

INFLUÊNCIA DE ESCAVAÇÕES NOS RECALQUES

EM EDIFICAÇÕES VIZINHAS

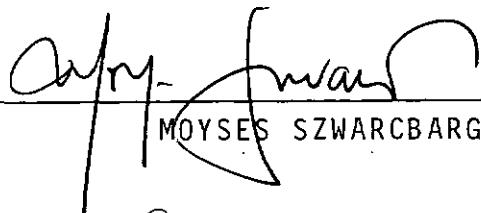
JOSÉ FERNANDO THOMÉ JUCA

TESE SUMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

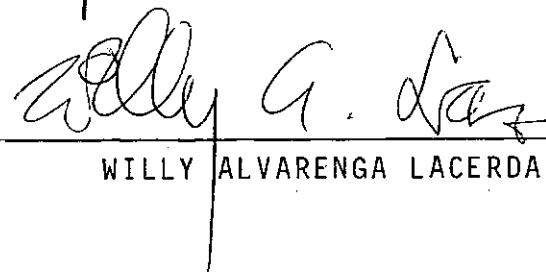
Aprovada por:



MARCIO MIRANDA SOARES
(Orientador)



MOYES SZWARBARG



WILLY ALVARENGA LACERDA

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1981

JUCÁ, JOSÉ FERNANDO THOMÉ

Influência de escavações nos recalques em edificações vizinhas. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1981.

ix, 157 f.

Tese: Mestre em Ciências (Engenharia Civil)

- 1. Recalques
- 2. Escavações
- 3. Parede Diafragma
- 4. Teses

I. Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE

II. Título

Aos meus pais e
às minhas irmãs

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Márcio Miranda Soares, pela orientação prestada na elaboração do presente trabalho, sempre com muito apoio e amizade.

À Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro (METRÔ/RIO) por ceder, através da Divisão de Mecânica dos Solos (DIMES), os dados necessários à realização deste trabalho.

Aos Professores Dirceu de Alencar Velloso, Willy Alvarenga Lacerda, Luciano Vicente Medeiros e ao Engenheiro Moyses Szwarcbarg pelas críticas e sugestões que permitiram um maior aperfeiçoamento do trabalho.

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes pela valiosa colaboração proporcionada durante a fase de análise.

À Vera Maria Brautigan pela grande amizade, participação e incentivo.

Aos engenheiros Maria de Fátima Vasconcelos, Maria Henriqueta Correa, Ricardo Nakao, José Bonifácio Mäder Ribas, Otávio Sérgio Nunes de Souza e, também, todos os técnicos do Convênio COPPE/UFRJ - METRÔ/RIO pela valiosa colaboração.

À Angela Cardoso de Melo Guerra pela revisão do texto.

A Maria Lúcia Cabral de Melo pela compreensão e apoio dado durante a execução deste trabalho.

Aos amigos Amaro Lins, Antonio Soares, Everaldo Alencar, Ivaldo Pontes e Ricardo Lima pelo incentivo e amizade.

Aos Professores da Área de Mecânica de Solos do Departamento de Engenharia da U.F.Pe. e, também, aos Professores Abelardo Montenegro e Amaro do Rêgo Pereira.

A Universidade Federal de Pernambuco e à CAPES pelo suporte financeiro.

A Norma de Vasconcellos pelo serviço datilográfico e Sebastião Gilmar Fernandes pelos desenhos.

R E S U M O

Este trabalho é dirigido para o estudo das influências de escavações profundas nos recalques em edificações vizinhas. Inicialmente, são apresentados os dados obtidos em instrumentação de campo e acompanhamento de obras nos diversos trechos estudados da Linha 1 do Metrô do Rio de Janeiro. Em seguida, é feito um estudo dos recalques, onde são discutidas as suas principais causas e alguns efeitos da metodologia de escavação e escoramento da vala.

A análise dos movimentos foi realizada visando-se quantificar a influência de parâmetros relevantes. Verificou-se que a parcela do recalque correspondente ao adensamento pode ser da mesma ordem de grandeza da proveniente da escavação. Em alguns trechos analisados, os recalques decorrentes da escavação foram controlados pelos deslocamentos horizontais da parede, e, neste caso, a resistência do solo e a rigidez do escoramento são fatores de grande importância.

ABSTRACT

The orientation of the present dissertation is towards the study of the influence of deep excavations on the settlements of adjoining structures. Firstly the data obtained through field instrumentation and direct observation of the construction of several sections of Line 1 of the Rio de Janeiro subway are presented. A study of settlement follows, where its main causes are discussed, as well as the effects of the methodology of excavation and installation of the bracing to support the walls.

The analysis was undertaken with a view to the quantification of relevant parameters affecting movements in general. It could be verified that the amount of settlement due to consolidation can be of the same order of magnitude as that due to the excavation itself. In some sections, settlements due to the excavation were controlled by the horizontal movements of the wall, and in this case the soil strength and bracing stiffness are factors of paramount importance.

Í N D I C E

Pág.

I.	INTRODUÇÃO	1
II.	OBRA E INSTRUMENTAÇÃO DOS TRECHOS EM ESTUDO	5
2.1	- Introdução	6
2.2	- Botafogo (Lote 9)	6
2.3	- Tijuca (Lote 23)	16
2.4	- Uruguaiana (Lote 3)	25
2.5	- Largo da Carioca (Lote 4)	29
2.6	- Resumo das Principais Diferenças Existentes nos Trechos Analisados	35
III.	ESTUDO DOS RECALQUES	38
3.1	- Introdução	39
3.2	- Causas de Recalques	42
3.2.1	- Alívio Vertical de Pressões Devido à Es- cavação	42
3.2.2	- Deslocamento Horizontal da Parede Dia- fragma	48
3.2.3	- Adensamento Provocado pelo Rebaixamento do Lençol Freático e/ou Alívio de Pres- sões em Lençóis Confinados	58
3.2.4	- Metodologia de Execução da Escavação e Escoramento da Vale	61

IV. ANÁLISE DOS MOVIMENTOS	73
4.1 - Introdução	74
4.2 - Análise Geral dos Trechos em Estudo	75
4.2.1 - Características Geométricas das Escavações e Propriedades dos Subsolos	75
4.2.2 - Comentários Gerais a Respeito dos Recalques Observados	78
4.2.3 - Relações entre Recalques e Deslocamentos Horizontais da Parede Diafragma	88
4.2.4 - Avaliação da Influência de Alguns Parâmetros	93
4.3 - Análise mais Detalhada da Seção Instrumentada de Botafogo	103
4.3.1 - Movimentos Observados nesta Seção	103
4.3.2 - Análise das Diversas Parcelas de Recalques e a Influência do Processo Construtivo	110
V. CONCLUSÕES	138
BIBLIOGRAFIA	144

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I. INTRODUÇÃO

A ocorrência cada vez mais freqüente de escavações profundas (para construção de galerias enterradas, subsolos de edifícios etc...) em zonas urbanas, tem despertado um grande interesse pelo comportamento das mesmas, particularmente no que diz respeito aos movimentos que podem provocar danos irreparáveis às edificações vizinhas. Embora estes movimentos não possam ser totalmente evitados, é importante que o engenheiro de projeto tenha condições de prever seus valores e sua distribuição, com o objetivo de avaliar os efeitos provocados pelos mesmos. A partir desta previsão, é possível se fazerem modificações no projeto, ou, ainda, se empregarem medidas adequadas visando minimizar estes movimentos. O conhecimento sobre o comportamento de escavações escoradas tem-se desenvolvido muito nas últimas duas décadas, não atingindo ainda um estágio desejado no que se refere às técnicas de previsão de movimentos e as influências do processo construtivo.

Esta tese é dirigida para o estudo das influências de escavações profundas nos recalques em edificações vizinhas e consta basicamente de uma análise detalhada de dados obtidos em instrumentação para controle de movimentos e acompanhamentos de obras na Linha 1 do Metrô do Rio de Janeiro.

Os principais objetivos do trabalho são os seguintes:

- Análise das diversas parcelas dos recalques totais medidos dando um destaque à influência

dos efeitos construtivos nos movimentos.

- Fornecer elementos a futuros projetos no que se refere à estimativa de recalques em edificações vizinhas.

Foram escolhidos para serem analisados trechos em Botafogo, Tijuca, Uruguiana e Largo da Carioca. Nestes locais a obra foi mais instrumentada e controlada com maior rigor, permitindo que se obtivessem os dados necessários ao estudo. Em todos esses trechos as valas são escoradas em paredes diafragma estroncadas. Foram utilizados dados de aproximadamente 60 edificações distribuídas nos trechos, conforme o quadro abaixo.

Número de Edificações Analisadas			
Trecho	Lote	Nº de Edificações	Nº de Pinos
Botafogo	9	28	88
Tijuca	23	23	66
Uruguiana	3	05	51
Largo da Carioca	4	03	44
Total		59	249

Este estudo se iniciou com a análise do projeto de cada trecho e pela coleta dos dados de instrumentação, de relatórios de acompanhamento de obras e de investigações geotécnicas. A partir destes dados, que estão resumidamente apresenta-

dos no Capítulo II, procurou-se identificar as principais causas do recalque total medido em edificações, através da análise das diversas parcelas deste recalque, correspondentes ao alívio vertical de pressões devido à escavação, ao deslocamento horizontal da parede diafragma e ao adensamento do solo, incluindo-se nestas parcelas as influências do processo construtivo, consideradas neste trabalho de grande importância. Uma revisão bibliográfica dirigida a estas causas e alguns efeitos da metodologia de execução da escavação e escoramento da obra são descritos no Capítulo III.

A análise dos movimentos é realizada no Capítulo IV, onde inicialmente são confrontados alguns parâmetros relevantes que influenciam os movimentos e, em seguida, é feita uma análise mais detalhada da seção instrumentada de Botafogo, definindo-se as diversas parcelas do recalque total medido e as influências do processo construtivo.

No Capítulo V estão apresentados os resultados finais e as conclusões consideradas de maior importância. Deve-se ressaltar que estes resultados representam o comportamento médio nas edificações analisadas e não o médio para cada trecho.

CAPÍTULO II - OBRA E INSTRUMENTAÇÃO DOS TRECHOS EM ESTUDO

2.1 - INTRODUÇÃO

2.2 - BOTAFOGO (LOTE 9)

2.3 - TIJUCA (LOTE 23)

2.4 - URUGUAIANA (LOTE 3)

2.5 - LARGO DA CARIOPA (LOTE 4)

2.6 - RESUMO DAS PRINCIPAIS DIFERENÇAS

EXISTENTES NOS TRECHOS ANALISADOS

II. OBRA E INSTRUMENTAÇÃO DOS TRECHOS EM ESTUDO

2.1 - INTRODUÇÃO

Apresentam-se, a seguir, as características geotécnicas e todos os dados coletados em cada trecho, que serão analisados no Capítulo IV. É feita, também, uma descrição resumida do processo construtivo e da instrumentação aplicada.

2.2 - BOTAFOGO (LOTE 9)

a) Localização e Características Gerais do Trecho

O Lote 9 atravessa o bairro de Botafogo, iniciando-se na Rua Farani e se estendendo até a Rua General Polidoro, totalizando uma extensão de 1470m, dividida em sub-trechos (blocos) de aproximadamente 30m cada.

As diferentes características geotécnicas do solo local, bem como a proximidade das edificações vizinhas determinaram dois tipos de escoramento: perfil metálico com pranchão de madeira, nos primeiros 630m e parede diafragma, no trecho restante. A localização deste último trecho está mostrada na Figura 2.1, onde estão assinaladas as edificações correspondentes às seções transversais analisadas. Uma seção instrumentada (Seção 14) foi executada para melhor se analisar o comportamento do escoramento e do maciço adjacente à vala durante a escavação.

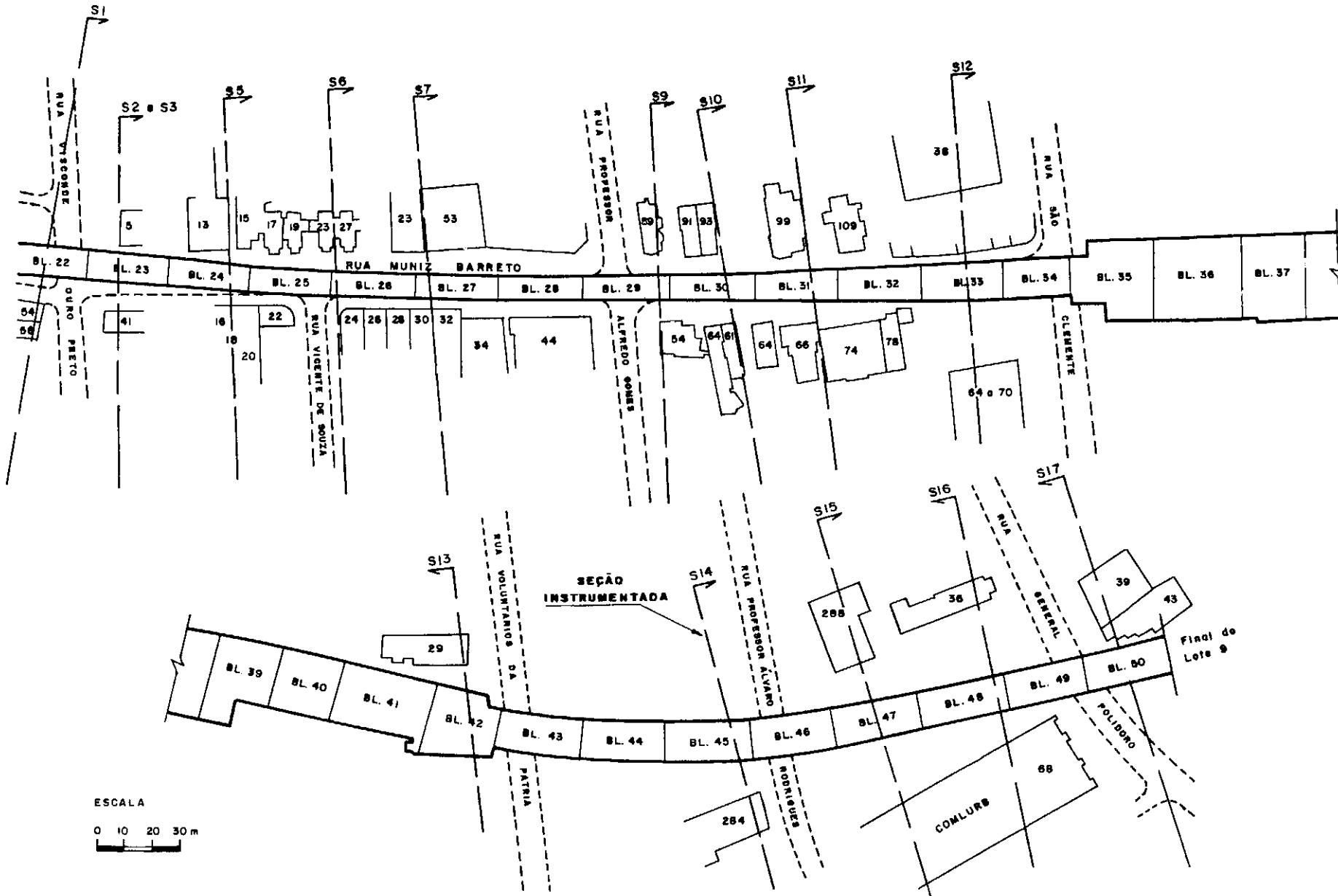


FIG. 2.1 - Localização do trecho e seções transversais analisadas - Botafogo (Lote 9).

b) Condições Geotécnicas

O perfil geotécnico das seções analisadas é apresentado na Figura 2.2 sendo constituído, basicamente, por uma camada de areia fina e média com conchas de mariscos de compacidade fofa a medianamente compacta, sobrejacente a camadas de argila siltosa pouco arenosa de consistência variando de mole até rijia e areia fina média e grossa silto-argilosa medianamente compacta que se estende até a profundidade do solo residual.

Na seção instrumentada, como pode ser observado na Figura 2.3, o perfil geotécnico é semelhante ao já descrito para todo o trecho. Na Tabela 2.1 estão apresentados alguns parâmetros de resistência e compressibilidade representativos dos solos desta seção.

Tabela 2.1 - Parâmetros Geotécnicos(*) - (Seção 14 - Lote 9)

Camadas de Solo	\bar{N}_{SPT}	γ (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ'	S_u (tf/m ²)	$\frac{C_c}{1 + e_0}$
Areia fina a média c/conchas medianamente compacta	11	2.0	0	30°	-	-
Argila arenosa média a mole	5	1.7	1.0	25°	8.0	0.14
Argila siltosa muito mole a mole	3	1.7	-	-	7.0	0.20
Argila arenosa média	8	1.7	-	-	9.0	0.05
Argila siltosa mole a média	5	1.7	-	-	5.0	0.1
Areia grossa c/pedregulhos compacta	>40	2.0	0	35°	-	-

(*) Os parâmetros geotécnicos apresentados neste capítulo foram obtidos de ensaios realizados para o METRÔ/RIO e, também, de relatórios COPPETEC (ver bibliografia).

Prof.
(m)

0

5

10

15

20

25

30

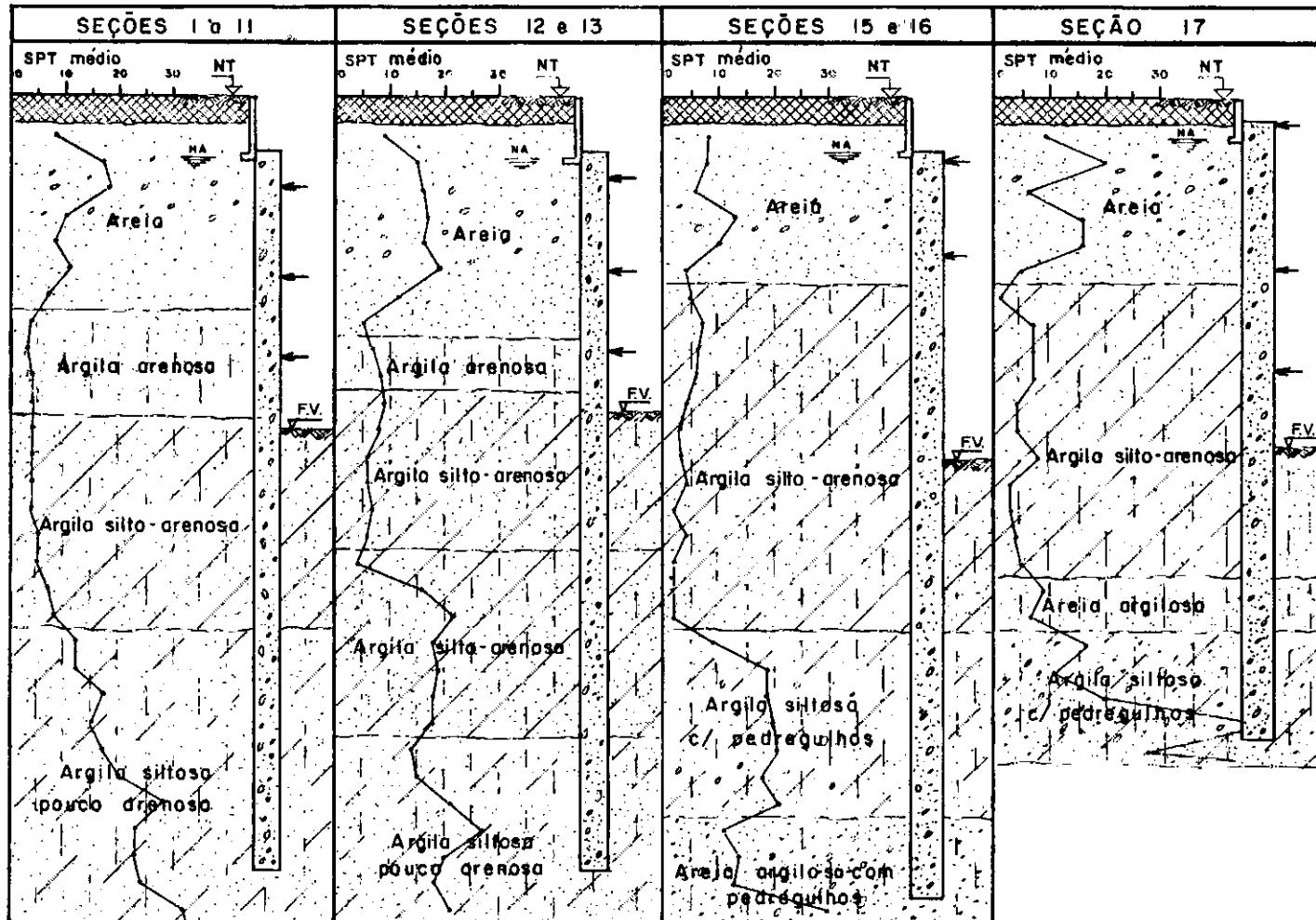
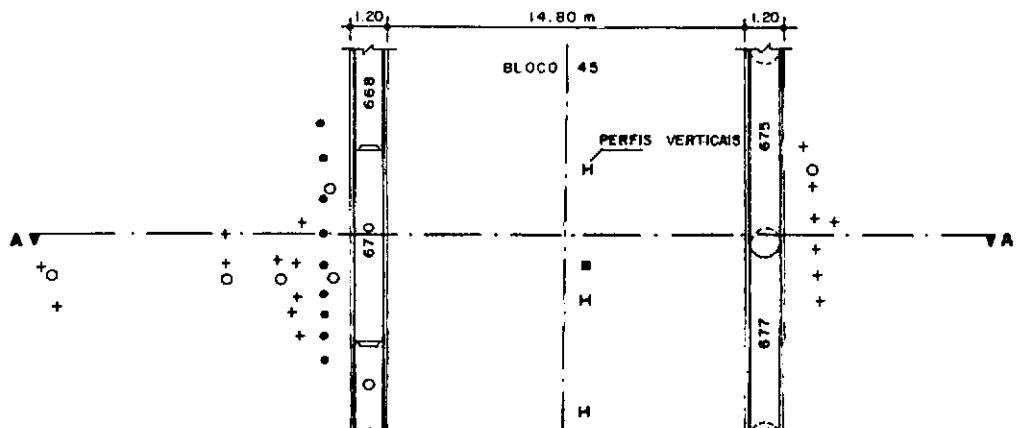


FIG.2.2 - Perfil geotécnico simplificado das seções analisadas em Botafogo (Lote 9).

PLANTA



INSTRUMENTAÇÃO:

- + ● Tassômetro
- ○ Piezômetro pneumático
- ○ SL-Inclinômetro
- ■ Medidor magnético de recalque "ARANHA"

CORTE AA: Perfil geotécnico simplificado e localização dos instrumentos.

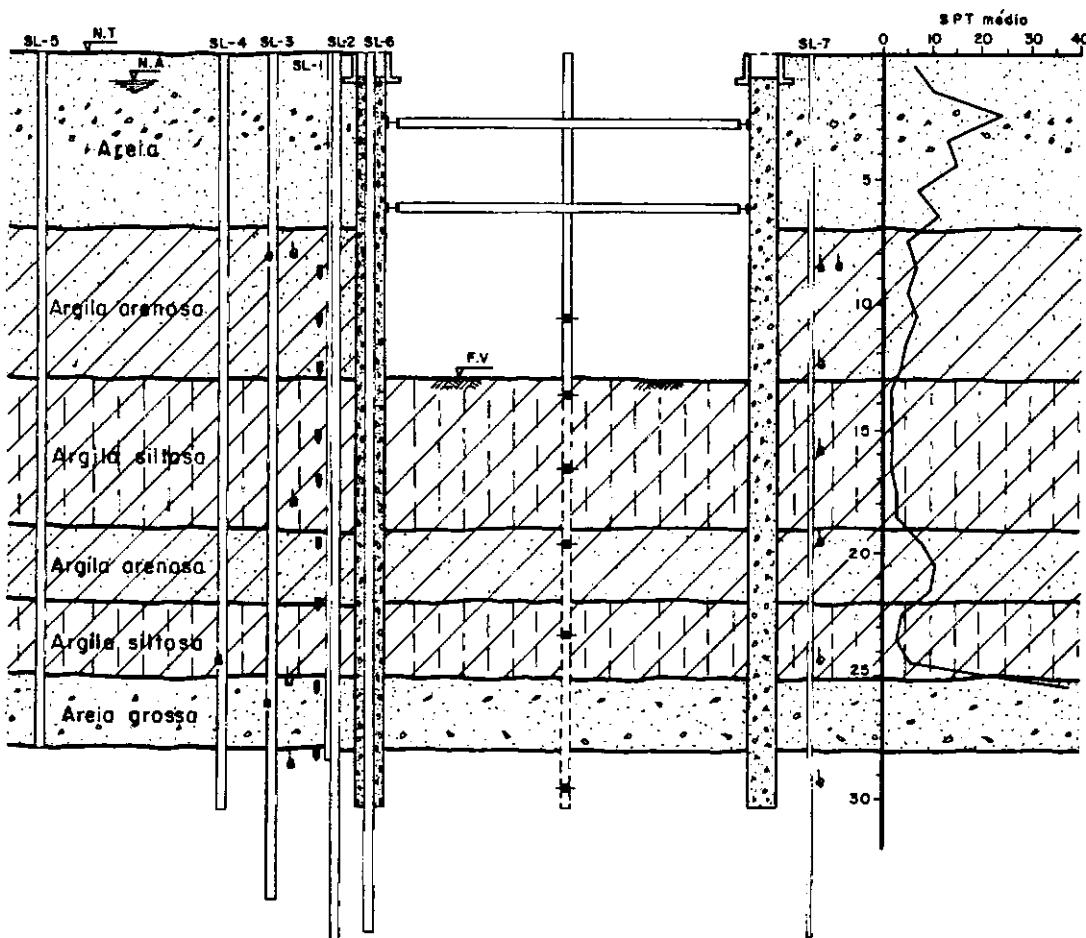


FIG. 2.3 - Seção instrumentada - Botafogo (Lote 9).

c) Processo Construtivo

O método construtivo utilizado em toda a extensão do lote foi o de "escavação a céu aberto". Neste método a parede diafragma é executada previamente, tendo em seguida início a escavação da vala, que evolui paralelamente à instalação das estroncas correspondentes àqueles níveis, até se atingir a cota final.

O trecho analisado possui as seguintes características:

- largura da vala de aproximadamente 15,0m;
- profundidade da escavação em torno de 13,0m;
- escoramento em paredes diafragma, apoiada em 2 ou 3 níveis de estroncas. Sua espessura varia de 1,0 a 1,2m atingindo uma profundidade de até 30m, devido à existência de camadas argilosas de baixa resistência.

Para se evitar a ruptura hidráulica do fundo de vala, foi utilizado neste trecho um sistema de poços profundos de alívio com bombas submersas, espaçados em média de 20,0m e com profundidade de 28 a 33m.

d) Instrumentação para Controle de Movimentos

Os deslocamentos verticais das edificações adjacentes à vala foram controlados através de pontos de referência

(pinos de recalques), instalados nas mesmas. Além deste controle foram instalados piezômetros, tipo Casagrande, com o objetivo de se controlar o rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões no lençol confinado, nas imediações da vala.

Um controle mais completo a respeito dos movimentos foi realizado na seção instrumentada (Seção 14), indicada na Figura 2.1. Nesta seção foram medidos os recalques no solo próximo à vala, através de 15 tassômetros conforme mostra a Figura 2.3 e os movimentos horizontais do solo e parede, por meio de 7 tubos para inclinômetro instalados a diversas distâncias da vala, sendo um no interior da parede (SL-06). Oito piezômetros pneumáticos e um de corda vibrante foram instalados para medir a pressão hidrostática nas camadas argilosas. Neste trecho, os níveis d'água das camadas foram também medidos por piezômetros, tipo Casagrande. No centro da vala foram instalados 6 medidores magnéticos de recalques (aranhas), para medir o levantamento de fundo. Na Tabela 2.2 estão mostradas algumas características e quantidade dos instrumentos instalados nesta seção.

e) Movimentos Observados

Os recalques medidos nas edificações analisadas de Botafogo estão apresentados na Tabela 2.3, onde estão indicados, também, suas seções, proximidade à vala, número de pavimentos e o tipo de fundação em que as mesmas estão assentes.

Na seção instrumentada foi possível se mediarem além dos recalques em edificações próximas, os deslocamentos ho-

Tabela 2.2 - Instrumentos Instalados na Seção Instrumentada de Botafogo - (Seção 14 - Lote 9)

Nome	Utilizado para Medir	Faixa de Variação "RANGE"	Precisão	Fornecedor	Quantidade Instalada	Observações sobre a Instalação
Piezômetro tipo "Cor da Vibrante"	Pressão de água	-1,5 a 6 (kgf/cm ²)	±0,015 (kgf/cm ²)	MAIHAK	01	Instalado no interior da vala
Piezômetro pneumático	Pressão de água			COPPE	11	Dois (2) no interior da vala
Tassômetros	Deslocamentos verticais do solo a várias profundidades	-	Do aparelho utilizado para o nivelamento	TECNOSOLO	17	Em ambos os lados da vala
Medidor magnético de recalque - "Aranha"		-	±2mm	RONALD TOP	06	No centro da vala para medir o levantamento de fundo
Referência de nível profunda - "Bench-Mark"	-	-	Do aparelho utilizado para o nivelamento	TECNOSOLO	01	Afastado da vala
Poços para inclinômetros	Deslocamentos horizontais	30° (*)	±5mm para 30 metros de profundidade (*)	SINCO	06	Um (1) poço no interior da parede
Pinos de recalque	Deslocamentos verticais	-	Do aparelho utilizado para o nivelamento	GEOTECNICA	16 (na parede diafragma) 12 (no prédio)	Vários pinos na parede e no edifício mais próximo
Medidor superficial de recalque	Desloc. verticais da superfície	-	Do aparelho utilizado para o nivelamento	GEOTECNICA	15	Fixados próximos à superfície do terreno
Piezômetros tipo "Casagrande"	Nível d'água	-	±5mm	CETENCO	111	Instalados ao longo da obra

Obs.: * Dados para o inclinômetro DIGITILT

- Os nivelamentos foram efetuados com o aparelho WILD N3

Tabela 2.3 - Edificações Analisadas em Botafogo (Lote 9)

Edifício	Sec. / Bl.	Tipo de Fundação	Nº de Pav.	Próx. à Vala, D (m)	Recalques (mm)	
					Dur. a Esc.	Total Máx.
Visc.Ouro Preto, 54	1/22	Superf.	2	8,8	36,0	58,0
Visc.Ouro Preto, 47	2/23	Superf.	2	10,0	34,0	72,0
Muniz Barreto, 5	3/23	Superf.	2	4,4	16,9	28,0
Muniz Barreto, 13	4/24	Superf.	3	3,0	68,4	98,0
Muniz Barreto, 14	4/24	Superf.	2	5,0	32,6	58,6
Muniz Barreto, 18	5/24	Superf.	1	7,0	50,8	72,7
Muniz Barreto, 23	5/25	Superf.	2	7,8	19,1	38,4
Muniz Barreto, 24	6/25	Superf.	2	5,0	22,0	41,6
Muniz Barreto, 30	7/27	Superf.	2	6,0	76,0	121,2
Muniz Barreto, 53	7/27	Superf.	3	7,2	45,0	65,9
Muniz Barreto, 44	8/28	Superf.	4	5,4	81,3	130,1
Muniz Barreto, 54	9/29	Superf.	2	8,5	19,6	37,4
Muniz Barreto, 89	9/29	Superf.	2	7,8	20,5	39,0
Muniz Barreto, 60A	10/30	Superf.	2	6,8	47,7	110,4
Muniz Barreto, 93	10/30	Superf.	2	7,0	27,0	87,2
Muniz Barreto, 66	11/31	Superf.	3	6,0	23,4	99,2
Muniz Barreto, 74	11/31	Superf.	4	9,0	32,0	102,3
Muniz Barreto, 99	11/31	Superf.	2	6,8	27,4	106,6
São Clemente, 38	12/34	Superf.	2	20,0	17,3	26,8
São Clemente, 64	12/34	Superf.	2	15,0	12,0	21,4
Voluntários da Pátria, 62	13/42	Superf.	8	4,6	28,6	57,4
Álvaro Rodrigues, 284	14/45	Profunda	6	10,0	36,0	87,0
Álvaro Rodrigues, 288	15/47	Superf.	6	18,0	15,1	28,0
Gal.Polidoro, 68	15/47	Profunda	2	25,0	14,3	26,7
Gal.Polidoro, 36	16/49	Superf.	2	29,0	18,0	36,5
Gal.Polidoro, 68	16/49	Profunda	2	15,0	15,6	32,8
Gal.Polidoro, 43	17/50	Superf.	6	2,7	42,2	79,2
Gal.Polidoro, 39	17/50	Superf.	6	4,0	18,5	40,1

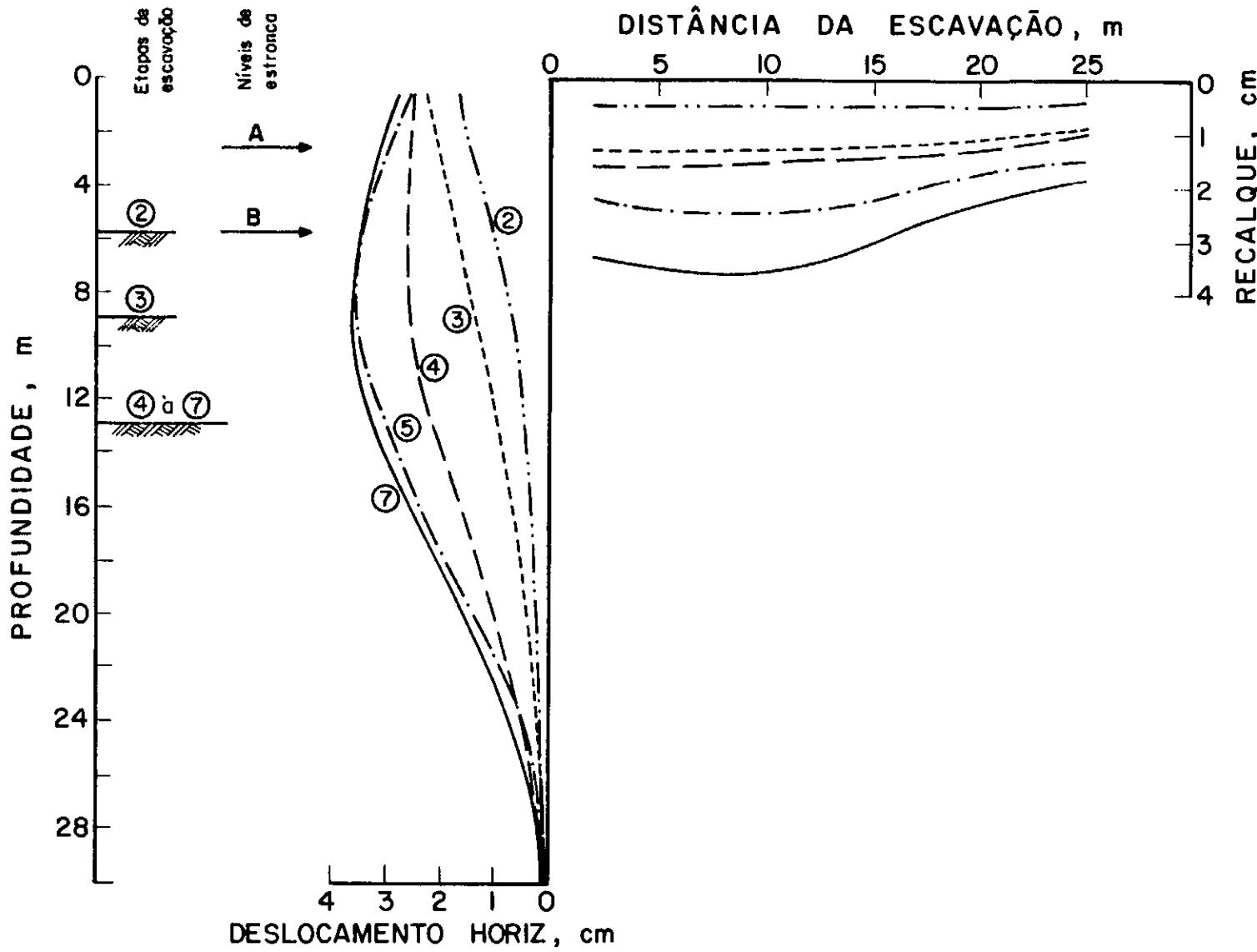


FIG. 2.4 - Recalques e deslocamentos horizontais medidos - Seção instrumentada de Botafogo (Lote 9).

rizontais da parede diafragma. Estes valores estão mostrados na Figura 2.4, em função da evolução da escavação. Outros valores de movimentos medidos nesta seção serão apresentados com mais detalhes posteriormente.

