose também tornam o processo de determinação do carbono orgânico por titulação rápida sujeito a imprecisões.

Skempton e Petley (1970) e Carvalho (1980) propõem correlações entre os resultados obtidos pelos dois processos de determinação de matéria orgânica, os quais podem resultar em diferenças da ordem de 30% a 50%. As correlações são consideradas mais válidas para depósitos turfosos com elevado teor de matéria orgânica. Para depósitos com valores de P.P.A. inferiores a 15%, estas correlações apresentam grande dispersão e devem ser utilizadas com cautela.

O processo de perda de peso por aquecimento a 600°C indica valores usualmente mais elevados do que o processo de titulação rápida. A Tabela 3 apresenta uma comparação entre valores de matéria orgânica obtidos a partir dos dois métodos reportados na literatura.

Tabela 3 - Teor de matéria orgânica de depósitos argilosos moles

Local		Prof. (m)	Titulação Rápida			Perda por Aquecimento			Referência
			Média	Desvio Padrão	Nº Determ.	Média	Desvio Padrão	Nº Determ.	
<i>Baixada Fluminense, RJ</i>	<i>Sarapuí</i>	<10,0	4 a 6	-	-	-	-	-	<i>Antunes 1978</i>
	<i>Sarapuí</i>	<5,0	-	-	-	11,8	0,3	10	<i>Sayão 1980</i>
	<i>Sarapuí</i>	< 3,5	8,8	33,3	6	-	-	-	<i>Garcés 1995</i>
	<i>Vigário Geral</i>	< 5,0	13,7	7,9	3	-	-	-	
<i>Baixada Jacarepaguá, RJ</i>	<i>Estrada dos Bandeirantes</i>	< 14,0	8,4	1,8	7	-	-	-	<i>Garcés 1995</i>
	<i>Itapeba</i>	< 4,5	41,5	40,7	2	-	-	-	
<i>Niterói, RJ</i>	<i>Itaipú</i>	< 8,0	25,1	13,5	37	35,2	19,1	35	<i>Carvalho 1980</i>
<i>Salvador, BA</i>	<i>Enseada do Cabrito</i>	<7,5	-	-	-	9,5	3,9	12	<i>Batista 1998</i>

A determinação do pH (Tabela 4) dos solos tem sido utilizada no campo da geologia para o estudo da diagênese dos argilominerais (solos sedimentares), e na área ambiental para o estudo do transporte de contaminantes. O valor do pH indica a presença de elementos sílicos e aluminosos (argilominerais) e tem sido utilizado em correlações com os parâmetros de resistência dos solos.

Tabela 4 – Classificação do material com base no valor de pH

pH	Classificação
< 5,5	<i>Fortemente ácido</i>
5,5 – 6,5	<i>Moderadamente ácido</i>
6,5 – 7,5	<i>Neutro</i>
7,5 – 8,5	<i>Moderadamente alcalino</i>
> 8,54	<i>Fortemente alcalino</i>

2.3.2

Ensaio de adensamento

A determinação dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento em laboratório é usualmente feita através de ensaios de compressão confinada. A diferenciação entre os principais tipos de ensaios de adensamento baseia-se na forma com que o carregamento é aplicado: incremental (Taylor, 1942) ou contínua (Hamilton e Crawford, 1959).

Adensamento incremental convencional

O ensaio de adensamento com carregamento incremental, conhecido por SIC (“Standard Incremental Consolidation”), foi proposto por Terzaghi na década de 20, nos primórdios da Mecânica dos Solos. Este ensaio é considerado como convencional (ou “standard”), e até os dias de hoje é bastante utilizado na prática geotécnica. O ensaio foi padronizado por Taylor (1942) e consiste na aplicação instantânea de incrementos de carga axial sobre um corpo de prova cilíndrico confinado lateralmente por um anel metálico rígido.

O corpo de prova é carregado em estágios, durante os quais são observadas as deformações ao longo do tempo. O ensaio é composto de vários estágios de carregamento e descarregamento, tendo cada estágio uma duração de geralmente 24 horas.

Os parâmetros obtidos de um ensaio de adensamento no laboratório são: a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), os índices de compressão (c_c , c_r , c_s), o coeficiente de compressão secundária (c_{α}), o coeficiente de adensamento (c_v), o coeficiente de permeabilidade (k) e o coeficiente de variação volumétrica (m_v).

Ortigão (1993) enfatiza que o fator mais importante e mais difícil para a utilização da teoria do adensamento é a determinação correta do coeficiente c_v . Os dois métodos tradicionalmente mais utilizados são os de Casagrande e

Taylor, ambos desenvolvidos a partir de ajustes empíricos dos resultados do ensaio à teoria do adensamento de Terzaghi.

Os valores de c_v calculados pelos dois métodos não são iguais. Ortigão (1993) apresenta um exemplo didático e comparativo dos dois métodos no qual a diferença corresponde a aproximadamente 40%. O autor relata que isso ocorre comumente em argilas, já tendo sido verificadas diferenças de até 150% (Ladd, 1973, apud Ortigão, 1993).

Embora à primeira vista a influência do método de cálculo possa parecer significativa, seu efeito é menor do que a dispersão do valor de c_v normalmente observada em ensaios oedométricos, como representado na Figura 3. Nesta figura apresenta-se a faixa de variação de c_v , para a argila do Rio de Janeiro, correspondente a mais de 100 ensaios oedométricos (Ortigão, 1993). Observa-se que para $\sigma'_v < 100$ kPa, região em que o material está pré-adensado, a dispersão de resultados é muito grande, entre 1,0 e 3,5 m^2/ano . Este comportamento já foi observado por Ladd (1971) em argilas levemente pré-adensadas, indicando que c_v decresce significativamente à medida que se aproxima da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}). Para tensões superiores a σ'_{vm} , trecho de compressão virgem, o valor de c_v mantém-se aproximadamente constante.

