

Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações

Baixada Santista: Implicaciones de la História Geológica en el Proyecto de Fundaciones *Santos Coastal Plains: Implications of the Geological History in the Design of Foundations*

Faiçal Massad, Dr. Eng^o
Professor Titular, EPUSP
Brasil

Resumo. Durante décadas as argilas sedimentares da Baixada Santista foram consideradas como normalmente adensadas. Acreditava-se que se formaram num único ciclo de sedimentação, contínuo e ininterrupto. Diante da ocorrência de argilas médias ou duras, apelava-se para expressões como "caso inusitado"; ou, perante o fato destas argilas serem, por vezes, levemente sobre-adensadas, invocava-se o efeito do envelhecimento ("aging"). Só recentemente se descobriu que as oscilações relativas do nível do mar, durante o Quaternário, estão na raiz da sedimentação costeira no Brasil. E que ocorreram pelo menos dois ciclos de sedimentação, entremeados por intenso processo erosivo, associados com dois episódios transgressivos, de níveis marinhos mais elevados que o atual, que deram origem a dois tipos de sedimentos argilosos, um, Pleistocênico e, o outro, Holocênico, com propriedades geotécnicas distintas. Mostram-se: (a) os possíveis mecanismos de sobre-adensamento, decorrentes da gênese desses sedimentos, confirmados recentemente por ensaios de piezocone; (b) que muitas das propriedades de engenharia, quando adimensionalizadas em relação à pressão de pré-adensamento, são próximas entre si, isto é, os solos são semelhantes; (c) que dessa história geológica decorrem algumas implicações no projeto de fundações e de aterros na Baixada Santista; e (d) que já é possível identificar sub-regiões em que os sedimentos Holocênicos (Argilas de SFL) apresentam comportamentos diferenciados como fundação.

Resumen. Durante décadas las arcillas sedimentarias de la Baixada Santista fueron consideradas como normalmente consolidadas. Se creía que estas se formaron en un único ciclo de sedimentación, contínuo e ininterrupto. En presencia de la existencia de arcillas medias y duras, se usaban expresiones como "caso inusitado"; o, frente al hecho de que estas arcillas presentaban, a veces, alto grado de consolidación, se atribuía al efecto de envejecimiento ("aging"). Solo recientemente se descubrió que las oscilaciones relativas del nivel del mar, durante el cuaternario, están en la raíz de la sedimentación costera en Brasil. Ocurrieron por lo menos dos ciclos de sedimentación, entrelazados por un intenso proceso erosivo, asociados a dos episodios transgresivos, de niveles marinos mas elevados que el actual, que dieron origen a dos tipos de sedimentos arcillosos, con propiedades geotécnicas distintas. Se muestran (a) los posibles mecanismos de alto grado de consolidación, debido a la genesis de estos sedimentos (b) que muchas de las propiedades de ingeniería, cuando adimensionalizadas en relación a la presión de preconsolidación, son próximas entre sí, (c) que de esa historia geológica surgen algunas implicaciones en el proyecto de fundaciones y de aterros en la Baixada Santista y (d) que ya es posible identificar subregiones en que los sedimentos holocénicos presentan comportamientos diferenciados como fundación.

Synopsis. For many decades the sedimentary clays of the Brazilian coastal plains, particularly in Santos, have been considered as soft, normally consolidated clays. It was believed that these soils were formed during a single depositional cycle, without erosion, despite the fact that since the end of the 1940's it has been known that medium to hard clays, sometimes highly overconsolidated, apparently of the same origin, might occur deeper in the subsoil. Later on, the so called soft clays revealed to be lightly overconsolidated, attributed to the aging effect. Nevertheless, it was found out recently that a complex relative sea-level oscillation (shorelevel displacement) during the Quaternary was the main cause of the sedimentation on the coastal plains of Brazil. At least two depositional cycles occurred, with an intermediate erosive process, associated with transgressive episodes of ancient high sea-levels, that gave origin to two different kinds of clayey sediments (Pleistocenic and Holocenic), with very distinctive geotechnical properties. It is shown: a) the possible overconsolidation mechanisms, related to the origin of these soils; b) that many engineering properties of both types of sediments are almost identical if normalized with respect to the preconsolidation pressure; c) that from this geological history it follows some implications on the design of foundations and fills in the Santos coastal plains; and d) that it is now possible to identify sub-regions in which the Holocenic sediments show differentiated behavior as foundation materials.

Preâmbulo: Em Memória de Pacheco Silva

Se for permitida uma breve digressão, começaria refletindo sobre as intrigantes e instigantes relações entre ciência, história e memória.

A nossa ciência, a Mecânica dos Solos, enquanto “mecânica”, comporta leis que independem do tempo (história). Alcemos vôo, por instantes, deixando os “solos” de lado. Segundo Pais (1982) a “Nova Cinemática” de Albert Einstein, publicada em Junho de 1905, baseia-se em dois postulados: as leis da física são as mesmas e a velocidade da luz é constante, em qualquer referencial inercial. E mais, segundo este mesmo autor, em 1921, Einstein descreveu três pressupostos adicionais: as propriedades de “régua e relógios” independem: a) da posição e do instante de tempo em que se movem (homogeneidade); b) da direção do movimento (isotropia); e c) da respectiva história. Nas palavras do físico Hawking (1997) “as leis científicas não distinguem entre passado e futuro”.

No entanto, a história manifesta-se na matéria. Por exemplo, o universo está em expansão e, portanto, deve ter tido uma origem (o “big bang”?), uma história. Voltemos aos solos. Enquanto materiais naturais têm, como sabemos, uma história geológica, isto é, formaram-se e sofreram transformações ao longo do tempo, “memorizadas” na pressão de pré-adensamento e de acordo com processos que podem ser conhecidos através de observações, que são sempre feitas no presente. Como disse o geólogo Charles Lyell (1830, citado por Gould, 1991, e por Eicher, 1996), trabalhando numa escala de tempo muito mais ampla que a nossa, “o presente é a chave para entender o passado”. Pois, de resto, o passado não pode ser observado, mas sim investigado através de testemunhos e registros, dos mais variados tipos, desde os fósseis até os dados empíricos anotados pelos que nos antecederam.

Apesar de admitirmos a invariância das leis naturais, premissa básica de toda ciência, a história também se manifesta de outra forma: há que se considerar o “tempo da descoberta” ou a História das Ciências. Por isso se pode falar, com propriedade, no progresso dos nossos conhecimentos como algo positivo, cuja consciência (memória) é indispensável, principalmente nas ciências empíri-

cas como a nossa Mecânica dos Solos, que dependem essencialmente daqueles dados “gravados” ou registrados no passado.

É neste contexto que gostaria de celebrar a memória de Pacheco Silva, nome que deve ser lembrado sempre que se fala dos progressos dos conhecimentos das argilas sedimentares da Baixada Santista. Em recente homenagem, Sousa Pinto (1992) destacou as grandes contribuições de Pacheco Silva, de quem era um interlocutor privilegiado, como pude testemunhar pessoalmente; dentre elas cita o pioneirismo no uso do método das trajetórias das tensões na solução de um problema prático de fundações na Baixada Santista. Aliás, para quem não o conheceu, Francisco Pacheco Silva representava, para o meio técnico nacional de então, o mesmo que Carlos de Sousa Pinto nos nossos dias.

1. Introdução

Durante várias décadas as argilas sedimentares da Baixada Santista foram consideradas como moles, normalmente adensadas. Acreditava-se que elas se formaram num único ciclo de sedimentação contínuo e ininterrupto, sem nenhum processo erosivo (Pacheco Silva, 1953-a).

Em estudos conduzidos no final da década de 1940 para a construção das fundações da ponte sobre o Canal do Casqueiro-Via Anchieta (Fig. 1), engenheiros do IPT concluíram que ocorriam no local dois horizontais distintos de “argilas orgânicas”. O primeiro, com espessura média de 15 m, era constituído de argilas moles a médias, com entremeação de camadas de areias; o segundo, com 10 m de espessura, muito mais uniforme, era formado de argilas de consistência rija. Abaixo desta camada inferior ocorriam camadas arenosas, compactas, e algumas lentes de argilas duras. As camadas apresentavam-se sobre-adensadas, tendo estes engenheiros concluído que “a história geológica do local não é simples”. Veja-se na Revista Politécnica (1950) uma descrição sucinta destes estudos.

Diante de uma realidade mais complexa, constatada por alguns “achados”, como a ocorrência de argilas médias ou duras, apelava-se para expressões como “caso inusitado” (Teixeira, 1960) ou a existência de ilhas de areia em tempos pretéritos, posteriormente erodidas (Sousa Pinto e Massad, 1978). Ou ainda, perante o fato destas argilas serem, por

vezes, levemente sobre-adensadas, invocavam-se efeitos pós-deposicionais como a cimentação (Vargas, 1973) ou o “aging” (Sousa Pinto e Massad, 1978).

A importância e a necessidade de um conhecimento sobre a gênese de nossos solos costeiros haviam sido enfatizadas por Casagrande, por volta de 1950, quando prestou serviços de consultoria ao DER/SP, e por Barata (1970), durante debates havidos no IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações.

As variações do nível relativo do mar (N.R.M.), durante o Quaternário, constituem o mecanismo principal de formação dos sedimentos marinhos das planícies costeiras brasileiras, conforme trabalhos pioneiros de Suguio e Martin (1978,a,b; e 1981). E

que ocorreram pelo menos dois ciclos de sedimentação, entremeados por intenso evento erosivo, associados com pelo menos dois episódios transgressivos, de níveis marinhos mais elevados que o atual, que deram origem a dois tipos de sedimentos argilosos, com propriedades geotécnicas distintas.

Este mecanismo não está apenas na origem. Ele se traduz, também, na história destes sedimentos, que sofreram alterações nas suas características de adensamento ao longo do tempo. Ora, como se sabe, a história dos carregamentos deixa marcas indelévels nos sedimentos argilosos, que se manifestam no ensaio de adensamento, através da pressão de pré-adensamento ou pressão de cedência. E a história geológica deve ser colocada no centro dos estudos das argilas da Baixada Santista

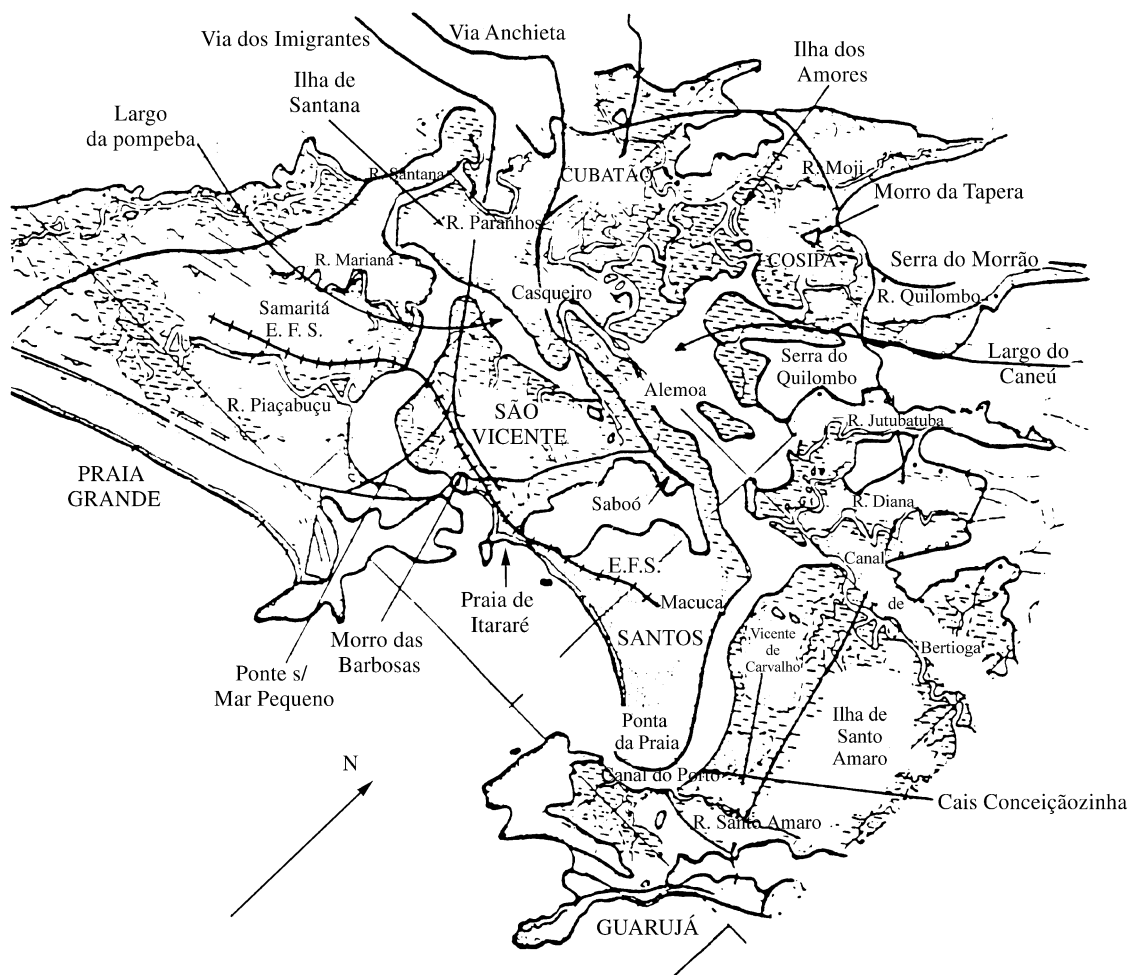


Figura 1. Principais locais referidos no texto.

(Massad, 1985; 1988-a e 1994). Ao mesmo tempo em que torna possível uma classificação genética, permite explicar o sobre-adensamento e a consistência desses solos, que varia de muito mole a rija e mesmo dura. Além disso, as suas características geotécnicas e propriedades de engenharia, quando adimensionalizadas em relação à pressão de pré-adensamento, são muito próximas entre si.

Procurar-se-á mostrar, nesta exposição, como os possíveis mecanismos de sobre-adensamento, decorrentes da gênese dos sedimentos marinhos, interferem nas suas propriedades geotécnicas e as implicações da história geológica no comportamento e no projeto de Fundações na Baixada Santista, incluindo-se os Aterros Sobre Solos Moles, os Edifícios de Santos e as Estacas Flutuantes.

2. As Variações Relativas do Nível do Mar e a Sedimentação

2.1. Trabalhos anteriores

A idéia de utilizar as variações relativas do nível do mar para explicar algumas peculiaridades das argilas marinhas não é nova. De fato, basta lembrar o trabalho de Kenney (1964), que tentou relacionar a história geológica e as propriedades de algumas argilas marinhas norte-americanas e européias, com insucesso. O procedimento que adotou baseava-se no antigo conceito de eustasia, isto é, movimentos do mar com expressão mundial, representada por uma única curva eustática pretensamente válida para o globo terrestre. Kenney atribuiu o insucesso de sua tentativa a efeitos pós-deposição, tais como cimentação entre partículas, troca catiônica, etc.

Por trás deste conceito de uma única curva eustática global está a hipótese de que os movimentos absolutos do nível do mar têm a mesma amplitude e ocorrem simultaneamente por todo o mundo: os níveis antigos e atuais dos oceanos seriam paralelos à superfície da Terra. Durante a década de 70 este conceito foi modificado face a inúmeras inconsistências sobre a posição do nível do mar após a última glaciação (Mörner, 1981). Hoje, surgiu um novo conceito de eustasia, e aceita-se a idéia de que as curvas eustáticas têm apenas caráter local. Para se construir uma curva homogênea do N.R.M. é necessário utilizar apenas informações de um

setor do litoral, onde os fenômenos geológicos locais sejam semelhantes.

Muitas curvas de variação do N.R.M. (“shore-level displacement curves”) foram obtidas nos últimos 20 anos, referentes a diversas partes do globo terrestre. Estas curvas possibilitam um melhor entendimento do sobre-adensamento das argilas marinhas em bases puramente mecânicas. O autor tratou deste assunto em dois trabalhos (Massad, 1987 e 1988-c).

2.2. Planícies costeiras do sudeste brasileiro

Tem sido observado, de longa data, que as flutuações do N.R.M., durante o Quaternário, foram muito importantes na evolução das planícies costeiras do Brasil (Suguio, 1977).

No início, as evidências foram estudadas exclusivamente do ponto de vista geomorfológico e eram atribuídas ao Terciário. Atualmente, elas são relacionadas ao Quaternário, principalmente durante os últimos 7.000 anos, e são comprovadas por numerosas evidências sedimentológicas, biológicas e pré-históricas e mesmo geotécnicas, através da pressão de pré-adensamento dos depósitos argilosos, espécie de “memória” da história dos carregamentos a que estiveram submetidos.

2.2.1. Antigas linhas de costa

O nível relativo do mar alto mais recente, a Transgressão Santos, Holocênica, é bem conhecido em função de numerosas reconstruções de antigas linhas de costa, no tempo e no espaço, que puderam ser realizadas a partir de mais de 700 datações ao radiocarbono (Suguio *et al.*, 1984 e 1985). Nos últimos 15 anos foi possível chegar a curvas de variação do N.R.M para diversos setores do litoral brasileiro. Para a região de Santos, numa extensão de 60 km, foram feitas cerca de 30 reconstruções, que permitiram estabelecer uma curva bastante completa (Fig. 2). Em particular, o trecho entre 6.600 e 5.500 anos A.P. (Antes do Presente) foi delineado com precisão (10 reconstruções).

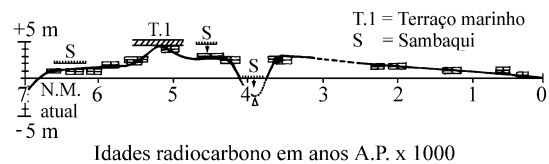


Figura 2. Curva de variação do nível relativo do mar, de 7.000 anos até hoje.

Essas curvas mostram uma tendência geral de submersão do continente, seguida de emersão. Eis alguns detalhes apresentados por estes autores: a) o nível atual do mar foi ultrapassado há aproximadamente 7000 anos; b) o auge da Transgressão Santos ocorreu por volta de 5.100 anos A.P., quando o mar atingiu o seu nível máximo, entre 2,3 e 5 m acima da sua posição atual, dependendo do setor (+4,5 m em Santos-Bertioga); e, c) posteriormente, entrou numa fase de regressão contínua até o seu nível atual, portanto com emersão do continente, exceto por, pelo menos, uma “rápida” oscilação negativa, atribuída a abaixamento do conjunto do relevo geoidal (Martin *et al.*, 1985), em que o nível do mar esteve abaixo do nível atual.

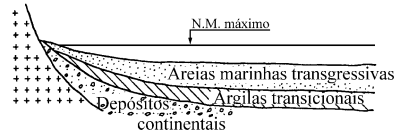
Além da Transgressão Santos (últimos 7000 anos), há evidências de três outras transgressões, mais antigas na costa sudeste do Brasil. O nível relativo do mar atingiu 8 ± 2 m acima do atual, associado à penúltima delas, a Transgressão Cananéia, ocorrida no Pleistoceno, cujo clímax verificou-se há 123.000 anos. A escassez de datações absolutas impede a construção de curvas de variação do N.R.M. neste intervalo de tempo.

2.2.2. Sedimentação na Planície Costeira de Santos

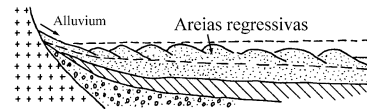
O fato é que estas variações relativas do nível do mar durante o Quaternário respondem pela sedimentação das planícies costeiras brasileiras. A maior parte dos depósitos sedimentares estão diretamente relacionados com estes episódios transgressivos, que geraram dois tipos diferentes de sedimentos (ver as Figs. 3, 4 e 5).

Os primeiros (Sedimentos Pleistocênicos), depositados há 100.000 - 120.000 anos, em ambiente misto, continental e marinho, são argilosos (Argilas Transicionais - ATs) ou arenosos, na sua base, e arenosos, no seu topo (Areias Transgressivas). Estes últimos formam terraços alçados de 6 a 7 m em relação ao nível atual do mar, constituindo-se em testemunhos de nível relativo do mar mais elevado. Eles têm sido encontrados, em abundância, no litoral brasileiro. Por ocasião do último máximo da última glaciação (Würm ou Wisconsiniano), há cerca de 15.000 anos, o nível do mar abaixou 110-130 m em relação ao atual. No início dessa fase regressiva formaram-se os cordões de praia (“beach ridges”) por sobre as Areias Transgressivas. Poste-

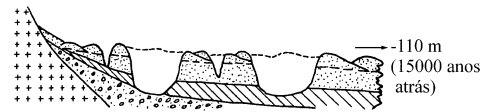
1º Estádio: máximo da transgressão - Cananéia (Pleistoceno)



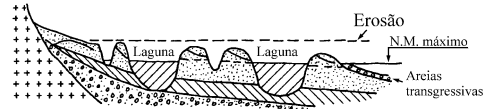
2º Estádio: Regressão e formação de cordões de areia



3º Estádio: Erosão parcial dos sedimentos marinhos



4º Estádio: Máximo da transgressão - Santos (Holoceno)



5º Estádio: Regressão em direção ao N.M. atual

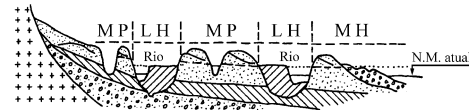


Figura 3. Ilustração dos possíveis estágios da gênese das Planícies Sedimentares Paulistas (Suguio e Martin, 1981).

Legenda:

- MP - Marinho (Pleistoceno)
- MH - Marinho (Holoceno)
- LH - Laguna (Holoceno)
- N.M. - Nível do mar

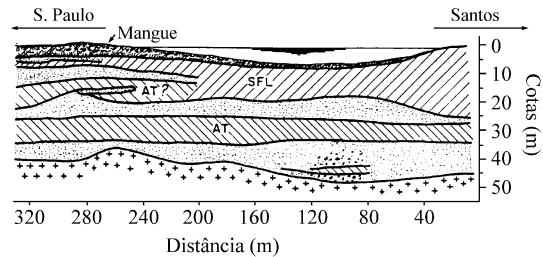


Figura 4. Seção geológica esquemática - Ponte do Casqueiro.

riormente, os Sedimentos Pleistocênicos foram intensamente erodidos pela rede hidrográfica de então e, importante do ponto de vista geotécnico, as Argilas Transicionais foram submetidas a uma pressão correspondente ao peso total de terra.

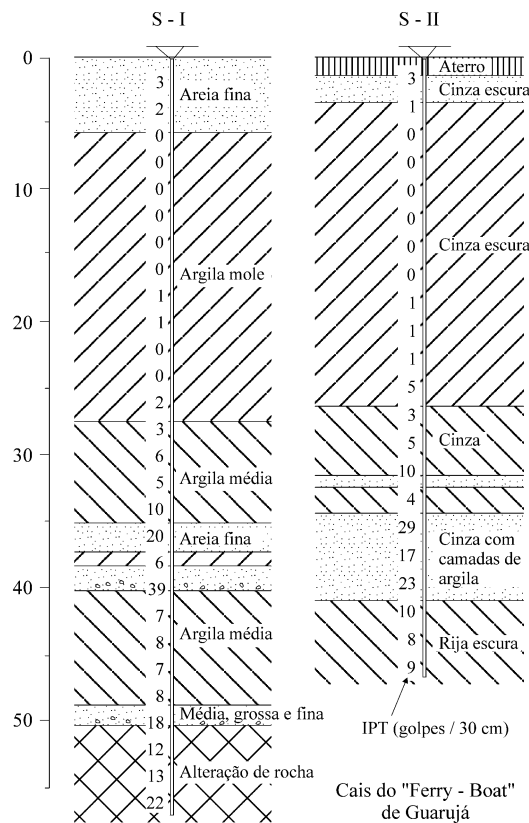


Figura 5. Perfis de sondagens na Baixada Santista.

Os segundos (Sedimentos Holocênicos) formaram-se de 7.000 anos até nossos dias e são constituídos de argilas e areias, ricas em conchas. Foram depositados em locais de erosão dos sedimentos Pleistocênicos, em canais, lagunas, baías ou estuários (antigas desembocaduras fluviais afogadas), donde a denominação genérica de Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL). Eles se formaram quer pelo retrabalhamento das areias e argilas da Formação Cananéia, quer por sedimentação em águas tranqüilas. Quando argilosos, são levemente sobre-adensados, face à oscilação negativa do nível do mar, de que se fêz menção acima. A camada de argila mole, indicada na Figura 5, é do tipo SFL; ela se encontra em nítida discordância em relação às camadas inferiores, de argilas médias a rijas (ATs).

Há indícios da existência de paleolagunas, anteriores a 7.000 anos A.P., que devem ter dado origem às argilas da cidade de Santos, pois, sobre elas, estão assentadas areias regressivas, provavelmente de 5.100 anos de idade (Martin *et al.*, 1982).

Em trabalho recente (Massad *et al.*, 1996) foi feita a hipótese, considerada bastante plausível, de que os SFL da Baixada Santista também se depositaram nesta época, por um mecanismo de ilhas-barreira e lagunas, conforme esquema concebido por Martin *et al.* (1993). Segundo estes autores, durante os períodos de submersão do continente, no Holoceno, formaram-se algumas ilhas-barreiras, e, no seu costado, lagunas, que permaneceram parcialmente isoladas, por longos períodos, numa condição de nível do mar quase-estável. Com o abaixamento do nível do mar (períodos de emersão do continente), foram gerados cordões de areia ("beach-ridges"), isolando completamente as lagunas do alto mar e provocando o seu secamento. Mais tarde, desenvolveram-se os deltas intra-lagunares em águas marinhas tranqüilas.

São também dignos de nota dois eventos que podem estar relacionados com o sobre-adensamento das argilas marinhas brasileiras. O primeiro diz respeito ao deslocamento das ilhas-barreiras em direção ao continente, fato que ocorreu há cerca de 5.100 anos (ver a Fig. 2), quando o nível do mar estava subindo, aproximando-se do seu nível Holocênico máximo. O segundo evento refere-se à presença de dunas ativas no Holoceno, em diversos locais, destacando-se Samaritá e parte da Ilha de Santo Amaro, na faixa que dá de frente para o Canal do Porto (Apud Mapa Geológico Preliminar da Baixada Santista, 1973).