2.3 - TIJUCA (LOTE 23)

a) Localização e Características Gerais do Trecho

O Lote 23 corta o bairro da Tijuca entre as Ruas Marquês de Valença e Dona Delfina, totalizando uma extensão de 1947m, dividida em três setores constituídos por blocos. O Setor I teve escoramento em perfil metálico com pranchão de madeira e os Setores II e III em paredes diafragma.

Na análise do referido lote foram utilizados dados referentes às edificações adjacentes à vala no trecho compreendido entre os Blocos 22 e 33 (ver Fig. 2.5), localizados nos Setores II e III.

b) Condições Geotécnicas

O perfil geotécnico do trecho analisado é constituído de camadas de areias argilosas sobrejacentes a argilas arenosas ou silto-arenosas. Nestas camadas encontram-se bolsões de argila orgânica mole, no Setor II, e lentes de areia com matações sobrejacentes ao solo residual de diabásio, no Setor III. Os perfis geotécnicos dos Setores II e III estão apresentados nas

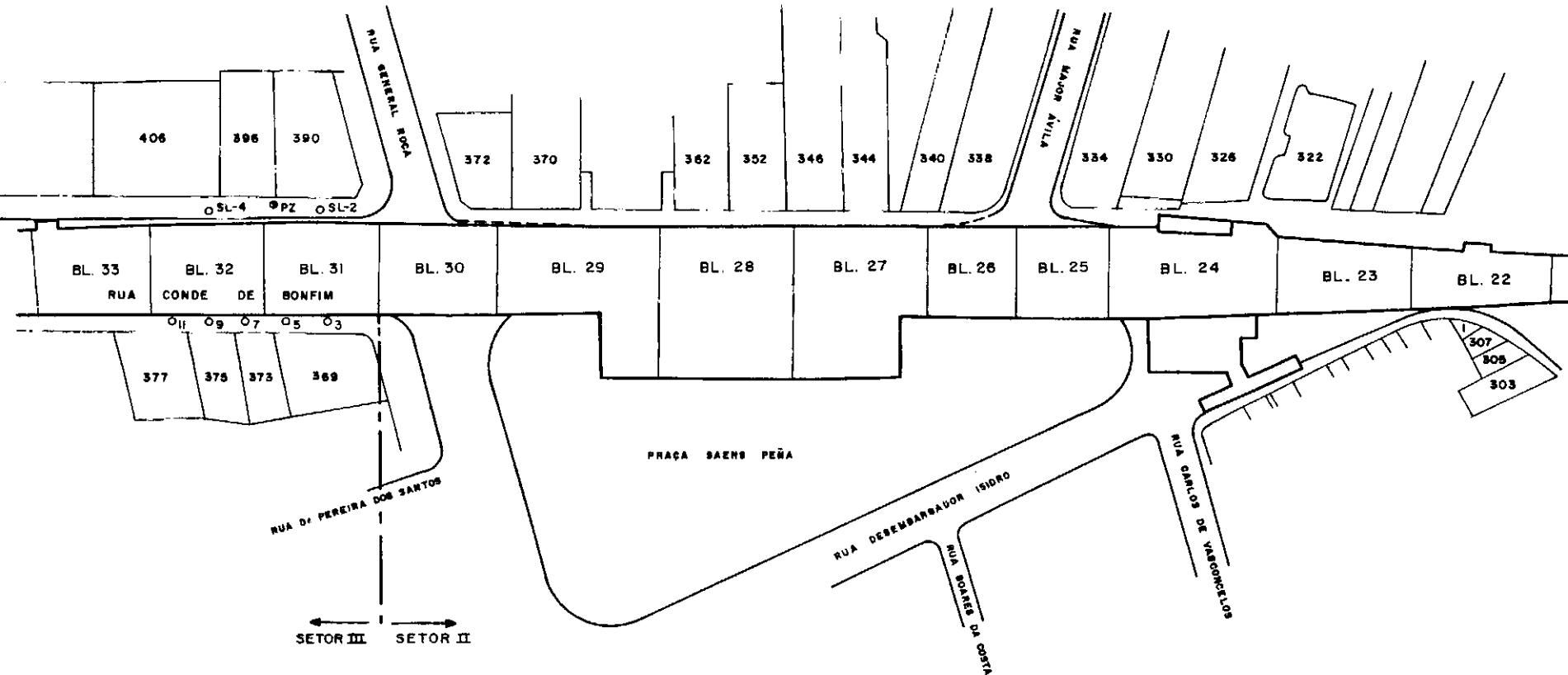


FIG. 2.5 – Situação geral - Tijuca (Lote 23 - Setores II e III).

Figuras 2.6 e 2.7, respectivamente. Seus parâmetros de resistência e compressibilidade estão indicadas na Tabela 2.4.

c) Processo Construtivo

O método construtivo utilizado neste trecho foi distinto para cada setor. No Setor II, os Blocos 22 e 23 fazem parte do trecho em galeria, enquanto que os Blocos 24 a 29 correspondem à Estação Saens Peña, conduzindo a diferentes larguras de vala (ver Fig. 2.5). Neste setor a escavação foi executada "a céu aberto", atingindo profundidades variáveis de 11 a 13 metros. A parede diafragma, com espessuras de 0,70 a 0,80m e profundidade média de 20m, foi escorada em três níveis de estreitas. Devido à presença de nível d'água superficial, foram executados poços profundos com bombas submersas, espaçados em média de 25,0m e com profundidades de até 20,0m. Esses poços foram instalados no lado ímpar da vala (lado oposto às edificações) a uma distância de 1,20m da vala. No Setor III, os Blocos 31, 32 e 33 fazem parte do trecho em galeria, com largura variando de 20 a 22m. Neste setor a escavação foi executada utilizando-se o "método invertido", ou seja, após a execução da laje superior, o trabalho de escavação é feito por baixo até se atingir a profundidade final (no caso, cerca de 9,5m). A parede diafragma, com espessuras de 0,70 a 0,80m e comprimento variável de 16 a 19m, foi escorada pela laje superior e apenas um nível de estreitas (ver Fig. 2.7). Nesses três blocos, devido às características do subsolo local, bem como do escoramento, não foi ne-

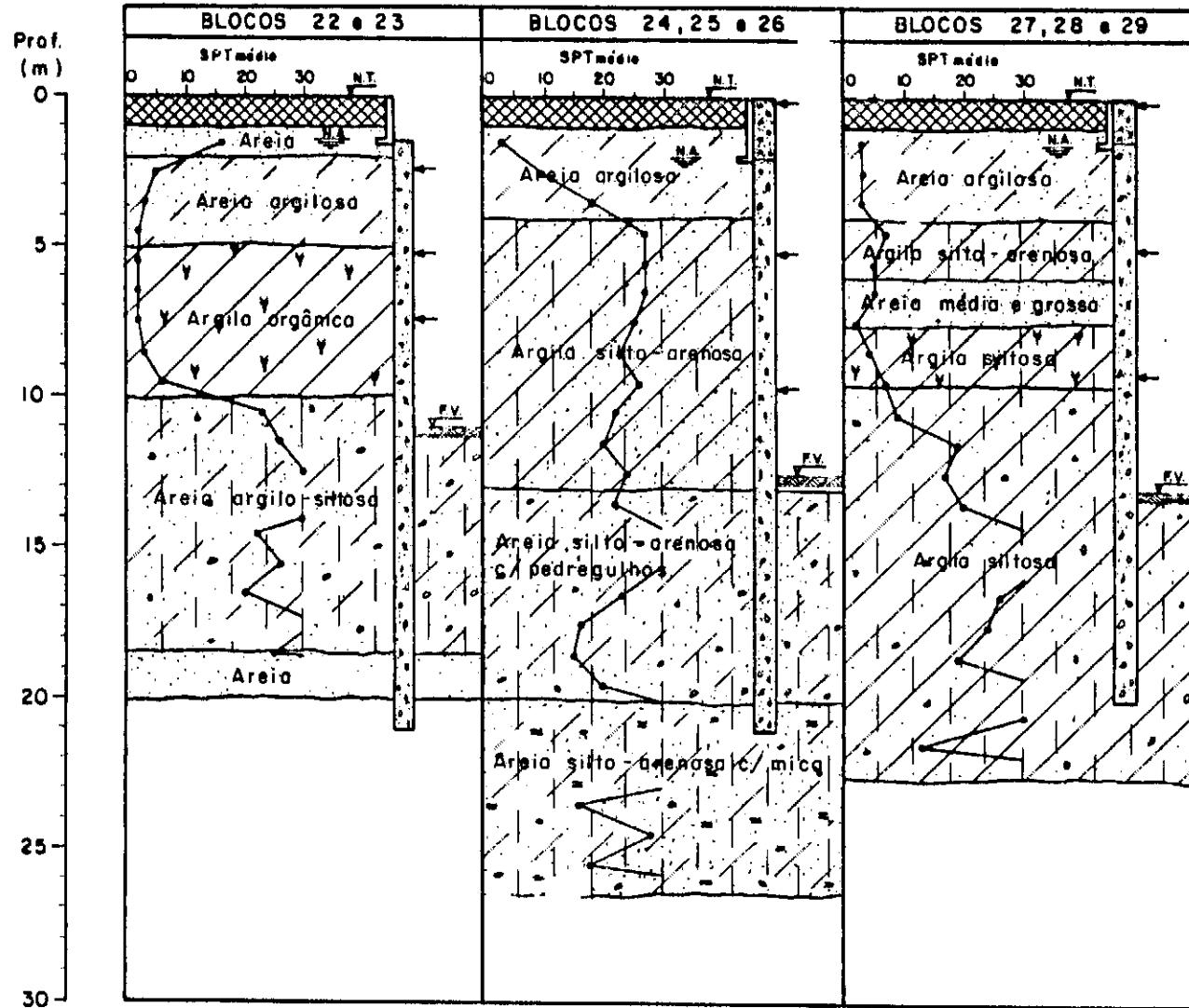


FIG. 2.6 - Perfil geotécnico simplificado das seções analisadas no Setor II - Tijuca (Lote 23).

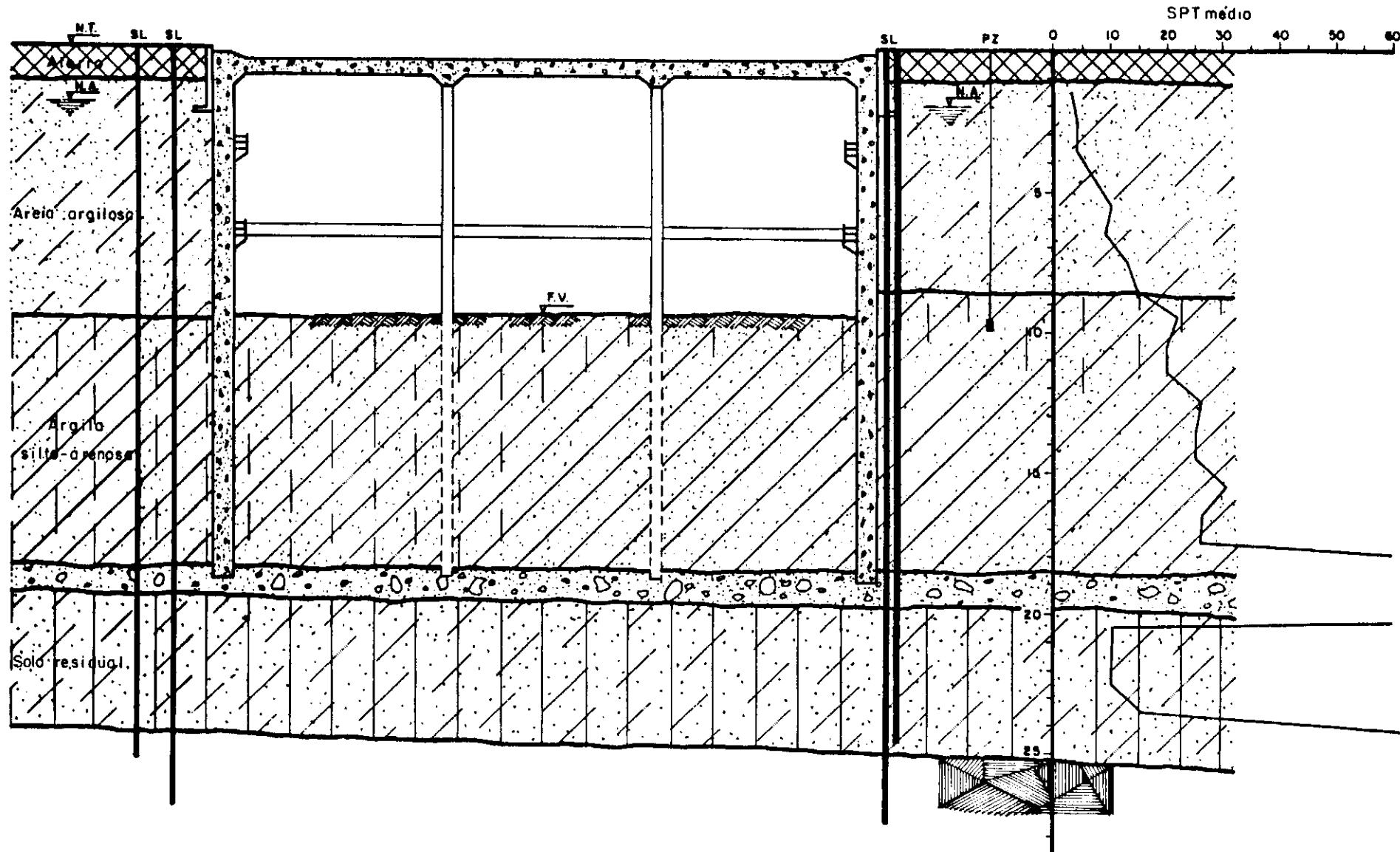


FIG. 2.7 - Seção transversal típica - Tijuca (Lote 23 - Setor III).

Tabela 2.4 - Parâmetros Geotécnicos - Tijuca (Lote 23)

Setor	Caracterís-ticas	Camadas do Subsolo	N _{SPT}	γ (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ' °	$\frac{Cc}{1+e_0}$	S _u (tf/m ²)	C _{uu} (tf/m ²)	ϕ _{uu}
	Aterro			1,8	0	30°				
SETOR II	Blocos 22 e 23	Areia média e grossa c/ pedregulhos	10	1,8	0	30°				
		Areia argilosa	3	1,9	0	27°			2	0
		Argila orgânica	2	1,7		20°				
		Areia argilo-siltosa	28	2,05	0	30°				
	Blocos 24, 25 e 26	Areia argilosa	10							
		Argila silto-arenosa	24	2,05	0	30°	0,15			
		Areia silto-arenosa c/ pedregulhos	22							
		Areia silto-arenosa c/mica	38							
SETOR III	Blocos 27, 28 e 29	Areia argilosa	3	1,8	0	30°				
		Argila silto-arenosa	6	1,7			0,12		2	0
		Areia média e grossa	4	1,8	0	30°				
		Argila siltosa c/maté- ria orgânica	5	1,7		20°			2	0
		Argila siltosa	26	2,05	0	30°				
	Blocos 31, 32 e 33	Areia argilosa	10							
			22							
			26	20	0	30°				
			>30							
			>40							

cessária a execução de rebaixamento do nível d'água e/ou alívio de pressões em lençóis confinados.

d) Instrumentação para Controle de Movimentos

Os deslocamentos verticais das edificações adjacentes à vala foram controlados através de pinos de recalques instalados nas mesmas. Para o controle do lençol freático foram instalados piezômetros, tipo Casagrande, nas imediações da vala. No Setor III, foram controlados, também, os deslocamentos horizontais da parede, através de leituras com inclinômetro e pelo "distometer", pelas medições de convergência. Esses controles foram executados tendo em vista a supressão do primeiro nível de estroncas, reduzindo-se, desta maneira, o custo e prazo da obra.

e) Movimentos Observados

Os recalques medidos nas edificações analisadas neste trecho estão apresentados na Tabela 2.5, onde estão indicados, também, os blocos correspondentes, a proximidade à vala, o número de pavimentos e o tipo de fundação em que as mesmas estão assentes.

No Setor III foi possível se medirem, além dos recalques, os deslocamentos horizontais da parede, que estão apresentados na Figura 2.8.

Tabela 2.5 - Edificações Analisadas - Tijuca (Lote 23)

Edifício	Bloco	Tipo de Fundação	Nº de Pav.	Próx. à Vala, D (m)	Recalques (mm)	
					Dur. a Esc.	Total Máx.
Conde de Bonfim, 303	22	Superf.	2	12,4	5,8	26,4
Conde de Bonfim, 305	22	Superf.	2	8,6	10,5	26,8
Conde de Bonfim, 307	22	Superf.	2	6,0	8,6	12,1
Pç.Saens Peña, 1	22	Superf.	2	4,0	7,3	10,9
Conde de Bonfim, 322	23	Profunda	6	4,0	1,6	5,7
Conde de Bonfim, 326	24	Superf.	1	4,0	7,5	11,6
Conde de Bonfim, 330	24	Superf.	1	8,2	8,0	14,3
Conde de Bonfim, 334	25	Superf.	4	4,0	11,0	15,7
Conde de Bonfim, 338	26	Superf.	4	3,4	13,3	19,9
Conde de Bonfim, 340	26	Superf.	2	4,0	16,1	28,4
Conde de Bonfim, 344	27	Profunda	11	4,0	2,9	10,1
Conde de Bonfim, 346	27	Profunda	11	4,0	1,6	7,3
Conde de Bonfim, 352	28	Superf.	5	4,0	4,9	12,8
Conde de Bonfim, 362	28	Profunda	10	4,0	2,1	7,2
Conde de Bonfim, 369	31	Profunda	10	5,4	1,7	6,1
Conde de Bonfim, 370	29	Profunda	10	4,0	2,4	7,9
Conde de Bonfim, 372	30	Profunda	10	4,0	1,9	6,5
Conde de Bonfim, 373	32	Profunda	8	5,0	1,7	3,5
Conde de Bonfim, 375	32	Profunda	8	5,0	2,1	7,0
Conde de Bonfim, 377	32	Profunda	8	5,0	0,7	4,1
Conde de Bonfim, 390	31	Superf.	10	6,4	0,8	4,0
Conde de Bonfim, 396	32	Superf.	8	7,2	1,8	8,4
Conde de Bonfim, 406	32	Profunda	8	7,4	1,7	5,4

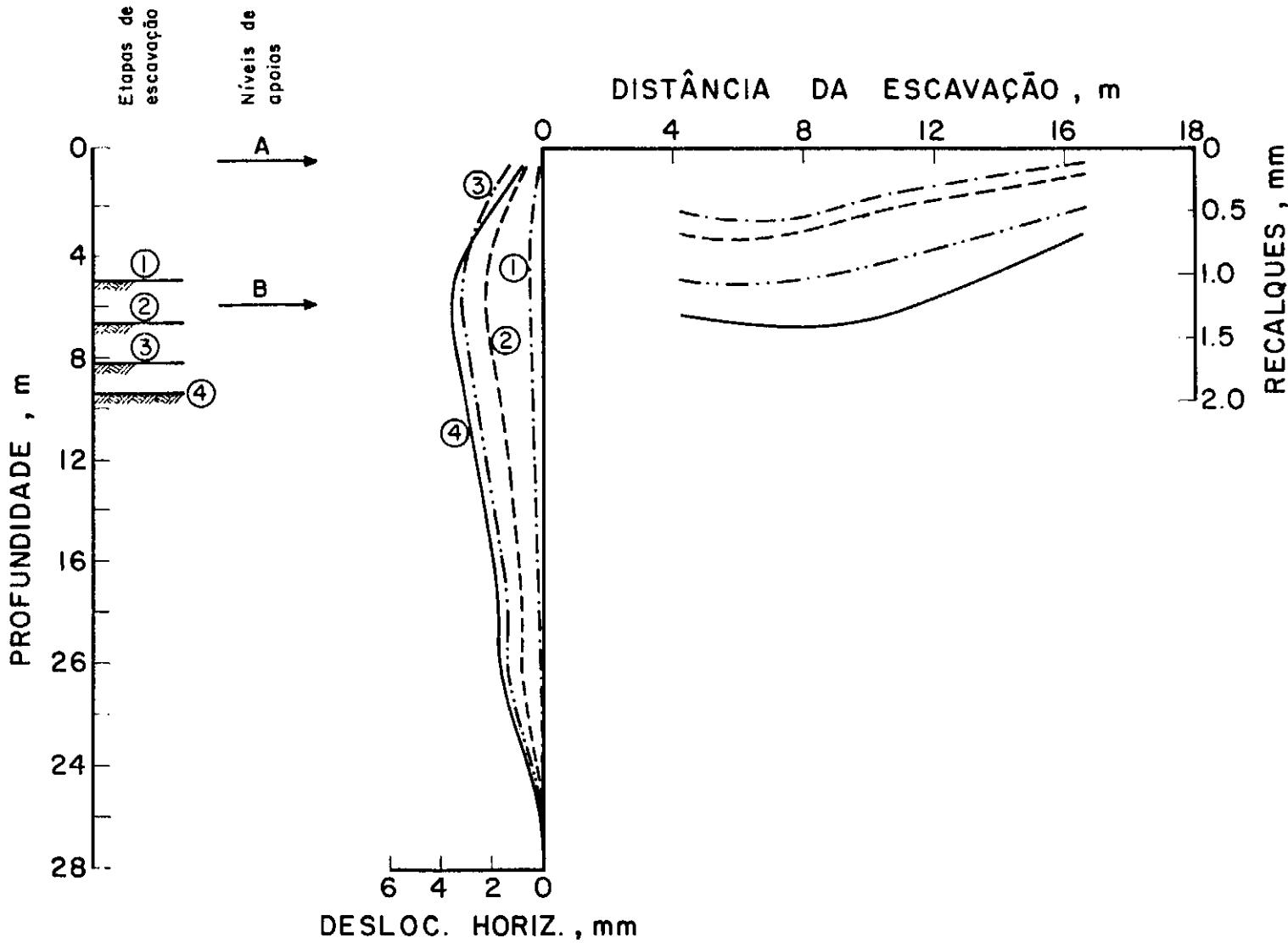


FIG. 2.8 - Recalques e deslocamentos horizontais medidos - Tijuca (Setor III - Lote 23).

2.4 - URUGUAIANA (LOTE 3)

a) Localização e Características Gerais do Trecho

O Lote 3 se situa no centro da cidade, iniciando na Av. Presidente Vargas e seguindo pela Rua Uruguaiana até o Largo da Carioca, correspondendo a uma extensão total de 700m. Neste trecho, a proximidade das edificações à vala, bem como as condições geotécnicas do subsolo conduziram a um projeto de escoramento em paredes diafragma para toda a sua extensão. Isto pode ser observado na Figura 2.9, onde estão numeradas as edificações analisadas e a localização da seção instrumentada.

b) Condições Geotécnicas

A Figura 2.10 mostra o perfil geotécnico da seção instrumentada que se mantém praticamente constante ao longo do trecho analisado. Este perfil é constituído, basicamente, pelas seguintes camadas: aterro com predominância de solo granular sobrejacente a um depósito de areia fina medianamente compacta, argila orgânica mole silto-arenosa com cerca de 9,0m de espessura, argila siltosa pouco arenosa rija com espessura variável podendo atingir 8,0m, e areia siltosa muito compacta. Na Tabela 2.6 estão indicados alguns parâmetros geotécnicos das referidas camadas.

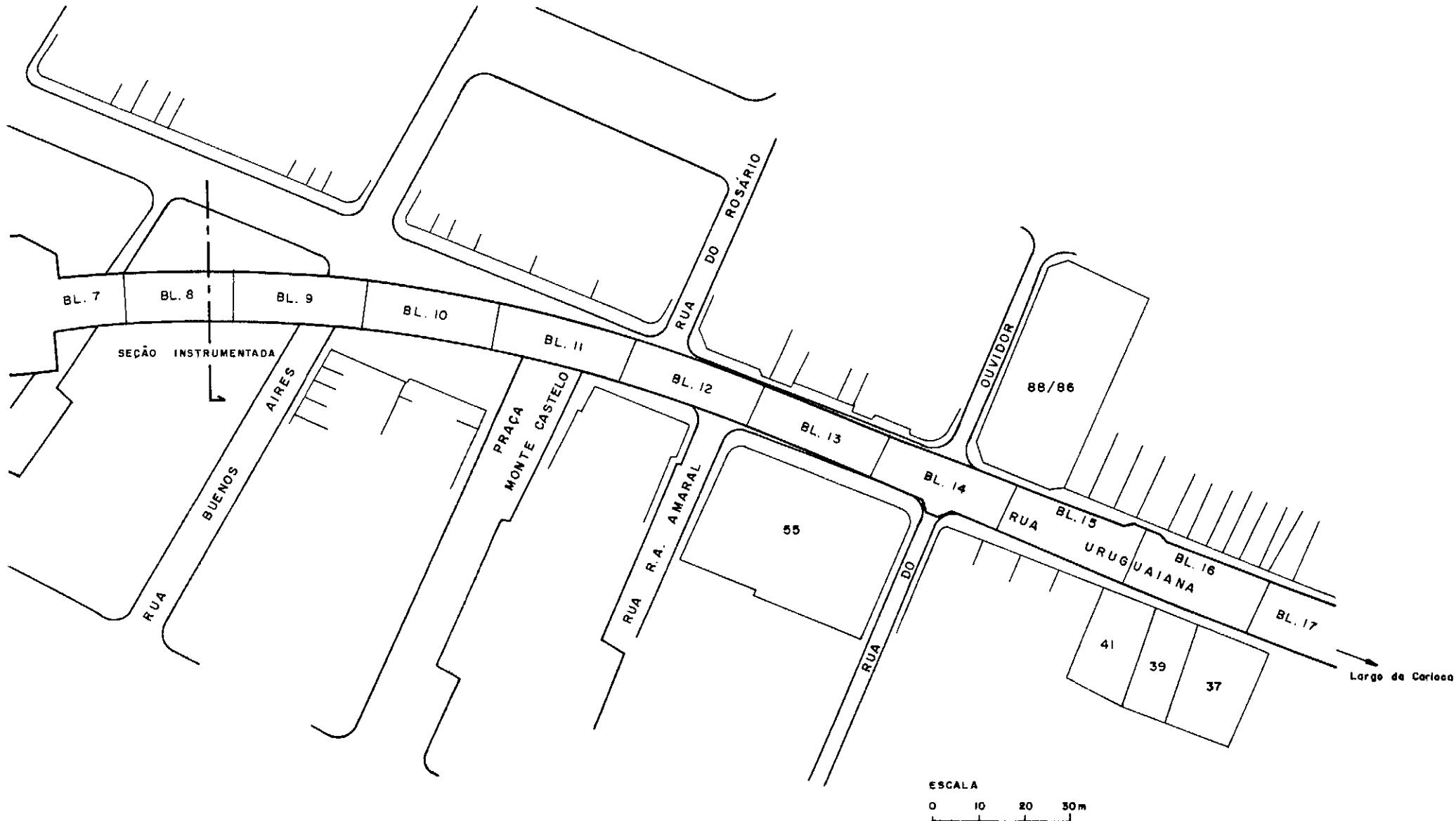
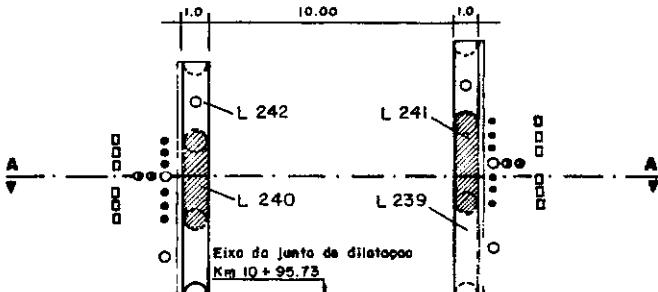


FIG. 2.9 - Situação geral - Uruguaiana (Lote 3).

PLANTA



INSTRUMENTAÇÃO:

- ♀ Tensômetro
- ■ Piezômetro pneumático
- ▲ Piezômetro Casagrande
- U Inclinômetro

CORTE AA: Perfil geotécnico simplificado e localização dos instrumentos.

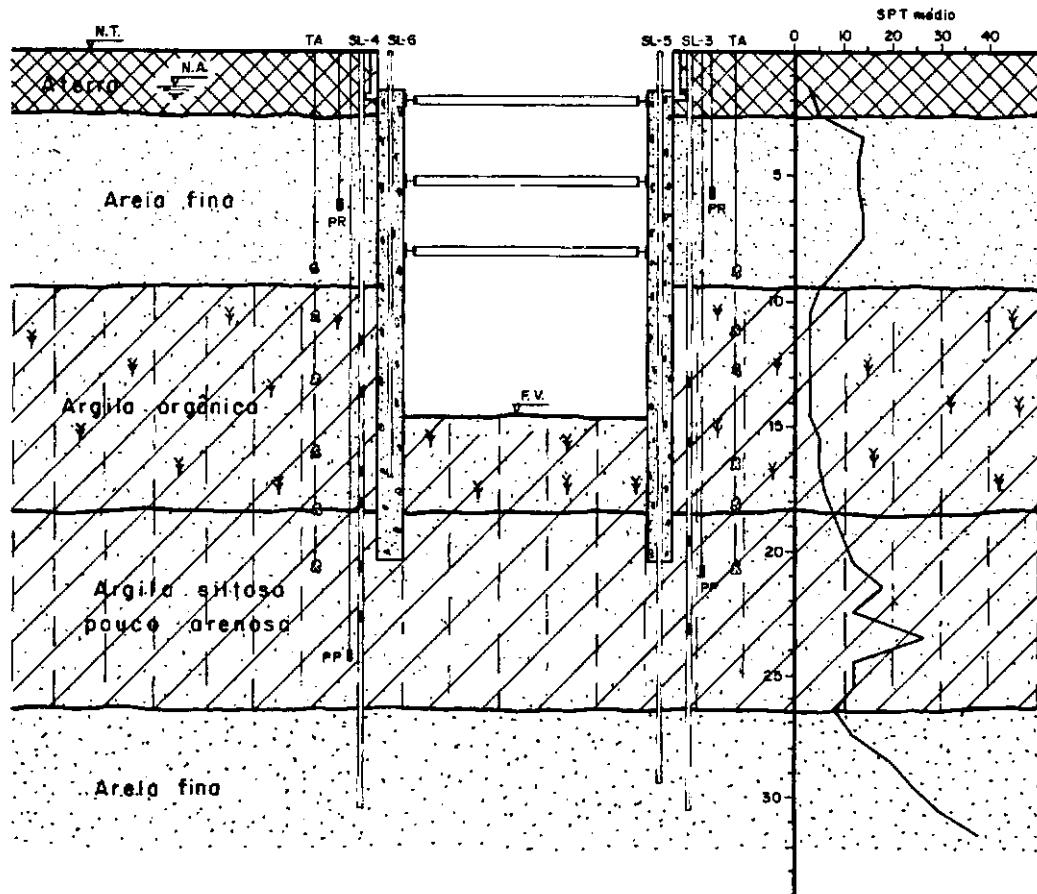


FIG. 2.10 - Seção instrumentada - Uruguaiana (Lote 3).

Tabela 2.6 - Parâmetros Geotécnicos - Uruguaiana (Lote 3)

Camadas do Subsolo	\bar{N}_{SPT}	γ (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ'	S_u (tf/m ²)	$\frac{C_c}{1+e_0}$
Aterro	4					
Areia fina medianamente compacta	12	2,0	0	37,5°	-	-
Argila orgânica silto-arenosa mole	4	1,6	0	18°	6,0	0,3
Argila siltosa pouco arenosa rija	14	2,0	2,0	20°	-	-
Areia fina medianamente compacta a compacta	27	2,0	0	37,5°	-	-

c) Processo Construtivo

Neste trecho, como no de Botafogo e Tijuca (Setor II), a escavação foi executada a céu aberto atingindo a uma profundidade média de 14,0m. A parede diafragma com espessura de 1,0m e profundidade de 21,0m foi escorada com três níveis de estroncas. Um sistema de poços profundos foi executado para alívio de pressões em lençóis confinados.

d) Instrumentação para Controle de Movimentos

Além do controle usual de movimentos verticais em edificações e de nível d'água, já referidos nos trechos anteriores, foi executada uma seção instrumentada com o objetivo de se analisar o comportamento do escoramento durante a execução da escavação. A Figura 2.10 mostra esta seção com a localização

dos instrumentos instalados.

e) Movimentos Observados

Os recalques medidos nas edificações analisadas estão apresentados na Tabela 2.7, junto à localização, número de pavimento e o tipo de fundação em que as mesmas estão assentes.