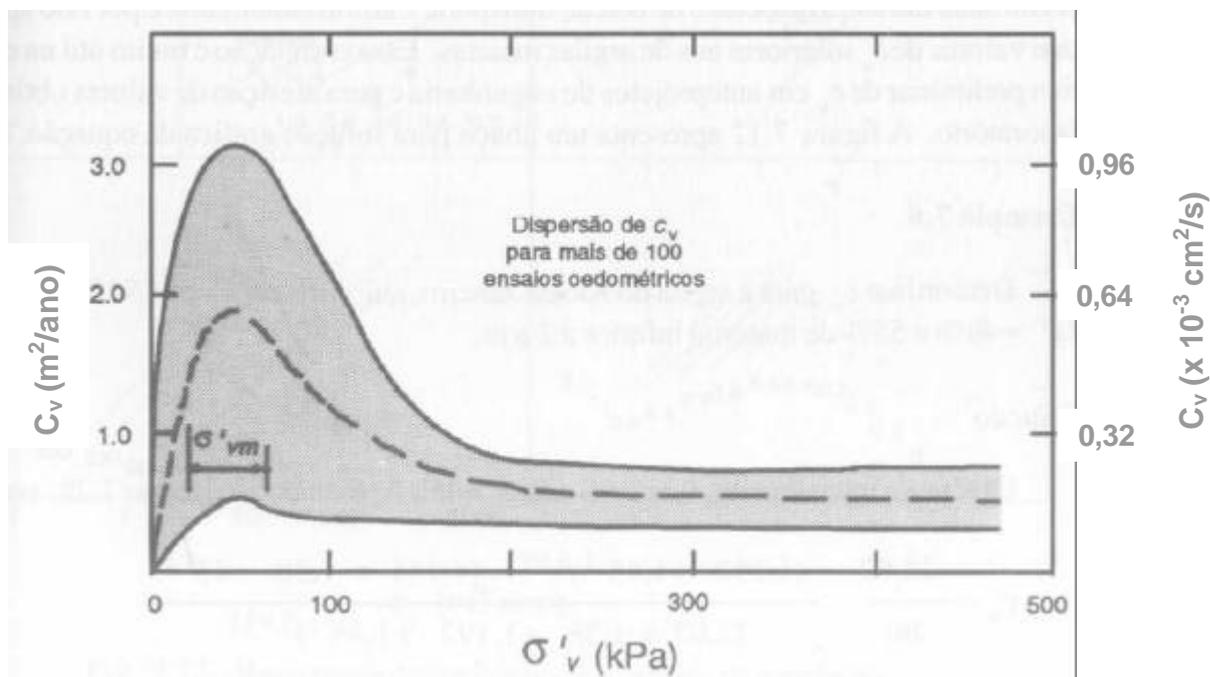


Figura 3 - Faixa de valores de c_v da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Ortigão, 1993)

A influência da deformabilidade do equipamento nos resultados dos ensaios oedométricos foi observada por Kupper (1983). A autora relata que devido à configuração do equipamento, a deformação vertical que se mede num ensaio oedométrico não corresponde apenas à deformação do solo, incluindo também as deformações do papel filtro e da pedra porosa e os ajustes do conjunto do equipamento. Estas deformações (do papel filtro e da pedra porosa) podem ser consideradas desprezíveis quando o solo apresenta elevada compressibilidade, como é o caso das argilas moles.

Adensamento com carregamento contínuo

Os ensaios de adensamento contínuo podem ser de vários tipos: com velocidade constante de deformação (Wissa et al., 1971), velocidade constante de carregamento, fluxo contínuo, e de gradiente constante. Dentre estes, o ensaio do tipo CRS (“Constant Rate of Strain Test”) é o mais utilizado. O CRS consiste em aplicar ao corpo de prova um carregamento vertical com velocidade constante de deformação. A drenagem é permitida em apenas uma das faces do corpo de prova, em geral o topo. A outra face deve ser mantida sob condições não drenadas, de forma a possibilitar a medição das poropressões geradas pelo carregamento. Considerando-se uma distribuição de poropressões parabólica ao longo da altura do corpo de prova, pode-se obter a tensão efetiva média em qualquer instante do ensaio.

A aplicação do carregamento vertical pode ser feita pela mesma prensa utilizada em ensaios triaxiais de deformação controlada. São medidos nestes ensaios, de modo contínuo, os valores da tensão vertical total aplicada no topo (σ_v), a poropressão na base (u_b) e a variação da altura (Δh) do corpo de prova.

A principal vantagem dos ensaios contínuos sobre o incremental (convencional) é a diminuição do tempo necessário para a realização do ensaio. Enquanto um ensaio convencional tem duração de 10 a 15 dias, o ensaio contínuo pode requerer cerca de 1 dia para ser executado. Outra vantagem importante dos ensaios CRS é a aquisição quase contínua dos dados, que possibilita um maior número de pontos na curva e vs. $\log \sigma'_v$, melhorando a precisão dos parâmetros de compressibilidade.

Ribeiro (1992), Carvalho et al. (1993) e Garcés (1995) fizeram uma revisão ampla sobre o assunto e da formulação teórica proposta por Wissa et al. (1971) para o ensaio CRS. As hipóteses básicas adotadas para este ensaio são: o solo é saturado, as partículas sólidas e o fluido são incompressíveis, as deformações

são infinitesimais, as deformações e o fluxo se dão em uma única direção e c_v não varia com o tempo.

A maior dificuldade associada à realização do ensaio CRS é a definição da velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) adequada ao tipo de solo. Carvalho et al. (1993) ressaltam que o limite superior da velocidade corresponde à condição máxima aceitável de não uniformidade das tensões efetivas ao longo do corpo de prova. Já o limite inferior da velocidade relaciona-se com a necessidade de existência de um valor mínimo de poropressão na base (u_b) que permita precisão no cálculo de c_v e também com o fato de que o ensaio não deve se estender por um tempo igual ou superior ao do ensaio convencional.

A norma ASTM (1982), que fixa procedimentos para ensaios CRS, indica valores de velocidade do ensaio em função do limite de liquidez do solo (Tabela 5). Esta norma determina que o valor da razão de poropressão (u_b/σ_v) deve estar entre 3% e 20%. Wissa et al. (1971), por outro lado, sugerem que, se o valor de u_b/σ_v for superior a 5%, a não uniformidade no corpo de prova pode ser excessiva.

Tabela 5 - Velocidade para CRS em função do limite de liquidez (ASTM, 1982)

Limite de Liquidez (%)	Velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) (s^{-1})	Velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) (%/h)
< 40	$6,67 \times 10^{-6}$	2,400
40 – 60	$1,67 \times 10^{-6}$	0,600
60 – 80	$6,67 \times 10^{-7}$	0,240
80 – 100	$1,67 \times 10^{-7}$	0,060
100 – 120	$6,67 \times 10^{-8}$	0,024
120 – 140	$1,67 \times 10^{-8}$	0,006

Carvalho et al. (1993) argumentam que a faixa proposta por Wissa et al. corresponde a graus de adensamento entre $\bar{U} = 97\%$ e 99% , onde poderia ser significativa a influência da compressão secundária nos resultados. Carvalho et al. (1993) sugerem, então, que o valor da razão de poropressão pode situar-se entre 10% e 40%, com resultados ainda aceitáveis, pois corresponderiam a $\bar{U} = 90\%$ a 75% , respectivamente. Porém, com a adoção de (u_b/σ_v) da ordem de 40%, a não uniformidade das tensões efetivas e conseqüentemente do índice de vazios ao longo da altura do corpo de prova é significativa.

Os limites recomendados para ensaios CRS por outros autores para diferentes tipos de argila, estão resumidos na Tabela 6. Alguns autores se

restringiram a avaliar apenas a velocidade de deformação, outros a avaliar a razão de poropressão, outros ainda avaliaram os dois aspectos conjuntamente.