2.2.3. Características gerais dos sedimentos e sua distribuição

As milhares de sondagens analisadas por Massad (1985-a e 1986-b) permitiram caracterizar os diversos sedimentos que ocorrem na Baixada Santista e conhecer a sua distribuição em sub-superfície. Mapas do litoral paulista, com a distribuição em superfície, haviam sido apresentados anteriormente por Suguio e Martin (1978-b). A Tabela 1 resume as diferenças nos valores de SPT.

As Areias Pleistocênicas e Holocênicas, que afloram na superfície, constituem terraços alçados de alguns metros em relação ao N.M.

Dentro de um contexto mais amplo, que envolve toda a Baixada Santista, as argilas marinhas foram classificadas da seguinte forma (Massad, 1985-a):

a) Argilas de Manguesais, de deposição recente, com SPTs nulos;

Tabela 1. Síntese das propriedades geotécnicas.

Características	Mangue	SFL	AT
Profundidade (m)	≤5	≤50	20 ≤ z ≤ 45
e	> 4	2-4	< 2
$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	< 30	30-200	200-700
RSA	1	1,1-2,5	> 2,5
SPT	0	0-4	5-25
s_u	3	10-60	> 100
γ_n (kN/m ³)	13,0	13,5-16,3	15,0-16,3
Argilo-minerais	K/I	K/M/I	K/I
Materia orgânica	25%	6% (1)	4% (1)
Sensitividade	-	4-5	-
ϕ' (1) e (2)	-	24	19
$C_{\alpha E}$ (%)	-	3-6	-
C_v^{Lab} (cm ² /s) (3)	(0,4-400).10 ⁻⁴	(0,3-10).10 ⁻⁴	(3-7).10 ⁻⁴
C_v^{Lab}/C_v^{Campo}	-	15-100	-
Adesão em estacas(kPa)	-	20-30	60-80
δ (kN/m ³)	26,5	26,6	26,0
% < 5 μ	-	20-90	20-70
LL	40-150	40-150	40-150
IP	30-90	20-90	40-90
IA	1,2-2,2	0,7-3	0,8-2,0
IL (%)	50-160	50-160	20-90
$C_c/(1+e_0)$	0,35-0,39 (0,36)	0,33-0,51 (0,43)	0,35-0,43 (0,39)
C_r/C_c (%)	12	8-12	9
$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$ (RSA > 1)	13	13-18	11
$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_v$ ($\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_v \leq 2\bar{\sigma}_a$)	8	6-10	7-11
$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_v$ ($\bar{\sigma}_v \geq 2\bar{\sigma}_a$)	6-7	5-7	5-7
E_1/s_u (4)	-	138	143
E_{50}/s_u (4)	-	237	234
$s_u/\bar{\sigma}_c$ (4)	-	0,34RSA ^{0,78}	0,40RSA ^{0,60}
$s_u/\bar{\sigma}_a$ (4)	-	0,28	0,30
K_o (LAB)	-	0,57RSA ^{0,45}	0,58RSA ^{0,45}

Legenda: (1) - Para teores de argila (% < 5 μ) ≥ 50%; (2) ϕ' DE ENSAIOS CID ou S; (3) Normalmente Adensada; (4) ENSAIOS CIU ou R; (5) K - Caulinita; M - Montmorilonita; e I - Ilita.

b) Argilas de SFL (Sedimentos Flúvio-Lagunares), que se depositaram no Holoceno, a partir de 7000 anos atrás, com SPT entre 0 e 2 golpes; são em geral solos levemente sobre-adensados, exceto

em locais de ação eólica, como é o caso na Ilha de Santo Amaro; e

c) ATs (Argilas Transicionais), misto de solos continentais e marinhos, depositados durante o

Pleistoceno, o outro período do Holoceno; são solos muito sobre-adensados, com pressões de pré-adensamento que podem atingir valores da ordem de 300 a 500 kPa, e com SPTs acima de 5, podendo atingir 25 golpes ou mais.

a) Sedimentos Pleistocênicos

As Areias Pleistocênicas constituem terraços alçados de 6 a 7 m em relação ao nível atual do mar, na Baixada Santista, com bom desenvolvimento em Cananéia e Santos. Superficialmente, essas areias são amareladas, tornando-se de cor marrom, ou marrom escuro a preta, em profundidade, face à impregnação com matéria orgânica.

As camadas de argila média a rija, situadas abaixo dos 20-25 m de profundidade, às vezes 15 m, em toda a região oeste do Largo do Caneú, incluindo Alemoa e o Casqueiro (Fig. 1), são resquícios das ATs. Foram também constatadas a leste, na Ilha de Santo Amaro e mesmo em partes da cidade de Santos: a profundidades de 30-40 m encontraram-se fortes indícios da presença das ATs, como ilustram os dois perfis de sondagens, apresentados na Fig. 5. Estas camadas de ATs aparentam ser mais uniformes e homogêneas, numa macro-escala, quando comparadas com os outros sedimentos. A presença de folhas vegetais carbonizadas (Teixeira, 1960) e de nódulos de areia quase pura, quando argilosas, ou bolotas de argilas, quando arenosas (Petri e Suguio, 1973), parecem ser algumas marcas distintivas das ATs (Massad, 1985-a).

b) Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL)

Os terraços de Areias Holocênicas ocorrem entre o mar e os terraços de Areias Pleistocênicas, por vezes separados através de paleolagunas Holocênicas. Apresentam grandes extensões nas regiões de Santos e Praia Grande. Não se apresentam impregnados por matéria orgânica, mas revelam a ação de dunas inativas e ativas, particularmente em Samaritá e na Ilha de Santo Amaro, na Baixada Santista (Fig. 1). Fato interessante refere-se a contato, na forma de um vale, entre areias fofas e compactas, detectado na Via dos Imigrantes, Ilha de S. Vicente, próximo ao Largo da Pompeba.

As argilas de SFL mostram, por vezes, características de homogeneidade e uniformidade, com a entremeação de camadas de areias contínuas, com espessuras constantes. A palavra encontrada para

descrever esta feição foi “calmaria”. Regiões de “calmaria” são encontradas, por exemplo, na Ilha de Santo Amaro (Fig. 1), onde a erosão que antecedeu a Transgressão Santos atingiu até o topo rochoso e, posteriormente, com o advento deste último episódio, deve ter-se formado uma grande baía ou laguna, onde foram depositados os sedimentos, pode-se dizer, em águas paradas.

Outras vezes, os SFL apresentam-se com acentuada heterogeneidade, com distribuição caótica, como na Ilha de Santana ou Candinha (Fig. 1), conseqüência de um retrabalhamento dos sedimentos Pleistocênicos provocado pela Transgressão Santos. Nos vales de rios como os de Mogi e Piaçaguera, onde se localiza a Cosipa, existem sedimentos que aparentam “calmaria” e, outros, deposição em ambientes “conturbados”, mostrando interdigitação, provavelmente devido à proximidade da rede fluvial.

Constatação digna de nota, conforme dados de Massad (1985-a) e Teixeira (1988), é que, ao longo do Canal do Porto até o Largo do Caneú, em locais como Alemoa, Saboó, Macuco e Conceiçãozinha (Fig. 1), os solos apresentam-se mais arenosos, o que se reflete nos índices de compressão, mais baixos, e nas densidade naturais, mais elevadas (ver as Tabelas 2 e 3).

Finalmente, como já foi mencionado, as argilas que ocorrem na cidade de Santos aparentam terem sido depositadas há 7.000 anos. Elas ocorrem sob camada de areia regressiva, provavelmente com idade de 5.100 anos.

c) Mangues

Os mangues, sedimentados sobre os SFL (Fig. 4), nas margens e fundos de canais, braços de marés e da rede de drenagem, podem apresentar, por vezes, alternâncias, de forma caótica, de argilas arenosas e areias argilosas, com consistência de vasa.

2.2.4. Confirmação dos tipos de sedimentos com o uso de piezocones

Num local em Conceiçãozinha, Ilha de Santo Amaro, ao lado do Canal do Porto (ver Fig. 1), havia uma dúvida quanto a uma camada de transição de solo, que corresponde a valores de SPT entre 3 e 5 golpes, e que poderia ser tanto Argila de SFL quanto AT. Graças aos ensaios de piezocone foi possível esclarecer este ponto. A aplicação das

Tabela 2. Baixada santista: argilas de SFL, com $RSA \leq 2$ e $SPT = 0$.

Local	SPT	γ_n (kN/m ³)	$C_c/(1+e_o)$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	s_u (kPa) (VT)
Alemoa	0	15,5	0,33	35+5,5z	13+2,0z
Cubatão	0	13,5	0,47	20+3,5z 30+5,0z	6+1,7z 15+1,6z
Vale dos R. Moji e Piaçaguera	0	13,6	-	24+3,6z	8+1,8z
		14,0	-	33+3,5z	14+1,7z
		14,2	0,42	33+4,2z	11+1,7z
Vale do R. Quilombo	0	14,0	0,44	13+4,0z	6+2,3z
Vale do R. Jurubatuba	0	13,8	0,48	26+3,8z	18+1,4z
Vale do R. Diana/Canal Bertioiga	0	14,6	0,41	28+4,6z	7+2,1z
		13,5	0,45	21+3,7z	7+1,6z
		13,5	0,51	27+3,3z	15+1,0z
Ilha de Santo. Amaro	0	13,8	0,48	22+3,8z	5+2,1z

Notas: Dados de Massad (1985-a)

VT - Vane Test.

Tabela 3. Baixada Santista: argilas de SFL, com $RSA > 2$ e $1 \leq SPT \leq 4$

Local	SPT	γ_n (kN/m ³)	$C_c/(1+e_o)$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	s_u (kPa) (VT)
Conceiçãozinha	0,3+0,077z	14,8+0,05z	0,34 *	80+5,3z *	35+2,3z
Saboó	0,4+0,113z	-	-	-	32+2,0z
Macuco	0,3+0,100z	14,9+0,10z	-	-	26+2,4z

Notas: Dados de Teixeira (1994), exceto aqueles com * (Massad, 1985-a)

VT - Vane Test.

classificações de Senneset e Janbu (1984), de um lado, e de Robertson e Campanella (1983), de outro, levaram à conclusão de que predominam no local as argilas médias, vindo na seqüência as areias fofas a compactas, seguidas das argilas rijas e, finalmente, as argilas moles a muito moles.

Neste contexto é interessante destacar que:

a) as argilas médias e, em parte, as moles, estão associadas às Argilas de SFL; as argilas rijas correspondem às ATs; e as argilas muito moles, às partes mais argilosas dos Mangues; outra conclusão refere-se ao caráter mais arenoso das Argilas de SFL, imediatamente abaixo de camadas de areias superficiais, quando existentes;

b) as ATs, que aparecem entre as profundidades 19 e 25 m, aproximadamente, confirmam o que se disse acima, isto é, a matriz é de argila, mas com núcleos de areia pura ou vice versa; daí as oscilações nas classificações, entre argila rija e areia medianamente compacta; e

c) a separação entre as diversas camadas de solo pode ser feita da seguinte forma:

Mangue Argiloso: $SPT = 0$

Mangue Arenoso: $SPT = 1/60$ a $1/40$

Argilas de SFL: $0 \leq SPT \leq 4$

ATs: $5 \leq SPT \leq 25$

Em resumo, as classificações, com base no piezocone, confirmaram a classificação genética e possibilitaram delimitar, com maior precisão, cada camada de solo, graças aos dados contínuos que fornecem ao longo de todo o perfil.

2.3. Mecanismos de sobre-adensamento das argilas marinhas da Baixada Santista

Um ponto que foi enfatizado pelo autor (Massad, 1987 e 1988-c) é que um período de tempo entre hoje e 5.000 anos A.P. é bastante longo para considerar o nível do mar estável. Suas variações podem explicar o sobre-adensamento de argilas, em bases puramente mecânicas ao invés de químicas (troca catiônica, cimentação entre partículas, etc.)

ou mesmo do efeito do “aging”, como fez Bjerrum (1967) com os solos de Oslo.

Para as argilas marinhas da Baixada Santista são possíveis os seguintes mecanismos de sobre-adensamento: a) pressão total de terra; b) oscilação negativa do nível do mar, durante os últimos 7.000 anos; c) a ação de dunas; e d) os movimentos das “ilhas – barreiras”. Cerca de duas dezenas de perfis geotécnicos foram apresentados por Massad (1985-a e 1987), ilustrando os mecanismos a, b e c.

Em alguns locais no Rio de Janeiro (Costa Filho *et al.*, 1985; Gerscovich *et al.*, 1986; e Teixeira, 1988), no Recife (Coutinho *et al.*, 1994) e no Sergipe (Brugger *et al.*, 1994), têm sido encontradas elevadas pressões de pré-adensamento próximo à superfície, caracterizando, por vezes, crostas ressecadas. O primeiro a observá-las na Baixada Fluminense (RJ) foi Pacheco Silva (1953-b), que a atribuiu a abaixamento do NA, por ação antrópica. Fazendo um contraponto com caso por ele constatado em Santa Cruz, Rio de Janeiro, Teixeira (1988) destacou que o fenômeno não foi observado na Baixada Santista, fato de resto atestado pelas quase duas dezenas de perfis de subsolo analisados por Massad (1985-a e 1987). É uma situação semelhante à que ocorre em certos trechos da Baía de Sepetiba (RJ) e da Baía de Guanabara, conforme Costa Filho *et al.* (1985).

2.3.1. Argilas Transicionais (ATs)

De há muito engenheiros de solos deparavam-se com a presença de argilas médias a rijas, mesmo duras e altamente sobre-adensadas.

Em alguns locais, onde se dispunha de informações mais completas, pode-se constatar uma relação entre peso total de terra (atual) e pressão de pré-adensamento. A comparação é com o peso “atual” pois desconhecem-se as espessuras e os tipos de sedimentos (areia ou argila, ou ambas) que se sobrepunham às Argilas Transicionais, antes da sua erosão parcial (terceiro estágio na Fig. 3). Lembra-se que as areias marinhas Pleistocênicas alçavam-se 6 a 7 m acima do nível atual da maré alta.

Por exemplo, na região da Ilha de Santana ou Candinha ocorre, abaixo dos 14 m, camada de Argila Transicional, com SPT da ordem de 5 e pressões de pré-adensamento aproximando-se do peso total atual de terra (não submersa) (Fig. 6). Na

época, em que se construía a Via dos Imigrantes, levantou-se a hipótese de ter existido nesse local uma ilha de areia, que teria sido erodida e, posteriormente, dado lugar a novos sedimentos, argilosos (Sousa Pinto e Massad, 1978).

Em Alemoa constatou-se resultado análogo, tendo sido coletadas amostras de Argilas Transicionais até cerca de 40 m de profundidade, com o que foi possível obter gráfico de variação da pressão de pré-adensamento com a profundidade (Massad, 1985-a e 1986-a).

Caso digno de menção diz respeito a local próximo à Praia de Itararé, em São Vicente, onde foi construído edifício de 13 andares. As sondagens revelaram a ocorrência de espessa camada de argila altamente sobre-adensada, com Resistência à Penetração Mohr-Geotécnica de 5 a 10 golpes e pressão de pré-adensamento de 600 a 700 kPa. Conforme Teixeira (1960), tratava-se de um “bolsão” de argila, com características inusitadas, circundado por argilas de consistência mole (1 a 2 golpes), semelhantes às que existem em Santos. Geograficamente, o local de construção do edifício situa-se entre a Ilha Porchat e o Morro do Itararé, tendo nos seus entornos outros morros como o de Jacuí, a Ponta de Itaipu e o Morro dos Barbosas.

É interessante mencionar relatório técnico, não divulgado, contendo resultados de estudos geológi-

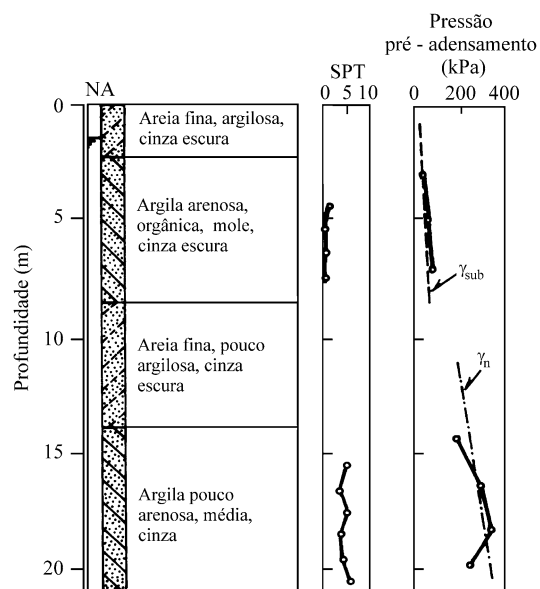


Figura 6. Parâmetros geotécnicos - Via dos Imigrantes (Est. 127, 15 mE).

cos na área da Cosipa, preparado por Arnaldo Kutner em 1979, ao qual o autor desta exposição teve acesso recentemente. Kutner já conhecia alguns estudos de Suguio e Martin (1978-a e b) e conjecturou que os dados de Teixeira implicariam em coberturas de mais de 40 m de solos sobre os analisados. Aventou duas hipóteses: a) teria ocorrido uma deposição no fim do Pleistoceno, até cotas desconhecidas mas mais elevadas que a atual, para, na glaciação que se seguiu, serem total ou parcialmente erodidas; ou b) teria havido uma deposição de sedimentos no Holoceno, em cota mais baixa que a atual, resultando num depósito de grande espessura, que teria sido alçado, por um processo de soerguimento da Serra do Mar e, em seguida, removido parcialmente até o nível de erosão.

No entanto, tudo leva a crer que o “bolsão”, mencionado por Teixeira, seja resquício da Formação Cananéia que, graças ao escudo protetor dos morros, pontões do embasamento Pré-Cambriano, resistiu à ação erosiva dos rios na época da regressão que sucedeu à Transgressão Cananéia. Esta hipótese foi aventada por Massad (1985-a).

Retroagindo ainda mais no tempo, final da década de 40, amostras extraídas no local para a construção da Ponte sobre o Canal do Casqueiro - Via Anchieta - revelaram pressão de pré-adensamento de 250 kPa para as camadas profundas (Argilas Transicionais), de consistência média a rija (veja-se secção geológica e perfis de sondagens em Massad, 1986-a). Este valor não encontrou justificativa em termos de pressão efetiva atuante, com densidade submersa.

Finalmente, cita-se o trabalho de Samara *et al.* (1982), que apresenta perfis de sondagens e resultados de ensaios de adensamento ao longo da Rodovia Piaçaguera-Guarujá. Constata-se, na sondagem SP-7, a ocorrência de camada inferior de argila, abaixo dos 18 m, com SPT de até 5 golpes e pressão de pré-adensamento de 200kPa, aproximadamente, que não encontra justificativa no peso efetivo atual de terra. A sondagem SP-6 mostrou, a 23 m de profundidade, um valor de 250 kPa para esta pressão.

Ensaio de piezocone (CPTU), realizados no início da década de 90 em Conceiçãozinha (ver a Fig. 1), fornecem novos dados sobre o assunto. Valendo-se de uma correlação empírica proposta

por Kulhawy e Maine (1990), citada por Coutinho *et al.* (1993), a saber:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{3} \quad (1)$$

onde q_t é a resistência de ponta corrigida e, σ_{vo} , a pressão vertical total, obteve-se $\bar{\sigma}_a$ (pressão de pré-adensamento) entre 400 e 800 kPa, com média de 500 kPa, como mostra a Fig. 7. Uma confirmação de que se tratava de ATs foram os valores de pressão neutra medidos durante os ensaios, menores do que as pressões hidrostáticas iniciais, indicando dilatação dos solos. Ademais, estes solos, com SPT = 5 a 6, eram constituídos de argila com núcleos (bolotas) de areia fina, ou vice-versa, fato marcante nas ATs, como já foi mencionado.

2.3.2. Argilas de SFL levemente sobre-adensadas ($1,3 \leq RSA \leq 2$)

Em geral, as pressões de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) das argilas de SFL situam-se ligeiramente acima do peso efetivo de terra (Figs. 6 e 8-a e 8-b). São solos levemente sobre-adensados, com $1,3 \leq RSA \leq 2$, onde RSA é a relação de sobre-adensamento, isto é, a razão entre $\bar{\sigma}_a$ e a pressão vertical efetiva de terra (atual).

A análise de 19 perfis de subsolo, de diversos pontos da Baixada Santista, ilustrados nas Figs. 8-a e 8-b, mostrou que há um forte paralelismo entre a pressão de pré-adensamento e a pressão efetiva de terra. Isto significa admitir uma correlação do tipo:

$$\bar{\sigma}_a = \text{const} + \bar{\sigma}_{vo} \quad (2)$$

onde $\text{const} = 20$ a 100 kPa; e $\bar{\sigma}_{vo} = \bar{\gamma}.z$ é o peso efetivo de terra na profundidade z . As Tabelas 2 e

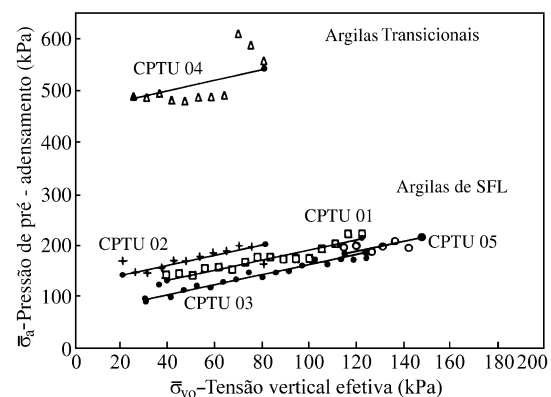


Figura 7. História das tensões - Ensaio de Piezocone em Conceiçãozinha.

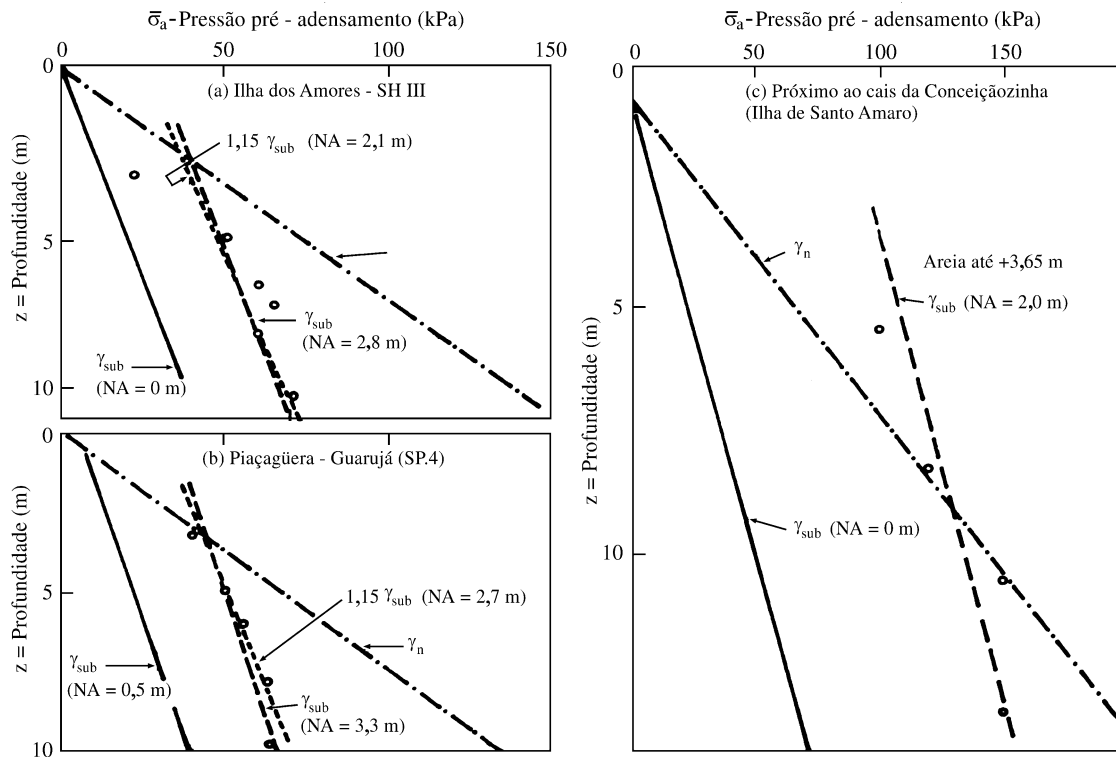


Figura 8. Perfis de História das tensões - Argilas de SFL - Baixada Santista.

3 mostram algumas das correlações obtidas por Massad (1985-a) e Teixeira (1988).

Tal constatação sugere um sobre-adensamento por sobrecarga, devido a abaixamento do nível d'água, o que vem de encontro à oscilação negativa do N.R.M., indicada na Fig. 2. Massad (1985-a) estimou, inicialmente, de 2 a 3 m, média de 2,4 m, a máxima amplitude desta oscilação.

A hipótese exclusiva de envelhecimento (“aging”) das argilas de SFL não se sustenta pois, fosse este o caso, as pressões de pré-adensamento deveriam crescer com a profundidade segundo uma reta passando pela origem, portanto com relação de sobre-adensamento (RSA) constante, independentemente da profundidade, o que não se constatou. A hipótese de um efeito combinado, de “sobrecarga” e “aging”, aplicada a dois locais da Baixada Santista (Pérez e Massad, 1997-a e b), levou à conclusão de que a oscilação negativa do N.M. é responsável por cerca de 80% do sobre-adensamento destes solos. Ou que $\bar{\sigma}_a$ poderia crescer com a profundidade a uma taxa 15% acima de $\bar{\sigma}_{vo}$, desviando-se levemente do paralelismo men-

cionado acima (ver as Figs. 8-a e b). E que a máxima amplitude da oscilação negativa do N.M pode ser estabelecida em 2 m (Massad *et al.*, 1996).