Tabela 2.7 - Edificações Analisadas na Uruguaiana (Lote 3)

Edifício	Bloco	Tipo de Fundação	Nº de Pav.	Próx. à Vila, D(m)	Recalques (mm)	
					Dura Esc.	Total Máx.
Uruguaiana, 37	16/17	Superficial	3	3,0	27,0	36,0
Uruguaiana, 39/41	15/16	Profunda	3	2,0	18,0	24,0
Uruguaiana, 55	13	Superficial	10	3,0	62,0	104,0
Uruguaiana, 86/88	14/15	Superficial	10	2,0	57,0	64,0

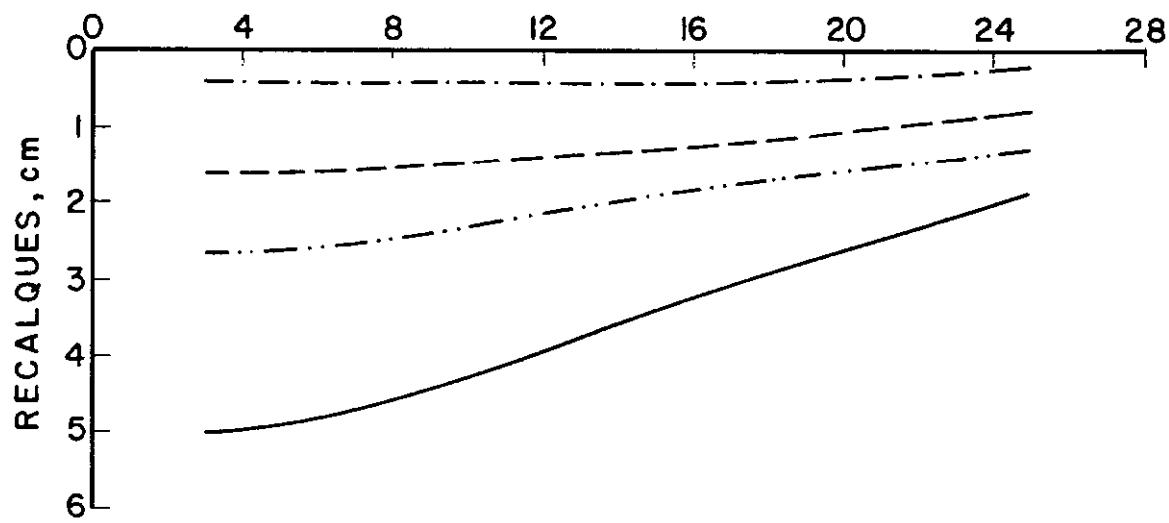
Alguns valores de deslocamentos horizontais da parede e a distribuição dos recalques máximos medidos em edificações estão apresentados na Figura 2.11.

2.5 - LARGO DA CARIOCA (LOTE 4)

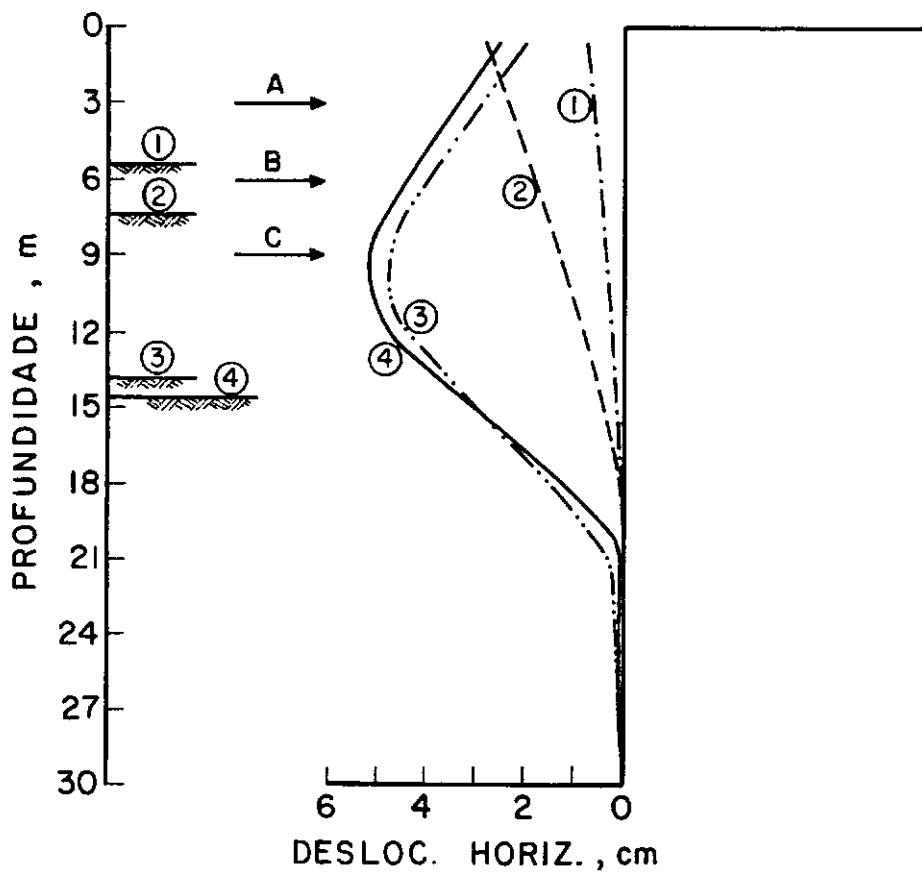
a) Localização e Características Gerais do Trecho

A Estação do Largo da Carioca (Lote 4) tem por finalidade principal fazer a conexão das Linhas 1 e 2 do Metrô

DISTÂNCIA À VALA , m



(a) Distribuição dos recalques máximos medidos na Rua Uruguiana, 55.



(b) Deslocamentos horizontais máximos medidos na seção instrumentada.

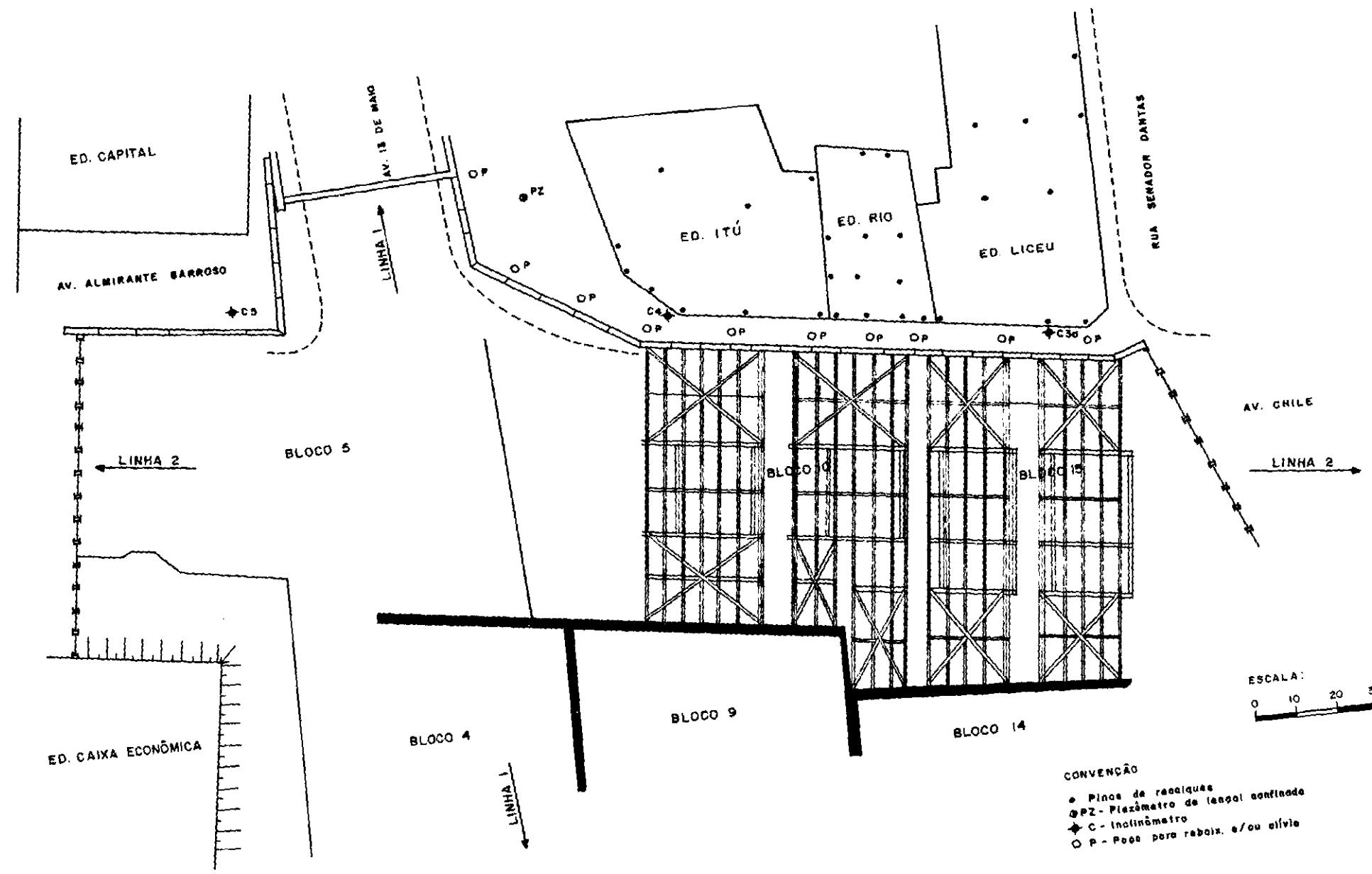
do Rio de Janeiro, situando-se na zona central da cidade. Por esta razão sua escavação atingiu profundidades de até 19,0m. Na Figura 2.12, podem-se observar as edificações analisadas (Edfs. Itú, Rio e Liceu), como também suas localizações em relação à vala e, na Figura 2.13, a seção transversal típica correspondente.

b) Condições Geotécnicas

O perfil geotécnico correspondente à região analisada (Fig. 2.13) se inicia por um aterro sobrejacente a uma camada de areia argilosa que se estende até a profundidade de 7,0m. Em seguida tem-se uma camada de argila silto-arenosa de 4,0m de espessura, sobrejacente à areia silto-argilosa que atinge o solo residual na profundidade de 17,0m. Alguns parâmetros geotécnicos determinados para estas camadas estão indicados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Parâmetros Geotécnicos - Largo da Carioca (Lote 4)

Camadas de Solo	\bar{N}_{SPT}	γ (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ'
Aterro	3			
Areia pouco argilosa pouco compacta	8	2,0	1,0	30°
Silte areno-argiloso medianamente compacto	11	2,15	1,2	35°
Areia siltosa pouco argilosa medianamente compacta	14	2,05	1,2	35°
Silte arenoso c/mica (solo residual) compacto	48	2,10	2,0	37°
Areia siltosa c/mica (solo residual) muito compacta	>60			



... geral - Largo da Carioca (Lote 4).

CONVENÇÃO

- Pois de reboco
- PZ - Plazimetro de longo confinado
- ◆ C - Inclinômetro
- P - Ponto para reboco, e/ou nível

ESCALA:
0 10 20 30

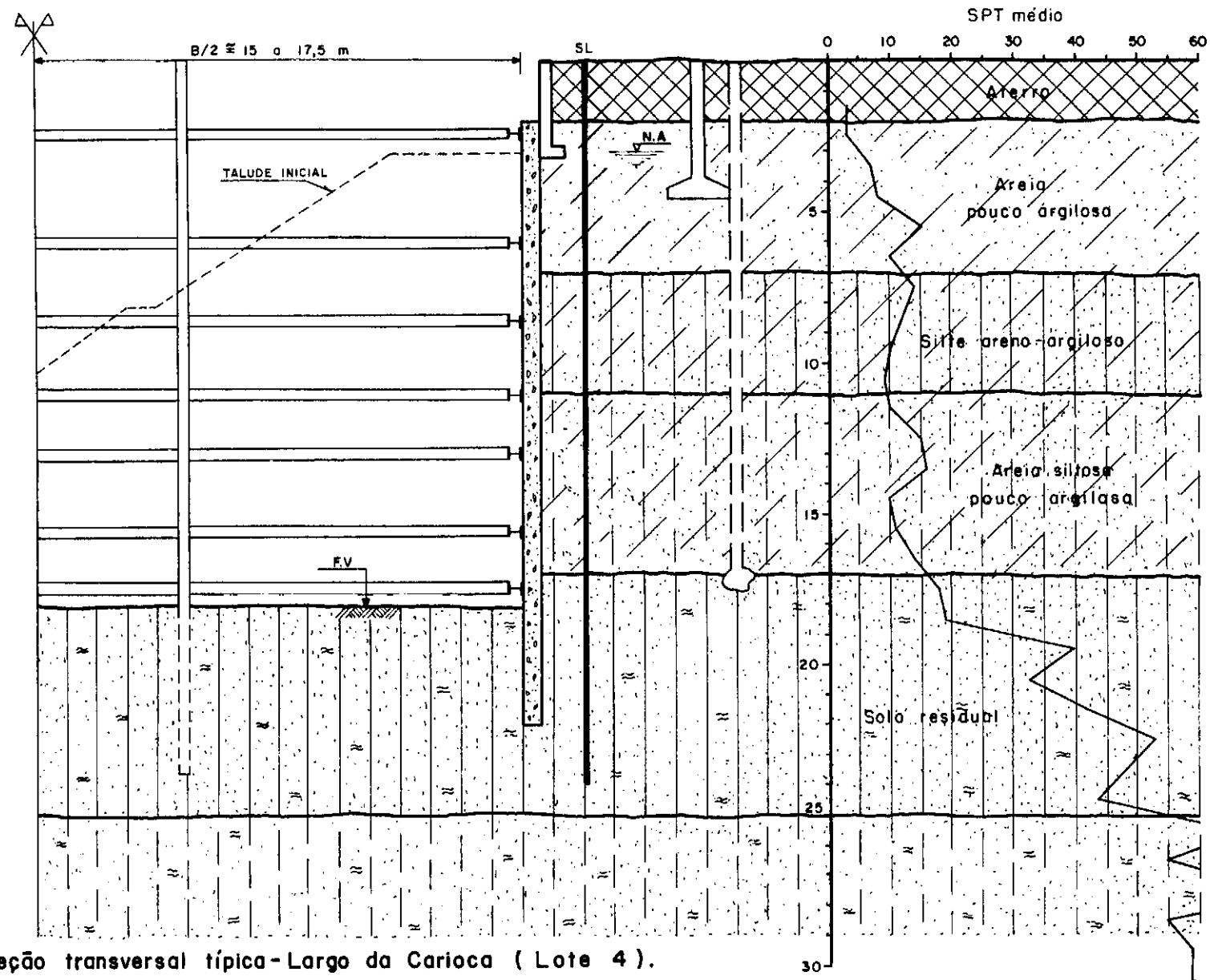


FIG. 2.13 - Seção transversal típica - Largo da Carioca (Lote 4).

c) Processo Construtivo

A escavação na Estação do Largo da Carioca foi executada a céu aberto, em seqüências distintas para alguns blocos. Nos blocos correspondentes às edificações analisadas (Fig. 2.12), a escavação foi realizada inicialmente em taludes até a completa execução dos Blocos 9 e 14, cujas paredes serviram de apoio às estroncas dos Blocos 10 e 15, possibilitando, desta maneira, o prosseguimento da escavação. A parede diafragma, com espessura de 0,60m e profundidade média de 22,0m, foi escorada por sete níveis de estroncas instaladas e precomprimidas paralelamente à escavação gradual do talude.

, A presença de nível d'água superficial exigiu a instalação de poços profundos (Fig. 2.13), através dos quais se processou o rebaixamento.

d) Instrumentação para Controle de Movimentos

Como nos demais trechos descritos anteriormente, foram feitos os controles de movimentos verticais das edificações através de pinos de recalques, deslocamento horizontal da parede diafragma através de inclinômetros e nível d'água através de piezômetros, tipo Casagrande. Na Figura 2.12 estão indicados os instrumentos instalados para estes controles.

e) Movimentos Observados

As edificações analisadas estão apresentadas na

Tabela 2.9, bem como a localização, número de pavimentos e o tipo de fundação em que as mesmas estão assentes.

Tabela 2.9 - Edificações Analisadas no Largo da Carioca (Lote 4)

Edifício	Bloco	Tipo de Fundação	Nº de Pav.	Próx. à Vila, D(m)	Recalques (mm)	
					Dur.a Esc.	Total Máx.
Rio	10	Profunda	19	5,00	73,0	104,5
Itú	10	Profunda	22	5,00	72,0	105,0
Liceu	15	Superficial	12	5,00	77,0	104,0

Na Figura 2.14 estão mostrados a distribuição dos recalques máximos, em função da evolução da escavação, e o deslocamento horizontal máximo da parede diafragma.

2.6 - RESUMO DAS PRINCIPAIS DIFERENÇAS EXISTENTES NOS TRECHOS ANALISADOS

Os trechos de Botafogo e Uruguaiana apresentam, ambos, espessas camadas compressíveis e de baixa resistência à penetração, enquanto que na Tijuca e no Largo da Carioca os subsolos são predominantemente arenosos e com altas resistências.

Todos os trechos analisados são em paredes diafragma, como já comentado. Em Botafogo sua espessura é de 1,20m, na Uruguaiana 1,0m, na Tijuca 0,70 e 0,80m e no Largo da Carioca 0,60m. Suas profundidades também variam.

Apenas na Tijuca (Setor III) o processo de esca

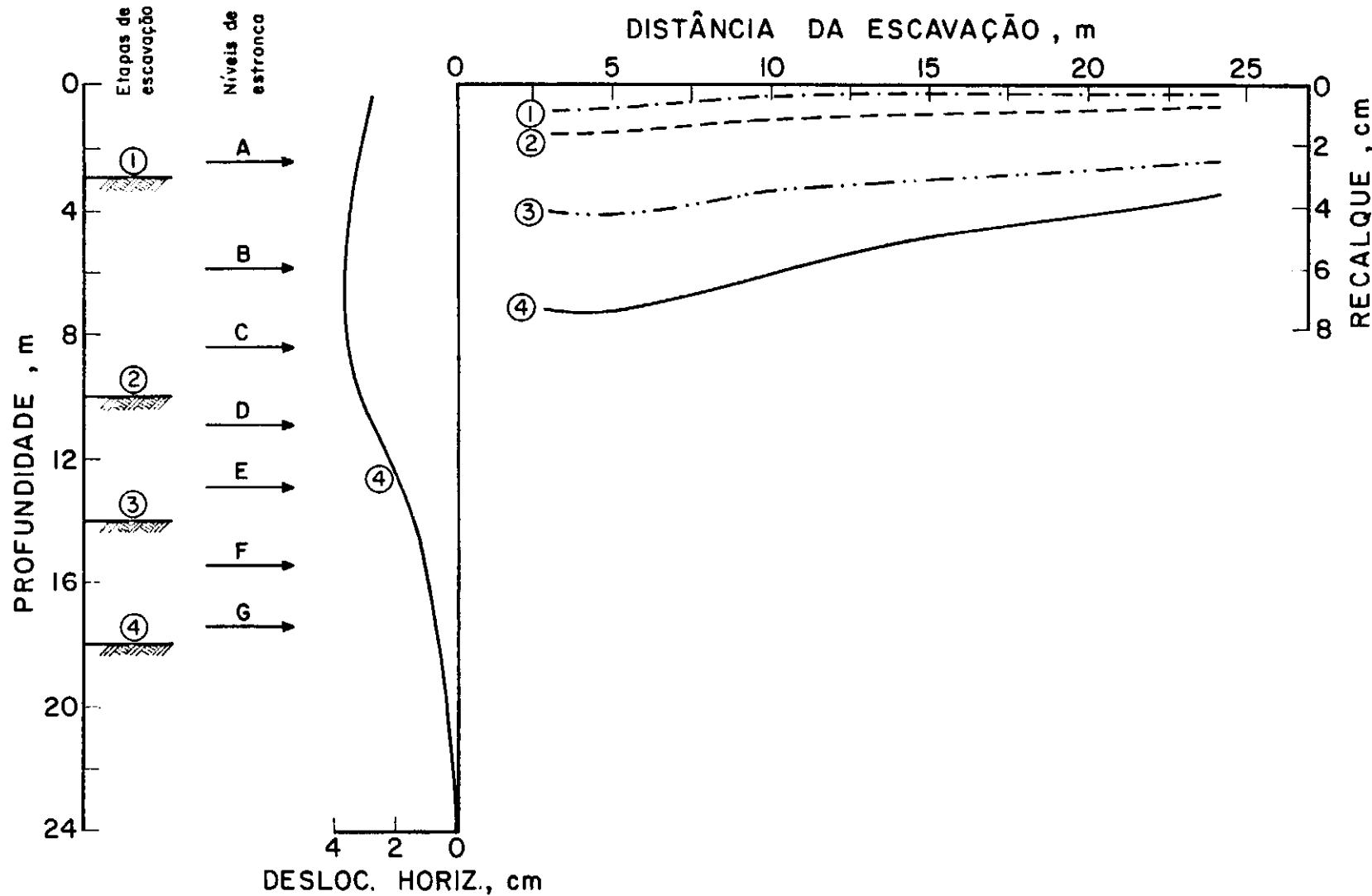


FIG. 2.14 - Recalques e deslocamento horizontal medidos - Largo da Carioca (Lote 4).

vação foi o denominado de "invertido" (Item 2.3), enquanto que nos demais trechos a escavação foi executada a céu aberto.

As modificações nas condições dos lençóis d'água foram feitas através de poços profundos com bombas submersas. No Setor III da Tijuca não foi executado rebaixamento e/ou alívio de lençóis d'água. No Lote 4 e no Setor II da Tijuca foi executado rebaixamento do nível d'água, enquanto que no Lote 9 (Botafogo) e no Lote 3 (Uruguaiana) foram realizados alívio de lençol confinado.

Com relação à largura da vala, o Largo da Carioca apresentou o valor máximo dos trechos analisados (de 30,0 a 35,0m), enquanto que em Botafogo e Uruguaiana seus valores foram de 15,0 e 10,50m, respectivamente. No Setor III da Tijuca a largura média da vala foi de 21,0m, no trecho inicial.

CAPÍTULO III - ESTUDO DOS RECALQUES

3.1 - INTRODUÇÃO

3.2 - CAUSAS DE RECALQUES

III. ESTUDO DOS RECALQUES

3.1 - INTRODUÇÃO

O mecanismo envolvido no processo de uma escavação se inicia pela retirada da massa de solo e água, causando uma redução na tensão total ao longo da fronteira da mesma. Desta maneira o solo vizinho tem uma tendência a atuar como sobrecarga lateral abaixo do nível de escavação, tendendo a proceder um levantamento de fundo de vala. Da mesma maneira o solo ao longo do escoramento, tende a se mover para dentro da vala, paralelamente a níveis abaixo dos quais a escavação tem evoluído. O mecanismo envolvido no processo se torna ainda mais complexo quando a escavação é executada abaixo do nível d'água, pois, havendo necessidade de um rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões em lençóis confinados, o equilíbrio de pressões intersticiais é alterado na fronteira da escavação, acarretando movimentos adicionais.

Os movimentos do solo vizinho à escavação são responsáveis pelos recalques da superfície adjacente. Para se evitarem danos às estruturas vizinhas, devem-se prever e estimar os valores dos mesmos.

Podem-se relacionar como principais causas de recalques em edificações vizinhas à escavação, as seguintes:

- Alívio vertical de pressões devido à escavação.

- Deslocamento horizontal da parede diafragma.
- Adensamento provocado pelo rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões em lençóis confinados.
- Metodologia de execução da escavação e escoramento da vala.

Alguns fatores intervenientes de cada uma destas causas estão apresentados na tabela abaixo:

Tabela 3.1 - Principais Causas de Recalques e Fatores Intervenientes

Alívio vertical de pressões devido à escavação - Deslocamento vertical do fundo da vala	FS à ruptura de fundo Propriedades do solo (γ, R) Geometria de escavação Comprimento da ficha Profundidade da camada firme
Alívio horizontal de pressões devido à escavação - Deslocamento horizontal da parede diafragma	Rigidez do escoramento Propriedades do solo (R) Geometria Ficha
Adensamento provocado pelo rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões em lençóis confinados	Estabilidade quanto à ruptura hidráulica Tempo de execução da escavação Estruturas vizinhas Sobrecargas
Metodologia de execução da escavação e escoramento da vala	Rigidez relativa da estrutura Bermas de apoio Instalação e retirada de estroncas Escavação da parede diafragma Outros

Como se depara na Tabela 3.1 apresentada anteriormente, os recalques decorrentes de escavações escoradas podem ser estimados a partir de uma avaliação das parcelas corres-

pondentes ao alívio vertical de pressões devido à escavação, ao deslocamento horizontal da parede diafragma, adensamento do solo, incluindo nestas parcelas as influências do processo construtivo. Neste trabalho será dada uma especial atenção à metodologia de execução da escavação e escoramento da vala, procurando-se, com isto, analisar suas influências nos movimentos observados. Deve-se ressaltar que alguns destes fatos não são considerados na fase de projeto, acarretando, muitas vezes, movimentos adicionais durante a execução da obra.

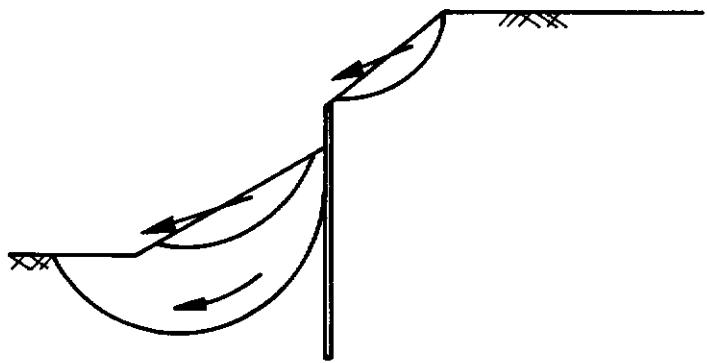
3.2 - CAUSAS DE RECALQUES

3.2.1 - Alívio Vertical de Pressões Devido à Escavação

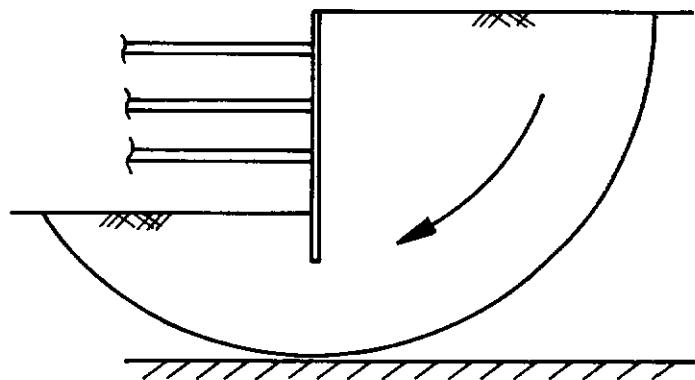
Uma das causas de movimentos do maciço adjacente e, consequentemente, de recalques em edificações vizinhas, deve-se ao alívio vertical de pressões devido à escavação. Os principais mecanismos de instabilidade estão mostrados na Figura 3.1, envolvendo rupturas em bermas de apoio e cavas próximas à escavação, ruptura geral e ruptura por levantamento de fundo. Como mostra a referida figura, existem diversos mecanismos que podem definir a ruptura de uma vala. No entanto, a ruptura de fundo, caracterizada pelas formas apresentadas na Figura 3.1c, é, geralmente, relacionada aos movimentos adjacentes à vala. Asseguranças à ruptura geral-rotacional ou translacional e ruptura hidráulica não são índices normalmente empregados para quantificar estes movimentos.

A ruptura de fundo ocorre quando o solo, abaixo do nível da escavação, não apresenta resistência ao cisalhamento suficiente para suportar as tensões impostas pela diferença entre as pressões externas e internas à escavação. Este tipo de problema é mais frequente quando a escavação atinge camadas de solos de baixa resistência ou suscetíveis de perderem resistência como consequência da expansão produzida pelo descarregamento (Soares, 1978).

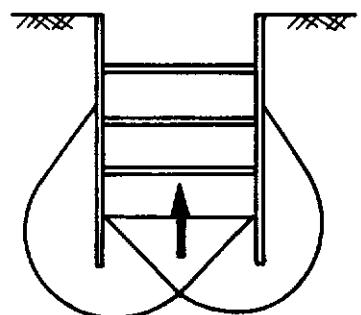
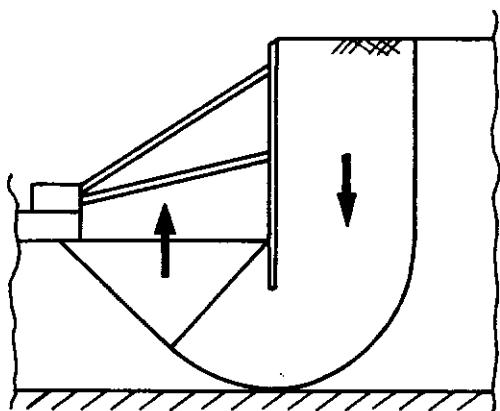
Terzaghi (1943) foi o primeiro a sugerir um procedimento para análise da estabilidade da escavação, sendo segui-



(a) Rupturas em Bermas de Apoio e Cavas Próximas



(b) Ruptura Geral



(c) Ruptura por Levantamento de Fundo

do por Bjerrum e Eide (1956), (ver Fig. 3.2). Seu estudo considera o problema como análogo à capacidade de carga de fundações superficiais, não levando em consideração, portanto, a influência da ficha, no que diz respeito a seu comprimento, rigidez e atrito com o solo. No presente trabalho foi seguido o referido procedimento para estimativa do fator de segurança, embora deva-se ressaltar que este fator é utilizado apenas como um índice representativo do grau de estabilidade da escavação e pode não ser o verdadeiro fator de segurança ao levantamento de fundo.

Os recalques do solo adjacente à escavação possuem uma estreita relação com o fator de segurança ao levantamento de fundo (Maná, 1978). A velocidade e magnitude destes movimentos crescem rapidamente quando o fator de segurança se aproxima de 1 (ver Fig. 3.3).

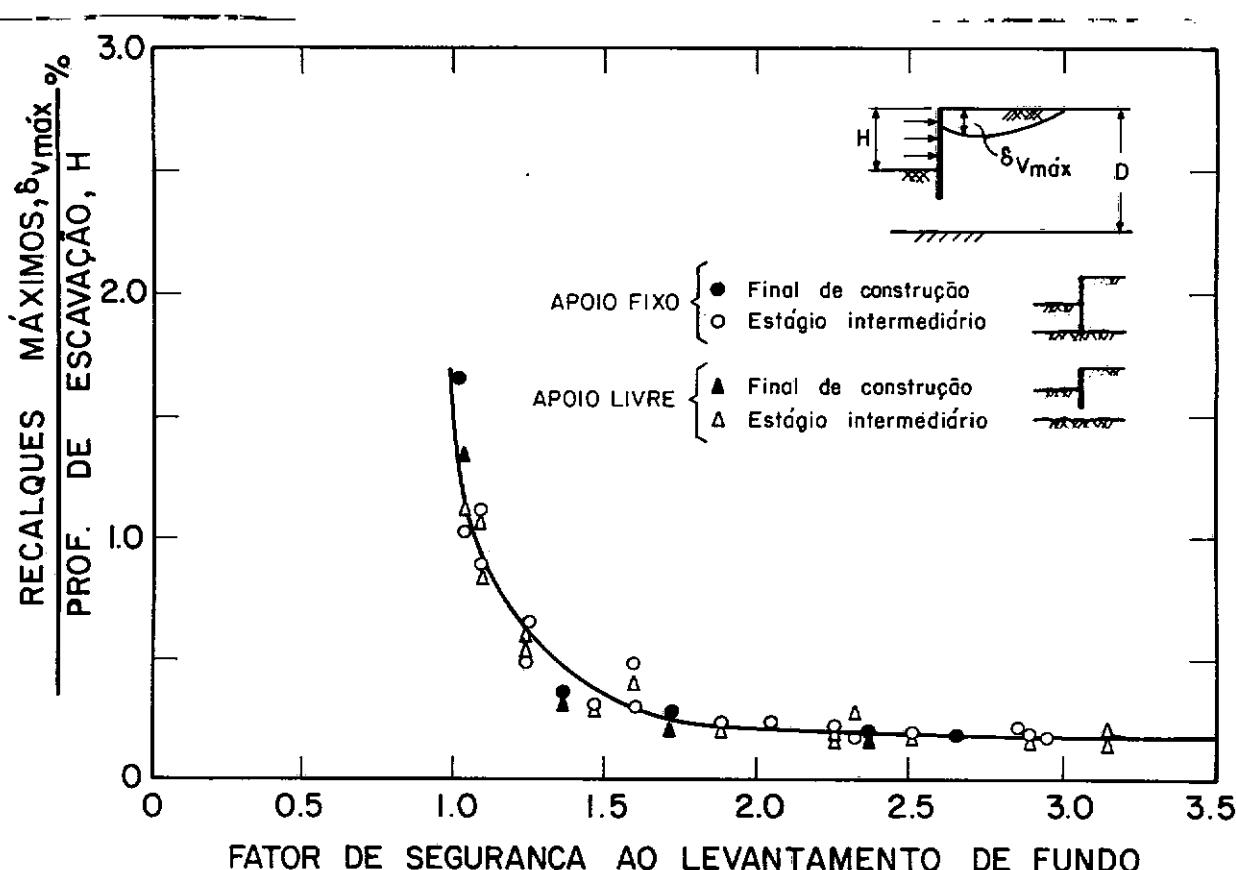
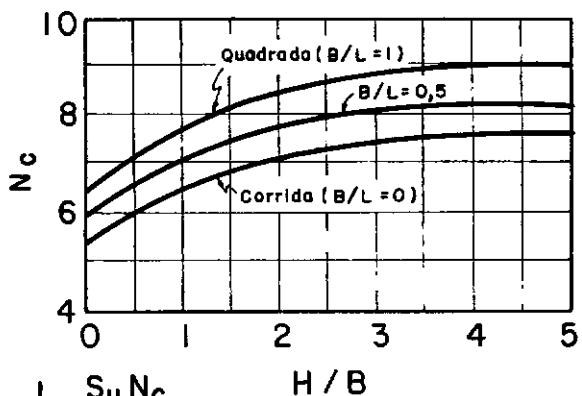
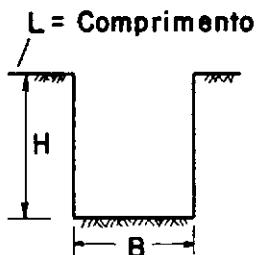
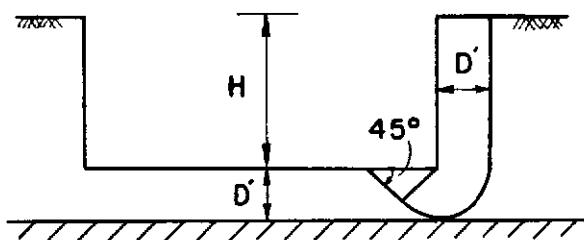
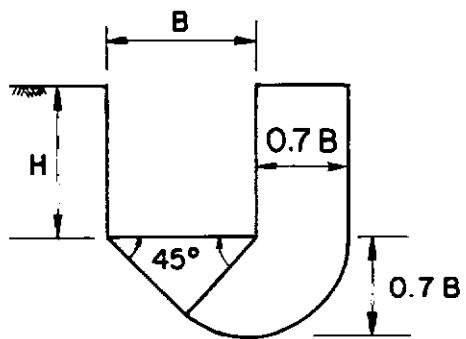


FIG. 3.3 – Relação entre recalques máximos e fator de segurança ao levantamento de fundo. (Maná, 1978)



$$\text{Fator de Segurança} = \frac{I}{H} \cdot \frac{S_u N_c}{\gamma}$$

Análise da Ruptura de Fundo Para Escavações Profundas ($H/B > 1$)
BJERRUM e EIDE (1956)



$$\text{Fator de Segurança} = \frac{I}{H} \cdot \frac{5.7 S_u}{\gamma - S_u / 0.7B}$$

$D' > 0.7B$

$$\text{Fator de Segurança} = \frac{I}{H} \cdot \frac{5.7 S_u}{\gamma - S_u / D'}$$

$D' < 0.7B$

Análise da Ruptura de Fundo Para Escavações Rasas ($H/B < 1$)
TERZAGHI (1943)

FIG. 3.2 – Métodos para estimativa de fator de segurança ao levantamento de fundo.