Tabela 6 - Proposições para velocidade dos ensaios CRS

Material	$\dot{\epsilon}_v$ (%/h)	u_b/σ_v (%)	Observação	Autor
<i>Argila mole</i>	0,3 a 9,0	-	-	<i>Hamilton & Crawford (1959)</i>
<i>Argila sensível de Leda</i>	7 a 14	5 a 8	-	<i>Crawford (1964)</i>
<i>Argila sensível de Massena</i>	-	< 50	-	<i>Smith & Wahls (1969)</i>
<i>Argila azul de Boston</i>	0,6 a 2,9	2 a 5	$u_{cp} = 500$ kPa	<i>Wissa et al. (1971)</i>
<i>Diferentes materiais</i>	0,2 a 5,2	< 32	$u_{cp} = 69$ kPa	<i>Gorman et al. (1978)</i>
<i>Argila mole sensível de Saint-Jean-Vianney</i>	0,1 a 4,1	-	$u_{cp} = 200$ kPa	<i>Vaid et al. (1979)</i>
-	-	3 a 20	Tabela 5	ASTM (1982)
<i>Argilas da Suécia</i>	0,72	< 15	-	<i>Larson & Salfors (1986)</i>
<i>Argilas da Noruega</i>	0,5 a 1,0	2 a 7	-	<i>Sandbaekken et al. (1986)</i>
<i>Argila mole do Sarapuí</i>	-	< 30	$u_{cp} = 0$; $S = 100\%$	<i>Carvalho (1989)</i>
<i>Argila mole do Sarapuí</i>	-	10 a 60	$75\% < \bar{U} < 95\%$	<i>Carvalho et al. (1993)</i>

Wissa et al. (1971) apresenta duas soluções para o cálculo de c_v , considerando o comportamento do solo como sendo linear e considerando o comportamento não-linear. Aqui serão apresentados a formulação e o resultado obtido para as diferentes considerações. As equações propostas por Wissa et al. (1971) estão apresentadas a seguir:

$$\text{Equação linear: } c_v = \frac{H^2}{2u_b} \left(\frac{\Delta s_v}{\Delta t} \right) \quad (3)$$

$$\text{Equação não-linear: } c_v = - \frac{H^2 \log \left(\frac{s_{v2}}{s_{v1}} \right)}{2\Delta t \log \left(1 - \frac{u_b}{s_{v1}} \right)} \quad (4)$$

onde: H = altura do corpo de prova; u_b = poro-pressão na base; $\Delta\sigma_v$ = variação da tensão total; Δt = intervalo de tempo; σ_{v1} = tensão total no início do intervalo Δt ; σ_{v2} = tensão total no tempo final do intervalo Δt .

2.3.3 Ensaio triaxiais

Os ensaios de laboratório visam reproduzir nos corpos de prova as solicitações que o maciço de solo poderá ser submetido no campo. Objetiva-se,

com isso, a obtenção de parâmetros mecânicos de resistência e deformabilidade, que possam representar o comportamento do material em métodos de análise.

Os ensaios triaxiais permitem o controle efetivo das tensões confinante e axial, sob condições axissimétricas aplicadas no corpo de prova. O ensaio triaxial dito convencional segue uma trajetória de carregamento axial. Neste tipo de trajetória, a tensão axial (σ_a) é aumentada, enquanto a tensão confinante (σ_c) é mantida constante. A execução do ensaio pode ser dividida em duas fases: adensamento e cisalhamento.

Os ensaios triaxiais são classificados de acordo com as condições de drenagem nas fases de adensamento e cisalhamento. São três os tipos de ensaios descritos por Lambe (1951): não adensado e não drenado (UU) com drenagens fechadas durante todo o ensaio; adensado e não drenado (CU) com drenagem permitida durante o processo de adensamento, e impedida durante a fase de cisalhamento; e o adensado e drenado (CD) em que as fases de adensamento e cisalhamento são realizadas sob condições drenadas.

Segundo Bishop e Henkel (1962), os corpos de prova devem ter uma relação altura/diâmetro igual a 2,0, podendo variar entre 1,5 e 2,5. Estes limites visam minimizar os efeitos de atrito nas extremidades do corpo de prova, mantendo uma condição adequada de esbelteza.

Os cálculos de tensão desviadora ($\sigma_a - \sigma_c$), devem ser efetuados supondo que o corpo de prova, ao se deformar, mantém o formato de um cilindro reto. A correção devido à presença da membrana de borracha deve ser considerada, conforme o método desenvolvido por Henkel e Gilbert (1952) e descrito por Bishop e Henkel (1962). O valor do módulo de compressão da membrana utilizado nos cálculos ($M_m = 0,34 \text{ kN/m}$) foi determinado experimentalmente por Pinheiro (1980), para membranas com diâmetro de 3,81 cm (1,5"), e por Maccarini (1980), para membranas de 10,16 cm (4").

2.3.4 Sensitividade de depósitos argilosos moles

A resistência das argilas depende, entre outros fatores, do arranjo dos grãos e do índice de vazios. Quando certas argilas são submetidas a alguma perturbação, a resistência diminui, ainda que o índice de vazios seja mantido constante.

A relação entre a resistência no estado natural ou indeformado (S_u) e a resistência no estado amolgado (S_{ur}) foi definida por Skempton (1953) como sensibilidade da argila (S_t):

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (5)$$

A Tabela 7 apresenta a classificação das argilas de acordo com os valores de sensibilidade.

Tabela 7- Classificação das argilas quanto à sensibilidade

Sensibilidade	Classificação
1 a 2	<i>pouco sensitiva</i>
2 a 4	<i>medianamente sensitiva</i>
4 a 8	<i>sensitiva</i>
> 8	<i>muito sensitiva</i>

A sensibilidade pode ser atribuída ao arranjo estrutural das partículas, estabelecido durante o processo de sedimentação. Este arranjo pode evoluir ao longo do tempo pela inter-relação química das partículas ou pela remoção de sais existentes na água dos poros por lixiviação (percolação de água com diferente composição química).

Segundo Terzaghi (1925), a camada de água adsorvida possui alta viscosidade próximo à superfície das partículas e é responsável pela forte adesão nos pontos de contato entre os grãos minerais. Se a argila sofre alguma perturbação, há o rompimento desses contatos e, com isso, a água preenche esses espaços ocasionando queda de resistência.

A sensibilidade é uma característica de grande importância, pois indica, se a argila pode sofrer uma redução considerável de resistência com a evolução do cisalhamento. Os solos argilosos moles das baixadas litorâneas brasileiras possuem usualmente $S_t = 3$ a 4 e apresentam resistência tão baixa que só podem suportar aterros com altura máxima de cerca de 1,5m. Para aterros com alturas maiores pode ocorrer ruptura, amolgando a argila, ao longo da superfície de ruptura.

Algumas argilas moles da Escandinávia e do Canadá apresentam sensibilidade extremamente elevada, superior a 20. Estes materiais perdem totalmente a resistência quando amolgados, passando a ter comportamento de líquidos viscosos. No Brasil, a sensibilidade dos depósitos costeiros de argila

pode ser classificada de baixa a média como indicam os dados resumidos na Tabela 8 (Ortigão, 1993).