2.3.3. Argilas de SFL na cidade de Santos ($1,0 \leq RSA \leq 1,3$)

O leve sobre-adensamento das Argilas de SFL da Cidade de Santos, com RSA variando entre 1,0 e 1,3, é conseqüência de oscilações negativas do nível do mar associadas a efeitos, secundários, de envelhecimento (“aging”), como mostraram Massad (1985-a) e Massad *et al.* (1996). Estas cifras são relativamente baixas, quando comparadas com outros locais da Baixada Santista, face à existência de espessa camada de areia (Fig. 25), que, ao longo da orla marítima, oscila entre 8 e 12 m, sobrejacente à argila mole, o que significa tensões verticais iniciais maiores e, conseqüentemente, menor a influência das oscilações negativas do nível do mar; comparem-se, neste sentido, as Figs. 9-a e 9-b. Esses baixos valores, com RSA pouco acima de 1, explicam porque Teixeira (1994) chegou a considerar essas argilas como sendo normalmente adensadas,

apesar do caso do Edifício U, por ele analisado, ter revelado uma $RSA \cong 1,1$.

2.3.4. Argilas de SFL muito sobre-adensadas (RSA > 2) - Ação de dunas

Massad (1985-a) verificou casos de Argilas de SFL muito sobre-adensadas, na Ilha de Santo Amaro. A causa deste sobre-adensamento foi atribuída ao peso de dunas eólicas, que se fizeram sentir na região, como aliás já foi mencionado neste trabalho. Ensaio de laboratório, em amostras indeformadas, revelaram uma relação do tipo da expressão (2), conforme ilustra a Fig. 8-c, com a constante igual a 80 kPa, corroborando um adensamento por sobrecarga.

Ensaio de piezocone, feitos recentemente nesta área, também confirmam a expressão (2), com dispersão muito pequena em cada furo, como mostra a Fig. 7, para alguns deles. Quando se comparam os furos entre si (Tabela 4), a constante da expressão (2) oscila numa ampla faixa de valores, mas com cerca de 60% dos casos variando entre 80 e 120 kPa. Esta oscilação é justificável por se tratar da ação do peso de dunas, cujas alturas variariam (predominantemente) entre 4 e 6 m.

Finalmente, medidas de recalques num aterro experimental de grandes dimensões (6,4 m de altura), executado recentemente nessa mesma área e construído por etapas, permitiu inferir uma pressão de pré-adensamento de 168 kPa no centro da camada compressível, que se compara com 164 kPa, obtido da expressão associada ao CPTU-9, feito no local.

2.3.5. Argilas de manguesais

Para os mangues, os poucos dados disponíveis indicam solos levemente sobre-adensados, com pressões de pré-adensamento médias da ordem de

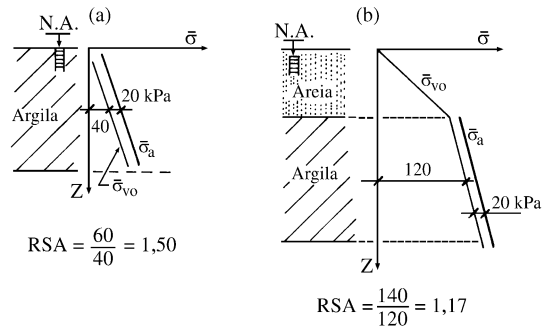


Figura 9. Argilas de SFL: a) aflorantes ($1,3 \leq RSA \leq 2$); e b) Cidade de Santos ($1,0 \leq RSA \leq 1,3$).

30 kPa. Para um dos locais (Fig. 10-a) onde foram extraídas amostras indeformadas, obteve-se $\bar{\sigma}_a = 16 + \bar{\gamma}.z$, com $\bar{\gamma} = 3,3 \text{ kN/m}^3$. Em outro local (Fig. 10-b), em que o mangue, com cerca de 2 m de espessura, aflorava à superfície, notou-se um sobre-adensamento por peso total de terra! A expressão obtida foi $\bar{\sigma}_a = 3,3 + \gamma_n.z$, com $\gamma_n = 13 \text{ kN/m}^3$. Em ambos os casos pode-se explicar o sobre-adensamento por um simples mecanismo de abaixamento do NA, ficando em aberto a época de sua ocorrência.

Para os Mangues, ensaios de piezocone mostraram valores de $\bar{\sigma}_a$ com grande dispersão. Notou-se, aliás, que em Conceiçãozinha esses Mangues ocorrem, por vezes, associados a camadas de areias muito fofas, casos em que os valores de q_t oscilam muito, numa faixa de 0 a 1 MPa; nesta situação, os valores de SPT são de 1/60 a 1/40, grosso modo. Para as partes mais argilosas dos mangues, os q_t são muito baixos, da ordem de 0,1 a 0,25 MPa e os valores de SPT, a elas associados, são nulos (0/40, 0/50). Os ensaios de piezocone mostraram que mesmo estes solos mais moles são sobre-adensados, pois e $\bar{\sigma}_a = 40 + \bar{\gamma}.z$, que se pode atribuir,

Tabela 4. Resultados de ensaios de piezocone em Conceiçãozinha - Argilas de SFL.

CPTU	$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	CPTU	$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)
1	17	$94 + \bar{\sigma}_{vo}$	9	18	$76 + \bar{\sigma}_{vo}$
2	16	$124 + \bar{\sigma}_{vo}$	10	19	$8 + \bar{\sigma}_{vo}$
3	17	$66 + \bar{\sigma}_{vo}$	11	16	$78 + \bar{\sigma}_{vo}$
5	17	$71 + \bar{\sigma}_{vo}$	12	17	$42 + \bar{\sigma}_{vo}$
6	18	$62 + \bar{\sigma}_{vo}$	13	17	$89 + \bar{\sigma}_{vo}$
7	18	$57 + \bar{\sigma}_{vo}$	14	17	$94 + \bar{\sigma}_{vo}$
8	17	$92 + \bar{\sigma}_{vo}$	15	17	$100 + \bar{\sigma}_{vo}$

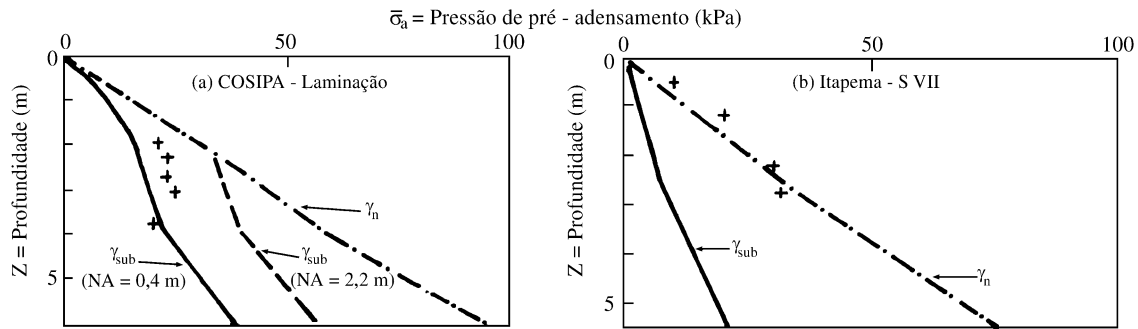


Figura 10. Perfis de história das tensões em Mangues - Baixada Santista.

novamente, a oscilações negativas do N.M., que, na região, não devem ter passado dos 2 m.

3. A Diferença entre as Propriedades dos Sedimentos: Características de Identificação e de Classificação

Existe, em geral, uma característica comum às 3 unidades, a saber, a grande heterogeneidade dos solos, manifestada na plasticidade, textura e índices físicos em geral. Ela se reflete nos perfis do subsolo na Baixada Santista, com alternâncias de camadas de argilas e areias, e, entre elas, transições de camadas de argilas arenosas; argilas siltsosas, areias argilosas ou areias siltsosas.

Através das propriedades-índice (ver a Tabela 1) não foi possível diferenciar os sedimentos ocorrentes na Baixada Santista. As curvas granulométricas e os Limites de Atterberg praticamente se sobrepõem, o mesmo acontecendo com o índice de Atividade de Skempton (IA) e o índice de liquidez (IL). E isto tudo apesar de haver diferenças na composição mineralógica (Tabela 1). Tal fato se deve, aparentemente, à ocorrência de mais de dois argilo-minerais nos sedimentos das três unidades genéticas.

Constatou-se que para a diferenciação é necessário recorrer a uma “propriedade de estado”, tal como o índice de vazios, a resistência não drenada ou mesmo o SPT (ver a Tabela 1).

4. A Semelhança entre as Propriedades dos Sedimentos Marinheiros: As Adimensionalizações

No entanto, as suas propriedades de engenharia são semelhantes, isto é, quando adimensional-

zadas, aproximam-se entre si, como revela a Tabela 1, que se passa a detalhar.

Antes disso, convém relembrar que o conceito de semelhança entre solos, proposto por Terzaghi, baseava-se na história geológica e nos limites de consistência. De fato, a sua premissa era: “If several soils with similar geologic origin have fairly identical limits, their physical properties too will be identical...”. Com a ressalva, talvez, de que hoje diríamos: “...their physical properties too will be similar...”, graças principalmente a Skempton, ao correlacionar a relação c/p com o Índice de Plasticidade. Modernamente, os conceitos estabelecidos pelos modelos SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) e YLIGHT (Yield Locus Influenced by Geological History and Time) refletem a questão da semelhança entre solos.

4.1 Coeficiente de empuxo em repouso

A expressão do K_0 (Tabela 1), obtida pelo autor com base em ensaios de laboratório, englobando duas amostras de argilas de SFL e três de Argilas

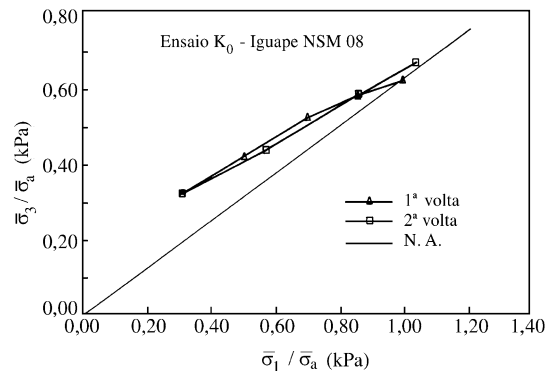


Figura 11. Resultados de ensaios de K_0 : Argila Transicional (AT).

Transicionais, é válida para RSA não superior a 3, quando então o máximo desvio entre valores medidos e calculados não passou de $\pm 7\%$. Esta fórmula equívale à aplicação da Fórmula de Parry, com Ângulo de atrito efetivo igual a 25,5 graus.

Reportando-se às Figs. 11 e 12, é interessante destacar que o laço formado entre as primeiras voltas e as segundas idas é bastante fechado, o que mostra a unicidade das relações entre o K_0 e a RSA (Fig. 13), independentemente do caminho (ida e volta), respaldando, inclusive, modelos como o SHANSEP, de Ladd (1964).

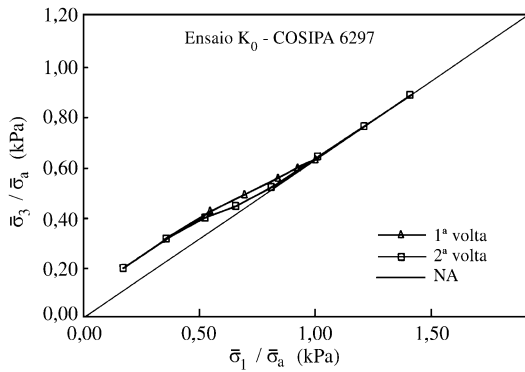


Figura 12. Resultados de ensaios de K_0 : Argila de SFL.

4.2 Características de resistência ao cisalhamento

A resistência não drenada (s_u) das argilas da Baixada Santista mostram, com tendência sempre crescente com a profundidade, valores de 3 kPa para os Mangues; na faixa de 10 a 60 kPa para os SFL; e superiores a 100 kPa para as Argilas Transicionais. Para as argilas arenosas de SFL Teixeira (1988) chegou a valores máximos de 150 kPa, em ensaios de Vane Test até 30 m de profundidade.

A este propósito e referindo-se ainda às argilas de SFL, foram feitas análises de mais de mil ensaios de Vane Test, executados em 70 locais da Baixada Santista, em profundidades que atingiam, em média, 15 m, muitas vezes 20 m e até 30 m, como ocorreu em Piaçaguera (Massad, 1985-a). Confirmando resultado de Sousa Pinto e Massad (1978), obteve-se:

$$s_u = c_0 + c_1 \cdot Z \quad (3)$$

Para um universo de 54 locais concluiu-se que, em média, $c_1 = 0,5 \cdot \bar{\gamma}$ e que apenas 15% dos casos situam-se abaixo da relação $c_1 = 0,4 \cdot \bar{\gamma}$ (Massad, 1985-a). Por outro lado, para 12 locais estavam disponíveis, além dos resultados de Vane Test, perfis da história geológica. Estes dados permitiram preparar os gráficos das Figs. 15 e 16, de onde se

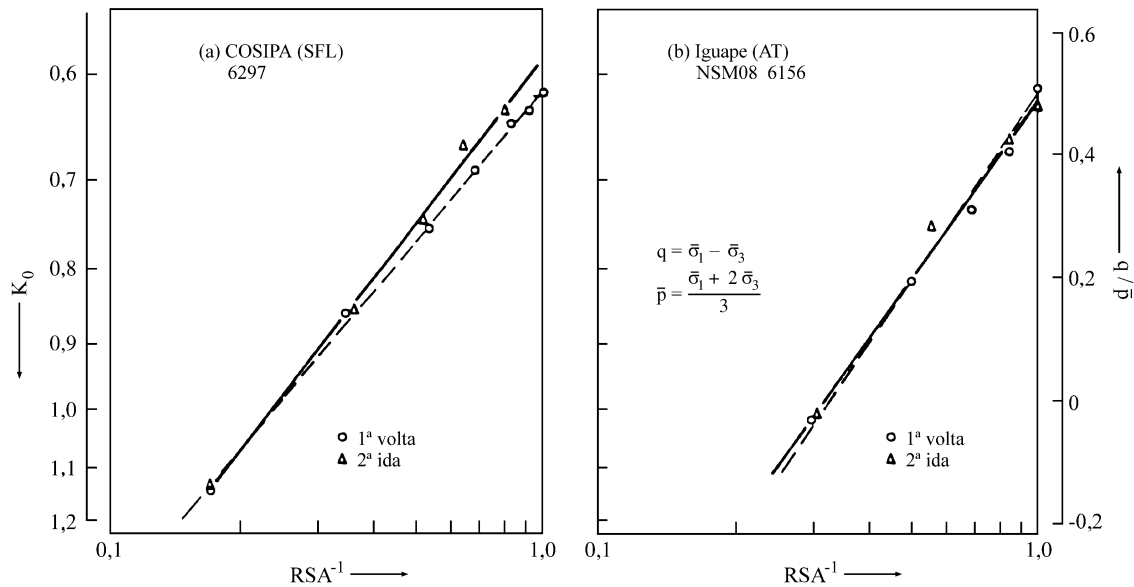


Figura 13. K_0 em Função da RSA: Argila Transicional (ATs) e de SFL.

conclui que as envoltórias média e mínima de s_u do Vane Test podem ser assim expressas:

$$\frac{s_u}{\bar{\sigma}_a} = 0,43 \quad (\text{médica}) \quad (4-a)$$

$$\frac{s_u}{\bar{\sigma}_a} = 0,30 \quad (\text{mínima}) \quad (4-b)$$

A Fig. 14 permite visualizar estas duas envoltórias para o universo de 54 locais.

Através do estudo de uma grande quantidade de ensaios na Cosipa, Vargas (1973) propôs uma fórmula para a “coesão com um mínimo de perturbação”, cuja taxa de crescimento com a profundi-

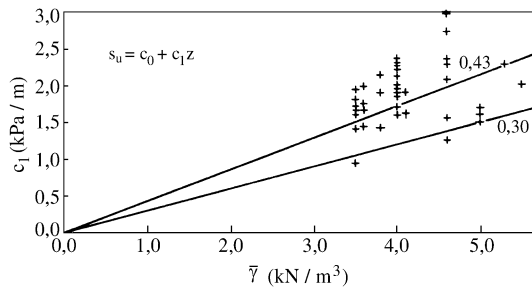


Figura 14. Vane Test: variação de c_1 com a densidade submersa das Argilas ($\bar{\gamma}$) de SFL.

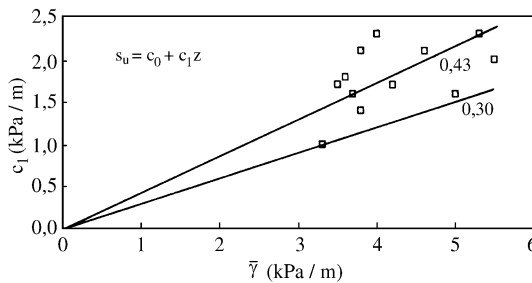


Figura 15. Vane Test: variação de c_1 com a densidade submersa ($\bar{\gamma}$) das Argilas de SFL.

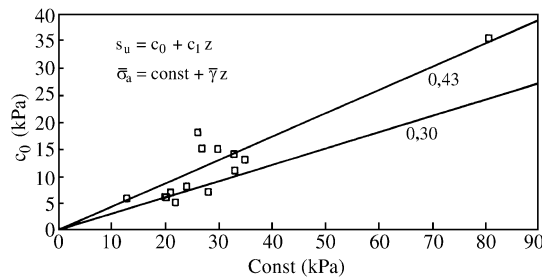


Figura 16. Vane Test: variação de c_0 com $\bar{\sigma}_a$ na superfície (Argilas de SFL).

dade aproxima-se bem da expressão (3). Dados de Teixeira (1988) (ver a Tabela 3) também confirmam esta expressão.

Valores da relação $s_u/\bar{\sigma}_c$, obtidos de ensaios triaxiais rápidos pré-adensados (R), têm sido apresentados em função da RSA, tanto para as Argilas de SFL quanto para as ATs (Tabela 1). Massad (1988-a; e 1994) mostrou semelhanças, neste aspecto, com solos de outras cidades costeiras brasileiras. No mesmo sentido, Massad (1988-a) encontrou as seguintes relações entre s_u e a pressão de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) para as Argilas de SFL e para as ATs da Baixada Santista:

$$\frac{s_u}{\bar{\sigma}_a} = 0,28 \quad \frac{s_u}{\bar{\sigma}_a} = 0,30 \quad (5)$$

É interessante lembrar que a expressão:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (6)$$

onde q_t é a resistência de ponta corrigida do ensaio de piezocone, quando comparada com as expressões (5), fornece $N_k \cong 10$.

Para as argilas de Santos, com IP e teor de argila superiores a 50%, ensaios triaxiais lentos revelaram valores do ângulo de atrito efetivo da ordem de 24 graus para os SFL e, para as ATs, de cerca de 20 graus, acima dos efeitos do pré-adensamento (Massad, 1988-a); argilas muito arenosas, destas duas unidades, forneceram valores de até 28 graus. Valores deste ângulo, inferidos dos ensaios K_o na condição normalmente adensada, situam-se entre 24 e 28 graus, para as argilas de SFL, e entre 20 e 24 graus, para as ATs.

4.3. Características de deformabilidade.

4.3.1. Módulo de deformabilidade com confinamento lateral

Num trabalho pioneiro, Barata e Danziger (1986) partiram do pressuposto de que as Argilas Quaternárias das baixadas litorâneas da costa brasileira guardam semelhanças entre si e propuseram uma expressão simples para a estimativa do Módulo de Deformabilidade com Confinamento Lateral (\bar{E}_L) ou Módulo Oedométrico. A expressão é do tipo $\bar{E}_L = b \cdot \bar{\sigma}_v$, onde $\bar{\sigma}_v$ é a tensão vertical efetiva e b uma constante empírica. Em média,

constataram uma correlação $\bar{E}_L = 7 \cdot \bar{\sigma}_v$, válida ao longo da reta virgem.

Com base em dezenas de ensaios feitos em amostras shelby, extraídas de 17 locais da Baixada Santista, Massad (1985-a; e 1994) chegou a correlações semelhantes, mas levando em conta tanto o sobre-adensamento, que afeta mesmo as argilas moles, quanto a não linearidade da curva e-log p. Constatou, estatisticamente, que, para $RSA > 1$, $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_v$, é uma função linear de RSA, passando pela origem. Isto significa dizer que $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$, é constante. A Tabela 1 indica valores desta relação para as três unidades genéticas. Já acima dos efeitos do pré-adensamento ($RSA = 1$), tem-se:

$$\frac{\bar{E}_L}{\bar{\sigma}_v} = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \quad (7)$$

Para levar em conta a curvatura da relação e-log p, nas proximidades da pressão de pré-adensamento, procurou definir $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_v$ em dois níveis de tensões ($\bar{\sigma}_v$), como mostra a Tabela 1. Note-se que admitir ao longo da reta virgem ($\sigma_v \geq 2 \cdot \bar{\sigma}_a$), que $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_v$ vale 5 ou 7 (Tabela 1), equívale a dizer que $C_c/(1 + e_0)$ é igual a 0,46 ou 0,33, respectivamente.

Para as Argilas de SFL, enquanto a média geral dos $C_c/(1 + e_0)$ foi de 0,43 (Tabela 1), em Alemoa e Conceiçãozinha, onde elas são mais arenosas, obteve-se um valor médio um tanto menor, da ordem de 0,34, conforme as Tabelas 2 e 3.

Num local em Conceiçãozinha, Ilha de Santo Amaro, ao lado do Canal do Porto (ver Fig. 1), já citado, onde ocorrem Argilas de SFL muito sobre-adensadas, foi possível estimar valores de $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$ com base nos resultados de ensaios de piezocone (CPTU). Para Tanto usou-se a expressão:

$$\bar{E}_L = a \cdot q_t \quad (8)$$

onde a constante a assume um valor médio de 2 e q_t é a resistência de ponta corrigida, que comporta uma certa dispersão. A Tabela 4 apresenta os valores da relação $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$, para as Argilas de SFL, cujas médias encontram-se na Tabela 5, inclusive para as outras unidades genéticas. Vê-se que há uma boa concordância com os valores de laboratório.

A relação C_r/C_c , onde C_r é o índice de recompressão, assume valores de 8 a 12% para as Argilas dos SFL; de 9% para as ATs; e de 12% para as Argilas de Mangues.

Tabela 5. Valores de $\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$.

Unidade genética	Ensaio de adensamento	Ensaio CPTU
Mangue	13	15
SFL	13-18	17
AT	11	13

Finalmente, para o já citado aterro experimental de grandes dimensões (6,4 m de altura), executado recentemente em Conceiçãozinha, Ilha de Santo Amaro, ao lado do Canal do Porto, e construído por etapas, as medidas de recalques permitiram inferir o valor de $C_c/(1 + e_0) = 0,38$ e $C_r/C_c = 8\%$, portanto dentro do universo de valores referidos acima.

4.3.2. Deformabilidade através de ensaios triaxiais R

Relações do tipo E/s_u , entre módulo de deformabilidade e a resistência não drenada, obtidas através de 5 séries completas de ensaios triaxiais CIU-C, mostraram-se também próximas entre si, independentemente da unidade genética (AT ou SFL). Por exemplo, para o módulo de deformabilidade a 1% de deformação (E_1), E_1/s_u assumiu valor médio da ordem de 140. Para o módulo correspondente a 50% da resistência (E_{50}), a média da relação E_{50}/s_u foi de 235 (Tabela 1), comportando uma certa dispersão, mas muito próxima dos 250 encontrados por Samara *et al.* (1982). Mais surpreendente ainda é verificar que a mesma cifra foi obtida para a relação E_1/s_u dos solos sedimentares de S. Paulo e das argilas de Londres.

4.4. Curvas de plastificação

Linhas do estado limite (também denominadas linhas de plastificação, cedência ou escoamento) têm sido propostas pelo mundo afora, como atesta o trabalho de Diaz-Rodrigues (1992), citado por Lerouiel (1992). Para as Argilas de SFL e as ATs, a determinação dessas curvas foi feita por Massad (1985-a, 1986-b e 1994), conforme metodologia estabelecida por Tavenas e Lerouiel (1977).

As curvas de plastificação podem ser entendidas de um modo “físico” e experimental, sem apelar para conceitos “matemáticos”, que usualmente envolvem o assunto. Assim, “acima” da linha dos ϕ' a curva de plastificação representa o critério de ruptura da argila intacta; e, “abaixo”, o limite entre

os estados sobre-adensado e normalmente adensado. Assim, a parte superior da curva pode ser obtida através de ensaios triaxiais convencionais; e, a parte inferior, através de ensaios triaxiais PN e mesmo ensaios triaxiais lentos. Os ensaios de K_0 - Coeficiente de Empuxo em Repouso - completam a delimitação da curva de plastificação.

Ao todo foram ensaiadas amostras de 4 locais diferentes do litoral paulista, sendo duas de Argilas de SFL (Cosipa e Vale do Rio Jurubatuba) e duas de ATs (Iguape e Alemoa). A Fig. 17 mostra duas das curvas obtidas pelo autor, uma para Argila Transicional e outra para Argila de SFL. Nesses gráficos as coordenadas foram adimensionalizadas em relação às pressões de pré-adensamento, que assumem valores muito diferentes, da ordem de 350 kPa para a Argila Transicional e 60 kPa para a Argila de SFL.

Nota-se que os eixos das elipses (Fig. 17), que são as formas aproximadas das curvas de plastificação, situam-se entre as retas do ϕ' e do K_0 . A bem da verdade, este é um dos pontos que diferenciam o modelo "YLIGHT", proposto por Tavenas e Leroueil (1977), do modelo de Cam-Clay do grupo de Cambridge (ver Schofield *et al.*, 1968). Ademais, pode-se constatar que:

- a) as curvas de plastificação cortam o eixo das abscissas num ponto tal que $\bar{p}_0 = 0,62 \cdot \bar{\sigma}_a$; e
- b) $q^{\max} / \bar{\sigma}_a = 0,36$, para a Argila de SFL, e 0,33 para a AT, valores estes que se ajustam muito bem aos resultados obtidos para 50 argilas de onze países, como

mostra o gráfico da Fig. 18, adaptado de Diaz-Rodrigues (1992), citado por Leroueil (1992).