Peck (1969) sugere que o estado de ruptura da vala deve ser julgado pelos valores do número adimensional $N_b = \gamma H / S_{ub}$, onde S_{ub} é a resistência ao cisalhamento, não drenada, do solo abaixo do nível de base. Desta maneira, foi apresentado um ábaco de recalques em escavações para vários tipos de solo (Fig. 3.4), estabelecendo uma correlação entre os movimentos e o número de estabilidade, N_b .

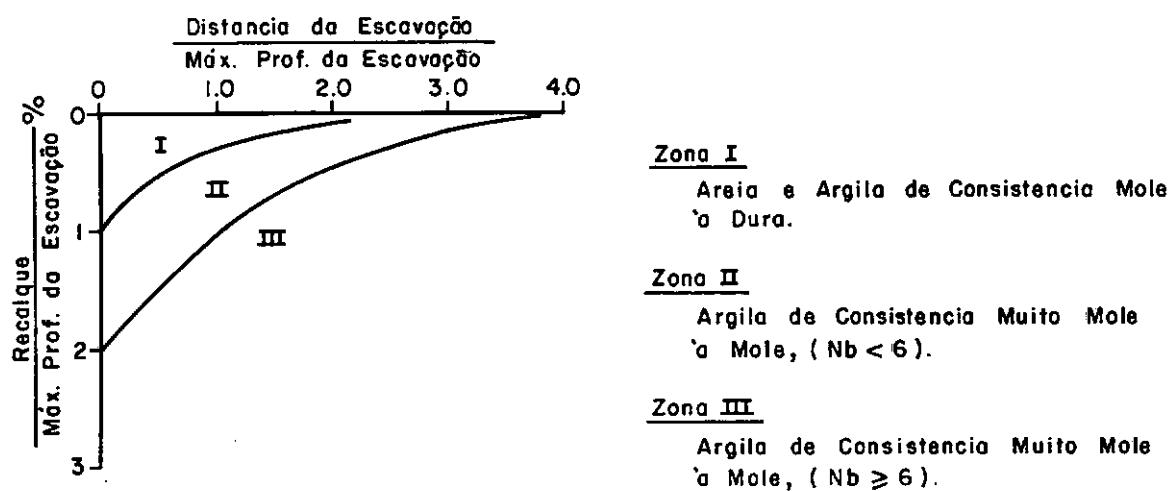


FIG. 3.4 - Ábaco de recalques adjacentes à vala, em vários solos (Peck, 1969).

Uma extensão ao trabalho de Peck foi feita por D'Appolonia (1971), adicionando alguns dados e relacionando os movimentos para cada tipo de solo e o número de estabilidade, N .

Também baseado no número de estabilidade N , já referido anteriormente, Schmidt (1974) apresenta um ábaco onde classifica o comportamento de uma escavação em argila. Neste ába-

co (Fig. 3.5) a resistência ao cisalhamento, não drenada, da argila é plotada com a profundidade da escavação para várias linhas de estabilidade, definindo zonas de comportamento de escavação.

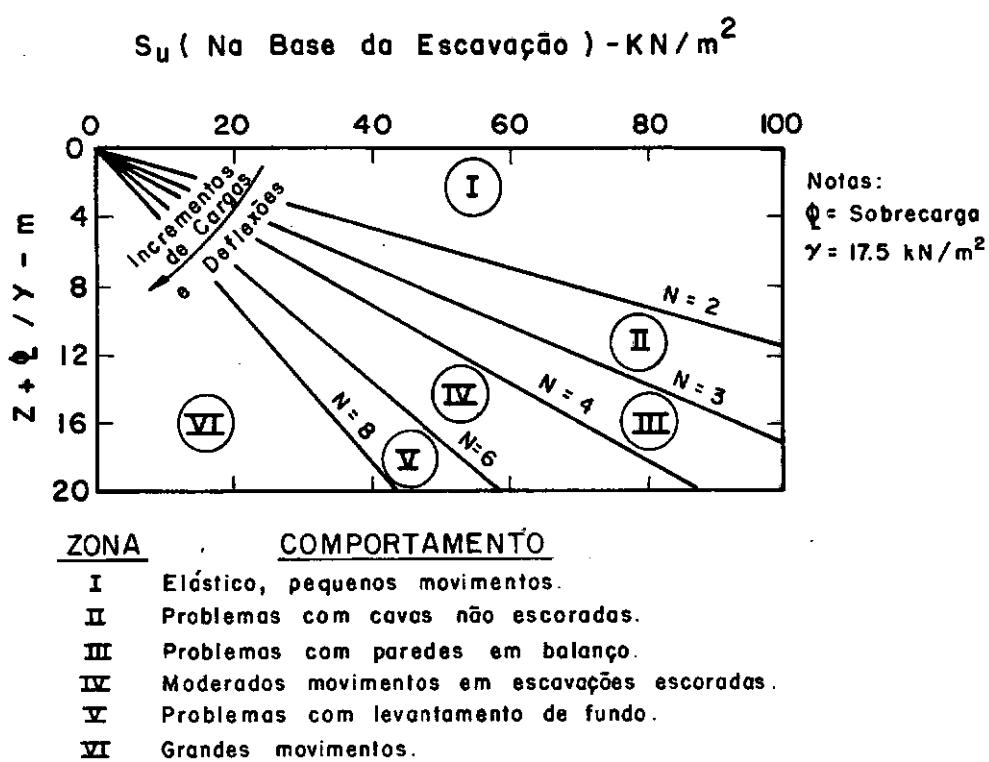


FIG. 3.5 - Ábaco de classificação para comportamento de escavações em argilas (Schmidt, 1974).

Lambe (1970) alerta para o fato de que uma argila sobreadensada tende a um maior levantamento que um solo normalmente adensado, para um determinado alívio de tensões provocado por uma escavação, principalmente para a situação drenada.

Peck (1969) afirma que nenhuma teoria consistente se desenvolveu para descrever a transição do estado elástico para o estado plástico de um material homogêneo, desde a superfície até uma profundidade bem abaixo da zona de influência da cava. Desta maneira, as influências da geometria da escavação, do escoramento e, em particular, da ficha, além da pro-

fundidade da camada firme, não foram bem explicadas. Todavia, estudos mais recentes (Palmer e Kenney, 1972; O'Rourke, 1975; Clough e Schmidt, 1977, Mana, 1978), utilizando-se do método dos elementos finitos, têm procurado estudar estas influências, analisando separadamente seus efeitos nos movimentos do maciço adjacente a escavações escoradas. Nos resultados de alguns estudos paramétricos realizados, observa-se que o comprimento e condições de apoio da ficha têm pouca influência nos movimentos, quando o fator de segurança ao levantamento de fundo é superior a 1,7 (Mana, 1978). Entretanto, esta influência passa a ser bastante significativa nos recalques, quando o fator de segurança se aproxima de 1. Outra observação se refere à geometria da escavação, pois os movimentos crescem linearmente com a largura, embora para valores superiores a 50m (Mana, 1978) estes incrementos caiam, pois cada lado da escavação atua independentemente. Com relação à profundidade da camada firme, observa-se que sua redução limita a extensão dos movimentos da massa de solo. Entretanto, esta influência tende a diminuir na proporção em que a profundidade da camada firme, D, se aproxima de um valor duas vezes ao da profundidade da escavação, H.

3.2.2 - Deslocamento Horizontal da Parede Diafrag ma

A parcela de recalque correspondente ao deslocamento horizontal da parede diafragma possui uma extensa análise, devido à complexa interação entre o comportamento do solo e a

estrutura de contênsão. Esta parcela é bastante influenciada pela metodologia de execução da obra. Todavia, neste item serão tratados apenas os efeitos inerentes às propriedades do solo e à rigidez do escoramento, deixando-se para o Item 3.2.4 a análise dos efeitos construtivos.

As relações entre os recalques adjacentes à vala e o deslocamento horizontal do escoramento já possuem valiosos estudos. Medidas feitas em Oslo, apresentadas pelo Norwegian Geotechnical Institute (NGI, 1962 - 1965), relatam importantes observações de uma seção instrumentada em Vaterland I. A Figura 3.6 mostra a maneira pela qual os recalques adjacentes à vala e o deslocamento horizontal do escoramento se desenvolvem em relação à evolução da escavação.

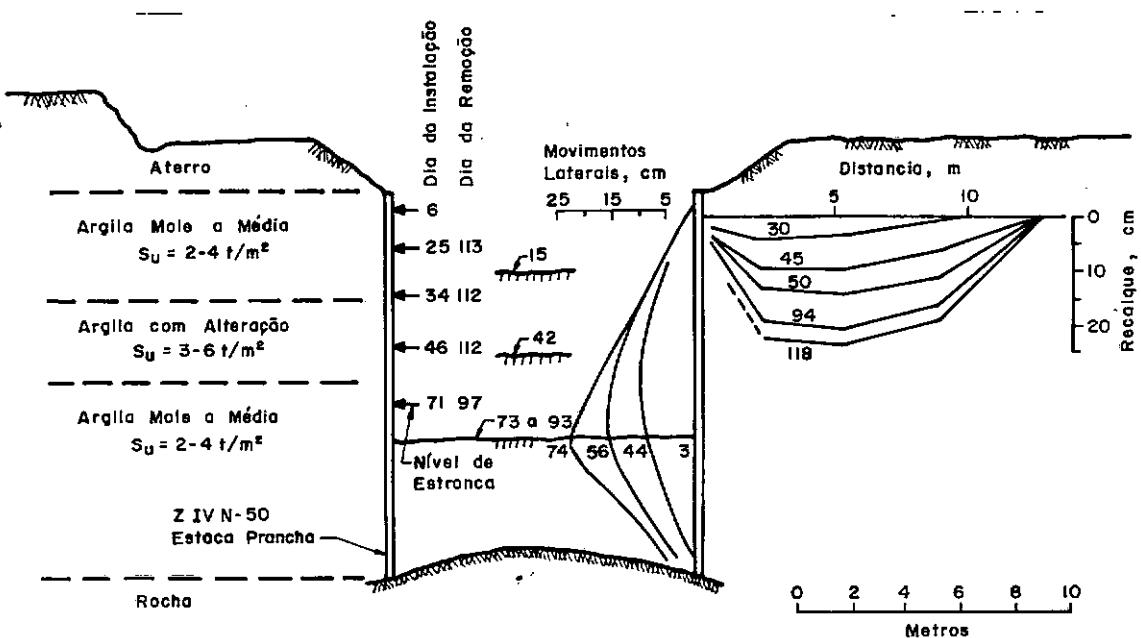


FIG. 3.6 - Relação entre os recalques adjacentes à vala e os deslocamentos horizontais do escoramento em função da evolução de escavação em argila mole (Vaterland I - Peck, 1969).

Na Figura 3.7 estão representadas, por uma linha cheia, as áreas de recalques correspondentes às sucessivas curvas apresentadas (Fig. 3.6), ou o volume de recalque por unidade de comprimento da vala. Estão também mostradas a área de deslocamento horizontal do escoramento e a evolução da escavação com o tempo.

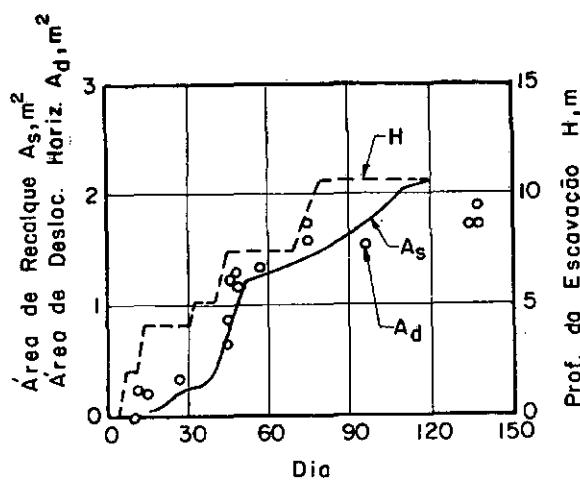


FIG. 3.7 - Comparação entre as áreas de recalque, A_s e deslocamento horizontal do escoramento, A_d (Peck, 1969).

A proximidade dos pontos de áreas de deslocamento horizontal à linha cheia (A_s) demonstra que o volume de recalque no maciço adjacente é aproximadamente igual ao volume de deslocamento horizontal do escoramento, para aquelas condições locais. É também considerado o volume relacionado com o levantamento de fundo da vala. Estas observações levam a uma conclusão, já citada por Flaate (1966), que os recalques adjacentes à vala são diretamente relacionados com os deslocamentos horizontais do escoramento para dentro da vala e com o levantamento de fundo da escavação.

vação. Isto porque foi encontrado que $A_{\delta V} \approx A_{\delta h}$, quando a ficha penetra na camada firme. Esta relação foi utilizada por Caspe (1966) para propor um método de estimativa de recalques adjacentes à vala, a partir de deslocamentos horizontais medidos no escoramento. Seu método se baseia na teoria de Rankine para o estado ativo de pressões atuantes no escoramento. Golder, Lambe, Tschebotarioff e Wilson (1970) também fizeram uso desta relação.

A observação de que os volumes de recalques e de deslocamento horizontal do escoramento são aproximadamente iguais, em argilas saturadas de consistência mole a média, levaram Peck (1969) a afirmar que os recalques podem ser reduzidos apenas com uma substancial redução no deslocamento horizontal do escoramento e no levantamento de fundo. O mesmo autor afirma também que, em outros solos, onde estes volumes devem ser diferentes, a redução de recalques pode ser alcançada, mais efetivamente, pela redução do deslocamento horizontal do escoramento.

Uma grande quantidade de fatores intervenientes ao deslocamento horizontal do escoramento foi apontado por Lambe (1970), D'Appolonia (1971), Clough e Schmidt (1977), em extensão aos apontados por Peck (1969). Entretanto, cabe aqui ressaltar que esse item se limita aos já citados no seu início.

Propriedades do Solo

Peck (1969) propõe que o tipo de solo é uma variável de grande importância na determinação da quantidade de movimento lateral do escoramento. No seu trabalho, os movimentos horizontais foram analisados em função dos tipos de subsolos, tipos estes que ele usou para quantificar os movimentos verticais próximos à escavações escoradas (Fig. 3.4). Entretanto, salienta-se que os dados apresentados por Peck(1969) correspondem a valores de recalques totais, ou seja, nessa quantificação foram incluídas as parcelas correspondentes ao adensamento do solo, deslocamento horizontal do escoramento e as relativas à execução da obra.

D'Appolonia (1971), seguindo a mesma orientação traçada por Peck (1969), reanalisou os dados por ele utilizados, introduzindo mais um tipo de solo (silte orgânico) na classificação anterior. Em seu trabalho, foram quantificados os movimentos laterais da parede em função do tipo de solo.

Rigidez do Escoramento

A influência da rigidez do escoramento na parcela de recalque proveniente do deslocamento horizontal da parede é de considerável importância. Estudos realizados por Bjerrum, Clausen e Duncan (1972) ; Palmer e Kenney (1972); Zeevaert (1973); e mais recentemente Goldberg, Jaworski e Gordon (1976); Clough e Schmidt (1977) e Mana (1978) mostraram que a

rigidez do escoramento não depende somente da inércia da parede, mas também de outros parâmetros, tais como a rigidez das estroncas, espaçamento longitudinal e transversal das estroncas, efeitos de precompressão, condições de apoio da parede e comprimento da ficha, tipo de solo etc.. Entretanto, no presente trabalho serão quantificados apenas os efeitos provocados pela rigidez da parede, rigidez das estroncas e alguns efeitos de precompressão. Apesar destes efeitos atuarem conjuntamente, será feita uma análise isolada de cada um deles.

a) Rígidez da Parede

Como já salientado anteriormente, à rigidez da parede (EI) devem ser incorporados novos parâmetros, de forma a se ter um parâmetro representativo que inclua todas as influências. Foi utilizado o parâmetro EI/h^4 , que incorpora a influência do espaçamento vertical dos apoios na rigidez da parede. A idéia de se utilizar esta parâmetro partiu da expressão da flecha máxima de uma viga biapoiada.

O parâmetro EI/h^4 foi utilizado por Goldberg Jaworski e Gordon (1976) para avaliar os movimentos laterais do escoramento relativos à rigidez da parede. Posteriormente, Mana (1978) introduziu no denominador da expressão anterior o valor de γ (peso específico do solo), somente para torná-la adimensional.

A Figura 3.8 mostra como são utilizadas as diversas influências nos movimentos próximos à escavação. Nessa

figura se verifica que os movimentos esperados dependem também do tipo de solo, expresso, neste caso, pelo número de estabilidade.

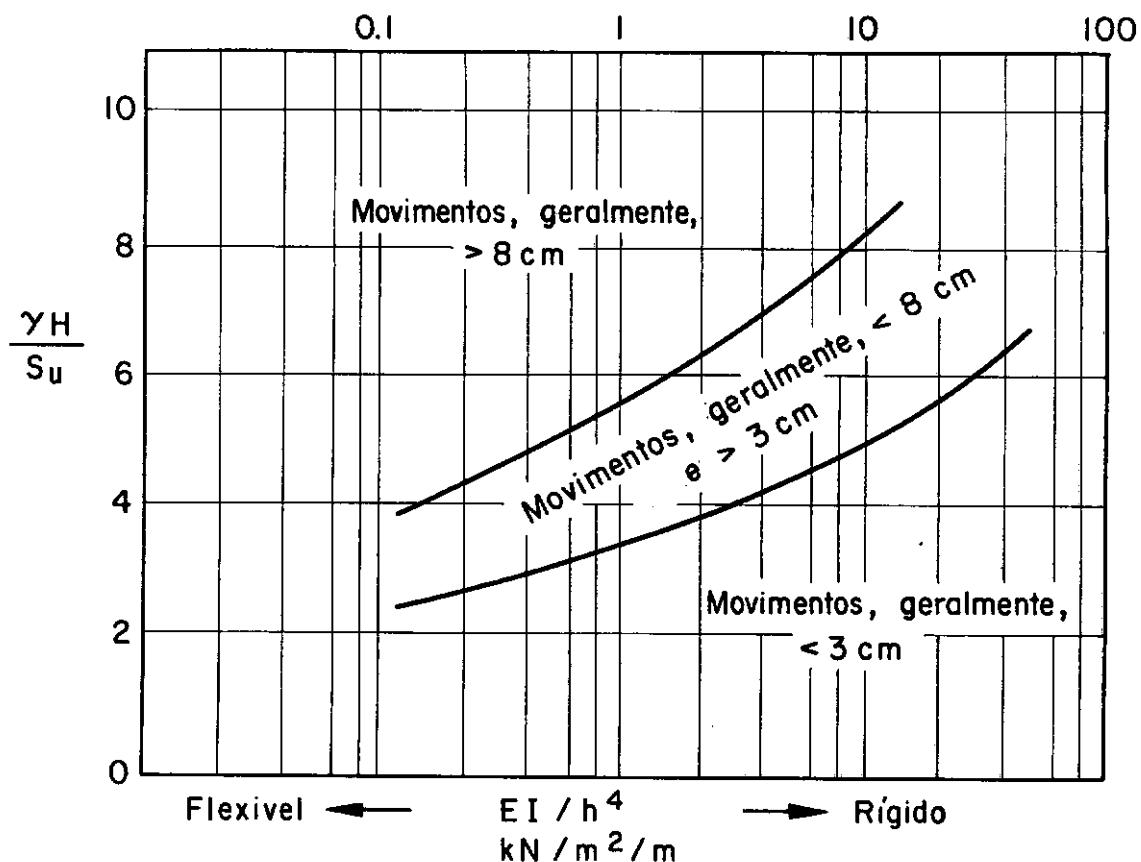


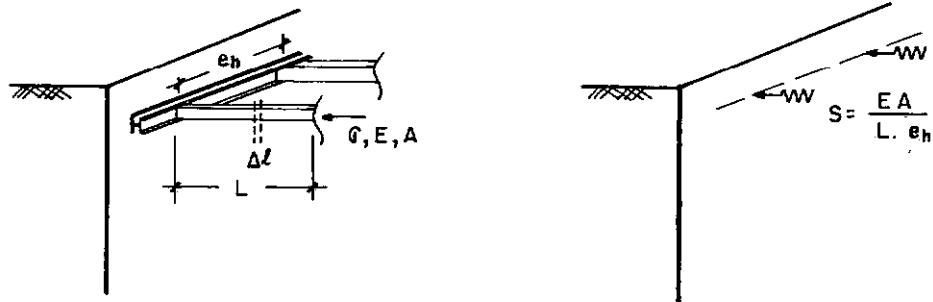
FIG. 3.8 - Efeito da rigidez da parede e espaçamento vertical, h no deslocamento horizontal do escoramento (Goldberg, Jaworski e Gordon, 1976).

Uma análise semelhante foi realizada por Mana (1978), mostrando que os movimentos laterais podem ser reduzidos com o incremento da rigidez da parede. Entretanto, esta redução é influenciada pelo fator de segurança ao levantamento de fundo da escavação.

b) Rígidez da Estronca

Na análise de deformação plana de escavações escoradas, o apoio da estronca, muitas vezes, é simulado por molas de rigidez S . Teoricamente, o valor dessa rigidez é expresso pela rigidez axial da estronca E/A , dividido pelo espaçoamento longitudinal das mesmas (Fig. 3.9). No entanto, como mostram vários autores, o deslocamento da estronca sob o efeito do carregamento depende da rigidez da peça e, também, da compressibilidade do apoio.

(FIG. 3.9)



Entretanto, na prática, a rigidez efetiva deve ser estimada pela variação da carga média medida na estronca dividida pelo deslocamento da mesma. Ou seja:

$$S_{ef} = \frac{\Delta Q/m}{\Delta l}$$

Essa rigidez efetiva depende, como já se disse, da compressibilidade do apoio e do próprio nível de carregamento; podendo atingir um valor 10 vezes inferior ao valor da rigidez teórica (Soares e Carim, 1978; Palmer e Kenney, 1972).

Maná (1978) denominou rigidez efetiva a rigidez teórica S , definida anteriormente, e utiliza o parâmetro adimensional $S/h\gamma$ para avaliar os movimentos laterais do escoramento associados à rigidez da estronca. Cabe aqui salientar que este parâmetro, utilizado por Maná, simula um caso ideal, onde as estroncas possuem conexões perfeitas com a longarina e parede (compressibilidade nula nos apoios). Os valores de h e γ utilizados representam o espaçamento vertical máximo entre os níveis de estronca e o peso específico total do solo, respectivamente.

A Figura 3.10 mostra que o acréscimo de rigidez na estronca pode reduzir movimentos, mas a velocidade de redução diminui quando o valor de $S/h\gamma$ é maior que 1000. Além disso, os resultados de estudos paramétricos realizados por Maná (1978) mostram que a rigidez da estronca não é tão dependente do fator de segurança ao levantamento de fundo quanto à rigidez do solo e da parede.

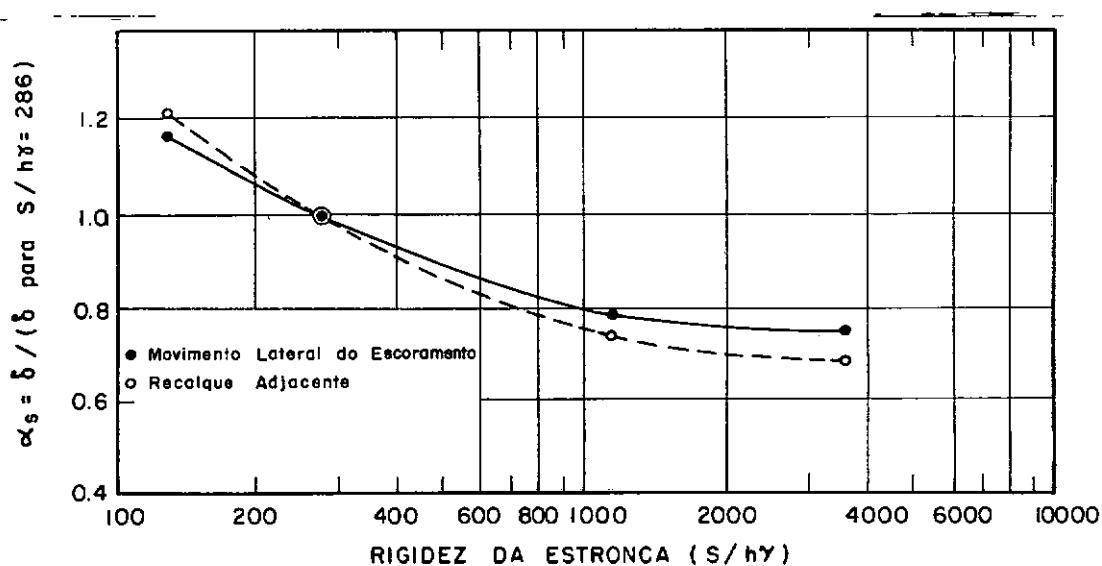


FIG. 3.10 - Efeito da rigidez da estronca nas movimentos laterais do escoramento e recalques adjacentes. (S = rigidez da estronca; h = espaçamento vertical máximo entre estroncas; α_s = coeficiente de influência da rigidez da estronca - Maná, 1978).

c) Precompressão

O principal objetivo da precompressão de estroncas é a redução dos deslocamentos horizontais do escoramento que acarretam recalques em edificações vizinhas à escavação. Peck (1969) afirma que a precompressão de estroncas reduz significativamente os movimentos próximos às paredes escoradas.

A precompressão permite uma redução das folgas existentes no sistema de escoramento, correspondentes à deformação das peças usadas para o encunhamento, bem como pela acomodação do sistema estronca-longarina-parede (diminuição da compressibilidade do apoio). A relação entre esses deslocamentos depende, principalmente, do comprimento da estronca e das características do apoio (O'Rourke, Cording e Boscardin, 1976; Soares e Carim, 1978). Uma redução nestes deslocamentos provoca um acréscimo de rigidez efetiva na estronca.

Alguns autores (Palmer e Kenney, 1972; Clough e Schmidt, 1977) afirmam que cada seqüência de precompressão tende a aliviar a tensão cisalhante no solo, causada por estágio precedente de escavação, levando a um enrijecimento temporário do solo e a uma redução de movimentos.

Feitas essas considerações, os autores concordam que, para se atingir uma determinada redução nos deslocamentos laterais do escoramento, não é necessário que se incorporem valores altos de cargas na precompressão. A diminuição dos movimentos pode ser obtida, apenas, com a redução das folgas existentes nos apoios.

O efeito da precompressão pode ser avaliado através de um estudo analítico paramétrico, admitindo-se que a rigidez efetiva varie desde seu valor mínimo até o seu valor teórico (máximo).

3.2.3 - Adensamento Provocado pelo Rebaixamento do Lençol Freático e/ou Alívio de Pressões em Lençóis Confinados

O rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões em lençóis confinados podem causar movimentos adicionais no maciço. Estes processos reduzem as pressões intersticiais, mantendo-se praticamente constantes as pressões totais no maciço, provocando recalques por adensamento. O cálculo desta parcela de recalque é feito, geralmente, aplicando a teoria unidimensional do adensamento.

A velocidade de recalque depende das características de permeabilidade dos materiais e das condições de drenagem. Na prática, tem-se confirmado que a velocidade de recalque é maior do que a obtida utilizando-se como dados os valores de permeabilidade determinados em ensaios oedométricos. De maneira geral, o coeficiente de adensamento do solo, aquele que inclui as condições de drenagem do campo, é bem maior que o coeficiente de adensamento definido em laboratório. Os valores máximos de recalques, ou seja, os que são atingidos após o completo adensamento das camadas, dependem da compressibilidade e dimensões das camadas, bem como da variação das pressões intersticiais impostas.

D'Appolonia (1971) aponta o cálculo das variações de pressões intersticiais como um problema de estimativa do

recalque por adensamento. A Figura 3.11 mostra estas variações para situações distintas de rebaixamento do lençol freático (a) e alívio de pressões em lençóis confinados (b). Os casos que serão tratados posteriormente decorrem de recalques provocados por alívio de pressões intersticiais em lençóis confinados. Este alívio é realizado através de bombas, mantendo-se o nível d'água aproximadamente constante e a uma profundidade inferior à condição inicial.

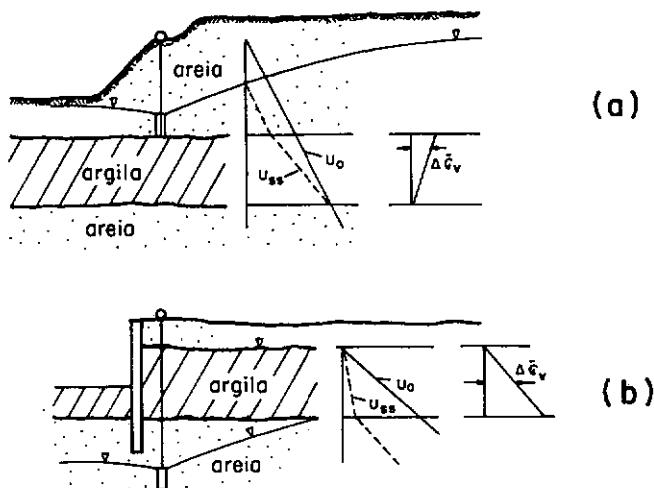


FIG. 3.11 – Variações de pressões intersticiais e efetivas.

Muitos exemplos de recalques por adensamento causados por rebaixamento e/ou alívio podem ser encontrados na literatura. A Tabela 3.2 mostra alguns destes casos. É importante observar que esta parcela pode chegar a atingir valores de 2/3 do recalque total medido durante todo o período de controle (Lambe, Wolfskill e Wong, 1970). As percentagens de recalques por adensamento, apresentadas na referida tabela, dependem do tempo de funcionamento do sistema de alívio, do tempo de execução da escavação, das características do solo e da drenagem.

Tabela 3.2 - Alguns Exemplos de Recalques por Adensamento

Referência	Local	$\delta_{total\ máx}$ (cm)	Parcela devida ao Adensamento	
			δ_{ad} (cm)	δ_{ad}/δ_{tot} (%)
Lambe e outros (1970)	Boston	18,0	12,0	67
Hutchinson (1964)	Oslo	84,0	9,0	11
D'Appolonia (1971)	MIT-Boston	4,0	2,7	68
O'Rourke e Cording (1976)	Washington	3,8	0,9	23
Karlsrud e Myrvoll (1974)	Oslo	6,2	3,1	50
Boustra e Horvat (1969)	Rotterdam	50,0	35,0	70
Soares (1978)	Uruguaiana (Seç. Inst.)	4,0	2,0	50
COPPETEC (1979)	Botafogo- (Edf. 284)	8,4	4,5	53

Durante a escavação tem-se uma parcela de recalque decorrente da drenagem e uma outra correspondente ao alívio de pressões devido à escavação, como já foi comentado no Item 3.2.1. As condições limites são definidas quando a parcela devida à drenagem é nula ou total; nesses casos, diz-se que a escavação está se processando em uma condição não drenada e drenada, respectivamente. Na realidade, estes limites anteriores não ocorrem, a escavação é executada em uma condição parcialmente drenada.

Os recalques decorrentes do adensamento de camadas compressíveis não afetam, substancialmente, as edificações vizinhas,

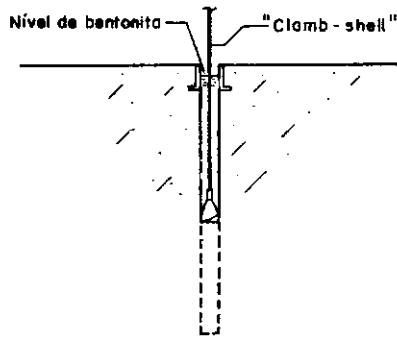
pelo fato de os mesmos se processarem sem provocar distorções a preciáveis, pois estes recalques são praticamente uniformes e, muitas vezes, se processam a uma velocidade pequena.