Tabela 8 - Sensitividade de alguns depósitos de argila mole do litoral brasileiro

LOCAL	FAIXA DE VARIAÇÃO	VALOR MÉDIO
<i>Santa Cruz, RJ (zona litorânea)</i>	–	3,4
<i>Santa Cruz, RJ (off-shore)</i>	1 – 5	3,0
<i>Rio de Janeiro, RJ</i>	2 – 8	4,4
<i>Sepetiba, RJ</i>	–	4,0
<i>Cubatão, SP</i>	4 – 8	6,0
<i>Florianópolis, SC</i>	1 – 7	3,0
<i>Aracaju, SE</i>	2 – 8	5,0

Arranjo estrutural

Da combinação de forças de atração e repulsão entre as partículas resulta a estrutura dos solos, que se refere à disposição das partículas na massa de solo e às forças entre elas. Existem 2 tipos básicos de estrutura (Lambe, 1958): floculada e dispersa. Na estrutura floculada, o contato entre as partículas de solo é feito entre faces e arestas, atraindo-se mutuamente. Uma estrutura dispersa, por sua vez, possui partículas em disposição paralela (contato face a face) em virtude das forças de repulsão existentes entre elas.

O comportamento mecânico de um elemento de solo dependerá, em grande parte, de sua estrutura. Em geral, um elemento de solo floculado apresenta maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade que o mesmo solo no estado disperso, com o mesmo índice de vazios. A maior resistência e menor compressibilidade são devidas à atração entre as partículas. A maior permeabilidade do solo floculado se deve à existência de canais com maiores diâmetros para a passagem de água. Desta forma, existe uma menor resistência à passagem de água através de um solo floculado e portanto, uma maior permeabilidade.

As características de uma massa de solo podem ser modificadas, caso o solo seja submetido a esforços capazes de destruir as ligações existentes entre os grãos, modificando a estrutura. A estrutura floculada de solos argilosos, quando destruída por amolgamento, pode levar a uma redução acentuada de resistência e a uma maior geração de poropressões durante o cisalhamento não drenado.

Os depósitos argilosos marinhos formam-se nas zonas ou períodos de águas mais calmas, pela redução da velocidade de transporte de material em suspensão, o que possibilita a deposição dos sedimentos finos.

A estrutura de solos marinhos é formada pela deposição simultânea de partículas de argila floclada, silte e grãos de areia em ambiente salino. Este tipo de formação é responsável pela sensibilidade das argilas marinhas. As argilas depositadas nos interstícios do esqueleto do solo funcionam como um elemento de ligação entre os grãos, conferindo resistência ao material. Quando esse material é amolgado, há quebra dessa estrutura e a resistência é reduzida.

Argilas altamente sensíveis podem não diferenciar das argilas pouco sensíveis quanto à composição mineralógica, granulometria e estrutura. Entretanto, variações no tipo e quantidade de eletrólitos e nos compostos orgânicos, podem ser os fatores determinantes para o desenvolvimento de argilas altamente sensíveis.

Origens da sensibilidade

Estrutura meta-estável: em solos finos, com estrutura inicial floclada após a sedimentação observa-se, durante a consolidação, estruturas com índices de vazios mais altos do que os possíveis se as partículas estivessem dispostas paralelamente, em arranjo disperso. A partir deste estado, qualquer perturbação mecânica rompe esta estrutura e a tensão efetiva suportada pela estrutura é menor, devido à tendência de decréscimo de volume e perda de resistência.

Cimentação: muitos solos contêm carbonatos, óxidos de ferro, alumina e matéria orgânica, que podem ser precipitados nos contatos entre partículas e agir como agentes cimentantes. No caso de perturbação, essas ligações cimentantes são destruídas, levando à perda abrupta de resistência.

Endurecimento / Tixotropia: uma vez retirada a energia aplicada no amolgamento, a estrutura formada deixa de estar em equilíbrio com o meio. Se no balanço de forças, a atração entre partículas é maior que a repulsão, há uma tendência à formação de uma estrutura floclada, com conseqüente ganho de resistência ao longo do tempo.

Uma argila amolgada, quando deixada em repouso, volta a ganhar resistência ao longo do tempo, devido à inter-relação química das partículas, sem que atinja, no entanto, a resistência original.

Formação ou adição de agentes dispersivos: substâncias orgânicas são introduzidas no momento da deposição dos sedimentos e uma variedade de compostos orgânicos são encontrados nos poros das argilas. Alguns desses compostos podem agir como agentes dispersivos e levar a um acréscimo de repulsão entre partículas. Alguns agentes dispersivos inorgânicos também podem levar à formação de argilas muito sensíveis.

Lixiviação: a redução da salinidade de uma argila marinha por lixiviação é uma etapa essencial no desenvolvimento de argilas muito sensitivas (Rosenqvist, 1946, apud, Mitchel & Houston, 1969). A presença de água não salina é suficiente para remover o sal da argila por difusão, sem que seja necessário o fluxo da água através dos poros da argila intacta. Apesar da lixiviação causar pouca variação na estrutura, as forças entre partículas se modificam. Pode-se concluir que a mineralogia, granulometria e estrutura não são os principais responsáveis pela formação de argilas muito sensitivas, sendo muito mais importante a química do meio em que o material foi formado.

Torrance (1983) reporta que o processo de formação de sedimentos marinhos com altas sensibilidades pode ser descrito da seguinte maneira: o solo depositado em ambiente marinho adquire, inicialmente, uma estrutura floculada com elevados valores de índice de vazios e teor de umidade. As partículas ou agregados de partículas desenvolvem ligações, conferindo resistência elevada ao conjunto. A lixiviação provoca uma redução na concentração de eletrólitos presentes na água intersticial do solo, ocasionando um aumento da espessura da camada dupla e conseqüentemente, uma repulsão entre as partículas. A lixiviação não é suficiente para romper a estrutura floculada do solo, que, no estado indeformado, mantém aproximadamente o mesmo valor de resistência que possuía antes da retirada dos sais. No entanto, se um solo lixiviado sofrer deformações capazes de romper a estrutura floculada, as partículas não reflocularão e o arranjo final será de partículas paralelas (estrutura dispersa). Neste caso, a resistência não drenada do solo remoldado reduz-se consideravelmente, resultando em altos valores de sensibilidade.

Correlação entre propriedades de argilas sensitivas

Segundo Mitchell (1976), quando a diminuição da concentração de sais provoca o aumento da sensibilidade, as seguintes mudanças nas propriedades são observadas:

1. Diminuição do valor do limite de liquidez (LL); com conseqüente aumento do valor do índice de liquidez (IL);
2. Redução da atividade do material, sendo comuns valores na faixa de 0,5 a 1,0;
3. Menor compressibilidade dessas argilas para tensão efetiva inferior à tensão de pré-adensamento. Para maiores tensões, a compressibilidade aumenta significativamente.

Quando as argilas tornam-se sensitivas, devido ao processo de lixiviação, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e a atividade diminuem. Essas variações são evidenciadas por um acréscimo do índice de liquidez. Para que esse comportamento seja observado, é necessário que o solo seja constituído por minerais pouco expansivos, de baixa atividade como a illita, caulinita e minerais primários.

Pinheiro (1999) investigou em laboratório o comportamento de um solo mole, após a imposição de um processo artificial de lixiviação. Os resultados mostraram baixos valores de sensibilidade, tanto para o solo natural quanto para o solo remoldado, indicando que a lixiviação não foi responsável por um aumento significativo de sensibilidade. Este comportamento pode estar relacionado ao fato do solo ser constituído por minerais expansivos.