Para as Argilas de SFL e conforme Mouratidis e Magnan (1983), pode-se representar a forma aproximadamente elíptica dessas curvas através das seguintes equações:

$$\frac{\bar{p}}{\bar{\sigma}_a} = 0,963 \cdot (x + 0,405) - 0,271 \cdot y$$

$$\frac{q}{\bar{\sigma}_a} = -0,271 \cdot (x + 0,405) + 0,963 \cdot y \quad (9)$$

$$6,09 \cdot x^2 + 30,86 \cdot y^2 = 1$$

onde x e y são variáveis auxiliares, a serem eliminadas.

4.5. Coeficientes de adensamento

Da análise de uma grande quantidade de ensaios de permeabilidade (k), Massad (1985-a) concluiu que o produto $k \cdot \bar{\sigma}_v$ varia em faixas relativamente estreitas. Com base em:

$$C_{vv} = \frac{(k \cdot \bar{\sigma}_v) \cdot \left(\frac{E_L}{\bar{\sigma}_v}\right)}{\gamma_0} \quad (10)$$

pode-se estimar intervalos de variação para C_{vv} , como seguem. Para argilas de SFL chegou-se a $(0,3 \text{ a } 10) \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$; e, para as ATs, $(3 \text{ a } 7) \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Para os Mangues, a interpretação de ensaios de adensamento levaram a valores de $(0,4 \text{ a } 1,7) \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, quando argilosos; e $(30 \text{ a } 400) \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, quando arenosos. Vê-se, pois, que numa mesma unidade genética as

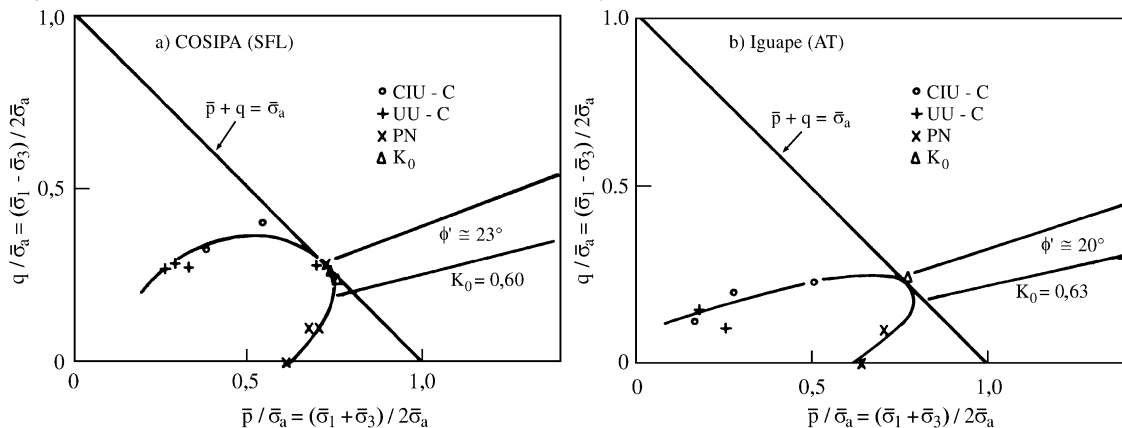


Figura 17. Curvas de plastificação ("Yielding") - solos do litoral paulista.

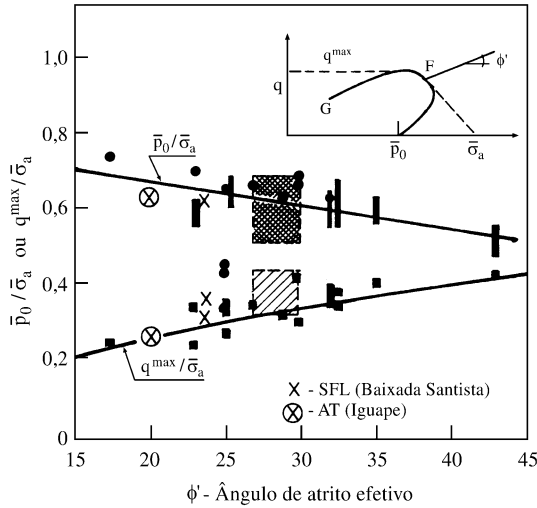


Figura 18. Variações de $\bar{p}_0/\bar{\sigma}_a$ e $q^{max}/\bar{\sigma}_a$ em função de ϕ' , para argilas de vários países (Apud Diaz-Rodriguez, 1992, Citado por Lerouiel, 1992).

variações são muito grandes, confirmando a extrema heterogeneidade dos solos litorâneos.

Durante a fase de investigação do subsolo para o projeto da Via dos Imigrantes, na Baixada Santista, foram realizados ensaios de permeabilidade in situ, por bombeamento, que revelaram valores de k da ordem de 10^{-5} cm/s (Vargas e Santos, 1976), cem vezes superiores aos obtidos em laboratório. Este resultado viria a ser confirmado posteriormente por Sousa Pinto e Massad (1978), ao analisarem os aterros experimentais da Imigrantes. Mais adiante, abordar-se-á o tema do C_{vv} de campo.

5. Aterros Sobre Solos Moles

Na seqüência, passar-se-á a tratar de casos de obras na Baixada Santista, destacando-se as implicações geológicas no seu projeto. Iniciar-se-á com os Aterros Sobre Solos Moles, abordando o adensamento e relatando um caso de ruptura.

5.1. Adensamento primário

Com o objetivo de mostrar as implicações da história geológica no comportamento de Aterros Sobre Solos Moles, Massad (1989) analisou 11 Seções Experimentais, relacionadas na Tabela 6. O caso de número XII é recente.

Para todos eles dispunham-se das seguintes informações: a) as cargas aplicadas e os perfis de subsolo; e b) os resultados de medidas de recalques,

no topo da camada de argila mole, ao longo do tempo. Para os casos em que não existiam dados de ensaios de adensamento, os valores de $\bar{\sigma}_a$ foram estimados com base na história geológica, descrita acima.

A Tabela 6 fornece, em grandes linhas, indicações sobre o tipo de solo, em cada caso. Em geral as Argilas de SFL, que ocorriam em todos os casos, exceto o IV, são mais heterogêneas que as Argilas Transicionais (ATs). Além disso, as Argilas de SFL continham intercalações de lentes e finas camadas de areia, exceto nos três casos referentes à Ilha de Santo Amaro (X-a, X-b e XII). Para cada caso está também indicado o correspondente mecanismo de sobre-adensamento.

5.1.1. Recalques

Os recalques observados foram manipulados pelo Método de Asaoka (1978). Desta forma, foi possível obter os valores do recalque final (ρ_f) e do Coeficiente de Adensamento Vertical (C_{vv}) para cada Seção Experimental, conforme está apresentado na Tabela 6.

A Fig. 19 apresenta os resultados em termos de deformação final em função da tensão aplicada e da Relação de Sobre-adensamento (RSA) para as argilas moles (SFL). Note-se que os casos I e II da Tabela 6 foram omitidos face à grande influência da camada profunda de AT, que foi responsável por 1/3 do recalque total. Para os outros casos esta camada responde por menos de 10% dos recalques totais, exceto para os casos X, XI e XII, quando esta cifra foi da ordem de 20%.

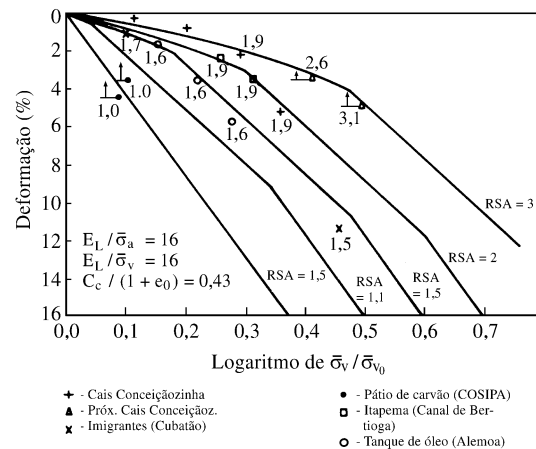


Figura 19. Influência do Sobre-adensamento das Argilas da Baixada Santista nos Recalques - Carregamentos flexíveis.

Tabela 6. Casos de obras (aterros) na Baixada Santista.

Tipo	Local	Caso	Seção/ Etapa	Subsolo	RSA	ρ_f (cm)	C_{vv} $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$	b/H	Mecanismos de adensamento
Aterros	Imigrantes	I	SE 1 EST 62 + 2.6m	5 m SFL sobre 12 m AT	1,6 & 3,1	96	1,2 [50]	3,0	Oscilação Negativa do N.M. e Peso Total de Terra
		II	SE 2 62 + 1.8 m	5 m SFL sobre 12 m AT	1,6 & 3,1	100	2,5 [100]	3,0	Oscilação Negativa do N.M. e Peso Total de Terra
		III	SE 3 (EST 56)	12.7 m SFL sobre 4 m AT	1,5	145	2,3 [100]	4,0	Oscilação Negativa do N.M. e Peso Total de Terra
		IV	SE 4 (EST 128)	11.9 m AT	1,7	13	1,6	4,0	Peso Total de Terra
		V	SE 5 (EST 40)	13.0 m SFL	1,5	-	1,1 [50]	4,0	Oscilação Negativa do N.M.
	Cosipa	VI	RN 2	1.3 m Mangue sobre 14.1SFL	1,0	50	2,7 [100]*	1,5	Oscilação Negativa do N.M., exceto para o Mangue.
		VII	RN 3	1.3 m Mangue sobre 14m SFL	1,0	63	1,1 [50]	1,5	Oscilação Negativa do N.M., exceto para o Mangue.
	Itapema	VIII	Placas centrais	18 m SFL sobre 6.8 m AT(?)	1,9	64	3,3 [15]	1,5	Oscilação Negativa do N.M. e Peso Total de Terra
		IX	Placas laterais	18 m SFL sobre 6.8 m AT(?)	1,9	44	3,2 [15]	1,5	Oscilação Negativa do N.M. e Peso Total de Terra
	Ilha de Sto. Amaro	X-a (Aterro h = 4,4 m)	MR (BERMA)	12 m SFL sobre 14 m AT(?)	2,6 & 2,0	41	-	7,0	Principalmente Ação de Dunas e Peso Total de Terra.
		X-b (Aterro h = 6,4 m)	MR (Centro)	12 m SFL sobre 14 m AT(?)	2,6 & 2,0	59	-	7,0	Principalmente Ação de Dunas e Peso Total de Terra.
		XII (Aterro h = 5,8 m)	1 ^a . Etapa 2 ^a . Etapa 3 ^a . Etapa 4 ^a . Etapa	22 m SFL sobre 18 m AT	1,9	5 16 41 108	-	2,8	Principalmente Ação de Dunas e Peso Total de Terra.
Fundações flexíveis (bases)	Alemoa tanque de óleo	XI	Estágio 1		16	4,7 [60]			
		Estágio 2	9.5 m SFL	1.6	34	3,4 [45]	6.0	Oscilação Negativa do N.M.	
		Estágio 3			55	3,4 [45]			

Legenda: SFL - Argilas Flúvio-Lagunares de Baías (Holocênicas); ATs - Argilas Transicionais (Pleistocênicas); RSA - Relação de sobre-adensamento; [] - Relação entre C_{vv} de campo e o C_{vv} de laboratório; C_{vv} - Coeficiente de adensamento de campo (equivalente); ρ_f - Recalques finais observados; b/H - Relação entre a largura da área carregada e a espessura da camada de argila.

Para comparação, a Fig. 19 mostra também curvas teóricas, obtidas com os valores médios dos Módulos Oedométricos e dos Índices de Compressão. Apesar de alguma dispersão, os valores observados aproximam-se satisfatoriamente bem dos calculados, independentemente do mecanismo de sobre-adensamento, indicado na última coluna da Tabela 6. Como já era esperado, salta aos olhos a grande influência do sobre-adensamento nos recalques finais. A hipótese de argila normalmente adensada levaria a valores 2 a 6 (média de 3,5) vezes maiores dos que os observados.

5.1.2. Coeficientes de adensamento (C_{vv})

No que se refere ao Coeficiente de Adensamento Vertical (C_{vv}), a Tabela 6 e a Fig. 20 mostram os valores observados, obtidos através da expressão (veja-se Massad, 1982):

$$2,5 \cdot \frac{C_{vv}}{H_d^2} = - \frac{\ln(\beta)}{\Delta} \quad (11)$$

onde β é a inclinação da reta da conhecida construção de Asaoka e Δ é o incremento constante na série equiespaçada do tempo.

Neste ponto é necessário diferenciar os casos da Ilha de Santo Amaro (X-a, X-b e XII) dos restantes, apresentados na Tabela 6. Na Ilha de Santo Amaro, mais especificamente, junto ao Cais Conceiçãozinha (ver a Fig. 1), não se constatou a presença de lentes ou finas camadas de areia; nestes casos (X-a, X-b e XII) foram empregados drenos fibroquímicos. Nos casos restantes ocorriam estas camadas drenantes, como já foi mencionado.

5.1.2.1. Casos de argilas de SFL com lentes ou finas camadas de areia

Nesses casos (I a IX e XI, na Tabela 6) foram determinados os C_{vv} “equivalentes”, isto é, os Coeficientes de Adensamento admitindo-se que as camadas compressíveis sofreram um adensamento unidimensional, quando, na realidade, ele deve ter uma forte componente horizontal, face à pequena magnitude da relação b/H (entre a largura da área carregada e a espessura da camada de argila) e à heterogeneidade dos extratos de solo mole. Essa heterogeneidade se manifesta de duas maneiras: a) o solo argiloso contém teores variáveis de areia; e b) ocorrem finas lentes ou camadas de areia, que acabam passando despercebidas e são usualmente consideradas como que constituindo os próprios

maciços; estes fatores contribuem em muito para acelerar o adensamento.

Como se pode ver na Fig. 20, há uma tendência geral de decréscimo de C_{vv} à medida em que as tensões aumentam. Mas, mais importante, os valores observados de C_{vv} são 15 a 100 vezes maiores do que os correspondentes valores de Laboratório (ver números entre colchetes na Tabela 6). Tal constatação é atribuída mais à grande heterogeneidade das camadas de argilas de SFL (principalmente à presença de lentes e finas camadas de areia), como se explicou acima, do que ao sobre-adensamento. Atente-se, porém, aos fatos, primeiro, de que estes Coeficiente de Adensamento (C_{vv}) são equivalentes; e segundo, aos níveis de tensões impostos (peso próprio mais acréscimo de pressão devido ao carregamento), que variaram de 0,9 a 2 vezes a pressão de pré-adensamento. Assim sendo, os resultados apresentados são válidos para solos e níveis de tensões impostos similares aos indicados neste estudo.

Recentemente, Sousa Pinto (1994) apresentou o caso de Aterro Hidráulico de grande extensão, construído sobre solo mole para o Conjunto Habitacional Tuyuti, em que o Coeficiente de Adensamento revelou-se ser da ordem $(1 \text{ a } 9) \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, portanto uma potência de 10 abaixo dos valores indicados na Tabela 6 e na Fig. 20. Atribuiu tal discordância a dois fatores: a) nessa obra o adensamento deve ter sido preferencialmente unidimensional, face às suas dimensões em planta; e b) tanto as camadas de areia fina, subjacentes às argilas moles, quanto a areia fina, empregada na sobrecarga ao aterro hidráulico, possuíam permeabili-

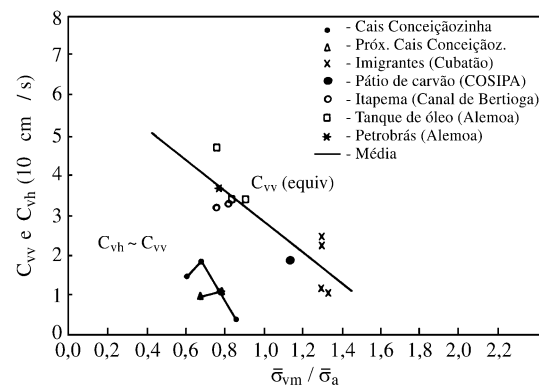


Figura 20. Tendências de variação dos coeficientes de adensamento com o nível de tensões - Argilas de SFL da Baixada Santista

dades reduzidas, de tal forma que a altura de drenagem (H_d) não ficou bem caracterizada.

5.1.2.2. Os casos da Ilha de Santo Amaro (Conceiçãozinha)

Nestes casos (X-a, X-b e XII, da Tabela 6), como não havia lentes ou finas camadas de areia e, mais, como no caso XII não se constatou camada de areia entre as Argilas de SFL e as ATs, optou-se pelo emprego de drenos fibroquímicos, espaçados de 2,2 m, nos casos X-a e b, e de 2,1 m, no caso XII.

Para situações como estas, com drenos verticais, o Método de Asaoka deve ser alterado para levar em conta a ocorrência de adensamentos vertical e horizontal, concomitantemente. Massad (1985-a) mostrou que, nestas condições deve-se usar, ao invés da expressão (11):

$$2,5 \cdot \frac{C_{vv}}{H_d^2} + \frac{8}{m \cdot d_c^2} \cdot C_{vh} = -\frac{\ln(\beta)}{\Delta} \quad (12)$$

onde β é a inclinação da reta da conhecida construção de Asaoka e Δ é o incremento constante na série equiespaçada do tempo. Valores do segundo membro de (12) estão indicados na Tabela 7. Foi feita a hipótese de que $k_h/k_s = 5$ e $d_s/d_w = 2$, com $d_w = 6,6$ cm, onde o k_h é a permeabilidade horizontal do solo intacto; d_w é o diâmetro do dreno; e “s” refere-se ao “filme” de solo amolgado.

Uma inspeção da Tabela 7 revela que os casos X-b e XII (3ª. ETAPA) devem apresentar os mesmos Coeficientes de Adensamento pois estão associados ao mesmo nível de tensões

Essa constatação possibilitou a obtenção tanto de C_{vv} quanto de C_{vh} , pois passou-se a dispor de duas equações lineares do tipo da expressão (12), a saber:

$$0,0694 \cdot C_{vv} + 0,3000 \cdot C_{vh} = 0,0304 \quad (13)$$

$$0,0052 \cdot C_{vv} + 0,3300 \cdot C_{vh} = 0,0267$$

cujas soluções são:

$$C_{vv} = 1,10 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s} \quad (14)$$

$$C_{vh} = 0,92 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Note-se que $C_{vv} \cong C_{vh}$.

A Tabela 7 e a Fig. 20 mostram valores destes Coeficientes de Adensamento para vários níveis de tensão, com a mesma tendência de variação que no caso do C_{vv} , mas com valores até uma potência de 10 vezes menores. Esses resultados devem ser encarados com reservas, pois precisam ser confirmados com outros casos de obras semelhantes.

5.2. Um caso de ruptura

Recentemente foi observado um caso de ruptura na Baixada Santista. Tratava-se de um aterro com 3,2m m de altura, talude 1:1, apoiado sobre uma camada de Argila de SFL com cerca de 30 m de espessura, com as seguintes características:

$$s_u = 8 + 1,5 \cdot z \quad (\text{kPa}) \quad (15)$$

$$\bar{\sigma}_a = 20 + 4,0 \cdot z \quad (\text{kPa}) \quad (16)$$

obtidas através de ensaios Vane Test e de adensamento, respectivamente (Araújo, 1989). Note-se que estas expressões inserem-se no universo de parâmetros apresentados neste trabalho.

Segundo Bjerrum (1972), os resultados dos ensaios de Vane Test precisam ser corrigidos de um fator μ , para a definição da “coesão de projeto”, isto é:

$$c_{proj} = \mu \cdot s_u \quad (17)$$

Tabela 7. Casos com drenos fibroquímicos.

Caso (*)		$\bar{\sigma}_v$ (kPa)	$\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_a$	$-\ln(\beta)/\Delta$	C_{vh} (cm ² /s)
X-a	BERMAS	111	0,68	0,027	9,9E-03
X-b	CENTRO	135	0,78	0,030	1,1E-02
XII	1ª. Etapa	115	0,60	0,036	1,5E-02
	2ª. Etapa	141	0,68	0,046	1,9E-02
	3ª. Etapa	172	0,77	0,027	1,1E-02
	4ª. Etapa	201	0,86	0,010	4,0E-03

Legenda: (*): Ver a Tabela 6; $\bar{\sigma}_{vm}$: Valor médio entre as tensões verticais efetivas inicial e final ($\bar{\sigma}_v$), no plano médio da camada compressível; $\bar{\sigma}_a$: Pressão de pré-adensamento.

Como se recorda, essa correção leva em conta a velocidade com que é feito o ensaio e a anisotropia das argilas moles. Propôs essa correção com base na retro-análise de diversos casos de ruptura de aterros sobre solos moles. Uma discussão completa sobre o assunto encontra-se em Sousa Pinto (1992). Para as Argilas de SFL tem-se, em média:

$$IP = 60\% \quad \mu = 0,7 \quad (18)$$

onde IP é o Índice de Plasticidade, donde:

$$s_u = 5,6 + 1,1 \cdot z \text{ (kPa)} \quad (19)$$

Foram conduzidas retro-análises da ruptura (Marzionna, 1998) impondo duas condições: a) $c_1 = 1,1$ kPa/m; e b) superfícies de ruptura passando pelas trincas do aterro rompido. Os resultados obtidos foram: $c_0 = 5,0$ kPa, para superfícies circulares, e $c_0 = 6,5$ kPa, para superfícies não circulares. O valor médio, 5,8 kPa, é próximo de 5,6 kPa, termo constante da expressão (19).

Note-se que a aplicação da fórmula de Mesri (1975):

$$c_{proj} = 0,22 \cdot \bar{\sigma}_a \quad (20)$$

conduz à seguinte expressão:

$$s_u = 4,4 + 0,9 \cdot z \quad \text{(kPa)} \quad (21)$$

que seria uma espécie de limite inferior, em termos médios, da resistência ao cisalhamento. Enquanto a Eq. (17) de Bjerrum resultou de uma média, a Eq. (20) representa uma envoltória mínima dos casos analisados por esses dois autores. Note-se que se se aplicar a correção de Bjerum (Eq. 17) à Eq. (4-b) chega-se a $c_{proj} = 0,21 \cdot \bar{\sigma}_a$, coincidentemente muito próxima da Eq. (20).

6. Fundações Diretas Sobre Solos Moles

6.1. Introdução

Além dos aterros, é comum o uso de fundações diretas no caso de tanques de óleo e edifícios nas cidades de Santos e S. Vicente. Mostrar-se-á, na seqüência, como a história geológica auxilia na reinterpretação do comportamento das fundações: a) de um Tanque de Óleo em Alemoa; e b) de edifícios construídos na Cidade de Santos, per-

mitindo extrair possíveis implicações no projeto de fundações diretas na Baixada Santista.

6.2. Tanque de Óleo em Alemoa

Em trabalho memorável, Pacheco Silva (1953-a) apresentou dados de recalques e de pressões neutras durante teste de enchimento, com água, de um tanque de óleo de grandes dimensões, apoiado diretamente em fundação flexível sobre camada de argila mole, em Alemoa, Santos. As dimensões do tanque e o perfil do subsolo estão apresentados na Fig. 21. Drenos verticais de areia, com 30 cm de diâmetro e espaçados entre si de 2 m, foram instalados até a profundidade de 13 m.

Tratava-se de uma técnica inovadora para controlar a estabilidade das fundações do tanque de óleo através da medida das pressões neutras na camada superior de argila mole. Essa técnica é, seguramente, uma antecipação do conhecido Método das Trajetórias das Tensões, alguns anos antes da divulgação de Lambe (1964), como bem observou Sousa Pinto (1970).

Foram feitas medidas de recalques tanto do centro quanto das bordas do tanque, bem como leituras de pressões neutras em vários pontos da camada superficial de argila mole. Os piezômetros eram do tipo Casagrande, com áreas de drenagem relativamente grandes e tubos de pequenos diâmetros, o que fez deles piezômetros de “rápida reação”, no dizer de Pacheco Silva. Tal fato foi amplamente constatado à medida em que se procedia ao primeiro enchimento do tanque com água, isto é, à prova de carga. Na época do início da prova de carga, os excessos de pressão neutra, devidos ao peso do “lençol de drenagem”, eram praticamente nulos.

Pela descrição de Pacheco Silva sobre a consistência mole a média da camada inferior de argila e a julgar por outras sondagens mais profundas, feitas nesta região, é de se supor que se trate das ATs; ela não será levada em conta nas análises subseqüentes.