Um efeito marcante desta parcela de recalque ocorrre no caso de edificações sobre fundações profundas; neste caso, como relata Peck (1969), desenvolve-se atrito negativo nas fundações, muitas vezes suficiente para provocar recalques importantes.

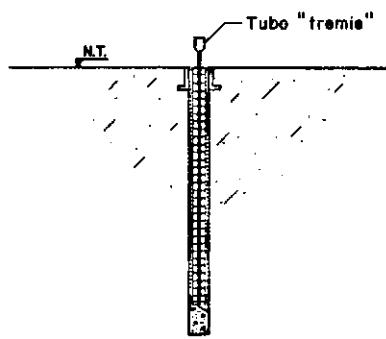
3.2.4 - Metodologia de Execução da Escavação e Escoramento da Vala

Alguns autores fazem referência sobre a influência dos processos construtivos de escavação nos movimentos do maciço adjacente. Peck (1969) alerta para a importância destes processos, principalmente no que se refere a seus efeitos nos movimentos. Uma relação dos fatores que influenciam nos movimentos foi apresentada por Lambe (1970) e D'Appolonia (1971). Mais recentemente, uma grande quantidade de trabalhos tem sido apresentada (Clough, Mana e Mayu, 1977; Davidson, 1977, Clough e Davidson, 1977; Clough e Schmidt, 1977, Mana, 1978; Massad, 1978; Burland, Simpson e St John, 1977), contendo valiosas informações sobre o assunto. Entretanto, poucos trabalhos propõem um método para quantificar a parcela de movimentos correspondente ao processo construtivo.

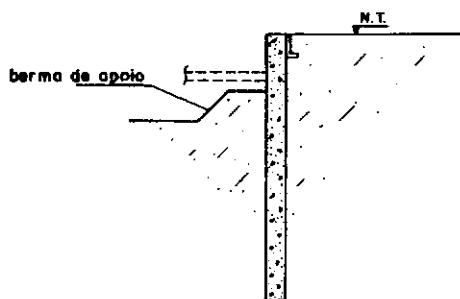
A metodologia de execução e escoramento da vala (ver Fig. 3.12) se inicia pela execução da parede diafragma. Sua



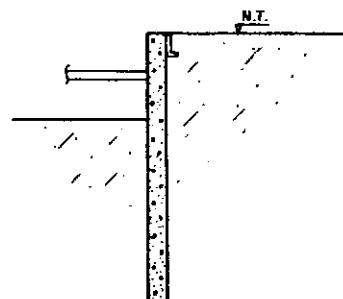
Estágio 1: Execução da diafragma.



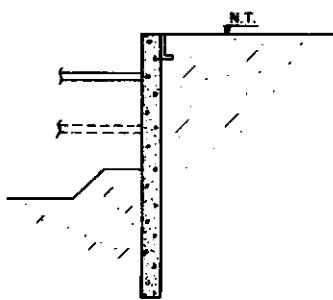
Estágio 2: Posicionamento da arma-dura e concretagem.



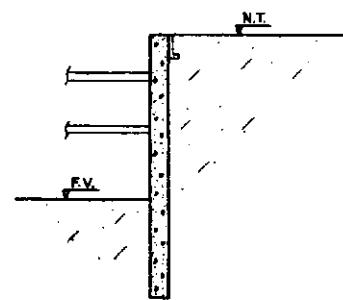
Estágio 3: Início da escavação.



Estágio 4: Instalação do 1º Nível de estrôncas.



Estágio 5: Escavação para instalação do 2º nível de estrôncas.



Estágio 6: Final de escavação.

FIG. 3.12 - Metodologia de execução de uma vala a céu aberto.

escavação é feita em lamelas retangulares, utilizando-se lama bentonítica para auxiliar a estabilização. Terminada a escavação, é posicionada a armadura (gaiola) e posteriormente se faz a concretagem submersa. Executada a parede diafragma, se inicia a escavação propriamente dita. A escavação da vala é executada utilizando-se bermas de apoio, temporariamente, enquanto a porção central da vala é escavada. Paralelamente, são instaladas as estroncas correspondentes àqueles níveis, permitindo a evolução da escavação para o estágio seguinte, prosseguindo-se desta forma até se atingir a cota final.

Neste item, são abordados alguns fatores intervenientes na metodologia de execução e escoramento da vala que se apresentaram com certa freqüência na construção da Linha 1 do Metrô do Rio de Janeiro. Para cada um destes fatores será discutida a forma de se incluir a sua influência nos movimentos.

Rigidez Relativa da Estrutura

Como já salientado no Item 3.2.2, a rigidez da estrutura tem uma influência significativa nos movimentos adjacentes à escavação. Seus efeitos são quantificados através da análise isolada da influência da rigidez da estronca e rigidez da parede propriamente dita, já discutidos anteriormente. Assim sendo, estas influências não serão aqui repetidas, deixando-se para o Capítulo IV a referida análise.

Escavação para Execução da Parede Diafragma

Na utilização de paredes diafragma como estrutura de suporte de escavações, a remoção do solo para sua execução e substituição por lama bentonítica pode acarretar movimentos no terreno aos quais se adicionarão aqueles devidos à escavação propriamente dita. Observações semelhantes foram apresentadas por DiBiaggio e Myrvoll (1972), para argila mole de Oslo; Kerisel e Outros (1972), para areia com pedregulhos em Lyon e Farmer e Attewell (1973), para argila rija de Londres. Em todos estes casos uma trincheira experimental foi construída e instrumentada. Remy e Fujii (1975) apresentaram alguns resultados de recalques em edificações adjacentes à parede diafragma no Metrô do Rio de Janeiro, além de medições efetuadas em duas trincheiras experimentais executadas no Metrô de Lyon. Outro trabalho foi apresentado por Costa Filho (1976) contendo medidas de deslocamentos horizontais e verticais associados com a execução de paredes diafragma no Metrô do Rio de Janeiro. Seus resultados indicam que tais movimentos são bastante pequenos para os casos analisados. Este fato se deve a uma metodologia de execução desenvolvida no METRÔ/RIO, visando-se minimizar seus efeitos em edificações vizinhas (Szwarcbarg, 1981).

Na Tabela 3.3, estão apresentados alguns valores de recalques associados a escavações para execução de paredes diafragma, encontrados na literatura e, também, os observados em edificações adjacentes à vala, durante a construção do Metrô do Rio de Janeiro.

Tabela 3.3 - Recalques Provocados por Escavações
para Execução de Paredes Diafragma

Referência	Local	$\delta_{v\max}$ (mm)	Prof. da Escav.(m)	Observações
DiBiaggio e Myrvoll (1972)	Oslo	8,00	25	medidos no solo
Farmer e Attewell (1973)	Londres	6,00	8	medidos no solo
Remy e Fujii (1975)	Lyon	12,00	15	medidos no solo
Remy e Fujii (1975)	Palácio Monroe (RJ)	12,00	25	medido em edificações
Costa Filho (1975)	Pres. Var gas - (RJ)	20,00* e 30,00	21	* medido em edificações
COPPETEC (1978)	Botafogo- (RJ)	9,00	30	medido em edificações
Metrô/Rio	Largo da Ca rioca - (RJ)	4,00	22	medido em edificações
Metrô/Rio	Uruguaiá- na - (RJ)	30,00	21	Problemas na execução

Na tabela anterior, observa-se que os valores de recalques medidos em edificações foram, na sua maioria, inferiores aos medidos no solo. Este fato se deve à distância que as edificações se encontram da parede, sendo, muitas vezes, superior às distâncias que foram instalados os medidores de recalques no solo, para estes casos. Salienta-se que as variações nas dimensões dos painéis executados tiveram, nestes casos, pouca importância nos valores de recalques medidos. Entretanto, o equipamento e a mão-de-obra empregados na execução, bem como as características do subsolo são fatores de grande importância.

Bermas de Apoio

Em escavações é muito comum se utilizarem ber-

mas de apoio com o objetivo de se reduzir os deslocamentos horizontais do escoramento, facilitar a instalação das estroncas e escavação posterior. As bermas atuam com uma restrição passiva, reagindo contra a parede e diminuem o alívio de pressão vertical próximo ao escoramento.

Clough e Demby (1977) foram os primeiros a quantificar o efeito das bermas em escavações escoradas. Em suas análises, utilizando-se do método dos elementos finitos, foram definidas relações entre recalques adjacentes, dimensões de bermas e o número de estabilidade, N (ver Fig. 3.13). Todos os dados apresentados tomaram por hipótese uma argila normalmente adensada, com resistência ao cisalhamento e rigidez crescentes com a profundidade. Estes autores demonstraram que o acréscimo nas dimensões das bermas reduz os movimentos do escoramento e os recalques adjacentes à escavação. Entretanto, o efeito da berma não é só função de sua dimensão; é, também, influenciado pela rigidez da parede, profundidade da escavação, condições de apoio da parede e da resistência ao cisalhamento do solo. Correlações para previsão de movimentos com o número de estabilidade, $\gamma H/S_u$, mostram que: para valores baixos do número de estabilidade ($N < 3$ - Clough e Demby, 1977), o acréscimo nas dimensões da berma causa uma redução mínima nos movimentos, enquanto que para valores altos do número de estabilidade ($N > 4,5$ - Clough e Demby, 1977), este acréscimo pode levar a uma grande redução nos recalques adjacentes.

Embora seja intuitivo que a presença de bermas, atuando com restrição passiva no escoramento, reduza seus movi-

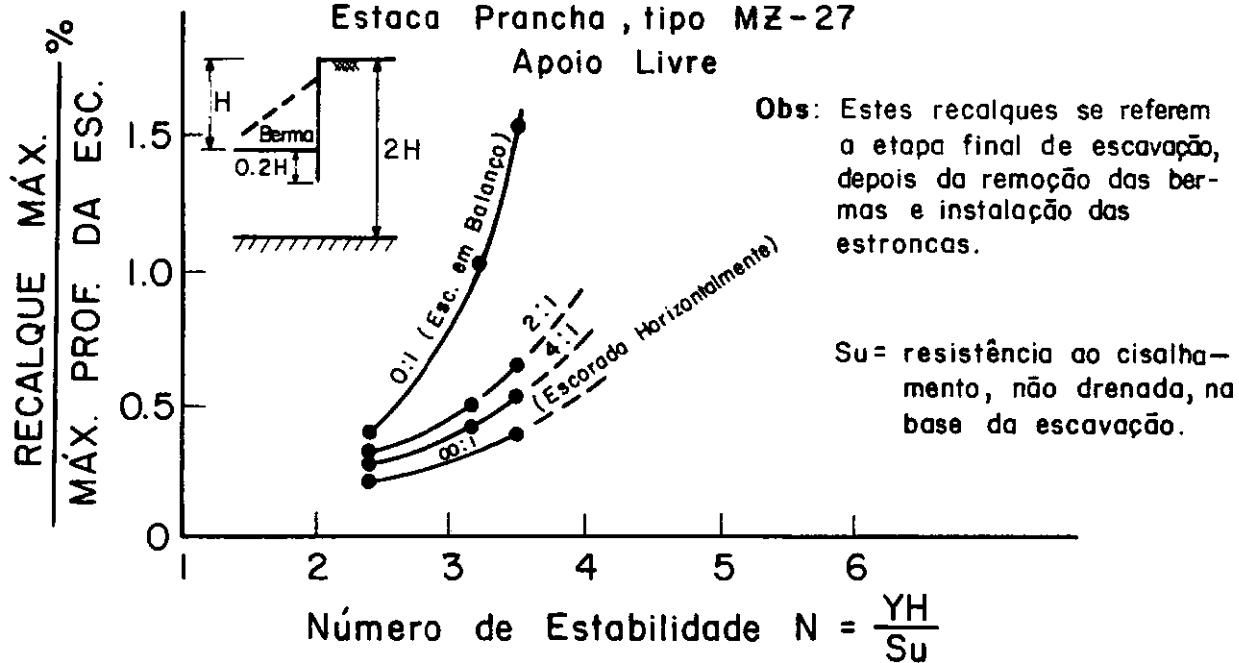
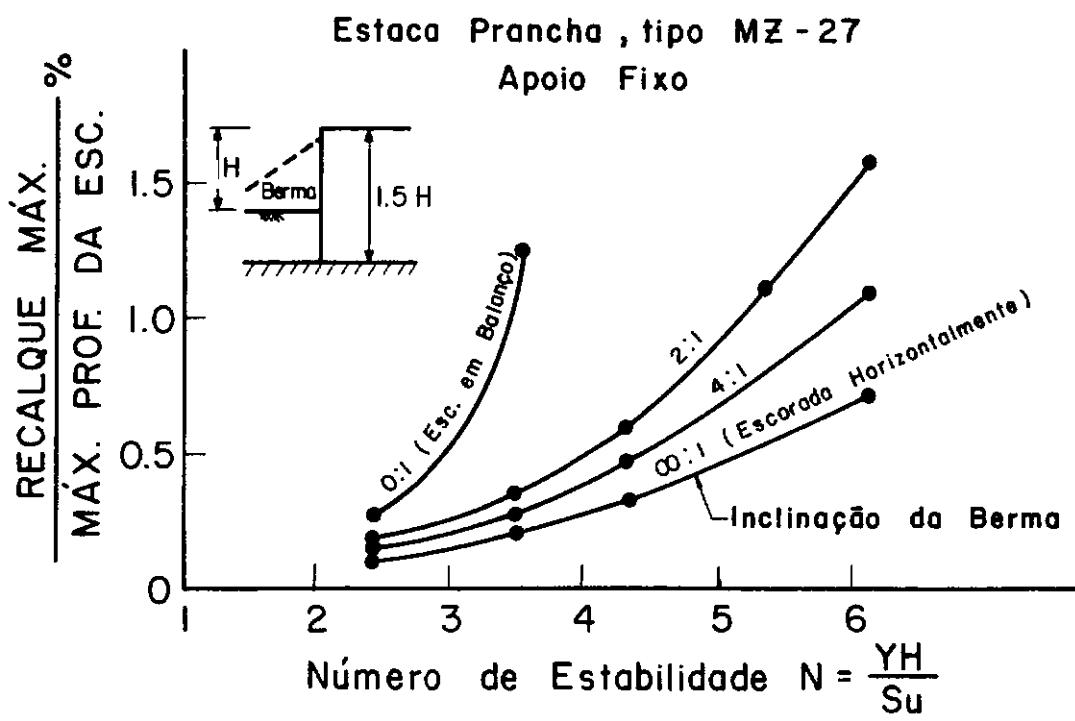


FIG.3.13- Relações entre recalques máximos e número de estabilidade para diferentes dimensões de bermas (Clough e Demby, 1977).

mentos e, com isto, os recalques adjacentes, a quantificação deste efeito só é possível através de um estudo analítico paramétrico. Na prática, as dificuldades inerentes à execução da escavação, tais como o controle das dimensões das bermas e também das variações de resistência a elas submetida com o tempo, tornam impossível esta quantificação. Clough e Davidson (1977) mostraram que é difícil quantificar o efeito da berma nos movimentos observados, utilizando-se o método dos elementos finitos. Estes autores justificaram as influências do processo construtivo na grande dispersão dos seus resultados.

Instalação e Remoção de Estroncas

Na literatura, Peck (1943) foi o primeiro a documentar o efeito provocado pelo atraso da instalação de estroncas em relação à evolução da escavação, para duas escavações executadas no Metrô de Chicago (ver Tabela 3.4). Os dados obtidos em medições efetuadas nestas escavações permitiram ao referido autor sugerir que o primeiro nível de estroncas deveria ser instalado antes que a escavação atingisse uma profundidade crítica igual a:

$$H_c = \frac{2 Su}{\gamma}$$

onde Su é a resistência média ao cisalhamento, não drenada, da argila correspondente àquela profundidade e γ o peso específico total do material. Esta expressão corresponde à profundidade onde o empuxo horizontal ativo se anula.

Na Tabela 3.4, estão listados alguns casos onde

Tabela 3.4 - Algumas influências do atraso na instalação de estroncas

Local	Estimativa de H_c	Prof. da Escavação Antes da Inst. do Prim. Nível de Est.	Deslocamento Horiz. do Escor. Antes da Inst. da Estronca	Comentários
San Francisco (A) (Clough e Davidson, 77)	4m	5m 8	$\delta H = 3\text{cm}$ $\frac{\delta H}{H} = 0,22\%$ 8 0,58%	Fase 1 ($S_u = 33,5\text{kN/m}^2$) Fase 2
Chicago (B) (Peck, 43 e 69)	3,4	4,1	4 0,35%	$(S_u = 14 - 34\text{kN/m}^2)$ Su mais baixo que (A).
Chicago (C) (Peck, 43 e 69)	4,2	7	3 0,33%	Argila mais rija que (B) ($S_u = 72\text{kN/m}^2$)
Chicago (D) (Peck, 43 e 69)	3,4	2,4	4 0,35%	Su mais baixo que (A)
Chicago (E) (Peck, 43 e 69)	5,5	4	1,3	Valor total no fi- nal de construção
Metrô/Rio	3,0*	5,90	1,9 0,15%	* H_c de projeto

o atraso na instalação de estroncas teve uma significativa influência no comportamento do escoramento.

O conceito de Peck sobre a instalação do primeiro nível de estroncas deve ser estendido aos níveis subsequentes.

Os efeitos provocados pelo atraso na instalação de estroncas são despertados mais significativamente em argilas plásticas de consistência muito mole a média. Estes efeitos são mais reduzidos em solos granulares coesivos ou em solos não coesivos (Davidson, 1977). Escavações relatadas por Hansbo, Hofmann e Mosesson (1973) em Östra Nordstaden, mostram a eficiência no processo construtivo, no que diz respeito à instalação de estroncas, obtendo uma boa compatibilidade com Peck (1969).

Com o objetivo de se executar a galeria, torna-se necessária a retirada dos níveis de estroncas correspondentes. Peck (1969) alerta que movimentos adicionais do escoramento são provocados pela inadvertida remoção das estroncas. Estes deslocamentos dependem, muito, dos apoios provisórios em relação aos definitivos da estrutura. Este fato foi constatado nos trechos estudados, embora parte deste movimento seja atribuída a outros fatores.

Outros Efeitos

Alguns fatores que contribuem para o acréscimo de movimentos durante a fase de execução da escavação estão intimamente ligados ao controle da mesma. Seus efeitos atuam con-

juntamente com os demais já referidos neste capítulo, tornando, assim, impossível seu isolamento para análise e quantificação. Contudo, a seguir, estão relatadas algumas influências adicionais.

a) Velocidade da Escavação

Este fator está intimamente ligado ao tempo de execução da escavação. Seus efeitos podem atuar de duas maneiras distintas no comportamento do maciço adjacente à vala. De um lado, a diminuição no tempo de execução da escavação pode reduzir, sensivelmente, os valores de recalques pois, com isto, diminuem-se as dissipações de pressões intersticiais provocadas pelo rebatimento, reduz-se a perda de resistência ao cisalhamento de argilas sobredensadas, evitam-se as deformações por "creep" e, também, a criação de redes indesejáveis de fluxo (Lambe, 1970; Davidson, 1977; Clough e Schmidt, 1977). Por outro lado, o acréscimo na velocidade de escavação acentua alguns problemas ligados à instalação de estroncas e bermas de apoio, já descritos anteriormente, que podem levar a recalques importantes. A necessidade de um controle rigoroso destes fatos, durante a evolução da escavação, poderá trazer reduções sensíveis nos deslocamentos horizontais da parede e nos recalques adjacentes.

b) Juntas da Parede Diafragma

A característica de impermeabilidade das paredes de concreto moldadas no solo pode ser alterada se as juntas entre lamelas não forem bem executadas. Xanthakos (1974) alerta para este fato e recomenda cuidados especiais na execução das

juntas. A passagem de água através das juntas pode conduzir a alguns problemas encontrados com freqüência nos trechos estudados na Linha 1 do METRÔ/RIO, tais como: a redução de pressões intersticiais do solo fora da vala e o correspondente acréscimo de pressões efetivas; o carreamento de material pela água, aumentando o índice de vazios do maciço adjacente; a presença de água dentro da vala, prejudicando os trabalhos de escavação.

c) Controle do Nível D'Água

Peck (1969) alerta para importância do controle do nível d'água para se prevenirem movimentos adicionais no solo adjacente à escavação. Outros autores fazem referência a estes movimentos e seus efeitos em estruturas vizinhas à vala (Lambe, 1970; Davidson, 1977; Szwarcbarg, 1979).

Problemas associados ao projeto de rebaixamento, ligações sem critérios de bombas, poços colmatados pelo tempo sem funcionar, funcionamento intermitente de bombas (ligação manual), erros pessoais (ou humanos) e sistemáticos de leituras são comumente encontrados em escavações executadas abaixo do nível d'água, provocando, muitas vezes, um acréscimo significativo na parcela de recalque por adensamento, já discutido no Item 3.2.3.

CAPÍTULO IV - ANÁLISE DOS MOVIMENTOS

4.1 - INTRODUÇÃO

4.2 - ANÁLISE GERAL DOS TRECHOS EM ESTUDO

4.2.1 - Características Geométricas das Escavações e Propriedades dos Subsolos

4.2.2 - Comentários Gerais a Respeito dos Recalques Observados

4.2.3 - Relações entre Recalques e Deslocamentos Horizontais da Parede Diafragma

4.2.4 - Avaliação da Influência de Alguns Parâmetros

4.3 - ANÁLISE MAIS DETALHADA DA SEÇÃO INSTRUMENTADA DE BOTAFOGO

4.3.1 - Movimentos Observados nesta Seção

4.3.2 - Análise das Diversas Parcelas de Recalques e a Influência do Processo Construtivo

IV. ANÁLISE DOS MOVIMENTOS

4.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita, inicialmente, uma análise geral dos trechos em estudo (Item 4.2), onde são confrontadas as suas principais características, procurando-se, a partir dos movimentos observados, definir os parâmetros de maior influência nos seus valores. As distribuições dos recalques medidos nos diversos trechos foram representadas seguindo-se a filosofia de Peck (1969), permitindo, dessa forma, se fazer uma estimativa dos recalques adjacentes à vala em projetos de escavações escoradas em paredes diafragma.

Em seguida é feita uma análise mais detalhada da seção instrumentada de Botafogo (Item 4.3). A partir dos movimentos observados nesta seção, foram analisadas as diversas parcelas do recalque total medido. As metodologias de execução da escavação e de escoramento da vala foram, também, analisadas, através das influências da rigidez da parede e da estronca nos movimentos. Este estudo permite avaliar a importância do atraso na instalação de estroncas em relação à evolução da escavação e, também, os efeitos da compressibilidade dos apoios.

4.2 - ANÁLISE GERAL DOS TRECHOS EM ESTUDO

4.2.1 - Características Geométricas das Escavações e Propriedades dos Subsolos

Com o objetivo de se compararem os movimentos observados nos diversos trechos em estudo estão apresentados neste item as suas principais características geométricas e geotécnicas. Assim, estão mostrados na Figura 4.1 os perfis geotécnicos simplificados com os valores médios dos índices de penetração (\bar{N}_{SPT}). Devem-se ressaltar as diferenças existentes nos diversos trechos, no que diz respeito a certas particularidades da espessura e profundidade da parede, profundidade da escavação, número de estroncas e principalmente a presença de camadas compressíveis e de baixa resistência.

Na Figura 4.2 estão apresentados de forma esquemática os parâmetros de resistência e compressibilidade dos diversos trechos. Podemos observar dois tipos distintos de subsolos: os trechos de Botafogo e Uruguaiana, contendo espessas camadas compressíveis e de baixa resistência à penetração; enquanto que a Tijuca e o Largo da Carioca possuem subsolos predominantemente arenosos e com altas resistências à penetração.

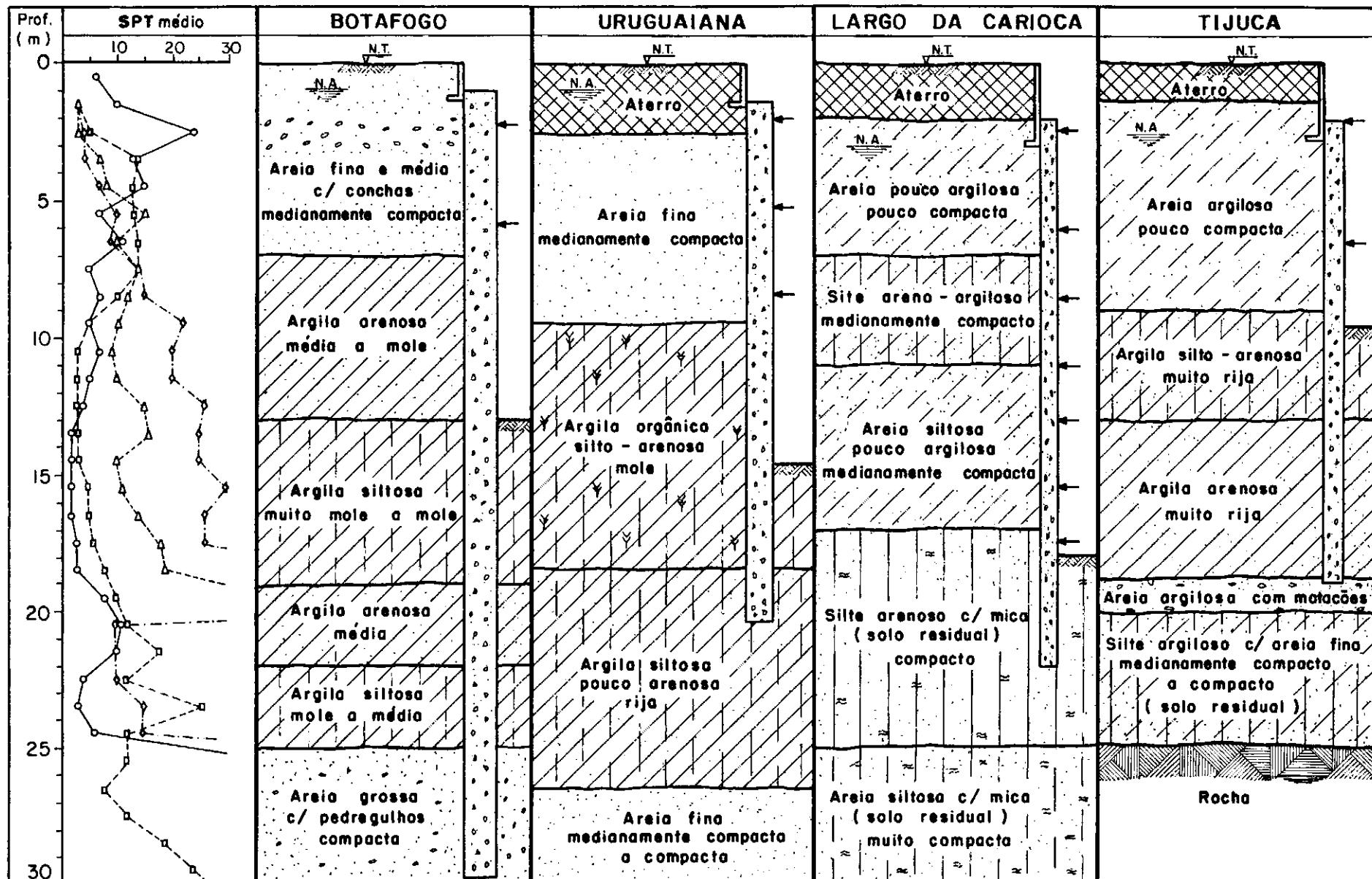


FIG. 4.1 - Perfil geológico simplificado e SPT médio do trechos em estudo: Botafogo (○), Uruguiana (□), Largo da Carioca (△) e Tijuca (◊).

Prof. (m)	BOTAFOGO	URUGUAIANA	LARGO DA CARIOPA	TIJUCA
0	Areia fina e média c/ conchas $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $C' = 0$ $\phi' = 30^\circ$ $\bar{N}_{SPT} = 11$	Areia fina $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 37,5^\circ$ $\bar{N}_{SPT} = 12$	Areia pouco argilosa $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $C' = 1 \text{ tf/m}^2$ $\phi' = 30^\circ$ $\bar{N}_{SPT} = 8$	Areia argilosa $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 30^\circ$ $C' = 0$ $\bar{N}_{SPT} = 10$
5				
10	Argila arenosa $S_u = 8,0 \text{ tf/m}^2$ $\frac{C_c}{1+e_0} = 0,14$ $\bar{N}_{SPT} = 5$		Silte arenoso - argiloso $\gamma = 2,15 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 35^\circ$ $C' = 1,2 \text{ tf/m}^2$ $\bar{N}_{SPT} = 11$	Argila silto - arenosa $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 30^\circ$ $C' = 0^\circ$ $\bar{N}_{SPT} = 22$
15	Argila siltosa $\gamma = 1,7 \text{ tf/m}^3$ $S_u = 4,0 \text{ tf/m}^2$ $\frac{C_c}{1+e_0} = 0,20$ $\bar{N}_{SPT} = 3$	Argila orgânica silto-arenosa $\gamma = 1,6 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 18^\circ$ $\frac{C_c}{1+e_0} = 0,3$ $S_u = 6,0 \text{ tf/m}^2$ $\bar{N}_{SPT} = 4$	Areia siltosa pouco argilosa $\gamma = 2,05 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 35^\circ$ $C' = 1,2 \text{ tf/m}^2$ $\bar{N}_{SPT} = 14$	Argila arenosa $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 30^\circ$ $\bar{N}_{SPT} = 26$
20	Argila arenosa $\gamma = 1,7 \text{ tf/m}^3$ $S_u = 9,0 \text{ tf/m}^2$ $C_c / 1+e_0 = 0,05$ $\bar{N}_{SPT} = 8$			Areia arg. c/ pedreg. $\bar{N}_{SPT} > 30$
25	Argila siltosa $\gamma = 1,7 \text{ tf/m}^3$ $S_u = 5,0 \text{ tf/m}^2$ $C_c / 1+e_0 = 0,10$ $\bar{N}_{SPT} = 5$	Argila siltosa pouco arenosa $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 20^\circ$ $C' = 2,0 \text{ tf/m}^2$ $\bar{N}_{SPT} = 14$	Solo residual silte arenoso $\gamma = 2,10 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 37^\circ$ $C' = 2,0 \text{ tf/m}^2$ $\bar{N}_{SPT} = 48$	Solo residual $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $\phi' = 35^\circ$ $C' = 0$ $\bar{N}_{SPT} > 40$
30	Areia grossa $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$ $C' = 0$ $\phi' = 35^\circ$ $\bar{N}_{SPT} > 40$	Areia fina $\bar{N}_{SPT} = 27$	Rocha $\bar{N}_{SPT} = 79$	Rocha

FIG. 4.2 – Parâmetros de resistência e compressibilidade dos trechos em estudo.

4.2.2 - Comentários Gerais a Respeito dos Recalques Observados

A distribuição dos recalques medidos nos trechos em estudo foi apresentada (Fig. 4.3) seguindo-se a filosofia de Peck (1969). Nesta figura, os recalques máximos e as distâncias à vala (D) são plotados de forma adimensional como frações da profundidade da vala. A distância D corresponde à posição dos pontos de referência (pinos) instalados nas edificações. Observa-se que o trecho da Tijuca apresentou recalques bem menores que os demais trechos. Esta constatação deve ter como consequência mais importante a diferença do perfil geotécnico. Os recalques ocorridos no Largo da Carioca se aproximam muito daqueles observados na Uruguaiana e Botafogo, trechos estes que, como já foi salientado, apresentam camadas de solo mais compressíveis. Este fato não seria previsto a princípio, com base nos estudos de Peck, e esta concordância anômala se deve, entretanto, a outros efeitos que serão posteriormente abordados.

Deve-se ressaltar que na Figura 4.3 estão representados os valores dos recalques totais e por isto mesmo neles estão incluídos os recalques que ocorreram antes do início da escavação. Estes recalques que ocorrem antes do início da escavação não dependem, obviamente, da profundidade a ser escavada e sim do adensamento que possa ser provocado pelo alívio e/ou rebaixamento do nível d'água, pela escavação para execução da parede diafragma e de outros efeitos, tais como os trabalhos de remanejamento de redes públicas. Assim, resolveu-se representar na Figura 4.4 a parcela de recalque que ocorreu durante o período de esca-

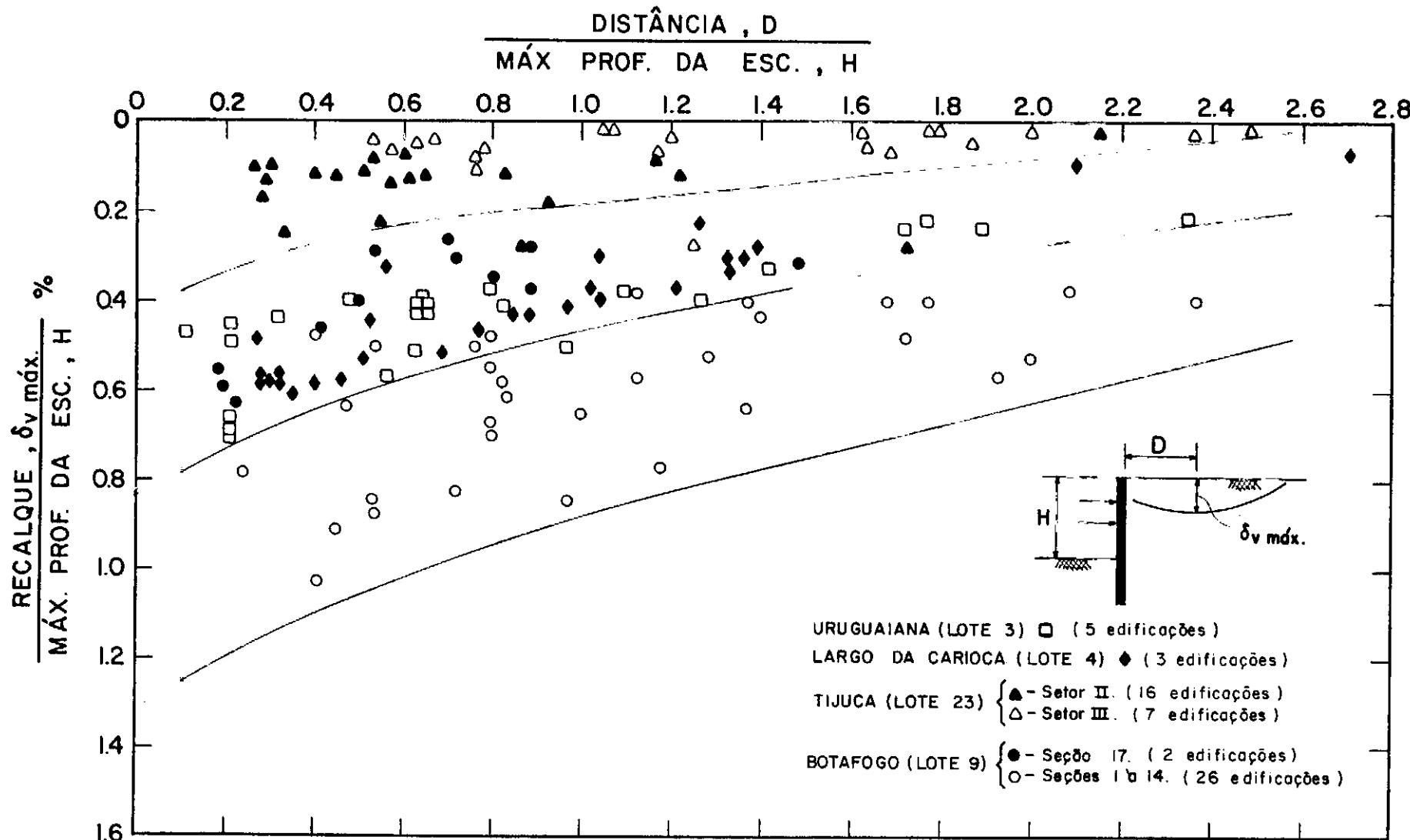


FIG. 4.3 – Sumário de recalques máximos adjacentes à vala nos Lotes 3, 4, 9 e 23, durante o período total de controle.