Estudo experimental de argilas sensitivas

A dificuldade de realização de estudos experimentais em argilas sensitivas está relacionada aos efeitos de amolgamento ocasionados pela amostragem. Quanto mais sensitiva for a amostra, mais acentuados são esses efeitos. Em argilas muito sensitivas, o amolgamento provocado pelas operações de retirada das amostras indeformadas pode causar danos importantes à estrutura.

A sensibilidade pode ser determinada através de ensaios de compressão simples ou triaxiais UU em amostras indeformadas e amolgadas. No caso de solos extremamente sensíveis, onde o material remoldado torna-se fluido, impossibilitando a moldagem dos corpos de prova, recomenda-se que a sensibilidade seja determinada através de ensaios de palheta.

A determinação da resistência ao cisalhamento “in situ” utilizando o ensaio de palheta na Suécia demonstrou que, para um número considerável de argilas normalmente adensadas, há um acréscimo da resistência com a profundidade, o que não podia ser observado em ensaios de compressão confinada em amostras “indeformadas” (Bjerrum, 1954). A discrepância entre as tensões cisalhantes determinadas “in situ” e no laboratório pode ser explicada por dificuldades na obtenção de amostras a maiores profundidades.

O manuseio das amostras durante a preparação de ensaios no laboratório requer cuidados, para não causar amolgamento com conseqüente perda de resistência do material.

A velocidade de cisalhamento durante o ensaio é fundamental para a obtenção da resistência de solos sensitivos. O ensaio deve ser lento o suficiente para dissipar os excessos de poropressão.

Uma dificuldade destes estudos, está relacionada ao tempo de lixiviação e à redução do teor de sais necessário para se atingir uma condição representativa da situação de campo.

2.4 Argila mole da Baixada Fluminense

2.4.1 Estudos prévios

Sayão (1980) determinou em laboratório, parâmetros que representam as características geotécnicas do material argiloso mole da escavação experimental da argila mole da Baixada Fluminense, no campo experimental próximo ao rio Sarapuí. Foram realizados ensaios de caracterização englobando limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real dos grãos, granulometria por sedimentação e perda por aquecimento. Os valores médios obtidos foram respectivamente: LL = 98%, LP = 49%, $G = 26,4 \text{ kN/m}^3$, $\%<2\mu = 85\%$ e P.P.A. = 11,8%. Durante a realização dos ensaios triaxiais e oedométricos foi determinada a umidade natural; tendo sido encontrado um valor médio de $w_{\text{nat}} = 140,5\%$, bem superior ao limite de liquidez. Note-se, porém que isto se deve ao procedimento adotado para a determinação de LL, o qual seguiu as recomendações da ABNT ($w_{\text{nat}} \times w_{\text{seco ar}}$).

As amostras foram obtidas com a utilização de amostradores tipo Shelby de tubo aberto com 50 mm de diâmetro e amostradores tipo Shelby de pistão estacionário, com 125 mm de diâmetro. As profundidades de amostragem variaram entre 1,60m a 5,10m.

Sayão (1980) realizou uma série de 11 ensaios de compressão confinada na argila mole da escavação experimental, em amostras extraídas na faixa entre 2,4 m e 4,2 m de profundidade. Os corpos de prova cilíndricos possuíam 20,0 mm de altura e 87,3 mm de diâmetro. O índice de compressão (c_c) variou na faixa de 1,41 a 2,56 e pode ser representado matematicamente, em função da profundidade (z , em metros) pela expressão: $c_c = 0,357.z + 0,508$. Os demais índices, de expansão (c_s) e recompressão (c_r), indicaram uma leve tendência de redução com a profundidade, situando-se na faixa de 0,2 a 0,5. A tensão de pré-adensamento indicou um material levemente pré-adensado, com OCR inferior a 1,4.

O coeficiente de adensamento (c_v) foi calculado através dos ensaios de adensamento, segundo os métodos de Taylor e de Casagrande. Os resultados

obtidos pelo autor, para os trechos de recompressão, compressão virgem e expansão, estão apresentados, em termos médios, na Tabela 9. Constatou-se que o valor de c_v referente à compressão virgem é cerca de 5 a 6 vezes menor que os valores obtidos nas fases de recompressão e expansão.

O coeficiente de adensamento também foi estimado indiretamente, através da expressão:

$$c_v = \frac{k}{m_v g_w} \quad (6)$$

onde m_v foi obtido no ensaio de adensamento e k determinado em ensaios de campo (Ribeiro e Sandroni, 1980). A Tabela 9 mostra a comparação entre as determinações direta e indireta do coeficiente c_v .

Tabela 9 - Valores médios do coeficiente de adensamento (Sayão -1980)

Tipo de determinação	Trecho	Método	c_v (10^{-4} cm ² /s)
Ensaio de Adensamento	Recompressão	Taylor	5,9
		Casagrande	3,0
	Compressão Virgem	Taylor	1,0
		Casagrande	0,6
	Expansão	Taylor	5,6
		Casagrande	3,1
Método Indireto	Compressão	-	129
	Expansão	-	267

As diferenças constatadas entre valores de c_v obtidos no procedimento indireto e no laboratório podem ser justificadas pelos valores de m_v e k utilizados no cálculo. Os valores de m_v referem-se aos valores médios obtidos nos ensaios de adensamento no laboratório, onde o fluxo e as deformações ocorrem somente na direção vertical. O coeficiente de permeabilidade k representa a média dos valores obtidos em ensaios de campo e não se referem a fluxo exclusivamente na direção vertical, uma vez que os depósitos argilosos sedimentares apresentam-se mais permeáveis na direção horizontal.

Sayão (1980) também realizou uma série de 40 ensaios triaxiais não drenados, sendo 31 de compressão axial com deformação controlada e 9 de extensão lateral com tensão controlada. Dentre os ensaios de compressão axial, foram realizados 14 ensaios do tipo não adensado, não drenado (UU) e 17 do tipo adensado isotropicamente, não drenado (CIU). Os ensaios não drenados de extensão lateral foram 2 com adensamento isotrópico (CI-EL), e 7 tipo adensado para K_0 (CK₀-EL). Todos os ensaios foram adensados para estados de tensão correspondentes às tensões efetivas de campo.

A Tabela 10 resume os valores do parâmetro A de Skempton na ruptura, e os parâmetros de resistência c' e ϕ' .

Tabela 10 – Resultados de ensaios triaxiais na argila do Sarapuí, RJ (Sayão, 1980)

Ensaio	A_f	c'	ϕ'
CIU	0,82	3 kPa	24°
CI-EL	0,60		

A Figura 4 mostra a variação da resistência não drenada (S_u) com a profundidade, obtida com os ensaios UU. Pode-se verificar a grande variabilidade dos valores de S_u , típica de ensaios UU. A comparação destes resultados com os valores de S_u obtidos no ensaio de palheta e nos ensaios CIU, em amostras adensadas para tensão efetiva de campo, está apresentada na Tabela 11. Nesta tabela estão também mostrados os resultados obtidos por Costa Filho et al. (1977), no mesmo local.