O programa de carregamento, adotado por Pacheco Silva, consistiu em fixar incrementos de altura de água dentro do tanque (Δh) (ver Tabela 8) de forma a induzir excessos de pressão neutra (Δu) de, no máximo, 60% dos correspondentes valores na ruptura (Δu_r). Após cada incremento de carga esperar-se-ia pela dissipação completa do excesso de pressão neutra para, então, passar para o estágio

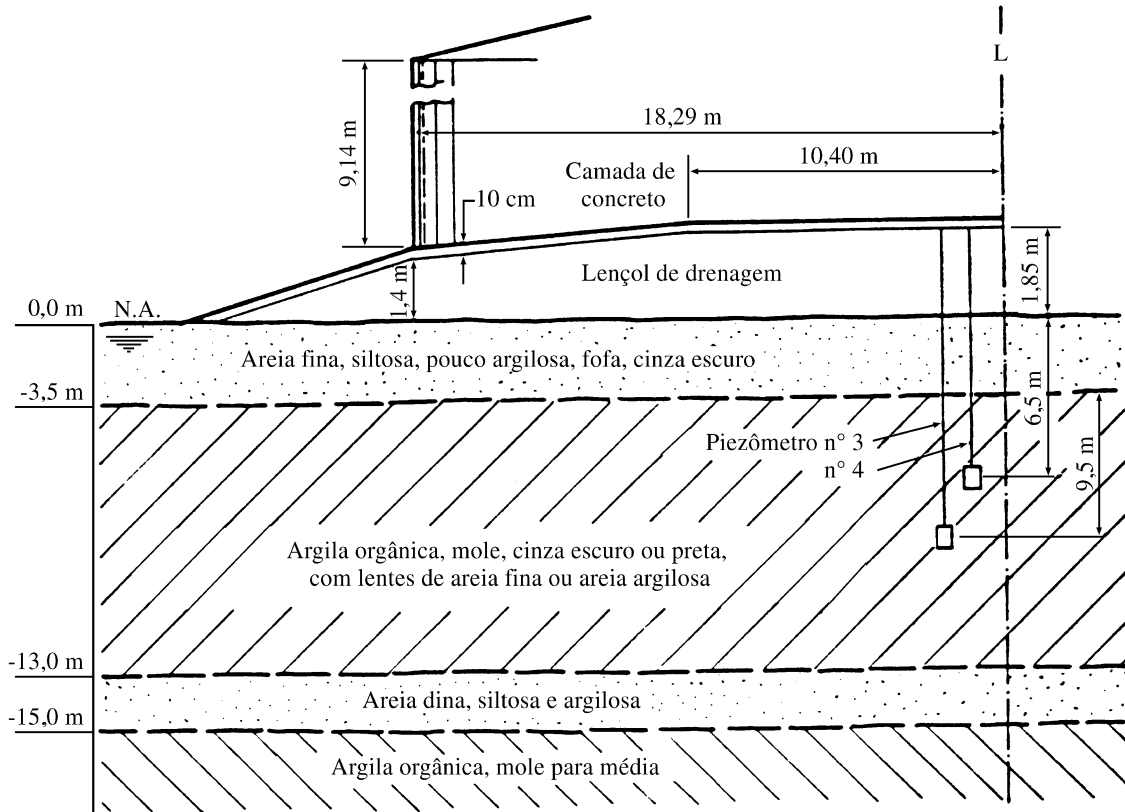


Figura 21. Tanque de Óleo em Alemoa - dimensões e condições do subsolo (Apud Pacheco Silva, 1953-a).

seguinte de carregamento, conforme a trajetória 1, 2, 3... até 9, indicada na Fig. 22, que ilustra esse programa e mostra outros parâmetros adotados por Pacheco Silva. Note-se que supôs $\bar{B}_1 = 100\%$, isto é, uma relação unitária entre o excesso de pressão neutra inicial (Δu) e o incremento de tensão vertical total ($\Delta \sigma_v$), pois admitia, como já foi dito, que as argilas da Baixada Santista tinham se formado num único e ininterrupto ciclo de sedimentação e, conseqüentemente, eram normalmente adensadas.

Daí, como se verá adiante, a surpresa em se constatar incrementos de pressões neutras “um tanto dissipadas”, como se o solo fosse sobre-adensado (apud Vargas, 1974). Referindo-se ao plano médio da camada, a tensão vertical efetiva inicial ($\bar{\sigma}_{v0}$) era da ordem de 68 kPa, que, frente a uma pressão de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) de 109 kPa, obtida através de ensaio em amostra indeformada, revelava uma RSA, do terreno virgem, da ordem de 1,6. O solo era, na realidade, sobre-adensado.

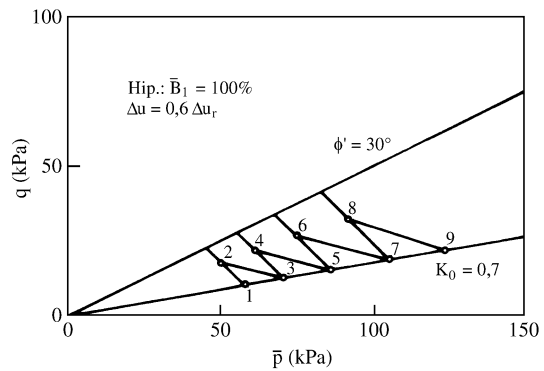


Figura 22. Programa de carregamento do tanque de Óleo de Alemoa (Dados de Pacheco Silva, 1953-a).

6.2.1. Recalques e coeficientes de adensamento de campo

No que se refere aos recalques primários, a análise foi feita acima, juntamente com os Aterros Sobre Solos Moles (ver a Tabela 6 e a Fig. 19). Ela confirma a influência do sobre-adensamento e, portanto, da história geológica, nos recalques finais.

Tabela 8. Tanque de Óleo em Alemoa (excessos de pressão neutra inicial no centro da camada).

Δh (m)	h (m)	$\sigma_v - \sigma_{v0}$ (kPa)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	Δu (kPa) observado			\bar{B}_1 %	Δu_i (kPa)
				Piez.3	Piez.4	Média		
1,6	1,6	14	14	4,3	3,5	3,9	28	4
1,5	3,1-3,4	27-30	13	5,6	4,5	5,0	38	10
1,8	5,2	46	16	9,5	7,5	8,5	54	25
2,4	7,6-7,0	67-62	21	17,5	16,2	16,9	80	53
2,2	9,2	81	19	14,9	11,0	13,0	68	55

Legenda: Δh : Incremento de altura d'água; h: Altura total de água no tanque; $\sigma_v - \sigma_{v0}$: Incremento da tensão vertical total no plano médio da camada; $\Delta\sigma_v$: Incremento de tensão vertical total associado a Δh ; Δu : Excesso de pressão neutra observado, induzido pela aplicação de Δh ; Δu_i : Excesso de pressão neutra calculado, supondo que o tanque tivesse sido cheio num só estágio (instantaneamente); \bar{B}_1 : Relação entre Δu e o incremento de tensão vertical total ($\Delta\sigma_v$).

Quanto ao desenvolvimento dos recalques ao longo do tempo, Massad (1985-a e 1988-d) já teve a oportunidade de mostrar que os drenos de areia tiveram eficiência muito baixa, pois foram instalados numa camada de solo com lentes de areia, conforme descrição do próprio Pacheco Silva (vide Fig. 21). De fato, o emprego da expressão (12), supondo $C_{vh}/C_{vv} = 5$ a 10 , conduziram a valores de C_{vv} da ordem de $(2$ a $5) \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. No entanto, como os valores de C_{vv} “equivalentes” de campo têm sido bem maiores (Tabela 6), fêz-se a conjectura de que o fluxo de água processou-se através das lentes de areia. Nestas condições, ignorando-se os drenos verticais de areia e através da expressão (11), chegou-se aos C_{vv} “equivalentes” indicados na Tabela 6 e na Fig. 20.

6.2.2. Excessos de pressão neutra inicial

As conclusões mais interessantes que se pode extrair destes dados dizem respeito aos excessos de pressão neutra inicial (Δu), face aos carregamentos provocados pelo enchimento do tanque com água. Trata-se de avaliar as conseqüências, pouco exploradas entre nós, do sobre-adensamento das argilas da Baixada Santista no que se refere aos Δu induzidos por incrementos de tensão vertical total ($\Delta\sigma_v$), num ponto qualquer.

Para as análises que seguem tomaram-se apenas os piezômetros 3 e 4, instalados nas proximidades do plano médio da camada de argila mole, numa vertical próxima ao eixo do tanque (ver Fig. 21). Trabalhando com estes dados, Massad (1985-a) determinou (ver a Tabela 8) o valor do parâmetro

\bar{B}_1 para diversos estágios da prova de carga. Vê-se que \bar{B}_1 atingiu um máximo de 70 a 80% quando a tensão vertical efetiva ultrapassou $\sigma_a = 109 \text{ kPa}$ (RSA igual a 1). Em média, pode-se dizer que \bar{B}_1 assumiu um valor da ordem de 60%, abaixo dos efeitos do preadensamento, no plano médio da camada, o que vem de encontro às análises levadas a cabo por Leroueil e Tavenas (1978, p. 75) e Magnan (1981).

De fato, a partir de dados experimentais de observação de piezômetros relativos a 30 aterros e do modelo “Ylight”, estes autores propuseram um método para a estimativa do excesso de pressão neutra inicial (Δu), para solos sobre-adensados, com $\text{RSA} < 2,5$, a saber:

a) para $\Delta\sigma_v < \Delta\sigma_{vc}$, onde $\Delta\sigma_{vc}$ é um certo valor crítico, a ser determinado, Δu pode ser calculado por:

$$\Delta u = \bar{B}_1 \cdot \Delta\sigma_v \quad (22)$$

sendo $\bar{B}_1 = 60\%$, no plano médio da camada de argila; e

b) para $\Delta\sigma_v \geq \Delta\sigma_{vc}$:

$$\Delta u = \Delta\sigma_v - (\bar{\sigma}_a - \bar{\sigma}_{v0}) \quad (23)$$

isto é, $\bar{B}_1 = 100\%$. Nesta expressão, $\bar{\sigma}_{v0}$ é a tensão vertical efetiva inicial.

A Fig. 23 ilustra esse método. Os pontos assinalados referem-se ao caso do Tanque de Óleo, supondo que ele tivesse sido cheio num só estágio (instantaneamente), confirmando que $\bar{B}_1 \cong 60\%$ abaixo dos efeitos do pré-adensamento. Os valores

de Δu_i (excessos de pressão neutra calculados) estão também indicados na última coluna da Tabela 8.

Reportando-se novamente à Fig. 23, a tensão vertical efetiva crítica ($\bar{\sigma}_{vc}$), em que \bar{B}_1 passa de 60 a 100%, vale:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{vc} &= \bar{\sigma}_{vo} + (\Delta\bar{\sigma}_{vc} - \Delta u_i) = \\ &= \bar{\sigma}_{vo} + (\bar{\sigma}_a - \bar{\sigma}_{vo}) = \bar{\sigma}_a \end{aligned} \quad (24)$$

Note-se que, nesse caso:

$$\bar{p} + q = \bar{\sigma}_{vc} = \bar{\sigma}_a \quad (25)$$

O valor de $\Delta\sigma_{vc}$ (Fig. 23) pode ser determinado facilmente pela expressão:

$$\Delta\sigma_{vc} = \frac{\bar{\sigma}_a - \bar{\sigma}_{vo}}{1 - \bar{B}_1} = \frac{RSA - 1}{1 - \bar{B}_1} \cdot \bar{\sigma}_{vo} \quad (26)$$

que, no caso do Tanque de Óleo de Alemoa, valeria $(109-68)/(1-0,60) \cong 103$ kPa se o enchimento do tanque tivesse sido feito num só estágio.

É importante, neste ponto da exposição, mostrar o significado de $\Delta\sigma_{vc}$ num contexto mais amplo, o da plastificação do solo. Quando um elemento de solo, situado no plano médio da camada, sofre um incremento de tensão vertical total ($\Delta\sigma_v$) inferior a $\Delta\sigma_{vc}$, a pressão neutra acresce de um valor dado pela expressão (22), $\bar{p} + q < \sigma_a$ e a trajetória de tensões não ultrapassa a curva de plastificação (Fig. 17-a). Se o valor crítico for atingido, passa a valer a expressão (25). Isto significa uma trajetória de tensões que coincide com a curva de plastificação e com a reta $\bar{p} + q \leq \sigma_{vc} = \bar{\sigma}_a$ (Fig. 17-a). Isto é, as tensões verticais efetivas permanecem constantes, o que vale dizer que os acréscimos de tensão vertical são absorvidos pela água dos poros, ou que $\bar{B}_1 \cong 100\%$.

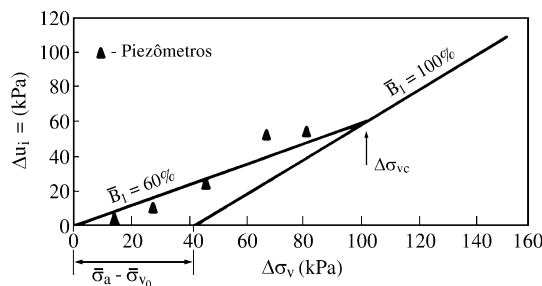


Figura 23. Variação da pressão neutra em função da carga aplicada no plano médio da camada de Argila de SFL. Tanque de Óleo em Alemoa, supondo enchimento instantâneo.

A Fig. 24 mostra a trajetória de tensões real, do teste de enchimento do tanque, para os parâmetros de solo indicados. Para as duas curvas de plastificação tomaram-se curvas homotéticas à indicada na Fig. 17-a, isto é, proporcionais ao $\bar{\sigma}_a$ do solo intacto (109 kPa) e ao $\bar{\sigma}_a$ após adensamento (126 kPa), através das expressões (9). A Fig. 24 indica também as trajetórias de tensões se o enchimento do tanque tivesse sido “instantâneo”, para três hipóteses de \bar{B}_1 : a) valores medidos (observados); b) iguais a 60%; e c) iguais a 100%, isto é, supondo solo normalmente adensado. Vê-se que, nesse último caso, atingir-se-ia um limiar de ruptura.

Em resumo, as argilas de SFL devem ser tratadas como sobre-adensadas. A hipótese de solo normalmente adensado, que vigorou durante décadas, talvez explique a surpresa externada por Vargas (1974), quando de sua homenagem a Pacheco Silva, ao fazer comentários a este caso de Alemoa. Vargas lembrou, com propriedade, a originalidade do trabalho de Pacheco Silva, e fez a observação já citada de que aos incrementos de carga corresponderam acréscimos de pressões neutras um tanto dissipadas.

6.3. Edifícios em Santos

6.3.1. Introdução

De 1946 a 1975 algumas centenas de edifícios de grande porte foram construídos ao longo da orla marítima da Cidade de Santos. Com uma única exceção, todos eles tiveram suas fundações projetadas em sapatas apoiadas na camada superficial de areia. Este é o balanço apresentado por Gerber *et al.* (1975), ao relatar técnica utilizada para esta-

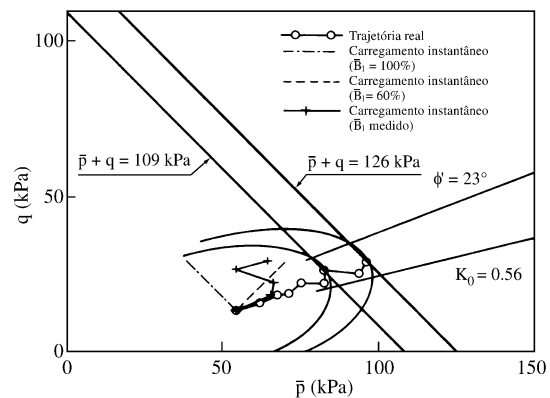


Figura 24. Trajetórias de tensões - Tanque de Óleo em Alemoa.

bilizar os recalques e endireitar um prédio de 18 andares, nesta cidade.

Problemas desta natureza, talvez não com a gravidade do caso deste edifício, já tinham sido antecipados por Vargas (1965), que em palestra recomendou a adoção de um máximo de 12 andares para os edifícios de Santos, acrescentando: “Tal gabarito garantiria a margem de segurança para evitar ruptura da camada inferior de argila” (página 31). Esta afirmação foi feita na hipótese de uma crescente concentração dos edifícios de porte e as conseqüentes interferências dos bulbos de pressões. Golombek (1965) manifestou-se, na mesma ocasião, ser favorável a fundações profundas para grandes estruturas, acima de 12 andares, que passou a ser exigido pelo poder público somente a partir de 1986 (Teixeira, 1994). Até recentemente, fundações profundas eram proibitivas, quer pelas dificuldades, e mesmo impossibilidades, técnicas de atravessar as camadas de argilas compressíveis e atingir estrato firme (Teixeira, 1960 e 1994), quer pelos dispêndios que implicavam, de cerca de 15% do custo global da construção, em prazo relativamente curto (Golombek, 1965).

De qualquer forma, mesmo que se esteja longe de situações de instabilização, o fato é que se verifica em Santos, de longa data, prédios trincados e fora de prumo.

Daí a importância que se deu à observação dos recalques dos edifícios. Assim, por exemplo, o Edifício S.A., citado por Teixeira (1960), o primeiro de grande porte (15 pavimentos) a ser construído na orla marítima de Santos, em 1947, foi instrumentado e observado pela firma Geotécnica S. A.. Na mesma época, década de 50, o IPT fazia as medições de recalques de vários edifícios, relatados em trabalhos de Machado (1954, 1958 e 1961).

Além dos valores absolutos e diferenciais dos recalques, os engenheiros preocupavam-se também com a velocidade de seu desenvolvimento e com a questão do adensamento secundário. Valores do coeficiente de adensamento, inferidos destas observações, situavam-se na faixa de 5×10^{-4} a 1×10^{-3} cm^2/s , conforme os trabalhos supra-citados de Machado e Teixeira.

Estas e outras inferências eram sempre prejudicadas pela presença de vigas de rigidez ligando as sapatas, o que provocava dúvidas quanto à hipótese

de flexibilidade das fundações, e pela influência de edifícios vizinhos, construídos durante as medições dos recalques.

Machado chegou a instalar diversos piezômetros na camada mais superficial de argila orgânica, a fim de conhecer o efeito do “creep” no processo de adensamento. Esta questão ainda preocupa os nossos engenheiros a ponto das seguintes palavras de Vargas (1965) soarem como atuais: “...há casos em que os recalques continuam progredindo ultrapassando os previstos. Isto demonstra a existência, no solo santista, do que chamamos de compressibilidade secundária. É possível ainda que alguns recalques verificados tenham sido produzidos por pressão excessiva de ruptura na camada argilosa” (página 31).

Ou então, do trabalho de Gerbert *et al.* (1975): “Observou-se ainda que os recalques secundários têm ordem de grandeza maior do que as primeiras estimativas teóricas, tanto que edifícios, com 25 anos de construção, continuam recalando além dos valores indicados pela teoria clássica de adensamento” (página 202).

Cabe ainda observar que, ao investigar o subsolo da Cidade de Santos, Teixeira (1960) constatou, além da heterogeneidade, que a argila marinha se comporta como se fosse média a rija em termos de resistência não drenada, apesar da classificação, baseada nos índices de resistência à penetração, indicarem consistência muito mole a mole. As diversas características encontradas por este autor foram resumidas recentemente em trabalho de sua autoria (Teixeira, 1988). Como já foi mencionado, Teixeira (1994) considera estas argilas marinhas como normalmente adensadas, embora o autor desta exposição considere-as como levemente sobre-adensadas (ver item 2.3.3. acima).

6.3.2. Análise dos recalques: coeficientes de adensamento primários e secundários

Na década de 1950 Machado (1954 e 1961) teve a oportunidade de medir os recalques de vários edifícios na cidade de Santos, três dos quais, designados por B, C e D, serão abordados neste trabalho, por apresentarem dados mais completos. Os edifícios apoiavam-se diretamente sobre camada de areia compacta, a 2 m de profundidade, e suas fundações eram constituídas de “radier” nervurado (Edifício B) ou sapatas com vigas de rigidez de

elevada inércia (Edifício C e D). Lembra-se que os Edifícios C e D eram, na realidade, blocos de um único conjunto, de três, e distavam de apenas 4 m um do outro.

Estas areias afloram na cidade de Santos e, nos locais de implantação dos edifícios, possuíam espessuras variando de 8 a 11 m, com o nível d'água a 1,7 m de profundidade. Subjacente, ocorria camada de argila orgânica, mole, com espessura variando de 8 a 11,5 m, conforme o local. Seguiam-se camadas alternadas de areia e argila, até profundidades superiores a 50 m. A Fig. 25 ilustra essas condições do subsolo.

Os casos dos edifícios merecem algumas considerações à parte, por dois motivos. Primeiro, porque, para uma análise rigorosa, seria mister levar em conta efeitos tridimensionais tais como a forma em planta dos mesmos; a redistribuição de carga entre pilares face a recalques diferenciais; a interação solo-estrutura (grau de rigidez das fundações, inclusive da camada superficial de areia densa, que, segundo Mello (1969), atua como “a relatively rigid soil mat”). Segundo, porque existe quase sempre uma interferência de edificações vizinhas, erguidas durante as medições de recalques ou de pressões neutras. Na seleção dos casos procurou-se dar maior destaque àqueles que exigiram análises simples, unidimensionais, mesmo que em primeira aproximação, em locais em que não houve “interferências externas” ou que foram mínimas.

Massad (1985-a) procedeu a uma análise dos dados de campo. Aplicou o Método Gráfico de Asaoka às curvas recalque-tempo, apresentadas por Machado (1961), e chegou aos valores indicados na Tabela 9, onde ΔH é a espessura da camada de solo mole.

Uma análise destes dados mostra que os recalques finais observados (ρ_f), relativos ao adensamento primário, foram de pequena monta, da ordem de 30cm para os três edifícios, o que se deve a um elevado valor da tensão vertical inicial ($\bar{\sigma}_{vo}$), face à existência de espessa camada de areia superficial, e, provavelmente, a um incremento de carga relativamente pequeno, da ordem de 30 a 40% de $\bar{\sigma}_{vo}$.

Após 6 a 7 anos de observações, Machado chegou a medir recalques de 37 cm (Pilar P8), 51 cm (Pilar P19) e 41 cm (Pilar P13), respectivamente, para os edifícios B, C e D, o que mostra o efeito

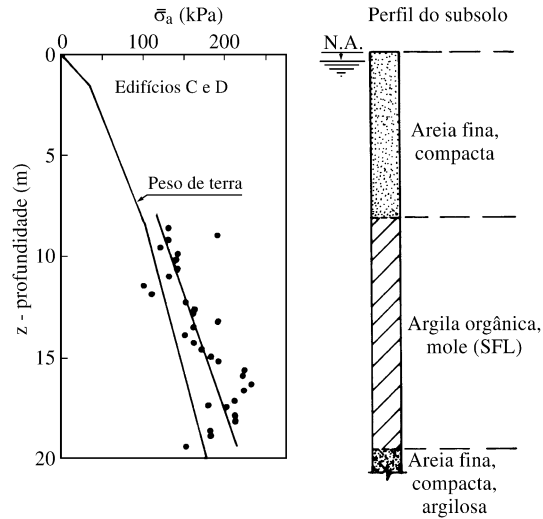


Figura 25. Informações geotécnicas sobre os locais dos Edifícios C e D.

acentuado do adensamento secundário e vem de encontro a constatações feitas por Gerber *et al.* (1975), como foi citado acima. Manipulando-se os dados de Machado chegou-se aos valores de Coeficiente de Adensamento Secundário ($C_{\alpha\epsilon}$) indicados na Tabela 9.

A magnitude do adensamento secundário não é surpreendente após os trabalhos de Bjerrum (1967). De fato, como o incremento de tensão em relação à tensão vertical efetiva inicial foi pequeno, de 30 a 40%, como foi citado, a curva recalque-tempo não poderia ter um desenvolvimento pleno, como acontece, por exemplo, durante o ensaio de adensamento, quando se dobra a carga de um ponto a outro ao longo da reta virgem. Daí talvez a observação de Teixeira (1960), ao analisar recalques de outros edifícios em Santos, de que se notava linearidades nos gráficos recalque-logaritmo do tempo após 40% do desenvolvimento do que supunha ser o recalque primário.

Os valores de C_{vv} de campo, apresentados na Tabela 9, mostram-se 10 a 20 vezes superiores aos de laboratório, mas, por outro lado, abaixo dos valores obtidos com carregamento “flexível”, para Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL), conforme o item 5.1.2). Até que ponto a redistribuição de carga nos pilares contribuiu para esta diferença é difícil de asseverar, embora seja plausível acreditar em efeitos tridimensionais, mais acentuados no caso dos edifícios de Santos, com

Tabela 9. Edifícios em Santos.

Edifício	Pavimentos	Pilar	ΔH (m)	RSA	ρ_f (m)	C_{vv} ($10^{-3} \cdot \text{cm}^2/\text{s}$)	$C_{\alpha\epsilon}$ (%)	Fonte
B	12	P8	7,9	1,17	27	2,3	6,1	Massad
C	12	P19	11,5	1,25	33	5,7	3,3	(1985-a e
D	12	P13	11,5	1,25	31	4,2	3,0	1988)
S.A.	15	P1	-	-	-	5,3-7	-	Teixeira
U	10	P2	16	1,13	45	5,3-7	-	(1994)

Legenda: Ver a Tabela 6.

$C_{\alpha\epsilon}$: Coeficiente de adensamento secundário.

fundações enrijecidas para “uniformizar” os recalques, do que nos casos com carregamento “flexível”.

Finalmente, Teixeira (1994) reveriu recentemente suas estimativas de C_{vv} para o Edifício S.A. (15 pavimentos) e o Edifício U (10 pavimentos) e chegou a valores entre $5,3 \cdot 10^{-3}$ e $7 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, que se aproximam bem daqueles indicados na Tabela 9. Esses valores são cerca de 20 vezes superiores aos C_{vv} de laboratório.

6.3.3. Limiar de plastificação

Para o Edifício “D”, Machado (1954) mediu também a pressão neutra num ponto próximo ao plano médio da camada superior de Argila de SFL. A Fig. 25 mostra o perfil simplificado do terreno no local e também valores da pressão de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) em função da profundidade. É de se notar o valor relativamente baixo da RSA, face à existência de espessa camada de areia, que torna a pressões de pré-adensamento e os pesos de terra efetivos elevados quando comparados com a oscilação negativa do nível do mar, como se explicou no item 2.3.3 acima (ver também a Fig. 9).

Para sua surpresa, pois imaginava ser o solo normalmente adensado, Machado constatou um valor de $\bar{B}_1 = 55\%$, no início da construção do edifício. A Fig. 26 mostra este ponto experimental, juntamente com outros, que foram obtidos por Tavenas e Lerouiel (1977), em trabalho já citado. Vê-se que ele se ajusta bem à curva média proposta por estes autores.