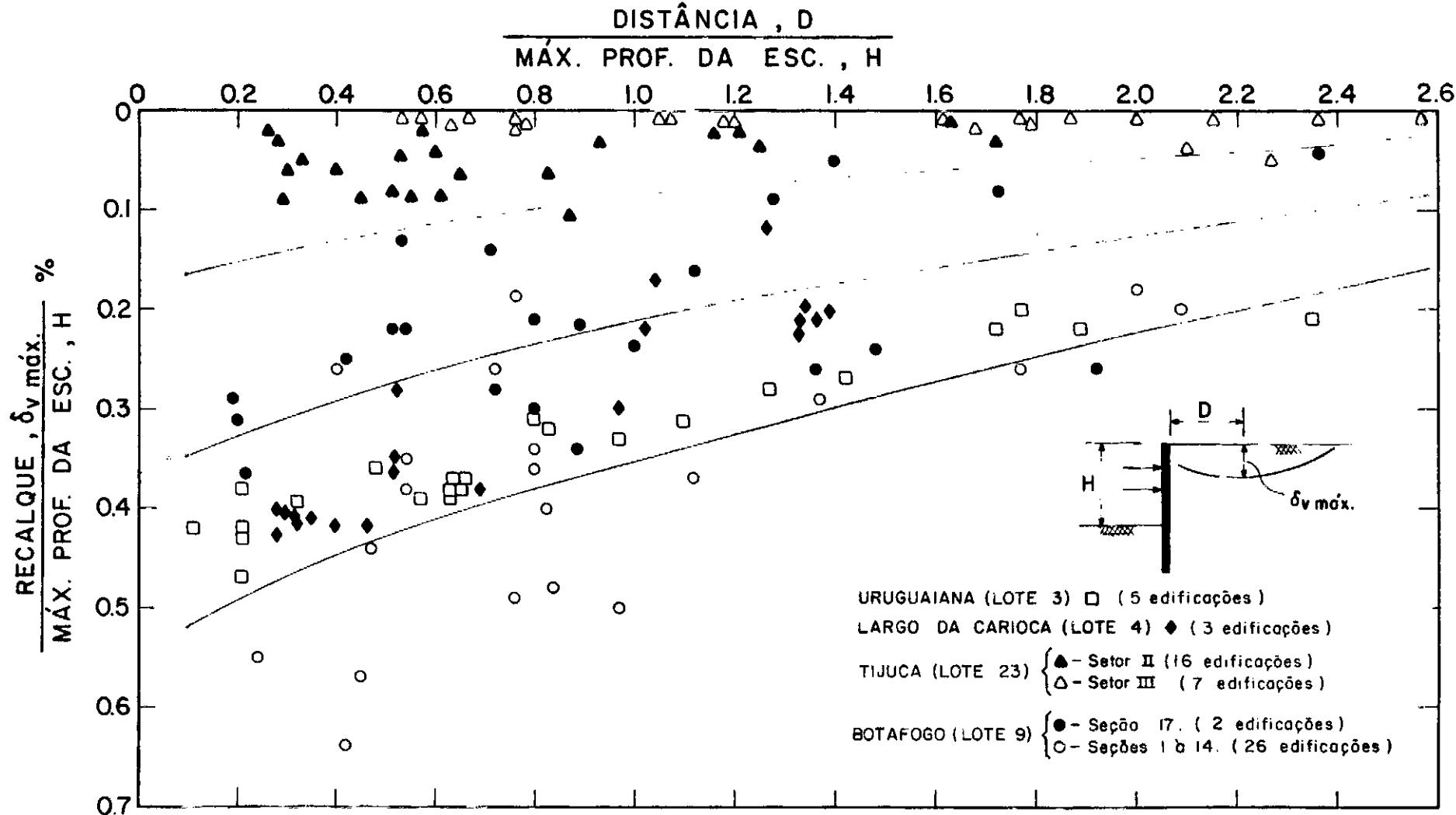


FIG. 4.4 – Sumário de recalques máximos adjacentes à vala nos Lotes 3, 4, 9 e 23 ; durante o período de escavação.

vação, definindo-se, como da forma anterior, uma distribuição de recalques máximos correspondente a este período.

A distribuição dos recalques máximos observados em cada trecho foi representada por curvas. Assim, para melhor visualizar as diferenças de recalques existentes entre o período total de controle e o período de escavação, estão representadas na Figura 4.5 as curvas traçadas anteriormente nas Figuras 4.3.e 4.4. Observa-se que os recalques ocorridos antes do início da escavação podem atingir, para alguns casos, 50% dos recalques máximos medidos no período total de controle. Seus valores podem ser obtidos pela diferença das duas curvas apresentadas na Figura 4.5 (ver detalhe).

Nas Figuras 4.6 e 4.7 é feita uma comparação entre os recalques máximos adjacentes à vala apresentados por Peck (1969) e os observados no Metrô do Rio de Janeiro, nos períodos total de controle e durante a execução da escavação, respectivamente. As grandes discrepâncias observadas se devem, primordialmente, às diferenças nas características de rigidez do escoramento. Esta comparação evidencia o quanto é conservativo, para os casos analisados, estimar os recalques utilizando-se as curvas sugeridas por Peck (1969).

As Figuras 4.8 e 4.9 mostram os recalques observados em edificações assentes em fundações superficiais e profundas, nos períodos total de controle e durante a execução da escavação, respectivamente. Ao contrário do que era de se esperar, observa-se, para alguns trechos, uma mesma ordem de grande

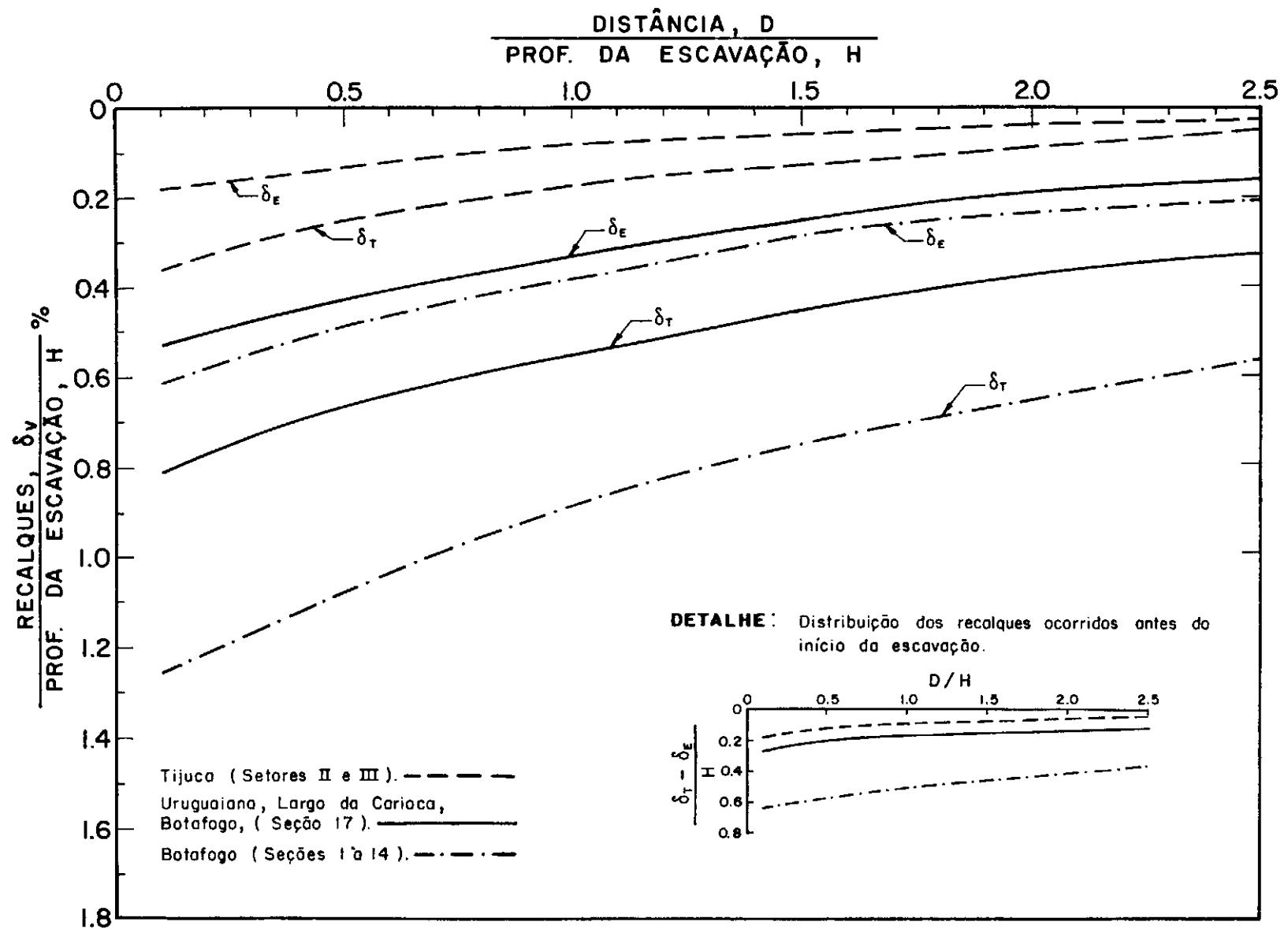


FIG. 4.5 - Recalques máximos ocorridos no período total de controle (δ_T) e durante o período de escavação (δ_E).

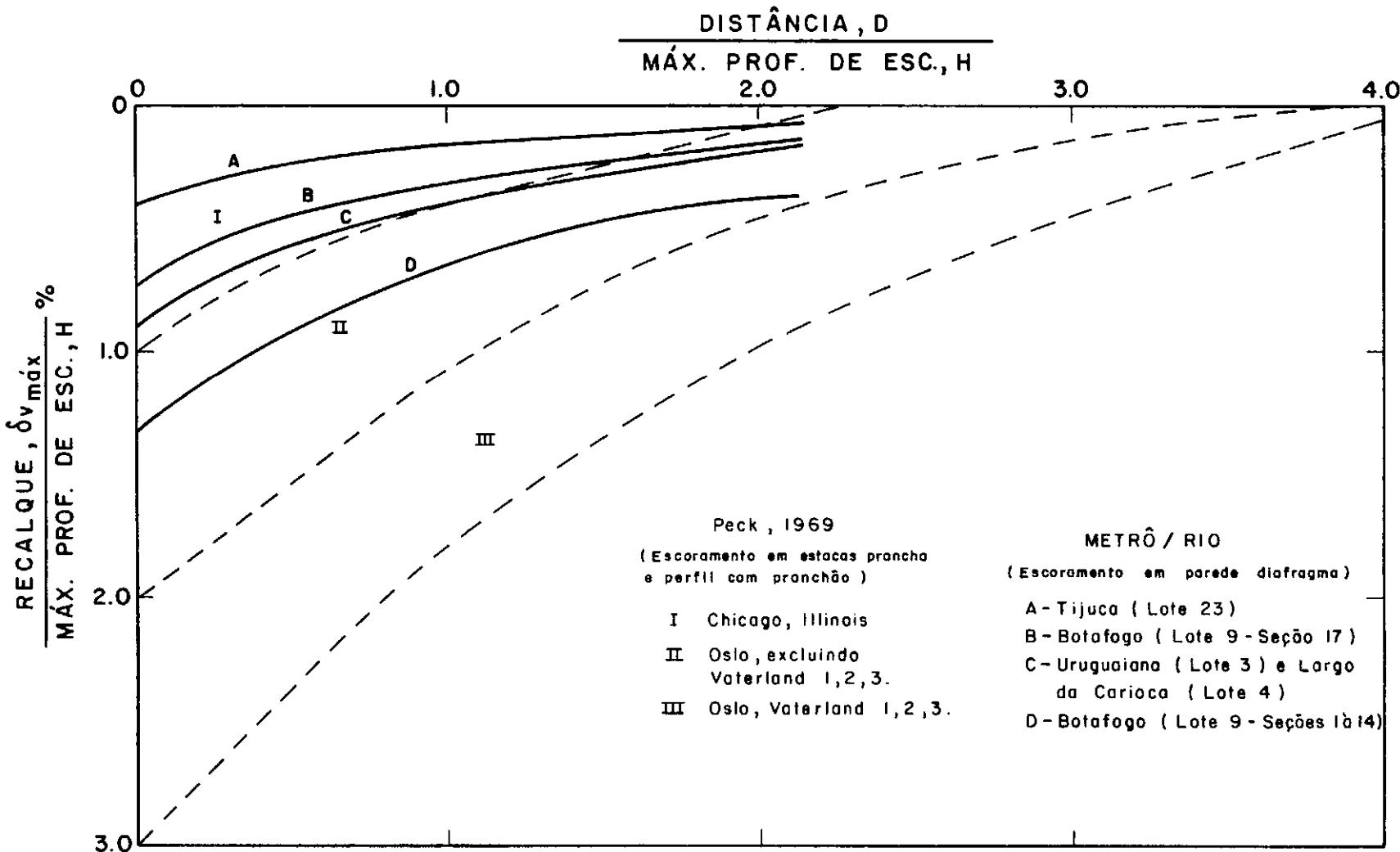


Fig. 4.6 - Recalques máximos adjacentes à vala apresentados por Peck (1969) e os observados no METRÔ / RIO .

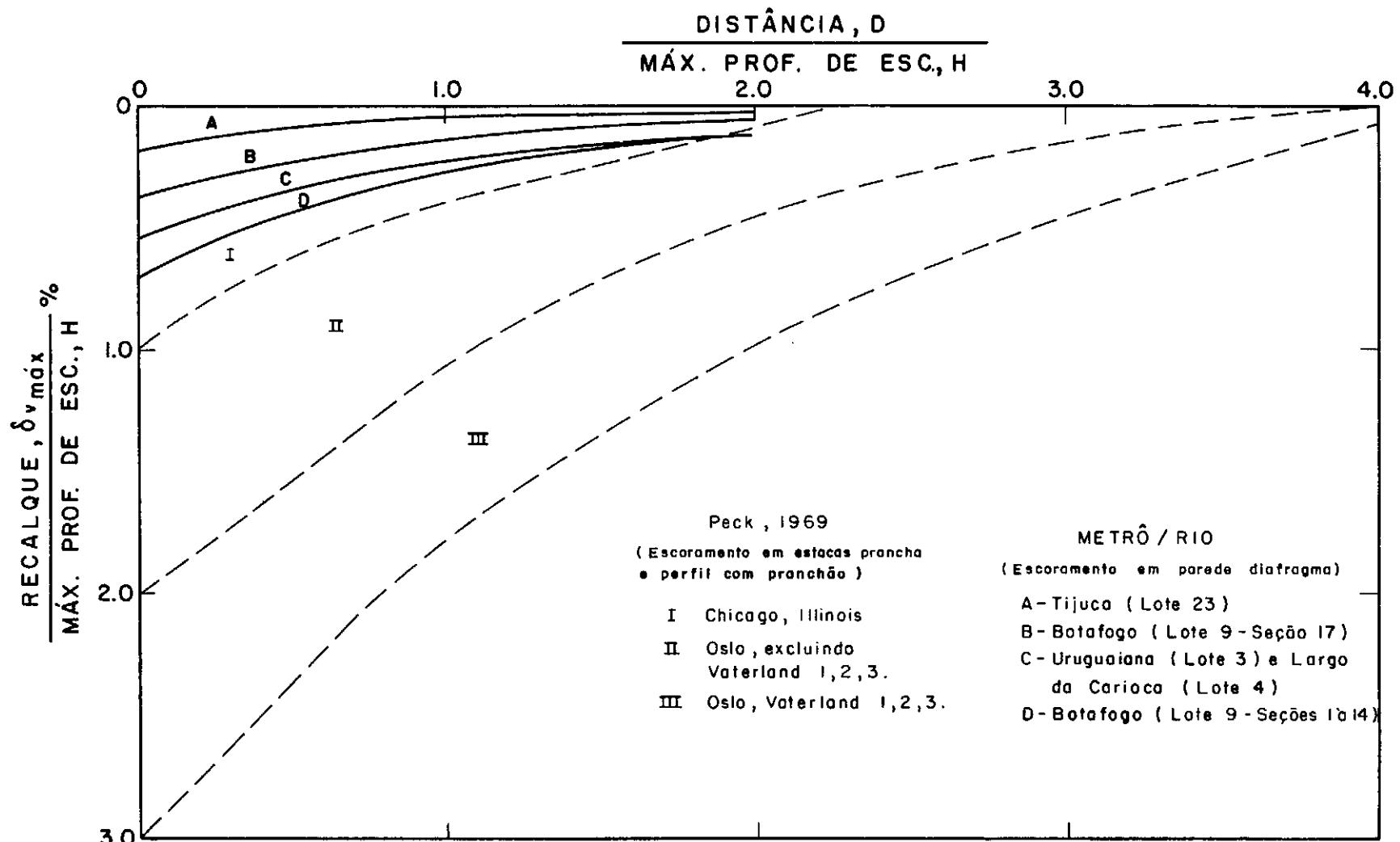


Fig. 4.7 - Recalques adjacentes à vala apresentados por Peck (1969) e os observados no METRÔ/RIO durante o período de escavação .

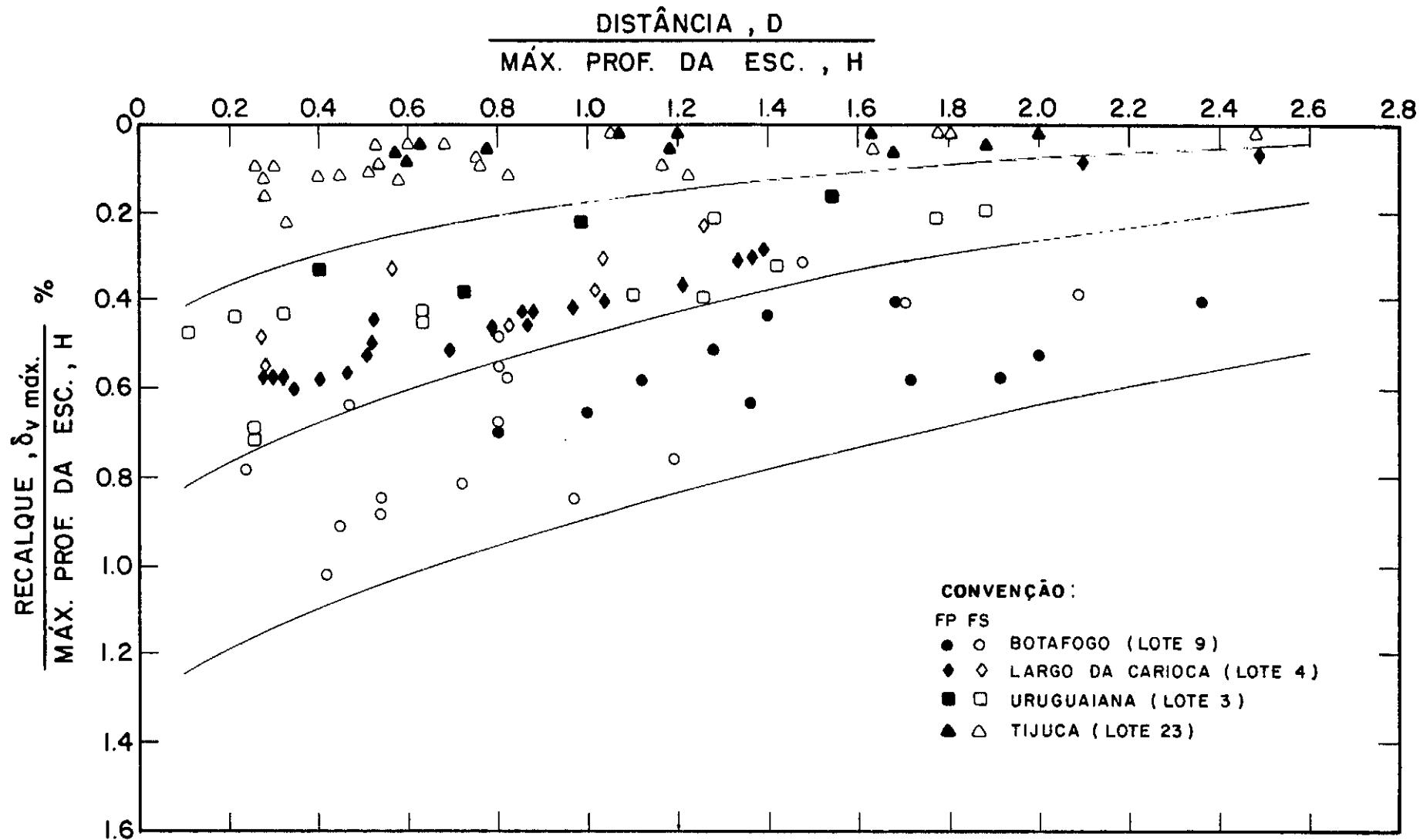


FIG. 4.8 – Recalques observados em edificações assentes em fundações superficiais e profundas durante o período total de controle.

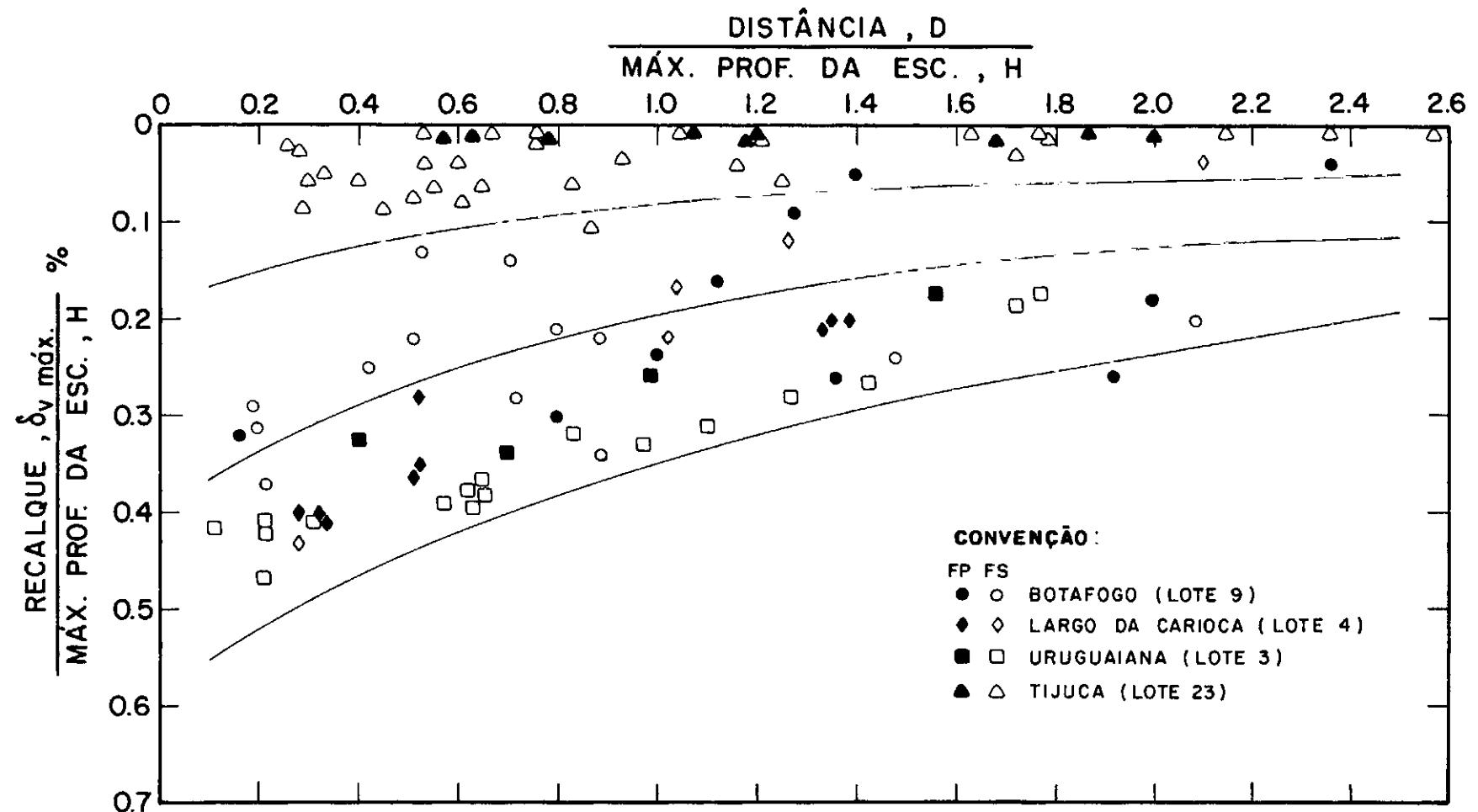


FIG. 4.9 - Recalques observados em edificações assentes em fundações superficiais e profundas durante o período de escavação.

za nos valores de recalques para fundações superficiais e profundas. Estes resultados, obviamente, não podem ser generalizados e também não é do intuito da tese fazer um estudo aprofundado a respeito deste problema, pois não se dispunha de dados suficientes para isto. No entanto, estes gráficos mostram o que já foi salientado por Peck (1969), que o atrito negativo proveniente do adensamento de camadas mais profundas pode causar significativos recalques em edificações assentes em fundações profundas. Outro efeito é o causado pelo alívio de tensões provocado pelo deslocamento horizontal da parede, reduzindo-se o atrito lateral nas estacas. Estes efeitos foram verificados, com mais intensidade, em Botafogo, onde seu subsolo contém espessas camadas compressíveis e a parede diafragma teve deslocamentos da ordem de 6,0cm. Ao contrário, na Tijuca, onde o subsolo é formado por camadas mais resistentes, os resultados obtidos mostram valores de recalques em fundações profundas inferiores aos observados em edificações assentes em fundações superficiais, como era de se esperar.

4.2.3 - Relações entre Recalques e Deslocamentos Horizontais da Parede Diafragma

As relações entre os recalques ocorridos durante o período de escavação e os movimentos laterais da parede podem, muitas vezes, indicar as suas causas mais prováveis. Estas relações já foram utilizadas com este objetivo por Goldberg, Jaworski e Gordon (1976); Clough, Mana e Mayu (1977); e Outros já relatados no Capítulo III. A representação utilizando-se áreas de movimentos verticais e horizontais é mostrada na Figura 4.10; observa-se nesta figura que os pontos correspondentes aos trechos de Botafogo e Uruguaiana se aproximam muito de uma relação de igualdade entre essas áreas. Por outro lado, os pontos correspondentes ao Largo da Carioca se situam próximos aos valores correspondentes a uma relação $A_{\delta v} = 3A_{\delta h}$. Estas relações se mantiveram praticamente constantes para a representação correspondente aos recalques máximos e deslocamentos horizontais máximos (ver Fig. 4.11). Os casos onde os movimentos verticais são muitas vezes superiores aos movimentos horizontais da parede, caso do Largo da Carioca, estas relações podem indicar uma tendência de movimento do fundo da escavação causado pelo alívio vertical de pressões devido à escavação e, também, valores significativos de recalques por adensamento ocorridos neste período. Para a seção instrumentada de Botafogo, na qual as relações se aproximam da igualdade (Fig. 4.10 e 4.11), a maior parcela dos recalques ocorreu em consequência dos deslocamentos horizontais da parede. Na Uruguaiana, embora estas relações tenham se aproximado da igualdade, os valores apresentados são de um pequeno número de edificações não representando, assim, o comportamento

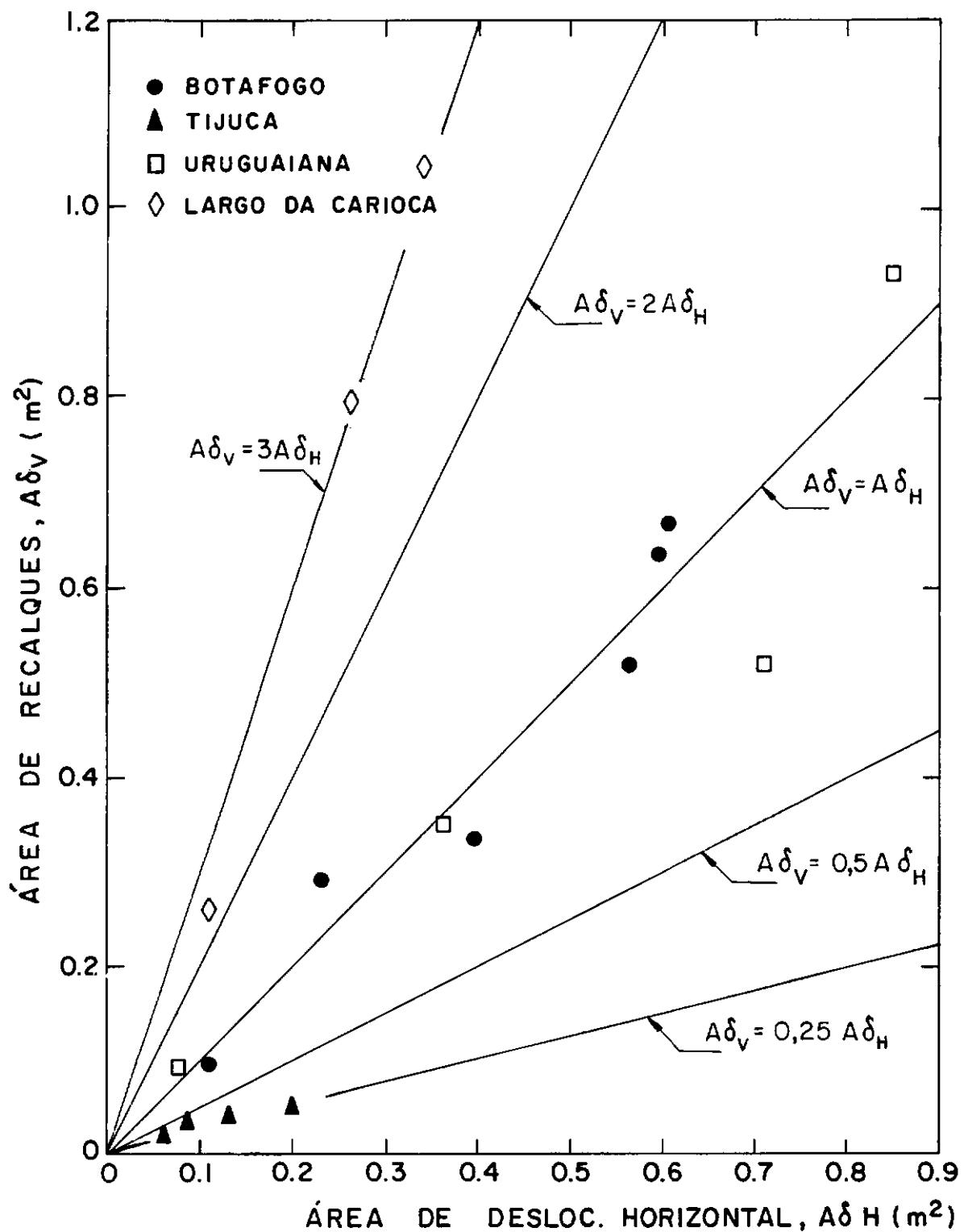


FIG. 4.10 - Relação entre Áreas Máximas de Recalques e Deslocamentos Horizontais do escoramento

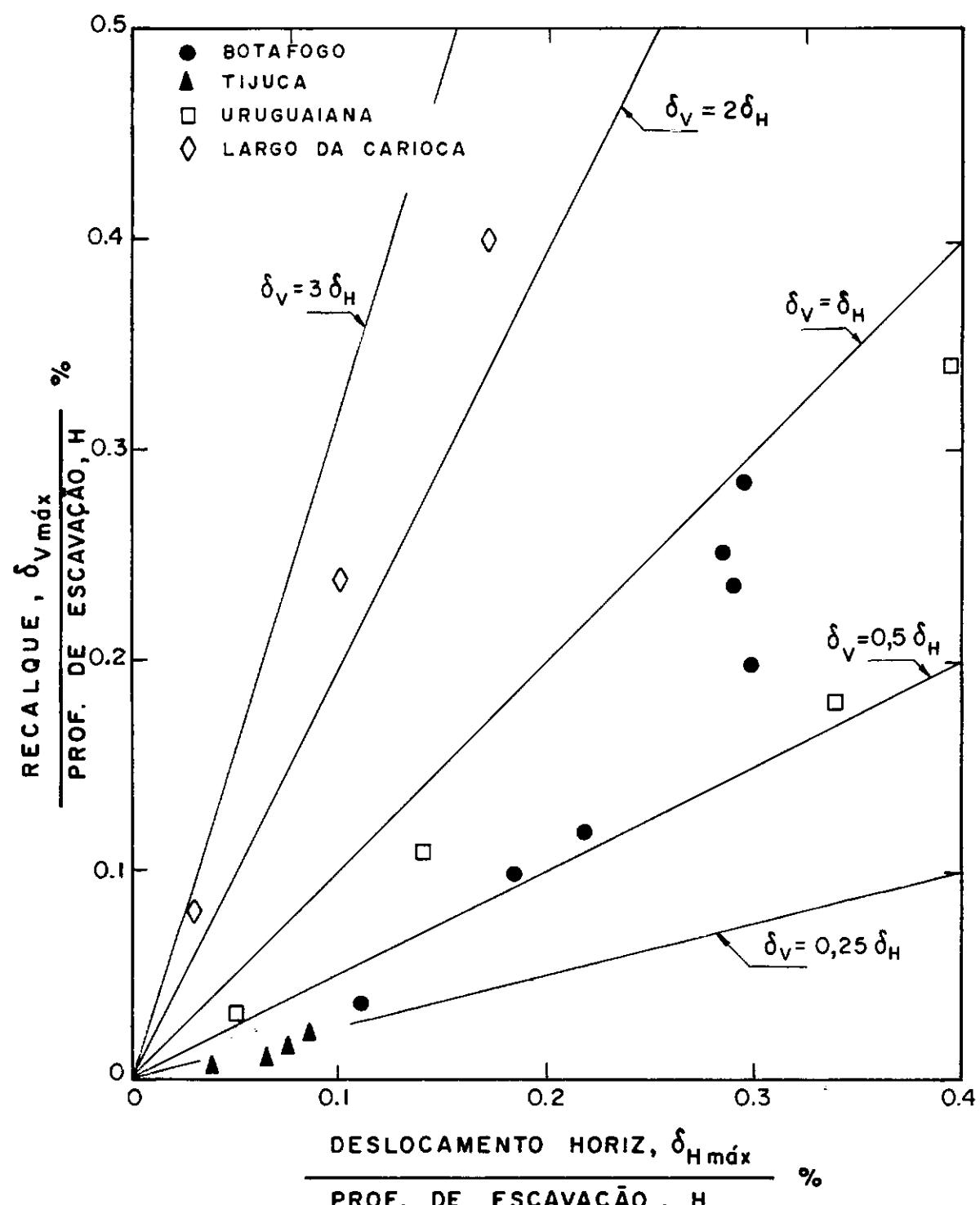


FIG. 4.II - Relação entre Recalques Máximos e Deslocamentos Horizontais Máximos do escoramento

do trecho. Foi admitido que os deslocamentos horizontais da parede medidos na seção instrumentada sejam os valores máximos. Estes deslocamentos foram comparados com os recalques medidos na Uruguaiana, 55, onde seus valores foram superiores aos demais observados. Na Tijuca os valores observados foram bastante baixos, dificultando, assim, uma análise mais conclusiva a respeito do seu comportamento. Seus pontos se aproximaram da relação $A_{\delta V} = 0,25A_{\delta h}$.