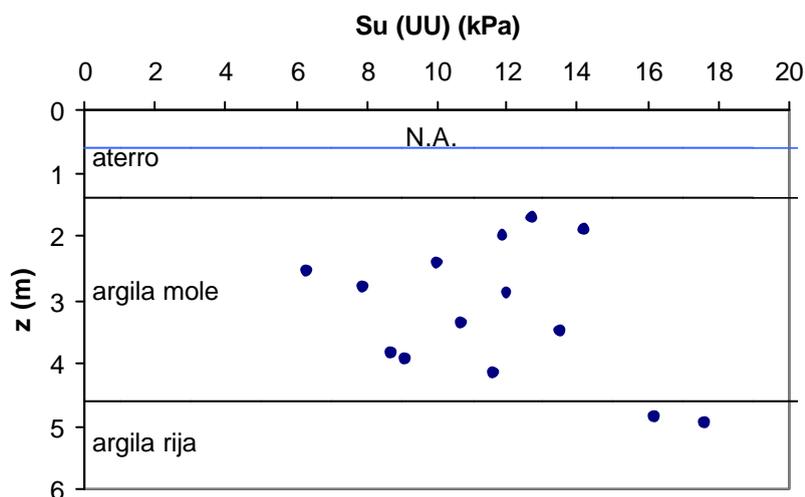


Figura 4 - Resistência não drenada em ensaios UU com (adaptado de Sayão 1980)

Tabela 11 – Resistência não drenada em ensaios rápidos na argila mole de Sarapuí, RJ

S_u (UU) / S_u (palheta)	S_u (UU) / S_u (CIU)	Autor
0,91	0,71	Sayão (1980)
1,13	-	Costa Filho et al. (1977)

O coeficiente de adensamento c_v também foi estimado na fase de adensamento isotrópico dos ensaios triaxiais CIU, tendo sido calculado um valor médio de $c_v = 4,7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Este resultado corresponde a um valor de c_v próximo aos obtidos pelos ensaios de adensamento convencional (1D) nos trechos de recompressão e de expansão.

Ortigão (1980) estudou o aterro experimental I do IPR, implantado na Baixada Fluminense, em uma área próxima ao Rio Sarapuí. O autor realizou uma campanha de ensaios de campo e de laboratório na argila de fundação do aterro, com o objetivo de obter parâmetros não drenados de tensão-deformação-resistência da argila.

A campanha de ensaios de laboratório foi composta de caracterização, adensamento convencional, além de triaxiais não drenados e não consolidados (UU), consolidados isotropicamente e não drenados (\overline{CIU}) e consolidados segundo a trajetória K_0 e não drenados ($\overline{CK_0U}$). Nestes foram utilizados amostradores de diferentes tipos: amostrador de tubo aberto de 63 mm de diâmetro e amostrador de pistão estacionário de 127 mm de diâmetro. As amostras atingiram uma profundidade de aproximadamente onze metros.

A caracterização do material apresentou valores de umidade acima do limite de liquidez, a Tabela 12 resume estes valores que foram obtidos para o material das profundidades de 1,10 a 10,55 m. Verificou-se que a percentagem de material menor que 2μ foi da ordem de 55%.

Tabela 12 – Índices físicos da argila de Sarapuí (Ortigão, 1980)

<i>w (%)</i>	106 a 172
<i>Limite de Liquidez (%)</i>	86 a 161
<i>Limite de Plasticidade (%)</i>	33 a 73
<i>Índice de Plasticidade (%)</i>	44 a 102
<i>Índice de Liquidez (%)</i>	1,11 a 1,7

Uma extensa campanha de ensaios de adensamento foi realizada com corpos de prova de 100mm de diâmetro. Estes ensaios apresentaram os seguintes valores médios de compressibilidade: índice de compressão (c_c) na faixa de 1,65 a 2,43 e índice de recompressão (c_r) na faixa de 0,25 a 0,58. Os valores de OCR obtidos por Ortigão (1980) apresentam uma tendência de redução com o aumento da profundidade, variando de 5,0 a 2,5 até a profundidade de 2,5 m e após esta profundidade vão reduzindo até atingir valores de OCR próximos de 1,0.

Ortigão (1980) realizou ensaios triaxiais UU num total de 8 ensaios. Os corpos de prova tiveram altura e diâmetro de 100 mm, de maneira a minimizar as dificuldades de moldagem e o embarrigamento, que ocorriam para corpos de prova com altura de 200mm. Estes ensaios foram realizados para profundidades

de 2,0 a 9,5 m e resultaram em valores de resistência não drenada S_u crescentes com a profundidade. Na Tabela 13 estão apresentados os valores de S_u , bem como valores de deformação na ruptura ε_f e de módulo de deformabilidade E_{50} .

Tabela 13 – Resultados dos ensaios triaxiais UU (Ortigão -1980)

Profundidade (m)	ε_f (%)	S_u (kPa)	E_{50} (kPa)
2,0 a 2,5	9,0	5,0	1110
4,0 a 4,5	7,0	6,9	1720
5,0 a 5,5	7,0	7,2	2050
8,0 a 8,5	8,0	8,4	2100
9,0 a 9,5	1,9	9,9	2810

Ortigão (1980) também realizou ensaios triaxiais não drenados \overline{CIU} e $\overline{CK_0U}$, em amostras extraídas a 6,0 m com OCR de 1 a 8. Estes ensaios forneceram valores de resistência não drenada variando entre 3,5 e 12,6 kPa, nos ensaios \overline{CIU} , e 3,9 e 12,1 kPa, nos ensaios $\overline{CK_0U}$, com os seguintes valores dos parâmetros de resistência: $c' = 0$ e $\phi' = 25^\circ$.

Gerscovich (1983) estudou as características da camada ressecada do mesmo depósito de argila mole de Sarapuí, estudado por Ortigão (1980). O programa experimental constou de 43 ensaios triaxiais e 9 de permeabilidade. As amostras foram obtidas com amostrador tipo Shelby de pistão estacionário, com 127 mm de diâmetro.

O peso específico total médio é da ordem de 13 kN/m^3 , constante nos primeiros 4 m de profundidade. A espessura da camada ressecada foi estabelecida com base em ensaios de palheta de campo, considerando-se da ordem de 2,5 m superficiais do depósito. O índice de plasticidade (IP) médio da camada ressecada é da ordem de 90% a 100%.

Dentre os ensaios triaxiais, 25 foram do tipo UU e 18 do tipo CIU. Todos os corpos de prova tiveram a razão altura/diâmetro igual a 2,0. Dos ensaios UU, 12 deles foram realizados em corpos de prova de 38 mm de diâmetro com acompanhamento da pressão neutra na base. Os 13 ensaios \overline{UU} restantes foram realizados em corpos de prova de 100 mm de diâmetro com o acompanhamento das poropressões no centro e na base.

A velocidade de cisalhamento adotada foi determinada segundo a teoria de Gibson (Bishop e Henkel, 1962) e foi igual a $3 \times 10^{-3} \text{ mm/min}$, com a adoção de coeficiente de adensamento da camada ressecada igual a $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Os efeitos da amostragem foram avaliados através da verificação da tensão residual efetiva (σ'_R).