É possível limitar superiormente o carregamento junto ao topo da camada de areia, de forma a evitar a plastificação da Argila de SFL subjacente. O valor máximo deste carregamento pode ser esti-

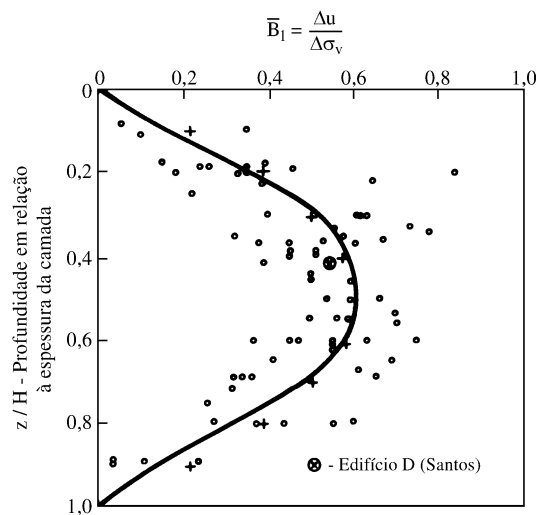


Figura 26. Pressões neutras observadas em fundações diretas sobre argila mole, no início da construção (Apu'd, Tavenas e Lerouiel, 1977).

mado de forma tal que $\Delta\sigma_v \leq \Delta\sigma_{vc}$ no plano médio da camada de argila mole, com $\Delta\sigma_{vc}$ dado pela expressão (26).

De fato, reportando-se à Fig. 27-a, se $\Delta\sigma_v < \Delta\sigma_{vc}$, parte-se de um ponto inicial I e caminha-se para um ponto L, numa trajetória IL que depende das condições de drenagem da camada de argila (presença de lentes de areia, por exemplo). Do ponto L vai-se ao ponto M, por adensamento primário. Com o adensamento secundário, a argila enrijece, com “expansão” da curva de plastificação, como está ilustrado, no desenho, para 10 anos de “aging”. A curva de plastificação expandida está associada a uma pressão de pré-adensamento estimada supondo $C_{\alpha\epsilon}/C_c = 6\%$ e $t_p = 2,5$ anos, onde $C_{\alpha\epsilon}$ é o coeficiente de adensamento secundário; C_c , o

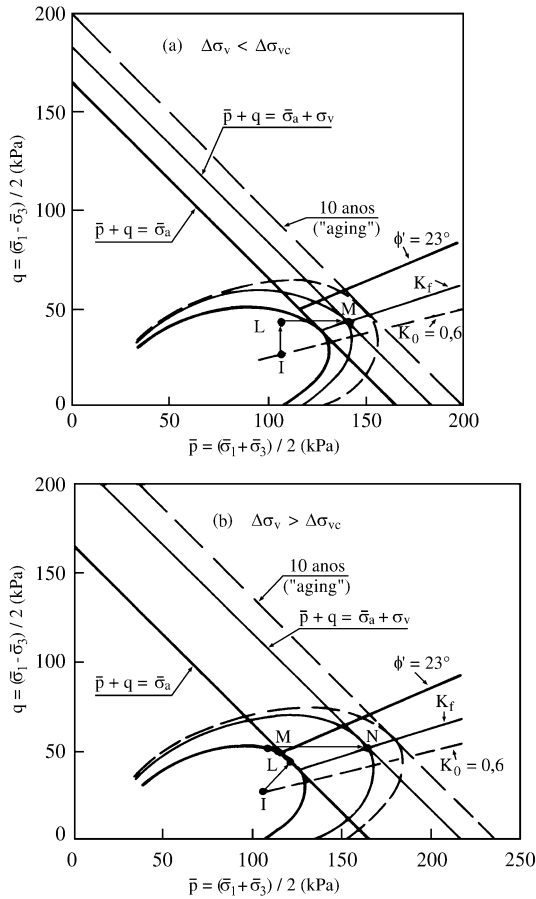


Figura 27. Trajetória de tensões para duas situações ideais de incremento de tensão vertical total ($\Delta\sigma_v$).

índice de compressão; e t_p , o tempo necessário para completar o adensamento primário.

Se, ao contrário, $\Delta\sigma_v \geq \Delta\sigma_{vc}$ (Fig. 27-b), a trajetória de tensões poderia ser ILMN. O ponto L representa o estado em que \bar{B}_1 passa do valor inicial, digamos 60%, para 100% e a tensão vertical efetiva é igual à pressão de pré-adensamento, conforme a Eq. (24). Assim, caminha-se na junção da curva de plastificação com a reta $\bar{p} + q = \bar{\sigma}_{vc} = \sigma_a$, Eq. (25), até, eventualmente, M, dependendo da magnitude do carregamento. De M a N tem-se o adensamento primário e, posteriormente, o enrijecimento do solo, de forma análoga à situação anterior.

A Tabela 10 apresenta, para os edifícios B, C e D, valores de $\Delta\sigma_{vc}$ estimados pela expressão (26), com $\bar{B}_1 = 60\%$ no plano médio da primeira camada de argila mole (SFL). Vê-se que, neste plano médio, o incremento de tensões devido à fundação dos

Tabela 10. Valores de $\Delta\sigma_{vc}$, em confronto com o carregamento.

Edifício	$\bar{\sigma}_{v0}$ (kPa)	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	RSA	$\Delta\sigma_{vc}/\bar{\sigma}_{v0}$	$\Delta\sigma_{vf}/\bar{\sigma}_{v0}$
B	150	175	1,17	0,42	0,2 a 0,4
C e D	133	166	1,25	0,62	0,3 a 0,6

Legenda: a) $\bar{\sigma}_{vf}$ e $\bar{\sigma}_{v0}$: tensões efetivas final e inicial, no plano médio da camada de argila mole; b) $\Delta\sigma_{vf} = \bar{\sigma}_{vf} - \bar{\sigma}_{v0}$.

edifícios ($\Delta\sigma_{vf}$) esteve, praticamente, sempre aquém de $\Delta\sigma_{vc}$, isto é, $\Delta\sigma_{vf} < \Delta\sigma_{vc}$. Esses edifícios, com 12 pavimentos, tiveram um comportamento satisfatório ao longo do tempo.

6.4. Conclusões

Para a estimativa dos recalques de obras com fundação direta é necessário que se considere o solo como sobre-adensado, mesmo que o seja levemente, como costuma acontecer, via de regra, com as Argilas Holocênicas (SFL) da Baixada Santista. Este resultado, que já havia sido realçado quando da análise dos aterros sobre solos moles, ganhou nova força com os casos do Tanque de Óleo em Alemoa e do Edifício D, em Santos.

Para os casos dos Edifícios de Santos, os C_{vv} de campo foram de 10 a 20 vezes os correspondentes valores de laboratório, sendo, no entanto, menores do que os obtidos com “carregamentos flexíveis”; em particular, o caso do Tanque de Óleo em Alemoa revelou um C_{vv} de campo 50 vezes maior do que o valor de laboratório. Uma possível explicação estaria na interação solo-estrutura, com os conseqüentes efeitos tridimensionais de redistribuição de tensões no contato fundação dos edifícios-solo de apoio. Pode-se imaginar carregamentos variáveis ao longo do tempo que, de alguma forma, teriam afetado o desenvolvimento dos recalques. Uma das conseqüências destes valores mais elevados de C_{vv} diz respeito ao efeito do adensamento secundário nos recalques dos Edifícios de Santos, que parece ser bastante acentuado, se bem que haja ainda uma relativa escassez de dados sobre o assunto.

Ademais, aliando-se essa característica de solo sobre-adensado ao conhecimento que se tem hoje das curvas de plastificação é possível estimar, de forma simples, o limiar de plastificação das Argilas de SFL, quando dão suporte a fundações diretas.

Finalmente, em dois casos de obra constatou-se que as pressões neutras iniciais atingiram, em média, cerca de 60% da pressão proveniente do carregamento imposto. Tal fato pode explicar porque, freqüentemente, observa-se na Baixada Santista valores de pressões neutras aquém do que seria de se esperar supondo solos normalmente adensados, usando-se as teorias clássicas da Mecânica dos Solos.

7. Capacidade de Carga de Estacas Flutuantes na Baixada Santista

7.1. Introdução

O uso de estacas em sedimentos Quaternários da Baixada Santista constitui-se, muitas vezes, na única solução possível para certos tipos de obras, principalmente para os tanques e armazéns graneleiros. Segundo Teixeira (1988), em algumas obras têm sido utilizadas estacas curtas, cravadas apenas nas argilas marinhas. Trata-se das estacas flutuantes, que trabalham, por vezes, essencialmente por atrito lateral. Como pano de fundo lembra-se conclusão desse autor de que os métodos baseados no SPT não conseguem prever, adequadamente, as capacidades de carga: o SPT não representa bem a resistência não drenada de solos de elevadas plasticidade e sensibilidade.

A questão que se coloca (Massad, 1990) é como os novos conhecimentos sobre a gênese dos sedimentos Quaternários podem ajudar na determinação dos atritos laterais unitários associados aos vários horizontes de solos que compõem estes sedimentos. Ou melhor, como a história geológica destes sedimentos afeta a capacidade de carga de estacas pré-moldadas, trabalhando isoladamente.

Em linhas gerais, a metodologia adotada consistiu em definir os valores observados dos atritos unitários, com base, primeiro, nas provas de carga em estacas instrumentadas em profundidade, com medida do seu encurtamento, estacas estas que não eram flutuantes; e, segundo, nas provas de carga comuns, realizadas em estacas, na sua maioria, flutuantes.

As cargas de ruptura das estacas submetidas às provas de carga comuns, e que não romperam, foram extrapoladas pelo Método de Mazurkiewicz, modificado por Massad (1985-c). Para a determinação dos valores dos Atritos Unitários Médios

Observados (f_{max}) foi feita uma estimativa da parcela de ponta da carga de ruptura (Q_p), usando ora a fórmula de Skempton ($Q_p = 9.c_p$, para argilas), ora a fórmula de Vesic ($Q_p = 40.SPT$, para areias). O valor da coesão (c_p) na ponta foi fixado com base em metodologia, descrita mais adiante.

Com esta base “experimental” e mais os conhecimentos sobre a história geológica da Região da Baixada Santista, aplicaram-se métodos de cálculo para a estimativa do atrito unitário máximo. Foram usados Métodos de Cálculo “Teóricos” (ou semi-empíricos), tais como os Métodos Alfa, Beta e Lâmbda, cuja aplicação requer o conhecimento de parâmetros mais fundamentais dos solos, tais como a resistência não drenada; o ângulo de atrito efetivo; e o coeficiente de empuxo em repouso (K_o), determinados através de procedimento baseado na História Geológica.

7.2. Provas de Carga Analisadas

7.2.1 Primeiro grupo de estacas

Foram analisados, numa primeira etapa, resultados de provas de carga em estacas instaladas nos locais indicados na Tabela 11. Com exceção das 4 primeiras estacas, todas as outras eram flutuantes. As estacas cravadas para a construção da Ponte Sobre o Mar Pequeno foram instrumentadas em profundidade, o que possibilitou o estudo da transferência de carga. Ademais, 11 provas de carga foram levadas à ruptura.

Em geral, os locais compartilham do fato de estarem no centro e a oeste da planície de Santos, onde ocorre camada de AT abaixo dos 20-25 m, às vezes 15 m, como se viu no item 2.2.3.a. A relação H/d varia numa ampla faixa de valores, de 10 a 150. A maior parte das estacas flutuantes é do tipo pré-moldada de concreto, com secção circular, havendo, no entanto, estacas com secção quadrada; as suas dimensões variam de 26 a 70 cm e os comprimentos de 7 a 34 m. Das 4 estacas metálicas, duas são duplo T e duas tubadas, que atingiram as maiores profundidades, 40 a 45 m. Havia uma estaca moldada in loco, na Cosipa. Quanto às cargas de rupturas, excetuando-se as estacas tubadas, de grande diâmetro, tem-se a seguinte estatística: média de 1040 kN; máxima de 1810 kN e mínima de 320 kN. Neste universo, 80% das estacas apresentaram cargas de ruptura entre 900 e 1300 kN, em números redondos.

Tabela 11. Dados gerais sobre as provas de carga do primeiro grupo.

LOCAL	PC	d (cm)	H (m)	H ₁ (m)	P _{omax} (kN)	y _{omax} (mm)	Q _r (kN)	Tipo de estaca	Fonte
Ponte sobre o Mar Pequeno	1	65	45	19	5000	15	8350	Metálica tubada	Carvalho e Kovari (1983) Rothman (1985) Massad (1988-b)
	2 (*)	65	45	25	6000	83	6000		
Ponte do Casqueiro	1 (*)	2 T	39(32)	17	1520	47	1540	Perfis Duplo T	Relatórios do IPT
	2 (*) (tração)	2 T	41	17	1180	90	1180		
Ponte do Rio Branco	A/E1 (*)	70	10	10	-	-	1190	premoldada de concreto	Relatórios do IPT
	A/E2 (*)	70	7	7	-	-	990		
	B/E2 (*)	70	9	9	-	-	1420		
Conceicaozinha	1	30	28	28	720	9	1040	premoldadas de concreto	Teixeira (1988)
	2	30	28	28	700	17	810		
	3	30	28	28	600	11	830		
	4	30	28	28	700(?)	13(?)	830		
	5	30	28	28	700(?)	17	860		
	6	33	34	28	900	12	1240		
Alemoa	7 (*)	50	13	13	600	8	600	premoldadas de concreto	Teixeira (1988)
	8	30	26	18	600	7	860		
	9	35	26	18	760	10	930		
	10	35	26	18	750	9	1080		
Macuco	11 (*)	40x40	16	16	900	14	900	premoldadas de concreto	Teixeira (1988)
	12	35x35	29	23	780	8	1120		
	13	35x35	29	23	820	6	1250		
	14	35x35	29	23	780	6	1210		
Macuco	(*)	37x37	26	26	910	34	910	premoldada de concreto	Vargas (1977)
Cais de Paqueta	(*)	37x37	17	17	880	25	880	premoldada de concreto	Vargas (1977)
Cosipa	(*)	49	14	14	320	-	320	moldada- in loco	Vargas (1977)
Alemoa/PQU	E14	33	30	23	900	10	1300	premoldadas de concreto	Gomes (1986)
	E21	38	31	23	1130	15	1810		
	E332	26	30	23	600	14	1000		

Legenda: PC: Prova de carga; d e H: Diâmetro (ou lado) e comprimento da estaca; H₁: Espessura de SFL atravessada pela estaca; P_{omax}: Carga máxima atingida na prova de carga; y_{omax}: Recalque máximo atingido na prova de carga; Q_r: Carga de ruptura, ou seu valor extrapolado; (*): Provas de carga levadas até a ruptura.

Em termos de subsolo, metade dos casos refere-se a estacas apoiadas apenas em argilas e areias de SFL; a outra metade comporta estacas atravessando também camadas de Areias e Argilas Pleistocênicas (ATs). Para estes últimos casos, tem-se, em média, uma relação H₁/H (espessura de SFL para espessura total) igual a 67%, com variação entre 40 e 80%.

No que se refere às Argilas de SFL, uma análise dos dados geotécnicos disponíveis revela que os 6 casos de Conceiçãozinha; o caso do Cais de Paqueta e os 4 casos do Macuco estão em zonas sob a influência de ação eólica, no sentido explicitado no item 2.3.4 acima. Os casos restantes (Mar Pequeno, Casqueiro, Rio Branco, Cosipa e Alemoa), que

englobam a outra metade, dizem respeito a regiões em que os SFL estiveram tão somente sob o efeito das oscilações negativas do Nível do Mar.

7.2.2 Segundo grupo de estacas

Por especial atenção do Prof. Carlos Alberto Soares, o autor desta exposição teve acesso a cerca de 40 resultados de Provas de Carga (ver a Tabela 12) feitas para o Prolongamento do Cais do Macuco, a pedido da Cia Docas de Santos. As estacas eram pré-moldadas de concreto, de secção quadrada, com 37,5 cm de lado e comprimentos em torno dos 25 m. A carga nominal de trabalho era de 600 kN e as Provas de Carga, feitas nos anos de 1970-71, foram levadas até cerca de 1,5 vezes a carga de trabalho.

Os comprimentos das Estacas (H) variaram de 23,3 a 25 m, com média de 24,5 m. Cerca de 2/3 dos casos apresentavam comprimentos entre 24 e 25 m. As cargas máximas (Q_{max}) atingidas nas Provas de Carga apresentaram média de 840 kN e oscilaram de 750 a 1200 kN. Em geral as Provas de Carga foram interrompidas com 820 kN, cerca de 85% dos casos, tendo ocorrido uma prova de carga com 750 kN de carga máxima, e outra com 1200 kN. A Tabela 13 apresenta um resumo das principais características destas estacas.

7.3. Atritos Unitários Medidos ou Inferidos de Provas de Carga

7.3.1. Estacas do primeiro grupo

Massad (1988-b) fez uma interpretação das duas provas de carga referentes à Ponte Sobre o Mar Pequeno, indicadas na Tabela 11. Como as estacas foram instrumentadas em profundidade, com medida de seu encurtamento, foi possível determinar a forma como a transferência de carga ocorre em função dos tipos diferenciados de sedimentos Quaternários da Baixada Santista.

Um dos resultados alcançados diz respeito às curvas p-y. Para as Argilas de SFL e para a Areia Holocênica atingiu-se o esgotamento do atrito lateral com deslocamentos de 2 a 2,5 mm. Ademais, a forma destas curvas corresponde ao que os franceses chamam de Leis de Cambefort (Veja-se Baguelin e Venon, 1971). Para as camadas inferiores não se chegou até o esgotamento do atrito lateral, exceto para a AT superior, que parece ter atingido

Tabela 12. Dados gerais sobre as provas de carga do segundo grupo.

Estaca	H (m)	Q_{max} (kN)	y_{omax} (mm)	Q_r (kN)
7	24,5	820	3,7	-
14	24,9	820	3,7	-
32	24,8	820	3,3	987
79	25,0	820	3,0	1081
128	22,4	820	3,7	-
131	24,1	900	2,6	-
199	24,6	820	3,6	-
215	24,7	820	3,2	1017
224	24,4	950	7,3	1117
237	23,6	820	3,3	-
269	23,5	820	2,8	-
316	24,6	820	2,7	-
371	25,5	820	7,0	-
403	23,5	900	3,2	1091
407	24,1	820	11,6	997
415	24,5	820	7,5	1002
420	24,9	820	7,0	830
424	25,2	820	8,5	-
455	25,0	820	5,5	-
477	25,0	820	8,5	1114
513	24,0	820	5,2	863
529	23,3	90	3,2	972
548	24,9	82	6,1	1022
577	24,4	82	4,9	1227
617	25,4	82	4,4	1215
629	24,2	82	35,0	770
740	25,3	75	2,8	851
785	24,6	82	6,5	979
820	24,7	82	6,0	1158
826	25,3	82	-	-
881	23,9	82	10,6	876
910	24,9	82	2,4	1034
952	24,7	82	6,8	987
1113	24,8	120	9,8	1258
1129	23,6	82	5,4	841
1150	24,8	82	6,2	852
1215	24,6	82	3,6	1056
1407	23,7	82	6,4	805
1423	24,9	82	3,6	1004
1471	24,6	82	3,7	892
1575	24,5	82	3,9	857

Legenda: H: Comprimento das estacas; Q_{max} : Carga máxima atingida pela PC; y_{omax} : Carga máxima atingida pela PC; Q_r : Carga de ruptura, extrapolada.

Tabela 13. Estacas do segundo grupo.

Item	H (m)	Q _{max} (kN)	Recalque Max (mm)	T _d (dias)
Total de casos	41	41	41	41
Média	24,5	840	6,6	32
Desvio padrão	0,5	760	5,9	12
Mínimo	23,3	750	2,4	14
Máximo	25,4	1200	35,0	63

Legenda: H: Comprimento das estacas; Q_{max}: Carga máxima atingida na prova de carga; T_d: Tempo decorrido entre a cravação e o início da prova de carga.

um limiar de saturação (Veja-se Massad, 1988). A Tabela 14 mostra os resultados obtidos.

A Estaca PV-02, cuja prova de carga foi analisada por Carvalho e Kovari (1983), estava, ao que tudo indica, instalada em terreno onde predominavam as camadas de areia, que totalizavam aproximadamente 2/3 do comprimento da estaca. Como revela a sondagem apresentada por estes autores, só a camada superior de Areia Holocênica estendia-se dos 3 aos 20 m de profundidade. No entanto, pela forma das curvas de transferência de carga, pode-se inferir que esta camada de Areia Holocênica deveria estender-se, na realidade, até cerca de 25 m de profundidade. O atrito lateral de máximo, a ela associado, é da ordem de 55 kPa, que se compara com o valor indicado na Tabela 14.

Para as outras Provas de Carga, indicadas na Tabela 11, que eram comuns, a separação dos valores de atrito unitário, por unidade genética, só pode ser feita indiretamente. Para tanto, impunha-se um valor para o atrito unitário na camada de SFL, obtido das estacas imersas só neste tipo de argila, e calculava-se o correspondente valor nos Sedimentos Transicionais.

A Tabela 15 resume os valores obtidos, inclusive aqueles relativos à Ponte Sobre o Mar Pequeno. Constata-se uma concordância bastante razoável de valores e confirma-se a influência da gênese dos sedimentos Quaternários nos f_{max} dos solos da Baixada Santista.

7.3.2. Estacas do segundo grupo

Para as Provas de Carga, indicadas na Tabela 12, que também eram comuns, foram determinadas

Tabela 14. Valores do atrito unitário e de y_1 (Ponte Sobre o Mar Pequeno)

Camada	f_{max} (kPa)	y_1 (mm)
Argila SFL	20	2,5
Areia Holocênica	40	2,2
AT superior	80	> 5,5
Areia Pleistocênica	> 130	> 4,0
AT inferior	> 60	> 3,3

Legenda: f_{max} : Atrito unitário máximo observado; y_1 : Deslocamento para se atingir f_{max} .

Tabela 15. Valores de atrito unitário máximo (f_{max}) por unidade genética.

Local	Valores de f_{max} (kPa)		
	SFL	AT	Areias Holoc.
Ponte Mar Pequeno	20	80	40
Ponte do Casqueiro	20	70	40
Ponte do R. Branco	-	-	50
Dados de Teixeira	20-30	55	-
Dados de Vargas	21-33	-	-
Alemoa/PQU	20	60	-

as cargas de ruptura pelo Método de Mazurkiewicz, modificado por Massad (1985-c). Os resultados encontram-se na última coluna da Tabela 12, na Tabela 16 e na Fig. 28-a.

Uma análise desses resultados revela que:

a) os valores das Cargas de Ruptura (Q_r) situaram-se entre 770 e 1258 kN, com média de cerca de 1000 kN (Ver Tabela 16); a distribuição, em números redondos, está apresentada na Fig. 28-a, que mostra que a faixa de variação efetiva é mais apertada, de 850 a 1100 kN; existe aqui, no entanto, a interferência de outras variáveis, como o comprimento das estacas e o tempo decorrido entre a cravação das estacas e o início das provas de carga; e

b) as Cargas de Ruptura (Q_r) extrapoladas estão, em média, cerca de 20% acima das Cargas Máximas das Provas de Carga (Q_{max}) (Ver Tabela 16); em termos de distribuição de valores, 3/4 situam-se entre 10 e 30 %; 1/6 entre 40 e 50 % e em duas Provas de Carga praticamente atingiu-se a ruptura.

Tabela 16. Estacas do segundo grupo.

Item	Q _r (kN)	(Q _r /Q _{max} -1)	f _{max} (kPa)
Total de casos	29	29	29
Média	992	18%	23
Desvio padrão	130	14%	3
Mínimo	770	-6%	17
Máximo	1258	50%	30

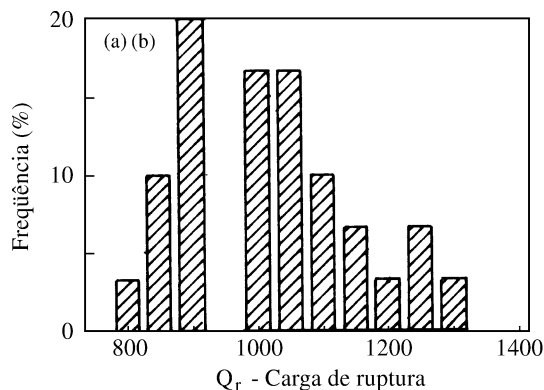
Legenda: Q_r e Q_{max} - Ver a Tabela 11.
f_{max} - Atrito unitário máximo observado.

Por outro lado, sondagens feitas no Macuco revelam que a transição entre as Argilas de SFL e as ATs se dá na profundidade de 23 m. Assim, as pontas de todas as estacas em análise estão em AT e os valores da coesão puderam ser estimados pela metodologia descrita mais adiante, item 7.4.2, tendo-se encontrado valor médio da ordem de 15,5 kPa. Assim, a carga na ponta (Q_p) assumiu a cifra da ordem de 150 kN, o que levou, finalmente à estimativa do Atrito Unitário Máximo Observado (f_{max}) (ver Tabela 16).

A Fig. 28-b mostra a distribuição dos valores de f_{max}, em números redondos. Vê-se que em cerca de 40 % dos casos f_{max} = 25 kPa e que os valores extremos representam apenas cerca de 10% dos casos. Ademais, a variação efetiva dos f_{max} dá-se na faixa de 20 a 30 kPa.

7.4. Aplicação de alguns métodos “teóricos” na estimativa do atrito unitário máximo

A seguir apresenta-se uma breve descrição dos Métodos de Cálculo “Teóricos” para a estimativa do atrito unitário máximo.



7.4.1. Descrição dos métodos de cálculo “teóricos” empregados

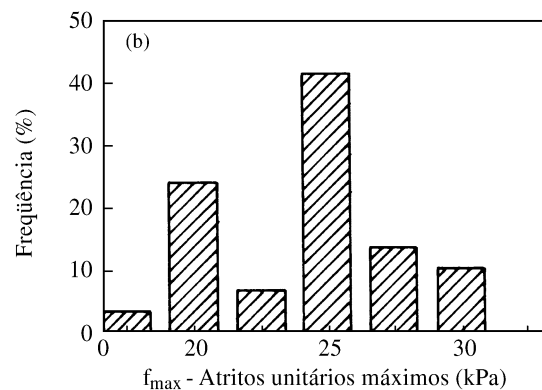
a) Método Alfa

Em linhas gerais, o Método Alfa, dos mais antigos, com desenvolvimento inicial de Peck (1958), Tomlison (1957), entre outros, focaliza a questão do atrito unitário em termos de resistência ao cisalhamento não drenada dos solos.