Para mostrar a grande influência da rigidez da parede, representaram-se na Figura 4.12 os deslocamentos horizontais máximos da parede, observados no Metrô do Rio de Janeiro e, também, os valores coletados por D'Appolonia (1971) e Goldberg, Jaworski e Gordon (1976), em função do tipo de solo. Observa-se que para escavações em solos compressíveis e de baixa resistência há uma faixa de variação acentuada, indicando que neste tipo de material os recalques podem se tornar muito importantes. Por outro lado, no caso de escavações em solos mais resistentes é de se esperar que os recalques ocorridos durante a escavação sejam pouco significativos, visto que estes movimentos são de pequena monta e não justificando, inclusive, estudos mais aprofundados. Observa-se, também, que os valores de deslocamento horizontal máximo da parede medidos no METRÔ/RIO são bem inferiores aos demais apresentados. Esta observação já foi verificada para os recalques e se deve, principalmente, às características de rigidez do escoramento e dos subsolos em estudo, como já salientado.

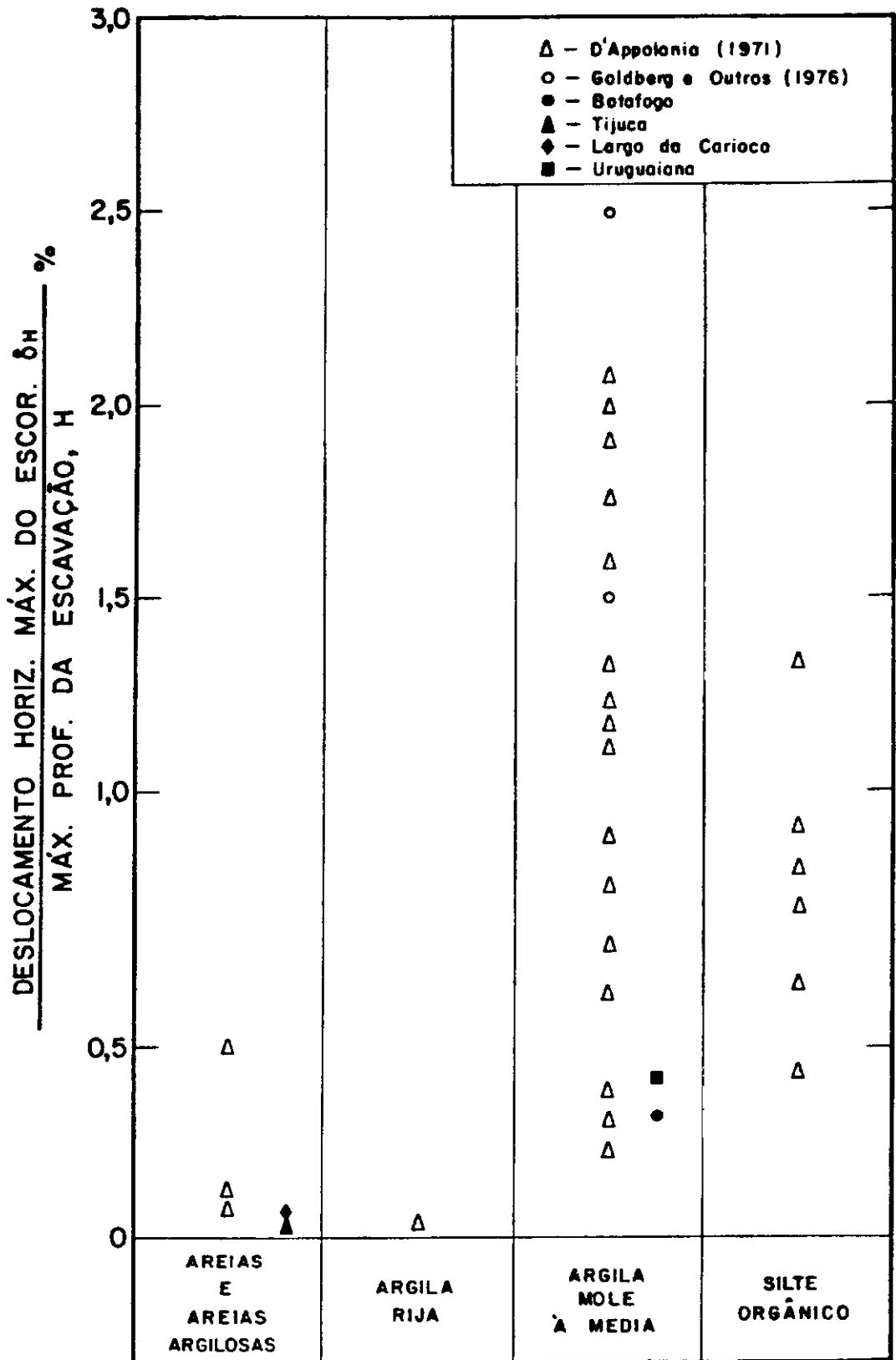


FIG. 4.12 – Distribuição dos deslocamentos horizontais máximos no escoramento em vários tipos de solos.

4.2.4 - Avaliação da Influência de Alguns Parâmetros

Neste item será feita uma análise da influência de alguns parâmetros nos movimentos observados. A influência de cada parâmetro é analisada em função das diferenças existentes em cada trecho, com respeito à geometria da vala e características geotécnicas do solo. Na Tabela 4.2 constam os valores que serão utilizados nessa avaliação e na Tabela 4.3 estão apresentadas relações entre os parâmetros utilizados e os deslocamentos máximos observados durante a escavação, para cada trecho.

A influência das características do solo é de grande importância na determinação da quantidade de movimentos esperados em uma escavação (Peck, 1969). Esta afirmativa foi verificada na presente análise quando se relaciona o índice de penetração médio do solo (\bar{N}_{SPT}), até a profundidade de 20% abaixo do nível final de escavação, com os movimentos máximos observados (ver Fig. 4.13). Na referida figura pode-se observar uma tendência lógica de acréscimo nos movimentos com a diminuição do \bar{N}_{SPT} . Os pontos correspondentes ao Largo da Carioca se mantiveram bastante afastados da curva representativa dos demais trechos. Isto mostra que uma escavação executada em período prolongado pode apresentar movimentos verticais bem maiores que os esperados, demonstrando, assim, uma mudança nas características de compressibilidade do material. Possivelmente, se fosse utilizado um valor de \bar{N}_{SPT} obtido a partir de ensaios realizados após a escavação, os pontos deste trecho se aproximariam da tendência geral prevista na Figura 4.13.

Tabela 4.2 - Parâmetros Correspondentes aos Trechos Analisados

Parâmetros	Trecho em Estudo			
	Botafogo	Uruguaiana	Largo da Carioca	Tijuca
1. GEOMETRIA				
Profundidade final da escavação, H(m)	13,0	14,5	18,0	9,5
Comprimento de ficha, H'(m)	17,0	6,0	4,0	10,0
Largura da escavação, B(m)	15,0	10,5	32,5	21,0
Produndidade da camada firme, D(m)	35,0	40,0	25,0	25,0
2. SOLO				
Índice de penetração médio, \bar{N}_{SPT}	8	7	12	14
Peso específico total, γ (tf/m^3)	1,7	1,6	2,1	2,0
3. ESCORAMENTO				
Momento de inércia da parede, I(m^4)	0,144	0,0833	0,018	0,0286
Número de níveis de estruturas	2	3	7	2
Espaçamento vertical máximo entre apoios, h(m)	7,1	6,0	4,0	4,5
Módulo de deformação do concreto, E(tf/m^2)	3×10^6	3×10^6	3×10^6	3×10^6

Tabela 4.3 - Parâmetros Utilizados na Análise

Parâmetros	Trecho em Estudo			
	Botafogo	Uruguiana	Largo da Carioca	Tijuca
1. GEOMETRIA				
H'/H	1,31	0,41	0,22	1,10
D/H	2,70	2,80	1,40	2,60
B/H	1,14	0,72	1,80	2,21
2. SOLO				
\bar{N}_{SPT} para prof. total (1,2H)	8	7	12	14
\bar{N}_{SPT} p/5m, 10m e 13m (1,2Hi)	12,9 e 7	10,6 e 7	8,10 e 11	11, 15
3. ESCORAMENTO				
$EI(t_f \times m^2/m)$	432×10^3	250×10^3	54×10^3	$85,8 \times 10^3$
$EI/H^4(t_f/m^2/m)$	15,0	6,0	0,5	10,5
$EI/h^4(t_f/m^2/m)$	170	193	211	209
4. ESCORAMENTO-SOLO				
$EI/h^4\gamma \cdot \bar{N}_{SPT}$ (adim.)	800	850	1200	1480
5. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS MEDIDOS DURANTE A ES- CAVAÇÃO				
Deslocamento vertical, δ_V (cm)	3,64	4,9	7,2	0,19
Deslocamento horizontal, δ_H (cm)	3,66	5,8	3,1	0,86
Área de desloc. vertical, A_{δ_V} (m^2)	0,64	0,93	1,24	0,05
Área de desloc. horizontal, A_{δ_H} (m^2)	0,62	0,85	0,34	0,14
δ_V/H (%)	0,28	0,34	0,40	0,02
δ_H/H (%)	0,28	0,40	0,17	0,09

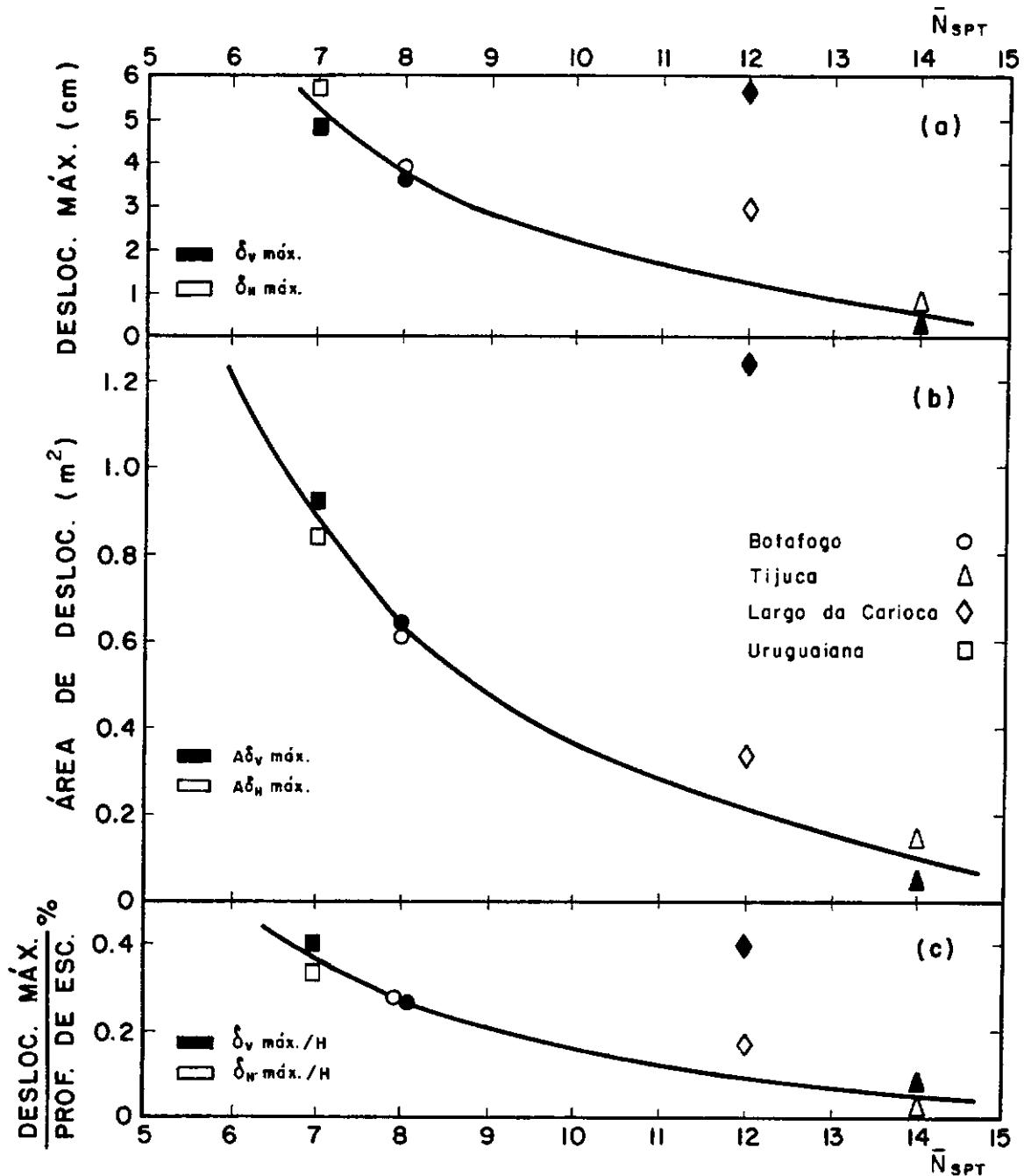


FIG. 4.13- Influência do índice de penetração do solo (\bar{N}_{SPT}) nos movimentos.

Na Figura 4.14 é apresentada a influência do índice de penetração médio do solo (\bar{N}_{SPT}) nos deslocamentos horizontais da parede diafragma para diversas profundidades de escavação. Esta figura é uma extensão da Figura 4.13b, na qual utilizou-se, também, para caracterizar o solo, o valor médio SPT para uma profundidade de 20% abaixo do próprio nível de escavação (H_1 , H_2 e H_3). Os resultados obtidos são semelhantes aos já apresentados anteriormente, destacando-se, neste caso, a profundidade de escavação como um fator de muita importância na grandeza dos movimentos. Nota-se que o acréscimo da área de deslocamento para um mesmo valor do \bar{N}_{SPT} aumenta com a evolução do nível de escavação.

Uma das características geométricas da escavação analisada foi o comprimento de ficha (Fig. 4.15). Este parâmetro foi relacionado com a área de deslocamento medida para diversas profundidades de escavação. Os resultados obtidos mostram uma tendência de acréscimo nos movimentos quando se diminui o comprimento da ficha. No Largo da Carioca os pontos correspondentes às áreas de deslocamentos horizontal e vertical estão afastados, enquanto nos demais trechos estes pontos praticamente coincidem. As influências da largura de escavação e profundidade da camada firme nos movimentos não puderam ser analisadas pela insuficiência de dados em trechos onde estes parâmetros seriam variáveis, e mantendo-se constantes os demais.

A análise isolada da influência da rigidez da parede nos movimentos está mostrada na Figura 4.16, onde as áreas de deslocamentos foram relacionadas a rigidez da parede EI (a),

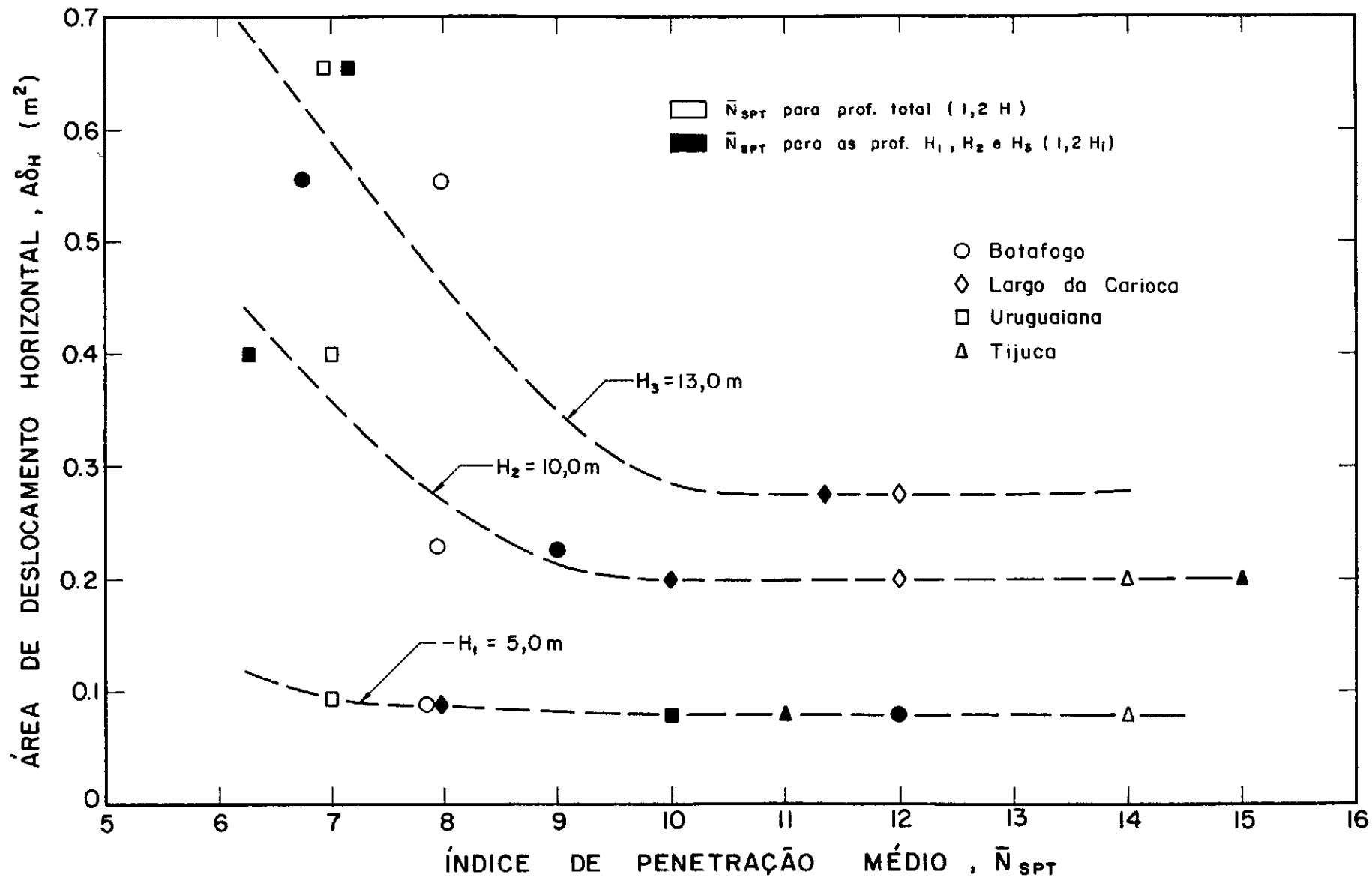


FIG. 4.14- Influência do índice de penetração do solo (\bar{N}_{SPT}) nos deslocamentos horizontais da parede para diversas profundidades de escavação.

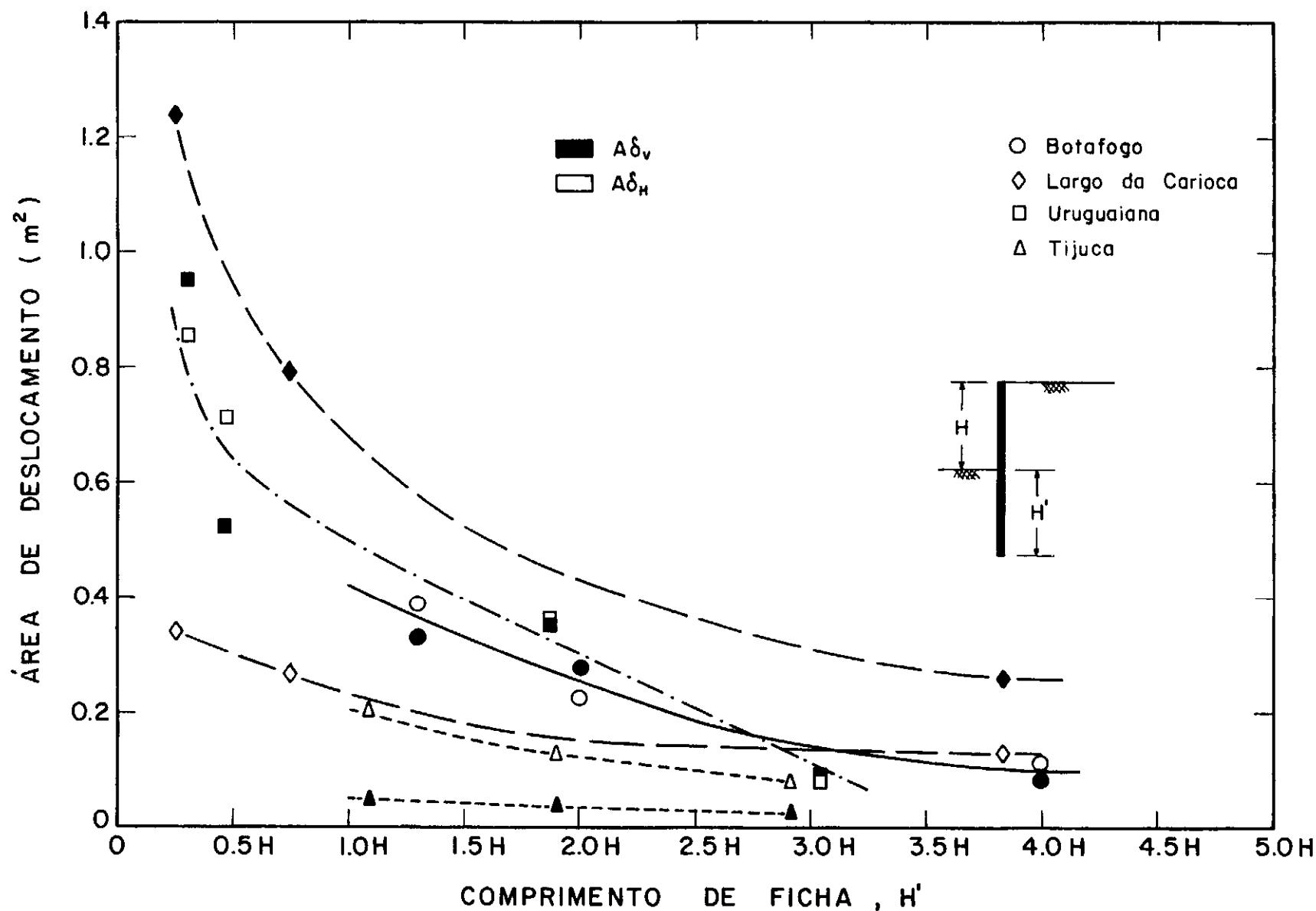


FIG. 4.15- Influência do comprimento de ficha (H') nos movimentos.

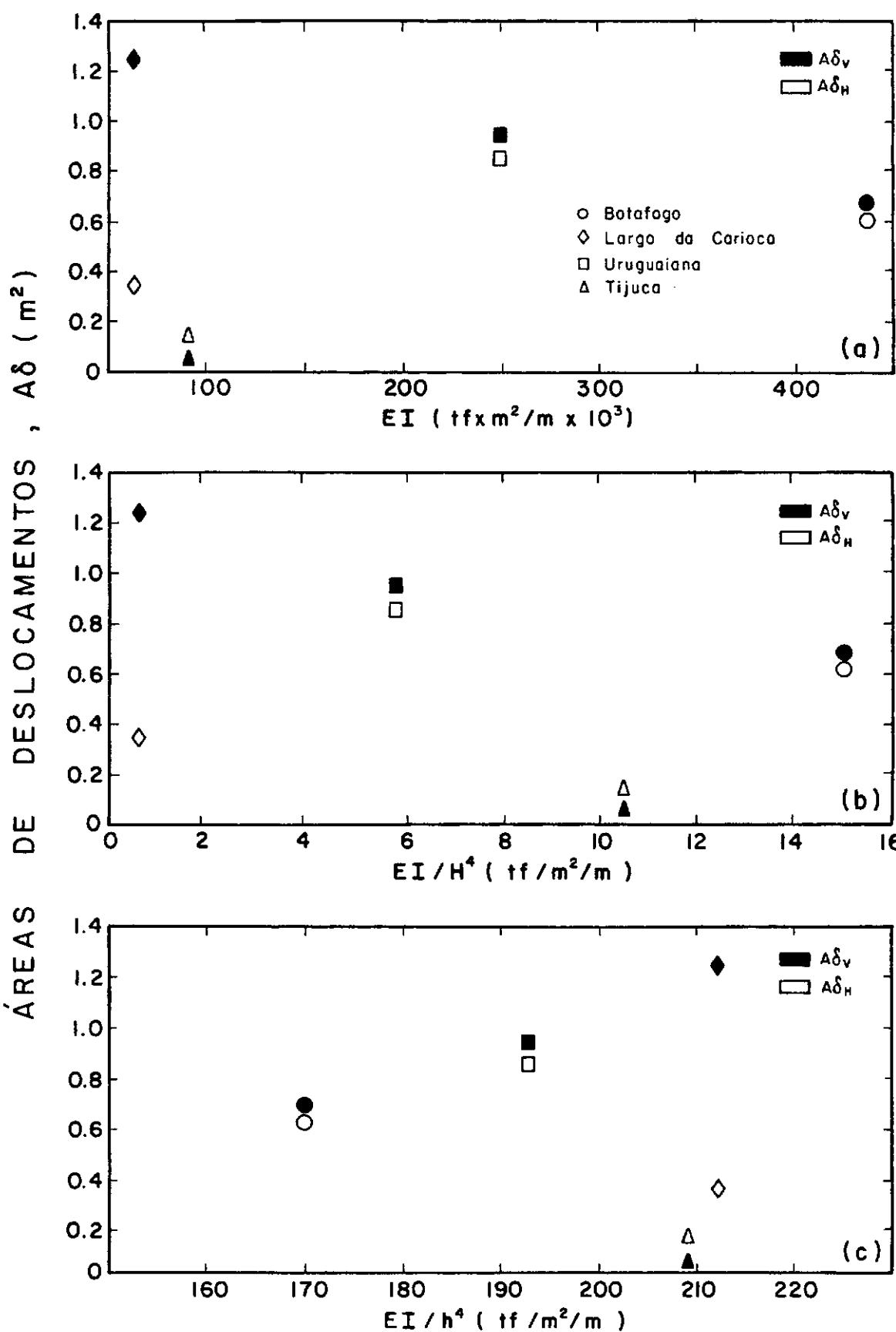


Fig. 4.16 – Influência da rigidez da parede e do escoramento nos movimentos máximos ocorridos durante a escavação.

ao parâmetro EI/H^4 (b), onde H representa a profundidade final da escavação, e EI/h^4 (c), onde h é o espaçamento vertical máximo entre apoios. A utilização destes parâmetros já foi discutida no Item 3.2.2, onde se ressaltou a importância de se incorporarem novos parâmetros à rigidez da parede. A necessidade dessa incorporação já é sentida na própria Figura 4.16a, onde valores distintos de EI não indicam uma tendência de variação. A introdução dos parâmetros H ou h permite definir uma tendência quando se considera também o tipo de solo. Este fato é ressaltado na Figura 4.17, na qual se introduziram valores de N_{SPT} e γ , peso específico total do solo. Neste caso, o solo tem uma influência marcante, pelo fato de a relação $EI/h^4\gamma$ não variar muito nos diversos trechos. Os resultados desta análise mostram uma tendência de acréscimo de movimentos com a diminuição da rigidez relativa parede-solo.

A influência do procedimento construtivo na rigidez da parede e da estronca será motivo de uma análise mais detalhada realizada no Item 4.3.

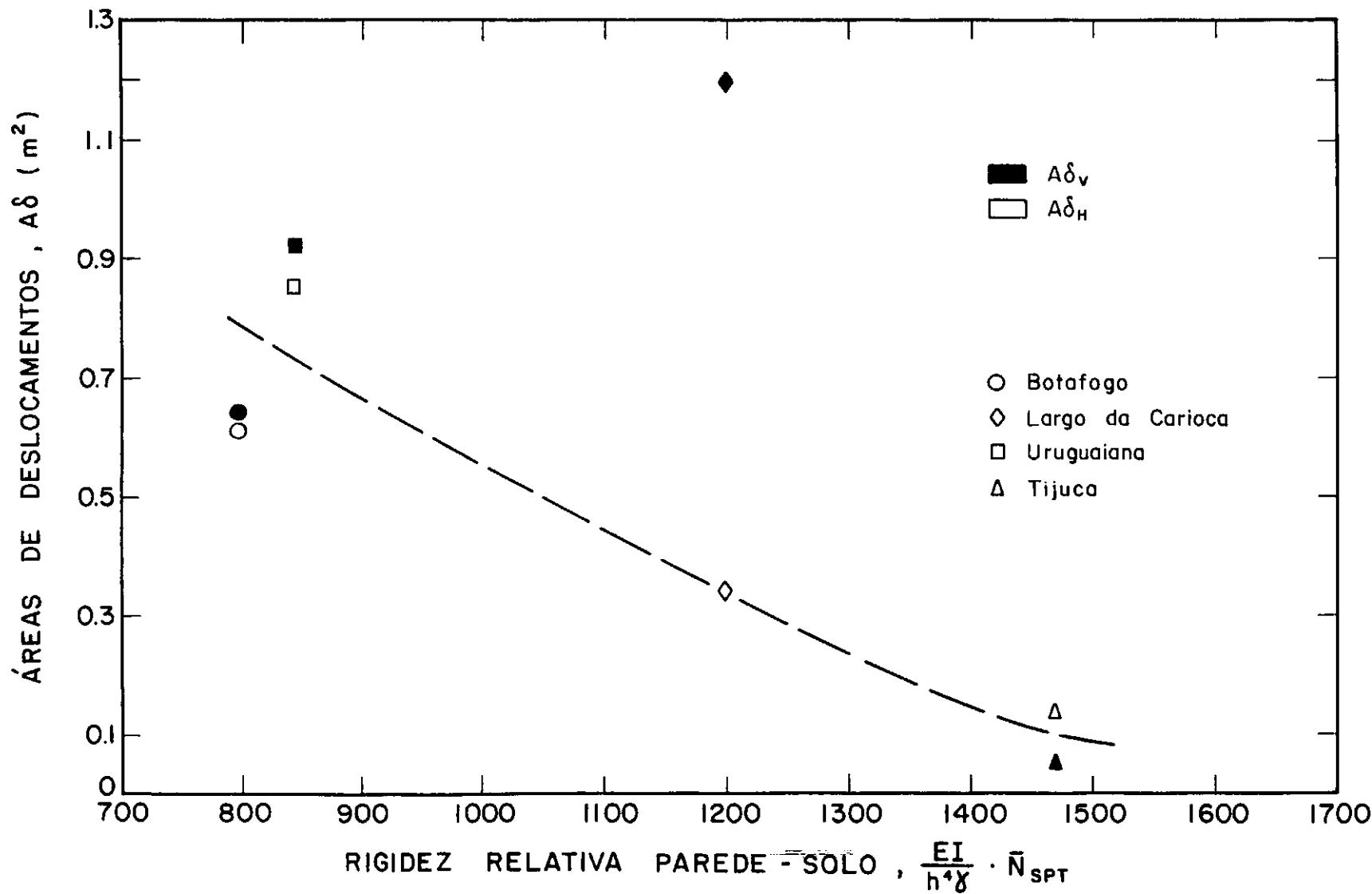


FIG. 4.17- Influência da rigidez relativa parede - solo nos movimentos.