A Figura 5 apresenta os valores médios da resistência não-drenada obtidos por Gerscovich (1983), comparados com resultados obtidos por outros autores. Verifica-se que os valores médios de resistência não-drenada na camada ressecada são sensivelmente mais baixos que os previstos pelo ensaio de palheta de campo, mesmo após aplicadas as correções recomendadas por Bjerrum.

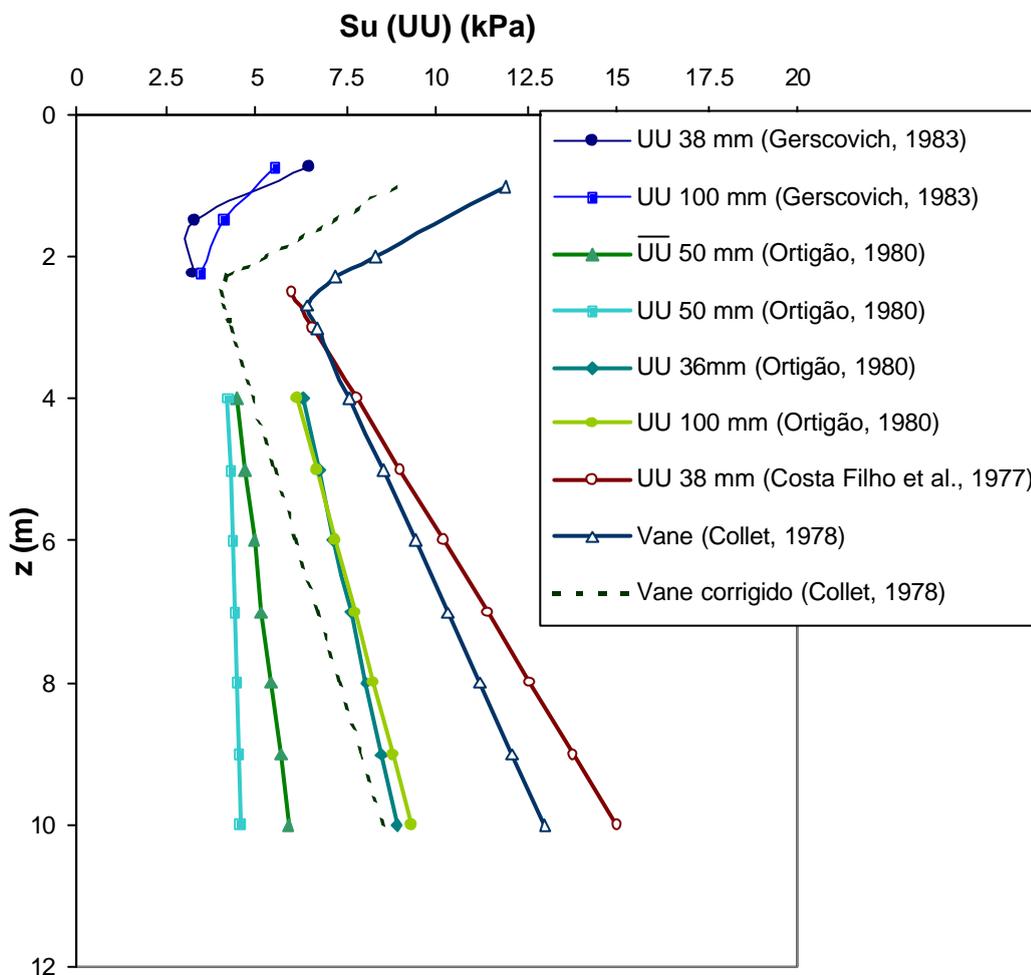


Figura 5 - Comparação entre S_u médio obtido em ensaios de UU e palheta (adaptado de Gerscovich,1983)

Os parâmetros de compressibilidade volumétrica (m_v) determinados na fase de adensamento dos ensaios triaxiais apresentaram-se crescentes com a profundidade, o inverso acontecendo com o coeficiente de adensamento (c_v). Ainda na fase de adensamento foi estimado, por via indireta, o coeficiente de permeabilidade (k). Estes valores estão listados na Tabela 14.

Os ensaios de permeabilidade com carga constante foram realizados em corpos de prova de 100 mm de diâmetro com a razão altura/diâmetro igual a 1,0. Os ensaios eram executados nos ensaios triaxiais antes da fase de cisalhamento, observando-se valores de coeficiente de permeabilidade (k) variando com a profundidade. Em amostras mais superficiais, obtiveram-se valores cerca de 6 vezes mais elevados. Verifica-se a compatibilidade entre estes resultados e aqueles estimados nos ensaios CIU.

Os parâmetros de resistência c' e ϕ' apresentaram-se decrescentes com a profundidade (Tabela 14). Também está apresentada a relação de S_u/σ'_c , onde σ'_c corresponde à tensão efetiva média de campo.

Tabela 14 – Variação dos parâmetros com a profundidade

Profundidade (m)	c_v (cm^2/s)	m_v (m^2/kN)	k (cm/s)	S_u/σ'_c média	S_u/σ'_c desv. pad.	OCR média	OCR desv. pad.	c' (kPa)	ϕ'
0,5 a 1,0	$4,5 \times 10^{-3}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-6}$	0,8	0,4	3,1	2,0	16	31°
1,3 a 1,8	$1,0 \times 10^{-3}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-7}$	0,9	0,4	4,4	2,8	14	24°
2,0 a 2,5	$5,0 \times 10^{-4}$	$7,0 \times 10^{-4}$	$3,5 \times 10^{-7}$	0,8	0,5	4,3	2,7	0	25°

Os valores do parâmetro de Skempton na ruptura (A_f) para os ensaios CIU ficaram na faixa de 0,3 a 1,2, desta forma, superiores aos observados por Ortigão (1980). Já para os ensaios UU, os valores de A_f foram mais baixos, inferiores a 0,4 face ao maior pré-adensamento da amostra, ajustando-se bem aos valores obtidos por Ortigão.

Garcés (1995) determinou em laboratório as características de deformabilidade e adensamento de solos moles em dois locais representativos do depósito da Baixada Fluminense. As amostras foram obtidas com a utilização de amostradores tipo Shelby com 76 mm e 127 mm de diâmetro. No local denominado Vigário Geral, as amostras foram extraídas a profundidades de até 5,0 m. Já para o local denominado subestação de Sarapuí, as amostras foram extraídas a profundidades de até 3,5 m.

Foram executados ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real dos grãos, granulometria por peneiramento e sedimentação. Os valores médios obtidos estão apresentados na Tabela 15. Os

ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram feitos a partir da umidade natural. Na caracterização das dimensões das frações constituintes do solo, o autor considerou somente ensaios de granulometria por sedimentação, uma vez que todo o material ensaiado era mais fino que a peneira # 200 (0,074mm). Os resultados obtidos para todas as amostras revelaram uma porcentagem de fração argilosa ($\% < 2mm$) superior a 35%. O valor de M.O. foi obtido a partir das recomendações feitas por Antunes (1978), com base no ensaio de perda por aquecimento a 600°C.