De propostas iniciais, que tomavam esta resistência integralmente, passou-se gradualmente, graças à interpretação de resultados de provas de carga, a admitir apenas uma fração α da resistência não drenada como contribuindo para o atrito estaca-solo. Entendeu-se que a “adesão” estaca solo, que controla o atrito, dependia também de outros fatores, como a consistência da argila e o material de que era feita a estaca (Tomlison, 1957). Desta forma, se f_{max} for o atrito unitário máximo (“adesão” estaca-solo) e s_u a resistência não drenada do solo, pode-se escrever:

$$f_{\max} = \alpha \cdot s_u \quad (27)$$

Diversos autores propuseram valores para o parâmetro α , entre os quais cita-se: Tomlison (1957,1970), McClelland (1974), cujo procedimento foi, em grande parte, incorporado no Método API (1982), e Holmberg (1970). Em geral, as variantes deste Método diferem entre si na forma como α varia com a própria resistência não drenada, sendo que em um deles (Tomlison, 1970) leva-se em conta a seqüência das camadas atravessadas pela estaca, isto é, argilas moles sobrepostas a argilas rijas, ou areias sobrepostas a argilas rijas.

**Figura 28.** Provas de carga do 2º. grupo - Histogramas das cargas de ruptura e dos f_{max}.

b) Método Beta

O Método Beta, também antigo, foi desenvolvido por Chandler (1968) e Burland (1973). Neste Método o enfoque é em termos da resistência efetiva, isto é, toma-se o atrito unitário máximo como sendo:

$$f_{\max} = K_s \cdot \tan(\delta) \cdot \bar{\sigma}_v = \beta \cdot \bar{\sigma}_v \quad (28)$$

$$\text{com } \beta = K_s \cdot \tan(\delta)$$

onde K_s é um coeficiente de empuxo, em geral tomado igual ao K_o (coeficiente de empuxo em repouso); δ é o ângulo de atrito estaca-solo; e $\bar{\sigma}_v$ a tensão efetiva média, atuante ao longo do fuste da estaca. Meyerhoff (1976) sugere valores para K_s em função do tipo de estaca (cravada ou escavada), bem como uma curva de variação de β com a profundidade, para argilas moles e médias, fruto da interpretação de provas de carga, variação esta que apresenta enorme dispersão.

Uma forma mais simples da equação acima foi proposta pelo próprio Meyerhoff, que admite que, no final da execução de uma estaca, o seu comportamento será controlado por:

$$f_{\max} = K_o \cdot \tan(\phi') \cdot \bar{\sigma}_v = \beta \cdot \bar{\sigma}_v \quad (29)$$

$$\text{com } \beta = K_o \cdot \tan(\phi')$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

c) Método Lâmbda

Este Método foi elaborado por Vijayvergiya e Focht (1972) para, intencionalmente, levar em conta o efeito da profundidade na previsão da capacidade de carga de estacas de grandes comprimentos em argilas, tanto normalmente adensadas quanto sobre-adensadas. Os próprios autores reconhecem que este efeito já havia sido sugerido por McClelland, no contexto do Método Alfa. Pode-se considerá-lo como um método híbrido, pois, de certa forma, trabalha tanto em termos de tensões efetivas quanto totais. Vijayvergiya e Focht partiram de uma relação básica, proposta por D'Appolonia e colaboradores, do tipo $f_{\max} = A_1 \cdot \bar{\sigma}_v + A_2 \cdot s_u$.

A equação que propuseram para estimar o atrito unitário máximo é a seguinte:

$$f_{\max} = \lambda \cdot (\bar{\sigma}_v + 2 \cdot s_u) \quad (30)$$

onde $\bar{\sigma}_v$ e s_u são, respectivamente, os valores médios, ao longo do fuste, da pressão vertical efetiva e da resistência não drenada do solo; e λ , um parâmetro, função da profundidade, resultante da interpretação de resultados de provas de carga e apresentados por estes autores na forma de um gráfico.

Modernamente, tem sido feitas tentativas no sentido de “conciliar” as várias propostas, como a de Randolph e Wroth (1982). Aliás, a própria equação de D'Appolonia, mencionada acima, procura de certa forma, englobar os Métodos Alfa e Beta num único procedimento. Vijayvergiya e Focht (1972) recomendam o emprego do Mini-Vane Test ou de ensaios de Compressão Simples para a obtenção de s_u . Para casos em que ocorrem camadas de areia entremeando as argilas, sugerem que, numa primeira etapa de cálculo, substituam-se estas camadas por argilas, com densidades iguais às das areias e resistências extrapoladas das argilas adjacentes.

7.4.2. Procedimento baseado na história geológica para a estimativa de parâmetros dos solos

Para a aplicação dos Métodos Teóricos, descritos acima, faz-se necessário o conhecimento, de um lado, da resistência não drenada (s_u), o que contempla a maioria dos casos; e, de outro lado, para o Método Beta, do K_o mais o Ângulo de Atrito Efetivo.

Como estes parâmetros não são determinados usualmente, na prática das Fundações, resolveu-se desenvolver um procedimento, baseado tanto nos conhecimentos atuais da História Geológica da Baixada Santista quanto em resultados de ensaios triaxiais. Para estimar a resistência não-drenada (s_u), foram utilizadas relações $s_u/\bar{\sigma}_a$, obtidas de ensaios triaxiais rápidos pré-adensados (CIU-C ou R), dados pelas expressões (5) (ou a Tabela 1).

As pressões de pré-adensamento das argilas ($\bar{\sigma}_v$), por sua vez, puderam ser estimadas com base nos conhecimentos sobre a História Geológica da Baixada Santista, apresentados no item 2.3, acima.

a) Assim, para as Argilas de SFL, Holocênicas, levemente sobre-adensadas, admitiu-se oscilações negativas do Nível do Mar, da ordem de 2 m (item 2.3.2), o que possibilita a estimativa das pressões de pré-adensamento, com facilidade, bastando o

conhecimento das densidades das camadas de solos atravessadas pelas estacas. Já para as Argilas de SFL muito sobre-adensadas, como em Conceiçãozinha, supôs-se, além da oscilação negativa do N.M., a sobrecarga de antigas dunas de areia, com 4 a 5 m de altura, que se insere na faixa indicada no item 2.3.4.

b) Para as Argilas Transicionais (ATs) estimaram-se as pressões de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) com base na hipótese de sedimentação-erosão, isto é, de carga-descarga, entremeadas por um grande abaixamento do nível do mar (conforme o item 2.3.1). Para efetuar as estimativas de $\bar{\sigma}_a$ admitiu-se que o topo da Formação Cananéia estava 8 m acima do N.M.; e que estes sedimentos eram constituídos de camada superficial de 8 m de areia, sobrejacentes a camada de argila, com densidades naturais de 20 e 16 kN/m³, respectivamente, pois o adensamento deu-se sob a ação de pesos totais de terra.

Para a aplicação do Método Beta, pode-se recorrer às expressões do K_o (Tabela 1), ou simplesmente:

$$K_o = 0,5 \cdot (RSA)^{0,5} \quad (31)$$

válida aproximadamente tanto para Argilas de SFL quanto as ATs. Os valores de ϕ' são os indicados na Tabela 1, a saber, 24°, para Argilas de SFL, e 19° para as ATs.

7.4.3. Modelo simples de duas camadas de solos

A fim de possibilitar uma visão mais global sobre a aplicabilidade dos vários métodos, procurou-se criar um Modelo Simples de Duas Camadas, constituído de dois depósitos de argila, um de SFL e, o outro, de AT. As densidades efetivas destes solos foram tomadas iguais a 5 e 6 kN/m³, respectivamente, e, o NA, na superfície. As pressões de pré-adensamento foram estimadas com base na História Geológica, conforme item 7.4.2.

Designando por H_1 a espessura da camada de Argila de SFL e H , o comprimento da estaca, é fácil de constatar que, nessas condições, f_{\max} é uma função F dos seguintes parâmetros:

$$f_{\max} = F\left(H; \frac{H_1}{H}\right) \quad (32)$$

Com algumas hipóteses simplificadoras, o Método Beta permite chegar a fórmulas simples para esta função.

Para $H_1/H = 100\%$, isto é, modelo simples de uma camada, e supondo-a, ademais, normalmente adensada, com K_o igual a 0,5, chega-se a:

$$f_{\max} = 0,25 \cdot \frac{\bar{\gamma} \cdot H}{2} \quad (33)$$

onde $\bar{\gamma}$ é a densidade efetiva do solo.

Para o modelo de duas camadas, se se imaginar a mesma densidade efetiva ($\bar{\gamma}$) para as duas argilas, chega-se à seguinte expressão para o valor médio de f_{\max} , em toda a altura H :

$$f_{\max} = \frac{\bar{\gamma} \cdot H}{2} \cdot [\beta_2 - (\beta_2 - \beta_1) \cdot \left(\frac{H_1}{H}\right)^2] \quad (34)$$

onde β_1 e β_2 são os valores de Beta associados à Argila de SFL e AT, respectivamente.

Os valores de β_1 e β_2 podem ser estimados em função da RSA. Para as Argilas de SFL, costuma-se encontrar, em perfis de subsolo da Baixada Santista, valores de RSA de 1,7, a menos que tenha existido atividade eólica, como em Conceiçãozinha, quando, então, este parâmetro assume valor da ordem de 2,5. Para as ATs, pode-se esperar valores da ordem de 3 a 4, ou mesmo mais.

Assim, recorrendo-se às Eqs. (29) e (31), tem-se, no caso com dunas:

$$f_{\max} = 0,4 \cdot \frac{\bar{\gamma} \cdot H}{2} \quad (35)$$

isto é, o atrito unitário máximo é só função (linear) do comprimento da estaca. Tudo se passaria como se o solo fosse homogêneo.

Não havendo dunas, chega-se a:

$$f_{\max} = [0,34 - 0,05 \cdot \left(\frac{H_1}{H}\right)^2] \cdot \frac{\bar{\gamma} \cdot H}{2} \quad (36)$$

ou, aproximadamente:

$$f_{\max} = 0,3 \cdot \frac{\bar{\gamma} \cdot H}{2} \quad (37)$$

isto é, o atrito unitário máximo é função linear do comprimento da estaca (H) e, secundariamente, da relação H_1/H . Constata-se também que a História Geológica influi relativamente pouco, via tipo de solo; as diferenças esperadas, em β , são atenuadas, de um lado pela raiz quadrada da expressão do K_o

(Eq. 31); e, de outro lado, pelas diferenças nos Ângulos de Atrito Efetivos (ϕ') (ver a Tabela 1).

Para os outros métodos teóricos as expressões analíticas são mais complicadas, razão pela qual realizou-se um estudo paramétrico, com os recursos da computação eletrônica. Os resultados, parcialmente apresentados nas Figs. 29 a 33 (linhas retas), levaram à seguintes conclusões:

a) para o Método Lâmbda, o parâmetro H_1/H afeta relativamente mais o atrito unitário, principalmente na faixa de maior interesse, de 50 a 100%;

b) para o Método Beta, constata-se que f_{max} correlaciona-se muito bem com o comprimento das estacas, que é o parâmetro mais importante; a História Geológica influi pouco, via tipo de solo. Em termos práticos, pode-se dizer que f_{max} é da ordem de 10% de H, independentemente da História Geológica; e

c) para o Métodos Alfa, verifica-se que para H_1/H entre 75 e 100%, f_{max} independe de H; no entanto, para valores baixos desta relação, o inverso é verdadeiro.

Em particular, para o Método Lâmbda pode-se escrever, de forma aproximada, para valores de H de 10 a 30m:

$$f_{max} \cong 45 - (29 - 2\eta) \cdot \left(\frac{H_1}{H}\right) \quad (38)$$

onde H_1/H é a proporção de Argila de SFL em toda a altura de estaca e η a altura das dunas, em metros. Assim, nos casos exclusivos de oscilação negativa do N.M., $\eta = 0$.

7.4.4. Aplicação direta dos métodos teóricos às estacas do primeiro grupo.

Os vários métodos teóricos foram aplicados às estacas flutuantes indicadas na Tabela 11, levando-

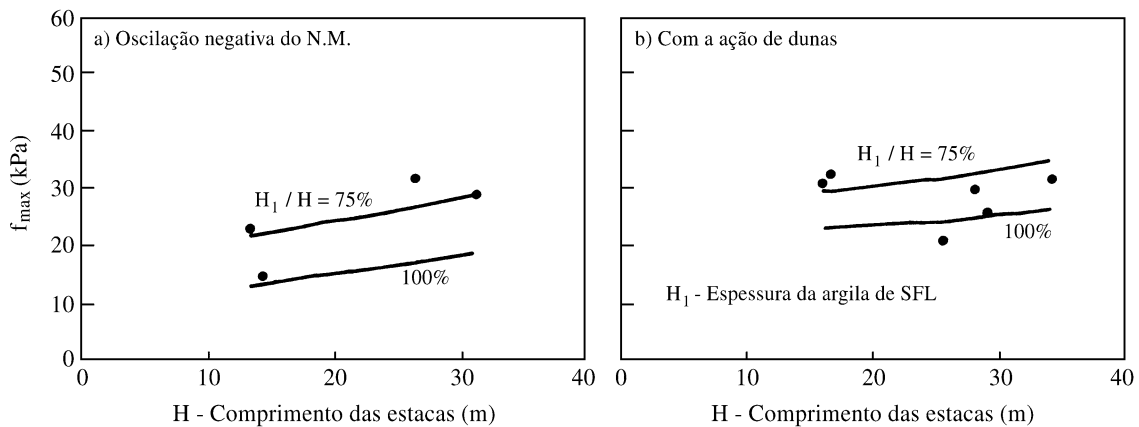


Figura 29. Atrito lateral unitário calculado - método Lâmbda.

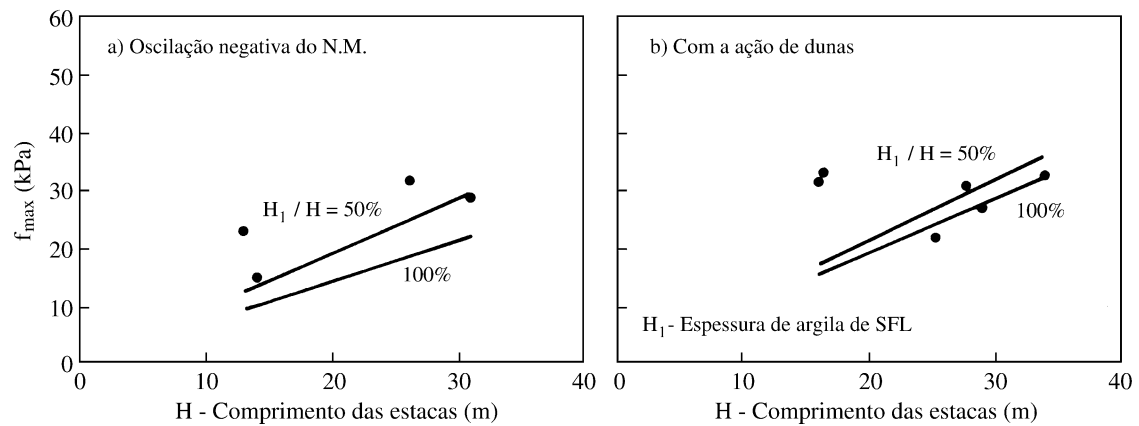


Figura 30. Atrito lateral unitário calculado - método Beta.

se em conta os perfis de sondagens relativos a cada uma delas.

A Tabela 17 mostra os resultados obtidos e permite compará-los com os valores de atrito

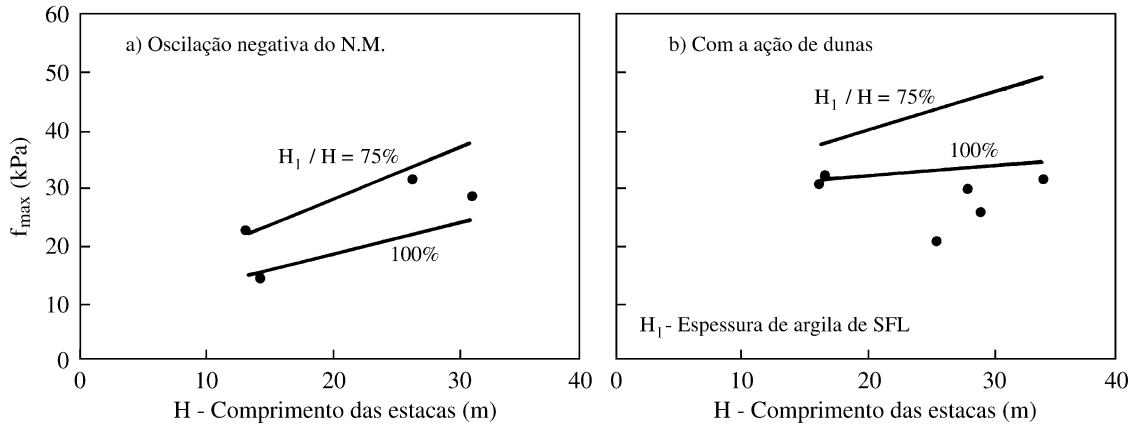


Figura 31. Atrito lateral unitário calculado - Alfa API.

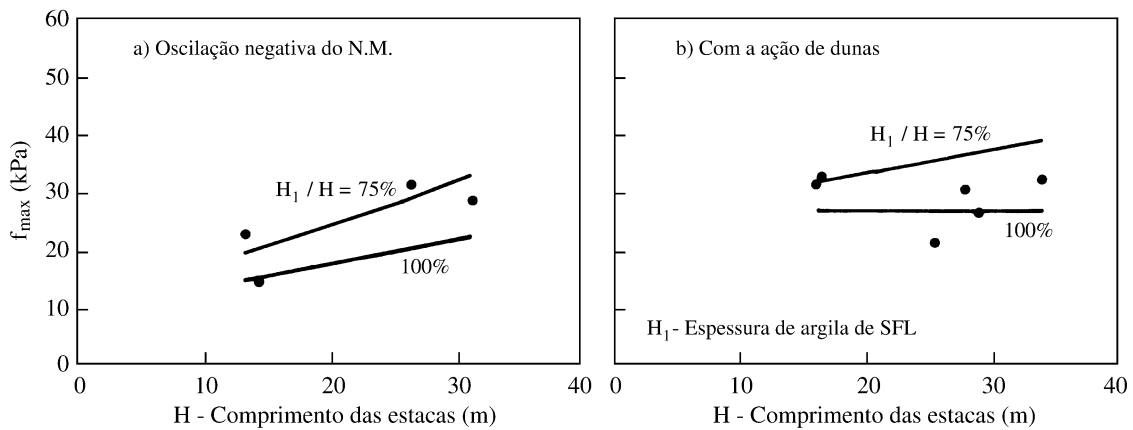


Figura 32. Atrito lateral unitário calculado - método Alfa-Holmberg.

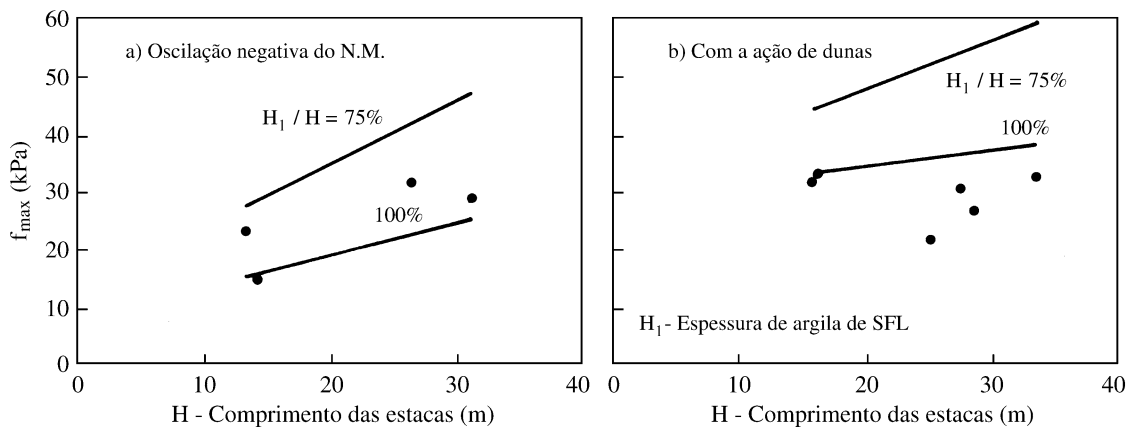


Figura 33. Atrito lateral unitário calculado - método Alfa-Tomlinson.

unitário observados (f_{\max}) - média ao longo do comprimento da estaca. Note-se que os valores de f_{\max} observados variam muito pouco com o comprimento das estacas (H). Ademais, as Figs. 29 a 33 revelam uma boa concordância, em termos globais, entre os valores assim calculados, isto é, levando-se em conta os perfis de sondagens, representados pelos pontos, e os resultados obtidos com o modelo simples de duas camadas, representados pelas linhas retas.

7.4.5. Aplicação indireta dos métodos teóricos às estacas do segundo grupo

Um dos resultados de aplicação do Método Lâmbda está condensado na expressão (38), obtida através do modelo simples de duas camadas de solos (Argila de SFL e ATs). A aplicação desta expressão às estacas do segundo grupo resulta em:

$$f_{\max} = 45 - 20 \cdot \left(\frac{23}{24,5}\right)^{1,25} = 26 \text{ kPa} \quad (39)$$

para alturas de dunas (η) de 4,5 m, valor adotado neste trabalho para casos como o de Macuco, onde existem evidências de ação de dunas. Este valor de f_{\max} compara-se muito bem com o valor médio observado, indicado acima (ver a Tabela 16 e a Fig. 28-b).

7.4.6. Conclusões sobre os métodos teóricos

7.4.6.1. Método Lâmbda

Dos Métodos Teóricos, o Método Lâmbda foi o que apresentou melhores resultados. Primeiro, porque mostrou valores calculados do Atrito Unitário praticamente independentes do comprimento da estaca. Segundo, porque os valores calculados aproximaram-se razoavelmente bem dos observados, exceção feita à PC Cais de Paquetá e PC 11 do Macuco.

Estas análises corroboram resultados obtidos por Teixeira, de que o Método Lâmbda permite uma boa previsão da capacidade de carga de estacas flutuantes nas Argilas Quaternárias da Baixada Santista.

No entanto, há que se levar em conta outros fatores tais como:

a) a História Geológica da região, que foi bem complexa; e

b) a relação H_1/H , entre a espessura da Argila de SFL (H_1) e a altura da estaca (H).

Assim, não se pode, pura e simplesmente, adotar para o atrito unitário um valor, digamos de 30 kPa, como fez Teixeira, a não ser que se trabalhe apenas na faixa de valores de H_1/H das estacas submetidas às provas de carga, por êle interpretadas, e nas proximidades dos locais destas provas. Por exemplo, em situações sem dunas, em que o

Tabela 17. Estacas flutuantes do primeiro grupo- valores do Atrito Unitário Máximo.

Local	PC	H (m)	H_1/H (%)	Observação	f_{\max} (kPa)	Calculados (kPa)				
						λ	β	α_{API}	α_H	α_T
Cais de Paquetá		16,5	100%	Dunas	33	20	17	26	24	27
Conceiçãozinha	1 a 5	28,0	100%	Dunas	31	27	29	35	27	36
Conceiçãozinha	6	34,0	82%	Dunas	33	35	37	41	33	58
Macuco		25,5	100%	Dunas	22	21	25	30	27	31
Macuco	11	16,0	100%	Dunas	32	16	17	25	23	26
Macuco	12 a 14	29,0	79%	Dunas	27	27	28	36	28	43
Alemoa	7	13,0	100%	Osc_Neg	23	20	17	22	20	22
Alemoa	8 a 10	26,0	69%	Osc_Neg	32	29	25	35	27	47
Alemoa/PQU	E14/E21/E332	30,5	75%	Osc_Neg	29	33	29	35	27	48
Cosipa		14,0	100%	Osc_Neg	15	12	9	13	13	13

Legenda: PC - Prova de carga; f_{\max} - Valores dos atritos unitários máximos observados (médias ao longo das estacas); λ , β - Métodos de Cálculo Lâmbda e Beta, respectivamente; α_{API} , α_H e α_T - métodos de cálculo Alfa, segundo a API, Holmberg e Tomlinson, respectivamente.

sobre-adensamento das Argilas de SFL foi causado só pela oscilação negativa do Nível do Mar, é de se esperar valores dos Atritos Unitários de 15 kPa quando $H_1/H = 100\%$ (isto é, quando só existem SFLs); e de 30 kPa quando $H_1/H = 50\%$ (isto é, metade do perfil for de SFL e a outra metade de AT). Quando aquelas dunas existirem, os Atritos Unitários passam de 25 kPa quando $H_1/H = 100\%$ para 35 kPa quando $H_1/H = 50\%$. Para valores mais baixos de H_1/H prevê-se Atritos Unitários de até 35-40 kPa.

Finalmente, as estimativas das coesões, necessárias para a aplicação do Método Lâmbda, feitas em função da História Geológica, mostraram-se bastante satisfatórias e constituíram-se nas bases dos cálculos, utilizados neste trabalho.

Um cálculo simplificado da carga de ruptura, segundo Teixeira (1988), pode ser feito através da seguinte expressão:

$$Q_r = Q_p + \lambda \cdot (0,3 \cdot H + 2 \cdot c_l) \cdot A_l \quad (40)$$

onde $Q_p = 9 \cdot c_p \cdot A_p$ quando a ponta da estaca apoia-se em argila; e $Q_p = 40 \text{ SPT } A_p$, em areia. A coesão média ao longo do fuste (c_l) pode ser estimada com base nas relações $s_u/\bar{\sigma}_a$, indicadas na Tabela 1. O valor de λ pode ser fixado em 0,15, para fins práticos. Nesta expressão p , l e A indicam, respectivamente, “ponta”, “fuste” (lateral) e “área”.