Tabela 15 - Índices físicos obtidos

Índices Físicos	Vigário Geral	Sarapuí
w_{nat} (%)	48,5 a 149,2	35,8 a 84,4
M.O (%)	7,4 a 22,5	5,0 a 13,9
Areia (%)	3 a 8	22 a 63
Silte (%)	30 a 38	7 a 25
Argila (%)	54 a 67	25 a 55
Limite de Liquidez (%)	55,5 a 192,0	39,4 a 86,7
Limite de Plasticidade (%)	39,8 a 122,0	23,6 a 40,2
Índice de Plasticidade (%)	15,7 a 70,0	12,4 a 48,6
Índice de Liquidez (%)	0,37 a 0,55	0,72 a 0,98
Densidade dos Grãos (Gs) (kN/m^3)	24,0 a 26,6	25,2 a 26,2

Garcés (1995) realizou uma série de ensaios de adensamento convencional com carregamento incremental (SIC), sendo 3 ensaios para cada local. Para os ensaios na argila mole de Vigário Geral, os corpos de prova cilíndricos possuíam 20 mm de altura e 50,5 mm de diâmetro. Já para os ensaios na argila mole de Sarapuí, os corpos de prova cilíndricos possuíam 20 mm de altura e 70,1 mm de diâmetro. Durante a realização destes ensaios foram determinados a umidade natural, o peso específico total, o índice de vazios inicial e o grau de saturação. Destes ensaios de adensamento calcularam-se, índice de compressão (c_c), índice de descompressão (c_s) e índice de recompressão (c_r), a tensão de pré-adensamento, que foi calculada pelo método de Casagrande e valores de OCR.

Garcés (1995) também realizou uma série de 11 ensaios de adensamento com velocidade constante de deformação (CRS). Os corpos de prova cilíndricos possuíam 2,0 mm de altura e 50,5 mm ou 70,1 mm de diâmetro. Durante a realização dos ensaios foram determinados a umidade natural, o peso específico

total, o índice de vazios inicial e o grau de saturação. Estes ensaios apresentaram índice de compressão (c_c) índice de descompressão (c_s) e índice de recompressão (c_r). A tensão de pré-adensamento foi calculada pelo método de Casagrande, gerando valores de OCR inferiores a 3,6. Na Tabela 16 estão apresentadas as características iniciais dos corpos de prova e os resultados citados.

Tabela 16 – Características iniciais dos corpos de prova e resultados dos ensaios SIC.

Local	Vigário Geral		Sarapuí	
	SIC	CRS	SIC	CRS
w_{nat} (%)	48,5 a 148,6	48,2 a 149,2	35,8 a 84,4	36,8 a 61,6
g_s (kN/m ³)	12,5 a 16,7	12,6 a 17	14,9 a 18,4	15,9 a 18
e_o	1,37 a 3,78	1,33 a 3,75	0,94 a 2,13	0,98 a 1,58
S (%)	92 a 94	90 a 97	100	94 a 100
s'_{vm} (kPa)	48 a 85	70 a 185	24 a 48	35 a 110
OCR	1,0 a 1,8	1,6 a 3,6	1,0 a 2	1,0 a 3,6
c_c	0,37 a 1,63	0,28 a 2,54	0,25 a 0,75	0,30 a 0,72
c_s	0,086 a 0,24	0,043 a 0,302	0,05 a 0,136	0,032 a 0,051
c_r	0,06 a 0,23	0,094 a 0,3	0,065 a 0,34	0,042 a 0,093

O coeficiente de adensamento (c_v) foi calculado a partir dos ensaios de laboratório através dos métodos de Taylor e de Casagrande para os trechos de recompressão e de compressão virgem. O coeficiente de adensamento (c_v) nos ensaios CRS foi calculado utilizando o método proposto por Wissa et al. (1971), com base no valor de poropressão registrado na base do corpo de prova durante o ensaio. Os valores de c_v obtidos variaram entre 5 e 50 x10⁻⁴ cm²/s no trecho de recompressão e entre 1 e 10 x10⁻⁴ cm²/s no trecho de compressão virgem. Garcés (1995) observou que o método de Casagrande produziu valor de c_v aproximadamente 2 vezes menores que os valores determinados pelo método de Taylor.

2.4.2

Considerações finais

No item anterior foi apresentada uma revisão dos resultados obtidos por alguns autores para ensaios de laboratório realizados na argila mole da Baixada Fluminense. A Tabela 17 resume os principais resultados obtidos por estes autores para a argila mole das proximidades do rio Sarapuí.

Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos para a argila mole da Baixada Fluminense.

Fonte		Sayão (1980)	Ortigão (1980)	Garcés (1995)	Gerscovich (1983)		
Material de estudo		Argila mole	Argila mole	Argila mole	Camada ressecada		
Caracterização	W _{nat}	%	140,5	106 a 172	35,8 a 84,4	133 a 177	
	LL	%	98	86 a 161	39,4 a 86,7	-	
	LP	%	49	33 a 73	23,6 a 40,2	-	
	IP	%	49	44 a 102	12,4 a 48,6	90 a 100	
	IL	%	-	1,11 a 1,7	0,72 a 0,98	-	
	G	kN/m ³	26,4	-	25,2 a 26,2	-	
	argila	%	85	55	25 a 55	-	
	P.P.A.	%	11,8	-	5,0 a 13,9	-	
Adensamento	SIC	c _c	1,41 a 2,56	1,65 a 2,43	0,25 a 0,75	-	
		c _s	0,16 a 0,39	0,25 a 0,58	0,05 a 0,136		
		c _r	0,25 a 0,55	-	0,065 a 0,34		
		OCR	<4	1	1 a 2		
		c _{vc}	cm ² /s	1 x 10 ⁻⁴	1 x 10 ⁻⁴		0,5 a 7 x 10 ⁻⁴
		c _{vr}	cm ² /s	5,9 x 10 ⁻⁴	-		1,5 a 13 x 10 ⁻⁴
	CRS	c _c			0,3 a 0,72	-	
		c _s			0,032 a 0,051		
		c _r			0,042 a 0,093		
		OCR	-	-	1,0 a 3,6		
c _{vc}		cm ² /s			1 a 10 x 10 ⁻⁴		
c _{vr}	cm ² /s			5 a 50 x 10 ⁻⁴			
Triaxiais	UU	S _u	kPa	6 a 14	5,0 a 9,9	2,1 a 7,4	
		ε _f		-	1,9 a 9,0	2,2 a 5,2	
		E ₅₀	kPa	-	1110 a 2810	-	
		A _f		-	-	< 0,4	
	CIU	S _u	kPa	-	3,5 a 12,6	-	3,5 a 8,8
		c _v	cm ² /s	4,7 x 10 ⁻⁴	-	-	1 x 10 ⁻³
		E ₅₀	kPa	180 ± 28	-	-	-
		A _f		0,82 ± 0,05	<1,0	-	0,3 a 1,2
		c'	kPa	3	0	-	0 a 16
		φ		24°	25°	-	24 a 31