7.4.6.2. Método Beta

Ao contrário do que ocorreu com os outros Métodos, o comprimento da estaca (H) é o parâmetro mais importante; em segundo plano, interfere a relação H_1/H . Além disso, a História Geológica influi pouco, via tipo de solo; as diferenças esperadas, em β , foram atenuadas, de um lado, pelo fato do K_o ser pouco sensível a variações da RSA, Relação de Sobre-adensamento; e, de outro lado, pelas diferenças nos Ângulos de Atrito Efetivos das SFL e das ATs. O uso deste Método é como a noite que torna todos os gatos pardos.

Aparentemente, estas conclusões colidem com os dados de campo, nos dois aspectos, do comprimento das estacas e da História Geológica. De fato, os estudos levam à conclusão de que os Atritos Unitários são da ordem de 10% do comprimento das estacas, independentemente, em termos práticos, da proporção de SFL para AT e da presença de dunas.

Em termos numéricos e aproximados, para H_1/H de 75%, prevê-se Atritos Unitários tão baixos quanto 10 kPa para comprimentos de estacas de 10 m, e valores tão elevados quanto 35 kPa para comprimentos de 35 m.

7.4.6.3. Métodos Alfa

Das variantes do Método Alfa, o de Holmberg foi o que apresentou melhores resultados, confirmando também conclusão de Teixeira, que o considerou como um bom Método, aplicável às estacas instaladas na Baixada Santista.

No entanto, a sua extrapolação para outros casos, em que as relações H_1/H sejam diferentes, pode levar a erros de estimativas do Atrito Unitário. Pois, por estes Métodos Alfa, os Atritos Unitários independem do comprimento das estacas somente para valores de H_1/H na faixa de 75 a 100%, que foi a faixa de valores com a qual Teixeira trabalhou. Para valores mais baixos de H_1/H , a dependência em relação ao comprimento das estacas é bem forte.

Em termos numéricos prevê-se: a) para situações sem dunas e para H_1/H de 75%, os Atritos Unitários assumem valores tão baixos quanto 17 kPa para comprimentos de estacas de 10 m, e valores tão elevados quanto 35 kPa para comprimentos de 35 m; e, para situações com dunas, estas cifras passam a 30 e 40 kPa, respectivamente.

Em resumo, apesar de confirmar a importância da História Geológica nas estimativas dos Atritos Unitários, não conseguem, aparentemente, levar na sua devida conta a influência do comprimento das estacas.

7.5. Conclusões sobre estacas flutuantes

As conclusões mais importantes dizem respeito:

a) à confirmação de que a História Geológica afeta a capacidade de carga de estacas pré-moldadas, trabalhando isoladamente; em particular, foram definidas faixas de valores dos Atritos Laterais Unitários Máximos (f_{max}) das várias unidades genéticas, dos solos da Baixada Santista;

b) à comprovação da eficácia de um procedimento, desenvolvido com Base na História Geológica, para a estimativa das pressões de pré-adensamento e das coesões dos solos, entre outros parâmetros, necessários para a determinação racional da Carga de Ruptura, ou dos f_{max} , em estacas flutuantes instaladas na Baixada Santista;

c) à constatação de os f_{\max} praticamente independem do comprimento das estacas, mas dependem da proporção relativa entre os diferentes sedimentos atravessados por elas; e

d) à corroboração de que uma estimativa racional dos f_{\max} pode ser feita com base no Método Lâmbda, conforme recomendação de Teixeira (1988), e em conhecimentos sobre a História Geológica, em particular da pressão de pré-adensamento.

Através de estudos paramétricos, em modelos simples, extrapolaram-se valores de Atritos Unitários para situações não cobertas pelas provas de carga analisadas. É claro que estas extrapolações ou previsões requerem, no futuro, uma confirmação, através de novas provas de cargas em estacas, de preferência instrumentadas em profundidade.

8. Conclusões Gerais

Mercê de sua gênese, os solos da Baixada Santista apresentam sobre-adensamento que resultou, predominantemente, de mecanismos de carga-descarga. Efeitos do “aging”, no sentido indicado por Bjerrum, se existem, devem estar, pelo menos em parte, mascarados por estes mecanismos. Este sobre-adensamento foi confirmado recentemente em um local da Ilha de Santo Amaro, por meio de resultados de Ensaios de Piezocone. Por outro lado, até agora não se encontraram feições tipo “crosta ressecada”

As propriedades de engenharia das diferentes unidades genéticas são próximas, quando adimensionalizadas; isto é, os solos são semelhantes. Neste contexto, a pressão de pré-adensamento desempenha papel muito importante. E isto ocorre para parâmetros como o Módulo de Deformabilidade; a Resistência não Drenada, seja de ensaios triaxiais ou de Vane Tests; e o K_0 . Curvas de plastificação, adimensionalizadas em relação à pressão de pré-adensamento, estão disponíveis para uso.

Já é possível diferenciar as Argilas de SFL da Baixada Santista, não só em função do sobre-adensamento, que varia de levemente a muito sobre-adensadas, como também pela sua maior ou menor heterogeneidade, com implicações na drenagem interna das camadas compressíveis.

Valendo-se de parâmetros dos solos adimensionalizados, é possível estimar recalques

primários, de aterros, com boa precisão, sendo indispensável, para tanto, a consideração da pressão de pré-adensamento. Existe em disponibilidade um ábaco que relaciona a deformação média da camada de solo mole, as pressões impostas no seu plano médio e a Relação de Sobre-adensamento, que possibilita estimativas rápidas e precisas destes recalques.

A velocidade de desenvolvimento destes recalques é relativamente grande, quer porque os solos compressíveis são sobre-adensados, quer por que eles contém camadas ou lentes de areia, que se constituem num “sistema de drenagem interna”, dissipando os excessos de pressão neutra. Em vários locais da Baixada Santista os drenos verticais de areia têm se mostrado ineficientes, face à existência desta “drenagem interna”. Há no entanto duas situações em que eles podem ser necessários: a) nos casos em que a relação b/H (largura da área carregada/espessura da camada compressível) é muito grande; e b) em locais sem a ocorrência de lentes ou finas camadas de areia, como parece ser o caso na Ilha de Santo Amaro, junto ao canal do Porto de Santos.

Para os Edifícios de Santos, valores mais elevados do Coeficiente de Adensamento, aliados tanto ao fato dos solos serem levemente sobre-adensados quanto ao incremento de pressão imposto pelas suas fundações ser uma fração da pressão inicial no plano médio da camada compressível, implicam numa importância maior do Adensamento Secundário nos recalques; o Coeficiente de Adensamento Secundário pode atingir valores relativamente elevados, na faixa de 3 a 6%.

Ainda em conseqüência do sobre-adensamento, as pressões neutras induzidas por carregamentos superficiais, limitados pela pressão de pré-adensamento, têm sido um tanto dissipadas, da ordem de 60% das pressões aplicadas, conformando-se ao comportamento de outras argilas marinhas sobre-adensadas, que ocorrem pelo mundo afora. Este aspecto, pouco explorado na Baixada Santista, pode levar a projetos mais econômicos de construção por etapas, como foi o caso do Tanque de Óleo em Alemoa, bem como auxiliar na fixação de cargas limites para as fundações diretas sobre solos moles, para evitar a sua plastificação, como foi ilustrado no caso de Edifício em Santos.

Os atritos laterais unitários máximos em estacas flutuantes, instaladas nos sedimentos Quaternários da Baixada Santista, podem ser estimados com base no Método Lâmbda e em conhecimentos sobre a História Geológica, em particular da pressão de pré-adensamento.

Referências Bibliográficas

- A.P.I. **American Petroleum Institute**. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - API - RP-2A, Dallas, Texas, 1982.
- Araujo, T. **Comunicação Pessoal**, 1998.
- Asaoka, A. Observational Procedure of Settlement Prediction. Soils and Foundations, **Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering**: 18 (4): 87-101, Dec., 1978.
- Baguelin, F.; Venon, V.P. Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilisation des Efforts Résistants - Le Comportement des Sols Avant la Rupture - **Bulletin de Liaison de Laboratoires des Ponts et Chaussées**, Paris, mai, 1971.
- Barata, F.E. Discussões. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. de Fundações**, 4. Guanabara, Anais..., v. 2. (2), p.15, 1970.
- Barata, F.E.; Danziger, B.R. Compressibilidade de Argilas Sedimentares Marinhas Moles Brasileiras. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações**, 8. Porto Alegre, Anais..., v. 2, p. 99-112, 1986.
- Bjerrum, L. Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlement of Buildings, **Geotechnique** 18 (2): 83-118, Jun. 1967.
- Bjerrum, L. Embankment on Soft Ground. **ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structure**, v. 2: 1-45, 1972.
- Brugger, P.J. *et al.* Parâmetros geotécnicos da argila de Sergipe segundo a teoria dos estados críticos. In: **Congr. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund.**, 10. Foz do Iguaçu, Anais..., v. 2: 539-546, 1994.
- Burland, J. Shaft Friction of Piles in Clay. A Simple Fundamental Approach. **Ground Engineering** v. 6, n. 3, p. 30-42, 1973.
- Carvalho, O.S.; Kovari, K. The Measurement of Strain in Large Diameter Steel Piles. **Proc. of the Int. Symposium on Field Measurements in Geomechanics**, Zurich, Proc.... p. 217, 1983.
- Chandler, R J. The Shaft Friction of Piles in Cohesive Soils in Terms of effective Stresses. **Civil Eng. and Public Works Review**, January, p. 48-51, 1968.
- Coutinho, R.Q.; Oliveira, J.T.R. de: Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife. In: **COPPEGEO**, Rio de Janeiro, Nov. de 1993.
- Coutinho, R.Q.; Oliveira, J.T.R. de: Propriedades geotécnicas das argilas moles do Recife. Banco de Dados. In: **Congr. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund.**, 10. Foz do Iguaçu, Anais..., v. 2: 563-572, 1994.
- Eicher, D.L **Tempo Geológico**. Editora Edgard Blücher Ltda, S. Paulo, 173 p, 1996.
- Gerber, I.; Golombek, S.; Colotto, A.S.A. Estabilização de Recalques e Tentativa de Endireitamento de Prédio de 18 Pavimentos em Santos. In: **Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 5. Buenos Aires. Anais ..., v. 3, p. 201-210, 1975.
- Golombek, S. Fundação em Santos é Problema: Experiência Indica Fundação Profunda. Palestra reproduzida em **Dirigente Construtor** 2 (1):41-42, 1965.
- Gomes, R.C. Análise do Comportamento Carga-Recalque e Metodologias de Controle na Interpretação de Estacas Cravadas. Tese de Mestrado, defendida na COPPE, Univ. Federal do R. de Janeiro, 286 p., 1986.
- Gould, S.J. **Seta do Tempo, Ciclo do Tempo: Mito e Metáfora na Descoberta do Tempo Geológico**. Editora Schwarcz Ltda., S. Paulo, 221 p., 1991.
- Hawking, S. W. **Uma Breve História do Tempo: Do Big Bang aos Buracos Negros**. Editora Rocco Ltda, Rio de Janeiro, 262 p., 1997.
- Holmberg, S. Load Test in the Bangkok Region of Piles Embedded in Clay. **Journal South East Asian Society of Soil Engineering** v. 1, n. 2, 1970.
- Kenney, T.C. Sea-Level Movements and the Geologic Histories of the Post-Glacial Marine Soils at Boston, Nicolet, Ottawa and Oslo. **Géotechnique** 14(3):203-230, 1964.
- Ladd, C.C. **Stress-Strain Modulus of Clay from Undrained Triaxial Tests**. Proc. ASCE, v. 90, n.SM5 Sept., 1964.
- Lambe, T.W. Methods of Estimating Settlements. **Journal of ASCE**, Soil Mechanics and Foundation Division, v. 90(5): 43-67, 1964.

Leroueil, S.; Tavenas, F. Construction Pore Pressures in Clay Foundations Under Embankments. Part II: Generalized Behaviour. **Canadian Geotechnique Journal** 15 (1): 66-82, February, 1978.

Leroueil, S. A Framework for the Mechanical Behaviour of Structured Soils. From Soft Soils to Weak Rocks. In: **Workshop on the Applicability of Classical Soil Mechanics**, 1992.

Machado, J. Estudos de Recalques de Fundações Diretas em Santos. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 1. Porto Alegre, RS. Anais ..., v. 2: 166-174, 1954.

Machado, J. Estudo Comparativo de Recalques Calculados e Observados em Fundações Diretas em Santos. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 2. Recife e Campina Grande, PE. Anais ..., v. 1: 21-36, 1958.

Machado, J. Settlement of Structures in the City of Santos, Brasil. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 5, Paris. Proceedings ... v. 1: 719-725. (Publicação IPT n. 629), 1961.

Magnan, J.P. Progres Recénts Dans L'étude des Remblais Sur Sols Compressibles. **Bulletin de Liaison des LPC**, n. 116: 45-56, nov.-dec., 1981.

Mapa Geológico Preliminar da Baixada Santista - Relatório IPT n. 7443, 1973.

Martin, L.; Mörner, N.A.; Flexor, J.M.; Suguio, K. Reconstrução de antigos níveis marinhos do Quaternário. **Publicação CTCQ/SBG. e Instituto de Geociências da USP**, 154 p, 1982.

Martin, L.; Flexor, J.M.; Blitzkov, D.; Suguio, K. Geoid change indications along the Brazilian coast during the last 7,000 years. In: **Inter. Coral Reef. Congress**, 5, Tahiti, Proceedings..., v. 3: 85-90, 1985.

Martin, L.; Suguio, K.; Flexor, J.M. As flutuações do nível do mar durante o Quaternário superior e a evolução geológica dos "deltas" brasileiros. **Boletim IG-USP** - Publicação Especial n. 15, 186 páginas, 1993.

Martin, L.; Dominguez, J.M.L.; Suguio, K.; Bittencourt, A.L.S.P.; Flexor, J.M. Schema de la Sedimentation Quaternaire sur la Partie Central du Litoral Bresilien. **Cahier Orstom, série Geol.** v. 12, n. 1, 1983:59:81, 1983.

Marzionna, J. D. **Comunicação Pessoal**, 1998.

Massad, F. Método Gráfico para o Acompanhamento da Evolução dos Recalques com o Tempo. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 7. Recife, Anais..., v. 2:321-331, 1982.

Massad, F. As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas **Tese de Livre-Docência**, Escola Politécnica da USP, Junho, 1985-a.

MAssad, F. Progressos Recentes dos Estudos Sobre as Argilas Quaternárias da Baixada Santista. **Publicação da ABMS**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Núcleo Regional de S. Paulo, Agosto, 1985-b.

Massad, F. Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests. **Solos e Rochas**, v. 9 (1):33-36, Abril de 1986.

Massad, F. As Argilas Transicionais (Pleistocênicas) do Litoral Paulista. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 8. Outubro, Porto Alegre, Anais..., v. 2:113-128, 1986-a.

Massad, F. Reinterpretação de Sondagens de Simples Reconhecimento na Baixada Santista, à Luz dos Novos Conhecimentos sobre a Origem Geológica dos Sedimentos Quaternários. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 8. Outubro, Porto Alegre, Anais.,v. 2:129-146, 1986-b.

Massad, F. O Sobre-adensamento das Argilas Quaternárias da Baixada Santista. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 8. Outubro, Porto Alegre, Anais..., v. 2, p.147-162, 1986-c.

Massad, F. Sea-level Movements and the Pre-consolidation of Brazilian Marine Clays. In: **International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils**, Mexico, 1987.

Massad, F. História Geológica e Propriedades dos Solos das Baixadas: Comparação entre Diferentes Locais da Costa Brasileira. In: **Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras**, Agosto, Rio de Janeiro, Anais..., v. 1: 3.1 a 3.34, 1988-a.

Massad, F. Transferência de Carga em Estacas Metálicas Tubadas, Cravadas em Sedimentos Quaternários da Baixada Santista". In: **Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Li-**

torâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras, Rio de Janeiro, Anais..., v. 1, p. 5.27-5.39, Ago. 1988, 1988-b.

Massad, F. Sea-Level Movements and Preconsolidation of Some Quaternary Marine Clays. In: **Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras**, Agosto, Rio de Janeiro, Anais... , v. 2, pág. 3-109 a 3-132, 1988-c. Republicado na revista **Solos e Rochas** v. 17, n.3, Fevereiro de 1995.

Massad, F. Reinterpretação de Alguns Casos de Obras, com Fundação Direta, na Baixada Santista. In: **Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras**, Rio de Janeiro, Anais..., v. 1, p. 5.41-5.53, ago., 1988, 1988-d.

Massad, F. Settlements of Earthwork Construction on Brazilian Marine Soft Clays in the Light of Their Geological History. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 12. Rio de Janeiro, Agosto de 1989, Proceedings ..., v. 3: 1749-1752, 1989.

Massad, F. O Atrito Lateral em Estacas Flutuantes nos Sedimentos Quaternários da Baixada Santista, à Luz da História Geológica. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações**, 9. Salvador, Bahia, 24 a 28 de Setembro, Anais..., v. 2: 421-428, 1990.

Massad, F. Propriedades dos Sedimentos Marinhos. **Solos do Litoral Paulista**, ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), ed., Núcleo Regional de S. Paulo, p. 99-128, 1994.

Massad, F. (1996) "Um critério para limitar a carga de edifícios com fundação direta em Santos". SEFE III - 3º. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, S. Paulo, v. 2: 283-295.

Massad, F.; Suguio, K. e Pérez, F.P. Propriedade geotécnica de sedimentos argilosos como evidência de variações do nível relativo do mar em Santos. In: **Congr. Bras. de Geologia de Engenharia**, 8. Setembro de 1996, Rio de Janeiro, Anais..., v. 1:163-176, 1996.

McClelland, F. Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures. **JGED** v. 100, GT7: 709-747, July, 1974.

Mello, V.F.B. Foundations of Buildings in Clay. State of the Art Report. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 7. México. Proceedings..., State of the Art. volume, p. 49-136, 1969.

Mesri, G. Discussão em "New Design Procedure for Stability of Soft Clays". ASCE, **JGED**, v. 101:409-412, 1975.

Meyerhoff, G.G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. **Journal of the Geotech. Eng. Division**, ASCE, n. GT3, 1976.

Mörner, N.A. Eustasy, Paleoglaciacion and Paleoclimatology Geologische Rundschau. **Alfred Wegener-Symposium**, 2. Berlin, p.: 691-703, 1981.

Mouratidis, A.; Magnan, J.P. Modèle Élastoplastique Anisotrope avec Écrouissage pour le Calcul des Ouvrages sur Sols Compressibles. **Rapport de Recherche LPC** n. 121, juin, 1983.

Pacheco Silva, F. Controlling the Stability of a Foundation Through Neutral Pressure Measurements. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 3. Suisse, 1953, Proc... v. 1, p. 299-301, 1953-a.

Pacheco Silva, F. Shearing Strength of Soft Clay Deposit near Rio de Janeiro **Géotechnique** 3(7): 300-305, sept., 1953-b.

Pais, A. **Sutil é o Senhor**. Editora Nova Fronteira S A, Rio de Janeiro, 637 p., p. 160, 1982.

Peck, R.B. A Study of the Comparative Behaviour of Friction Piles. HRB Special Report n. 36, 1958.

Pérez, F.S.; Massad, F. O efeito combinado das oscilações negativas do nível do mar e do envelhecimento no sobre-adensamento das argilas marinhas Holocênicas de Santos. **Solos e Rochas** v. 20, n. 1: 3-17, 1997-a.

Pérez, F. S. & Massad, F. El envejecimiento y su influencia en la sobreconsolidación de las arcillas marinas cuaternarias de Santos. In: **Congreso Paraguaio de Ingeniería Geotécnica e Primera Reunión de Ingeniería Geotécnica del Mercosur**, 1. Anais, p.19-28. Assunción, Paraguay, 14-17 de julio de 1997.

Petri, S.; Suguio, K. Stratigraphy of the Iguape-Cananéia Lagoonal Region Sedimentary Deposits, S. Paulo, Brasil. Part II: Heavy Mineral Studies, Micro-Organisms Inventories and Stratigraphical

- Interpretations. **Boletim IG**, p. 71-85, S. Paulo, 1973.
- Randolph, M.F.; Wroth, C.P. Recent Developments in Understanding the Axial Capacity of Piles in Clay. **Ground Engineering** v. 17(7), 32 p. 17-25, 1982.
- Revista Politécnica**. Visita do Prof. Arthur Casagrande ao Brasil n. 157:43-48, Julho de 1950.
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G. Interpretation of Cone penetration Tests, Parts 1 and 2. **Soil Mechanics Report Series** n. 60. University of British Columbia, 1983.
- Rothman, E. Previsões Teóricas e Resultados de Instrumentação Como Elementos de Projeto de Estacas: Um Caso Real. **Dissertação de Mestrado** defendida na EPUSP, 1985.
- Samara, V. *et al.* Algumas Propriedades Geotécnicas de Argilas Marinhas da Baixada Santista. In: **Congr. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund.**, 7. Recife, Anais..., v. 4 (1a. parte):301-318, 1982.
- Schofield, A.; Wroth, P. *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill, London, 1968.
- Senneset, K. Janbu, N. Shear Strength Parameters Obtained from Static Cone Penetration Test. In: **Proc. of the Symp. on Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and in situ Measurements**. ASTM 04-883000-38, San Diego, p. 41-54, 1984.
- Sousa Pinto, C. **Comunicação pessoal**, 1970.
- Sousa Pinto, C.; Massad, F. Coeficiente de Adensamento em Solos da Baixada Santista. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações**, 6. Rio de Janeiro, Anais..., v. 4:358-389, 1978.
- Sousa Pinto, C. Primeira Conferência Pacheco Silva: Tópicos da Contribuição de Pacheco Silva e Considerações sobre a Resistência não drenada das Argilas". **Solos e Rochas** v. 15(2):49-87, 1992.
- Sousa Pinto, C. Aterros na Baixada. In: **Solos do Litoral Paulista**, ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), ed., Núcleo Regional de S. Paulo, p. 235-264, 1994.
- Suguio, K. Annotated bibliography (1960-1977) on Quaternary shorelines and sea-level changes in Brazil. **Contribution to Project IGCP 61 IUGS/UNESCO**, 35 p., 1977.
- Suguio, K.; Martin, L. Formações Quaternárias Marinhas do Litoral Paulista e Sul Fluminense. Publicação Especial n. 1, In: **Intern. Sympos. on Coastal Evolution in the Quaternary**, Sept., 11-18, S. Paulo, 1978-a.
- Suguio, K.; Martin, L. **Mapas Geológicos na Escala 1:100.000, Cobrindo a Costa Paulista**, DAEE, São Paulo, 1978-b.
- Suguio, K.; Martin, L. **Progress in Research on Quaternary Sea Level Changes and Coastal Evolution in Brazil. Symposium on Variations in Sea Level in the Last 15,000 Years, Magnitude and Causes**. Univ. South Caroline, USA, 1981.
- Suguio, K.; Martin, L.; Bittencourt, A.C.S.P.; Dominguez, J.M.L.; Flexor, J.M. Quaternary Emergent and Submergent Coasts: Comparison of the Holocene Sedimentation in Brazil and SE USA. **An. Acad. Brasil. Ciências**, 56(2): 163-167, 1984.
- Suguio, K.; Martin, L.; Bittencourt, A.C.S.P.; Dominguez, J.M.L.; Flexor, J.M.; Azevedo, A.E.G. Flutuações do nível do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira". **Revista Brasileira de Geociências** 15(4):273-286, 1985.
- Tavenas, F.; Lerouiel, S. Effects of Stresses and Time on Yielding of Clays. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 9. Tokyo, Proceedings..., v. 1: 319-326, 1977.
- Teixeira, A. H. Condiciones Típicas del Subsolo y Problemas de Assiento em Santos, Brasil. In: **Congresso Panamericano de Mecânica de Suelos Y Cimentaciones**, Anais..... México. Memória ... v. 1, p. 149-177, 1960.
- Teixeira, A.H. Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas em Concreto nos Sedimentos Quaternários da Baixada Santista. In: **Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras**, Rio de Janeiro, Agosto de 1988, Anais..., v. 2: 5.1-5.25, 1988.
- Teixeira, A.H. Fundações Rasas na Baixada Santista. In: **Solos do Litoral Paulista**, ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), ed., Núcleo Regional de S. Paulo, p. 137-154, 1994.
- Tomlison, M.J. The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils. In: **Intern. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.**, 4. Proc..., v. 2:66-71, 1957.
- Tomlison, M.J. Some Effects of Pile Driving on Skin friction. Behaviour of Piles, **Institution of Civil Engineers**, p. 107-114, 1970.

Vargas, M. Fundação em Santos é Problema: Recalque é questão de Temperamento. Palestra reproduzida em **Dirigente Construtor** 2 (1):31-32, 1965.

Vargas, M. Aterros na Baixada de Santos. **Revista Politécnica**, Edição Especial, p. 48-63, 1973.

Vargas, M. Homenagem a Francisco Pacheco Silva. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, São Paulo, Anais... v. 4, p. 438-445. Outubro, 1974.

Vargas, M.; Santos, O.P. Filosofia e condicionantes de projeto da Rodovia dos Imigrantes, no trecho da Baixada Santista. In: **Seminário Dersa, Rodovia dos Imigrantes**, 1. p. 107-113, Junho, 1976.

Vargas, M. Uma Experiência Brasileira em Fundações por Estacas: Comportamento de Fundações por Estacas na Baixada de Santos. Conferência proferida no LNEC. **Revista Geotecnia Portuguesa** n. 31, 1977.

Vargas, M. História dos Conhecimentos Geotécnicos: Baixada Santista. In: Solos do Litoral Paulista, ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), ed., Núcleo Regional de S. Paulo, p. 17-39, 1994.

Vijayvergiya, V.A. *et al.* A New Way to Predict Pile Capacity of Piles in Clay. In: **Offshore Technology Conference**, 4. Houston, Texas, Paper N. OTC 1718, Proc..., v. 2, p. 865, 1972.