4.3 - ANÁLISE MAIS DETALHADA DA SEÇÃO INSTRUMENTADA DE BOTAFOGO

A seção instrumentada de Botafogo (Fig. 4.18) mereceu um estudo mais detalhado por ser a mais densamente instrumentada e também por já ter sido motivo de outras análises (Soares e Ribas, 1979; Soares e Outros, 1979; Ribas, 1979; Lins, 1980; Soares, 1981). Entretanto, o que se segue não é repetitivo e visa, apenas, o estudo dos movimentos observados no escoramento e no maciço adjacente, enfocando as influências do processo construtivo utilizado.

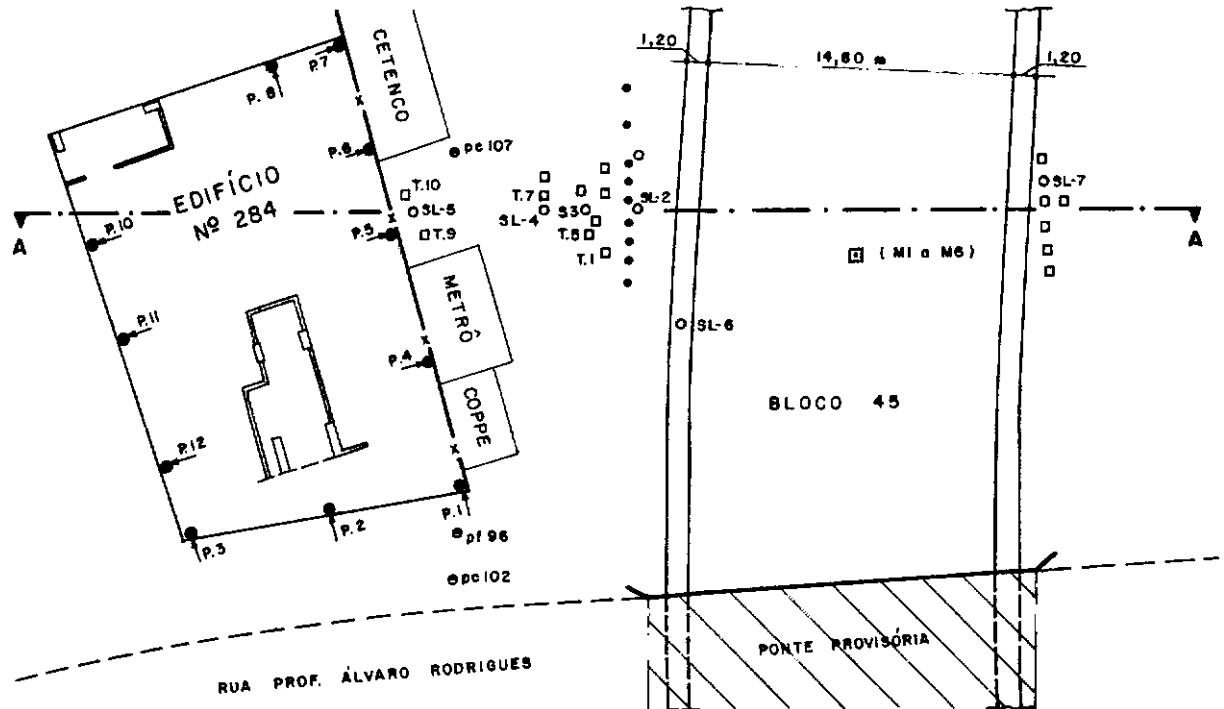
4.3.1 - Movimentos Observados Nesta Seção

A evolução dos recalques medidos no Edifício nº 284 estão apresentados na Figura 4.19, onde é também mostrada a evolução da escavação e do nível d'água fora da vala. Nesta figura estão indicadas as diversas etapas da obra, podendo-se observar os recalques correspondentes. Estes valores estão resumidamente apresentados na tabela seguinte.

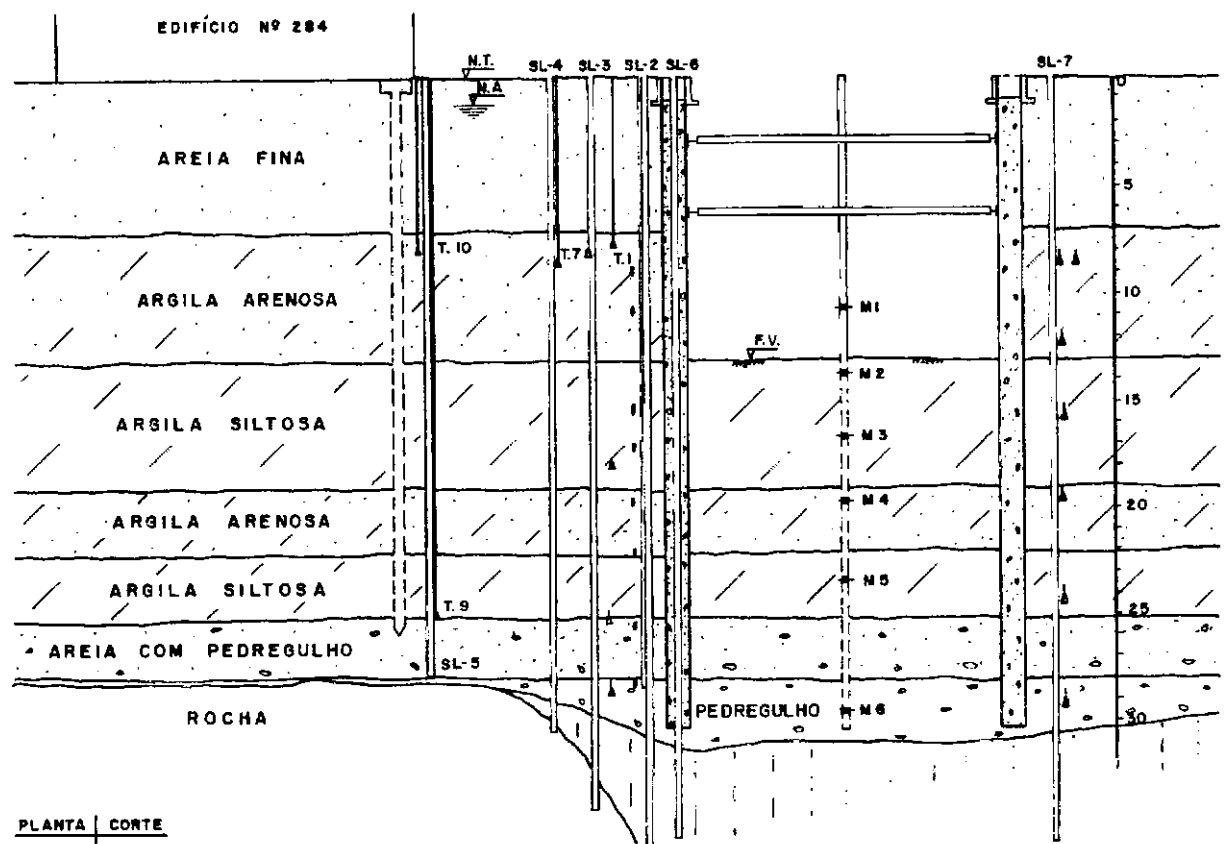
Tabela 4.4 - Recalques Medidos no Edifício nº 284
para as Diversas Etapas da Obra

Etapas da Obra	Período (meses)	Recalques Máximos (mm)	Parcela de Cada Etapa (%)
Execução da Diafragma	1	10	12
Antes do Início da Escavação	8	38	45
Durante a Escavação	3	16	19
Após a Escavação	4	20	24
Final do Controle	16	84	-

PLANTA



CORTE AA



PLANTA CORTE

- SL - Inclinômetro
- Tassômetro
- Medidor magnético de recalque "ARANHA"
- Pinos de recalques

FIG. 4.18 - Seção instrumentada de Botafogo (Lote 9).

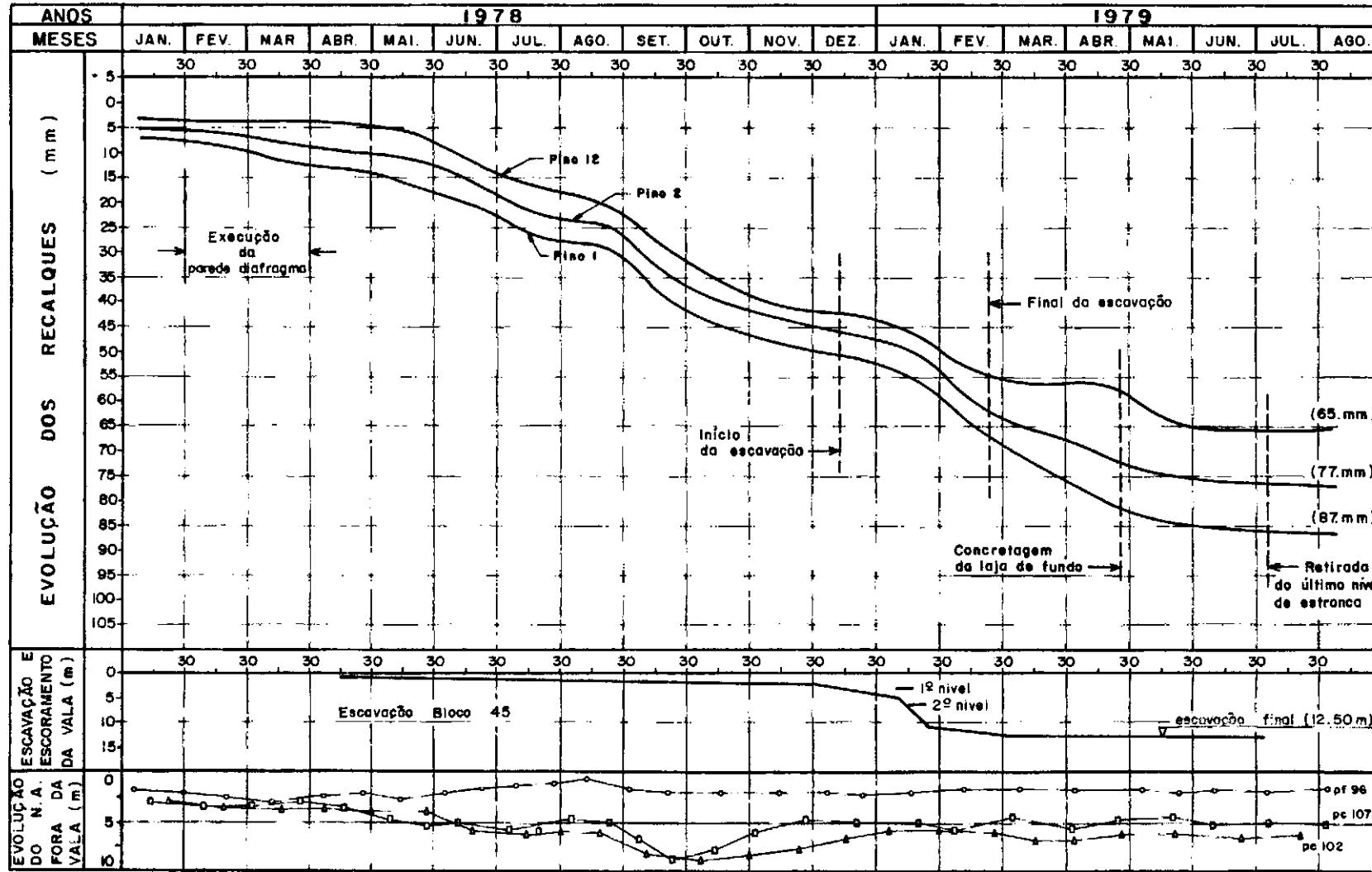


FIG. 4.19- Evoluções dos recalques, escavação e nível d'água na Seção 14 (Botafogo).

Antes do início da escavação dois eventos devem ser considerados. Primeiro, a escavação para execução da parede diafragma, onde se observou pequenos acréscimos nos valores de recalques. O segundo evento foram as variações nas pressões hidrostáticas. Neste trecho, como mostra a Figura 4.19, os níveis d'água das camadas arenosas sofreram alterações sensíveis antes mesmo do início da sua escavação. Estas alterações foram provocadas pelo alívio de pressões decorrentes do funcionamento de bombas dos poços profundos, ligadas para execução da escavação de blocos vizinhos. No período de agosto à dezembro de 1978, antes do início da escavação, os recalques do edifício e dos tassômetros superficiais, instalados na área instrumentada, foram aproximadamente iguais e da ordem de 20mm (ver Fig. 4.20). Este fato conduz a um valor de recalque por adensamento bastante significativo e, por isto, merecedor de maiores cuidados (ver detalhes no Item 4.3.2).

Durante o período de escavação (11/12/78 a 22/02/79), os recalques no Edifício nº 284 foram da ordem de 16 mm, enquanto que o deslocamento horizontal máximo da parede foi de 18mm. A evolução destes movimentos é apresentada na Figura 4.21, onde se indicou as datas de instalação e de retirada dos níveis de estroncas, e, também, a evolução da escavação. Neste período foram medidos os deslocamentos verticais do fundo da vala, através de extensômetros magnéticos (aranhas), seus valores estão apresentados na Figura 4.22.

Após o término da escavação foram observados acréscimos de recalques da ordem de 20mm. Estes recalques soment

RECALQUES (mm)

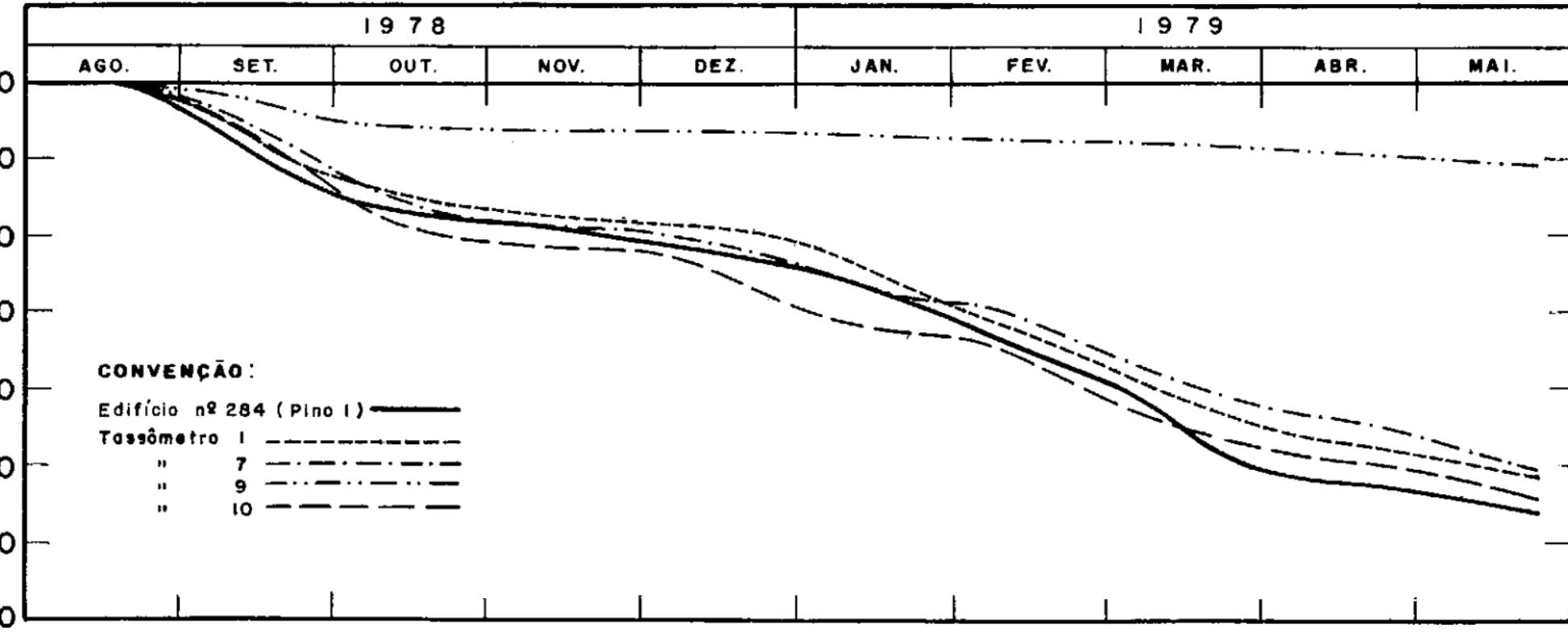


FIG. 4.20 - Comparação entre os recalques observados no Edifício nº 284 (Pino 1) e nos Tassômetros (T_{1,7,9+10}).

SEÇÃO TRANSVERSAL INSTRUMENTADA - BOTAFOGO (LOTE 9)

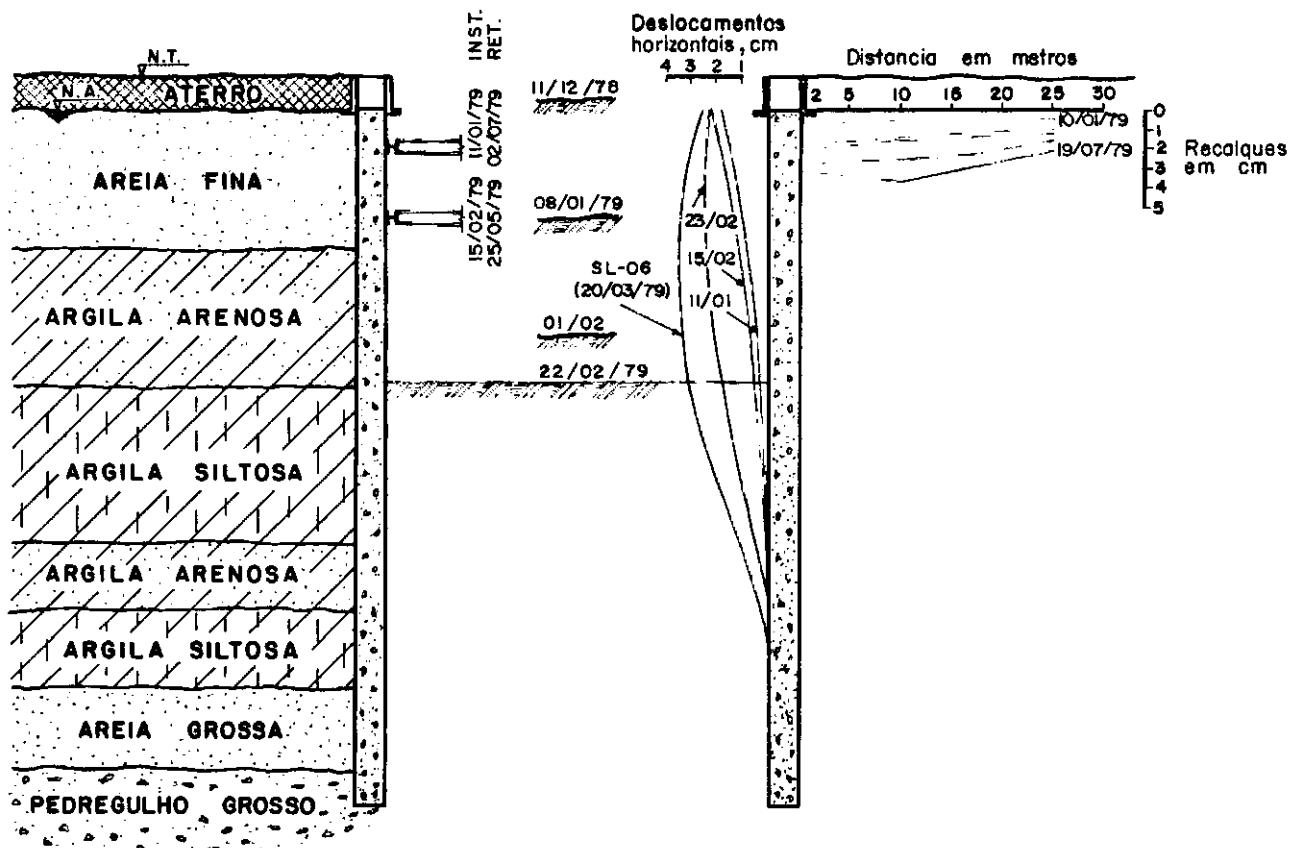
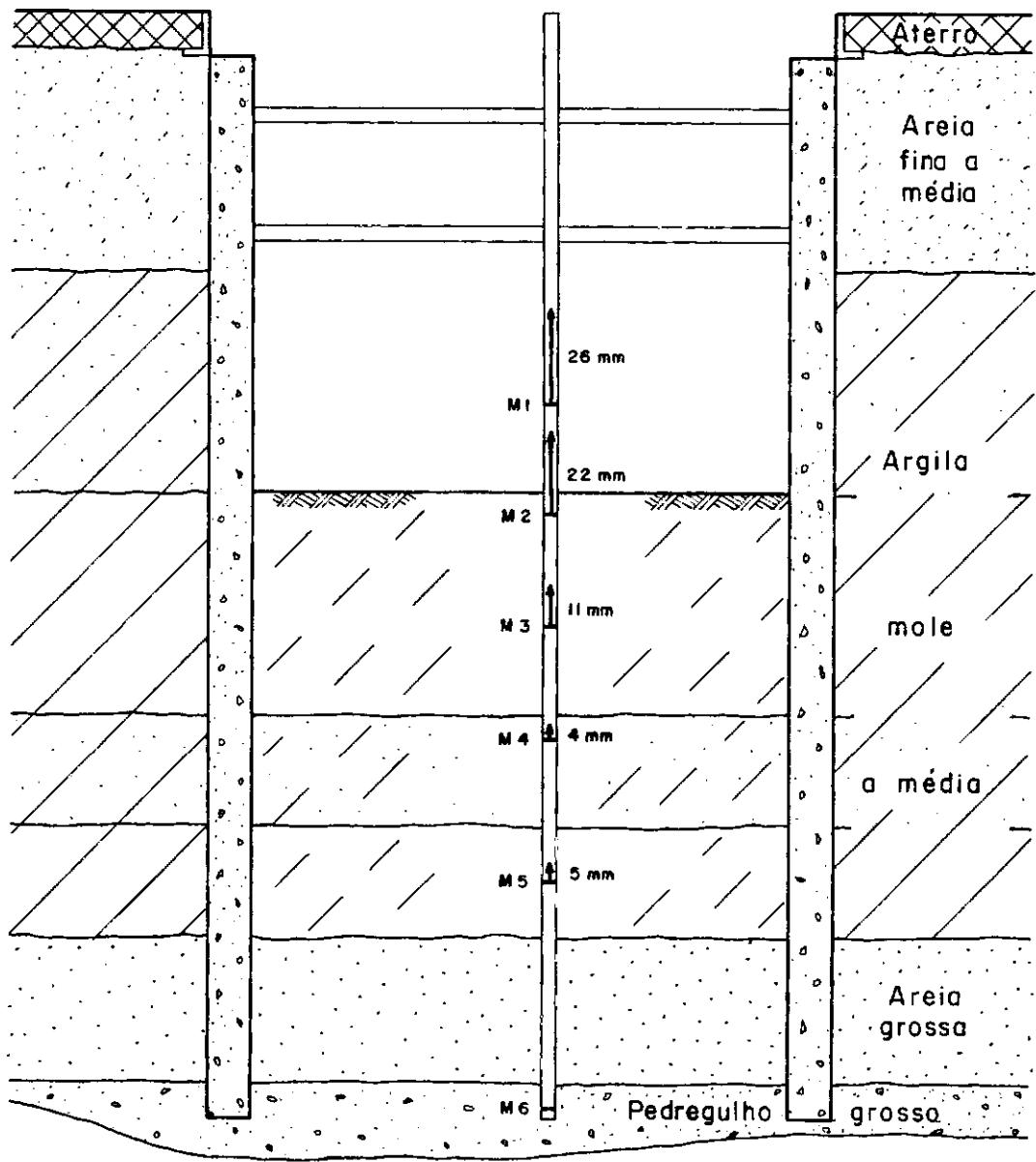


FIG. 4.21-Relação entre a evolução de escavação com os movimentos laterais da parede e recalques adjacentes



Escala : 1 : 200

Deslocamentos : 1 cm ≈ 20 mm

FIG. 4.22 - Deslocamento vertical do fundo de vala, durante o período de escavação.

te se estabilizaram após o desligamento dos poços do alívio das proximidades do trecho, em maio/79 (ver Fig. 4.19).

Os gráficos da Figura 4.23 mostram que existe uma concordância entre a velocidade de escavação da vala e a velocidade de recalque. Os valores máximos do Edifício, nº 284 (Álvaro Rodrigues) ocorre exatamente quando a escavação está também executada a velocidade máxima. Esta constatação também se verificou para duas outras edificações deste lote.

4.3.2 - Análise das Diversas Parcelas de Recalques e a Influência do Processo Construtivo

a) Generalidades

Neste item são analisadas as diversas parcelas do recalque total medido seguindo-se o procedimento abordado no Capítulo III, onde estes recalques foram associados ao alívio horizontal e vertical de pressões devido à escavação e também ao adensamento provocado por rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões em lençóis confinados. Neste estudo, considera-se apenas para efeito de análise, que cada uma destas parcelas se desenvolva independentemente. A parcela do recalque proveniente do adensamento de camadas compressíveis (δAD) foi representada na Figura 4.24a. Enquanto que a Figura 4.24c mostra a parcela do recalque na superfície do terreno decorrente do alívio de pressão vertical no interior da vala (δy_V), considerando que a parede seja indeslocável. O recalque em um determinado ponto da superfície do terreno causado somente pelo desloca-

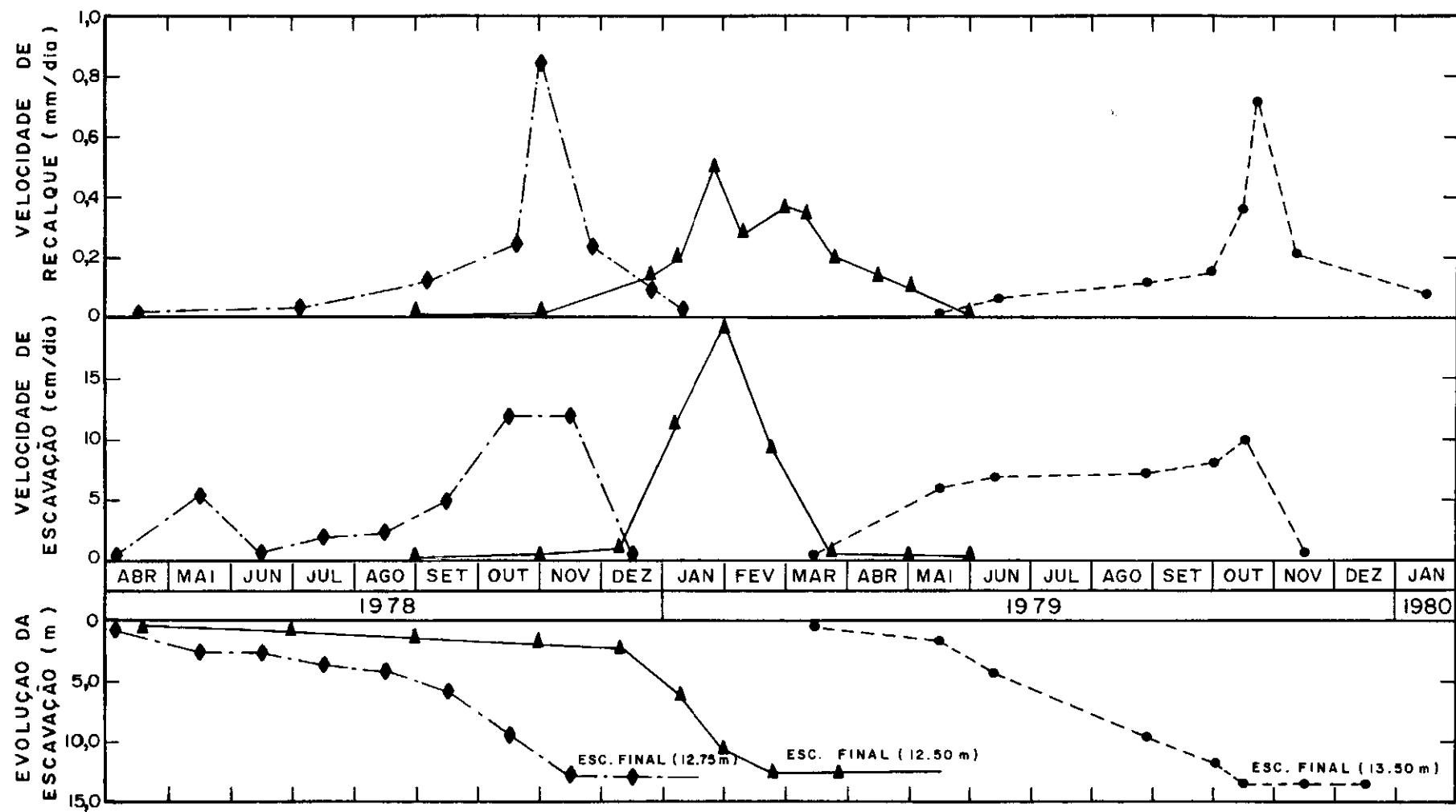
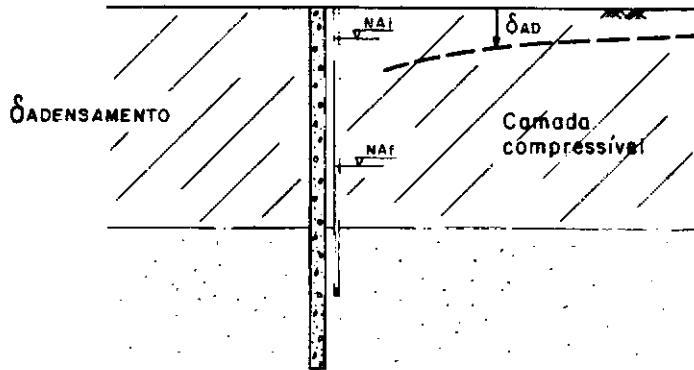
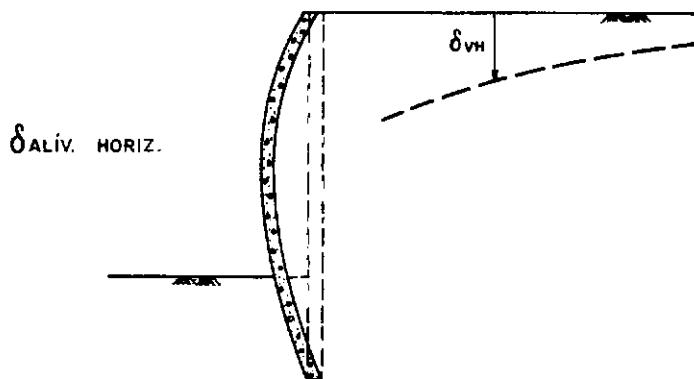


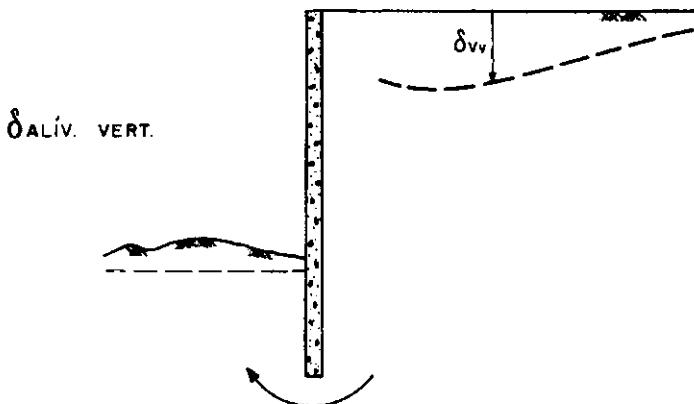
FIG. 4.23 — VELOCIDADES MÉDIAS DE RECALQUE E ESCAVAÇÃO, CORRESPONDENTE AOS EDIFÍCIOS MUNIZ BARRETO (♦), ÁLVARO RODRIGUES (▲) e GAL. POLIDORO (●) - BOTAFOGO (LOTE 9)



(a)



(b)



(c)

FIG. 4.24 - Representação das diversas parcelas do recalque total medido em edificações adjacentes à escavações.

mento horizontal da parede (Fig. 4.24b) foi denominado de δV_H . A influência do processo construtivo será computada através de um parâmetro α introduzido na parcela correspondente ao deslocamento horizontal, conforme a equação abaixo:

$$\delta TM = \delta V_H (1 + \alpha) + \delta V_V + \delta AD$$

A parcela correspondente ao adensamento depende, fundamentalmente, do valor do alívio, não sofrendo influência da metodologia de escavação e escoramento da vala. A parcela correspondente ao alívio vertical, por sua vez, não é influenciada também por esta metodologia, pois que seu valor, como mostrado no Capítulo III, é função do grau de estabilidade da escavação. Então, toda a influência do processo construtivo, neste caso, recaiu na parcela correspondente ao deslocamento horizontal.

b) Deslocamento Horizontal da Parede Diafragma e Estudo do Parâmetro α

A análise das diversas parcelas do recalque total se inicia pelo estudo dos deslocamentos horizontais da parede pelo fato de se ter verificado que esta parcela é a de maior importância, no que diz respeito às influências da metodologia de construção nos movimentos do maciço adjacente.

Para se determinar a distribuição dos recalques adjacentes à vala, decorrentes do deslocamento horizontal do escoramento foi empregada a sugestão de Caspe (1966). Esta dis-

distribuição é definida pela equação:

$$\delta_d = \frac{4 V_s}{D_i} \left(\frac{x}{D_i} \right)^2$$

onde: δ_d - é o recalque a uma distância d da vala

V_s - é o volume de solo deslocado horizontalmente por metro de vala, medido com o inclinômetro

D_i - é a distância de influência do recalque, calculada em função da geometria da vala e do ângulo de atrito do solo

x - representa a diferença entre D_i - d, já descritos

A equação como descrita anteriormente foi apresentada por Bowles (1977) introduzindo na proposição de Caspe (1966) as sugestões de Kane (1966). Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 4.25, onde estão comparadas as áreas de recalques medidas e estimadas, além das áreas de deslocamentos horizontais da parede em função do tempo. Como pode ser observado existe uma boa concordância entre os valores apresentados na referida figura. Embora através da teoria de Caspe se possa estimar razoavelmente a área de deslocamento vertical, a partir da área de deslocamento horizontal medida, não se pode aplicar esta sugestão para prever a distribuição de recalques nas proximidades de valas escoradas com paredes diafragma (Fig.4.26).

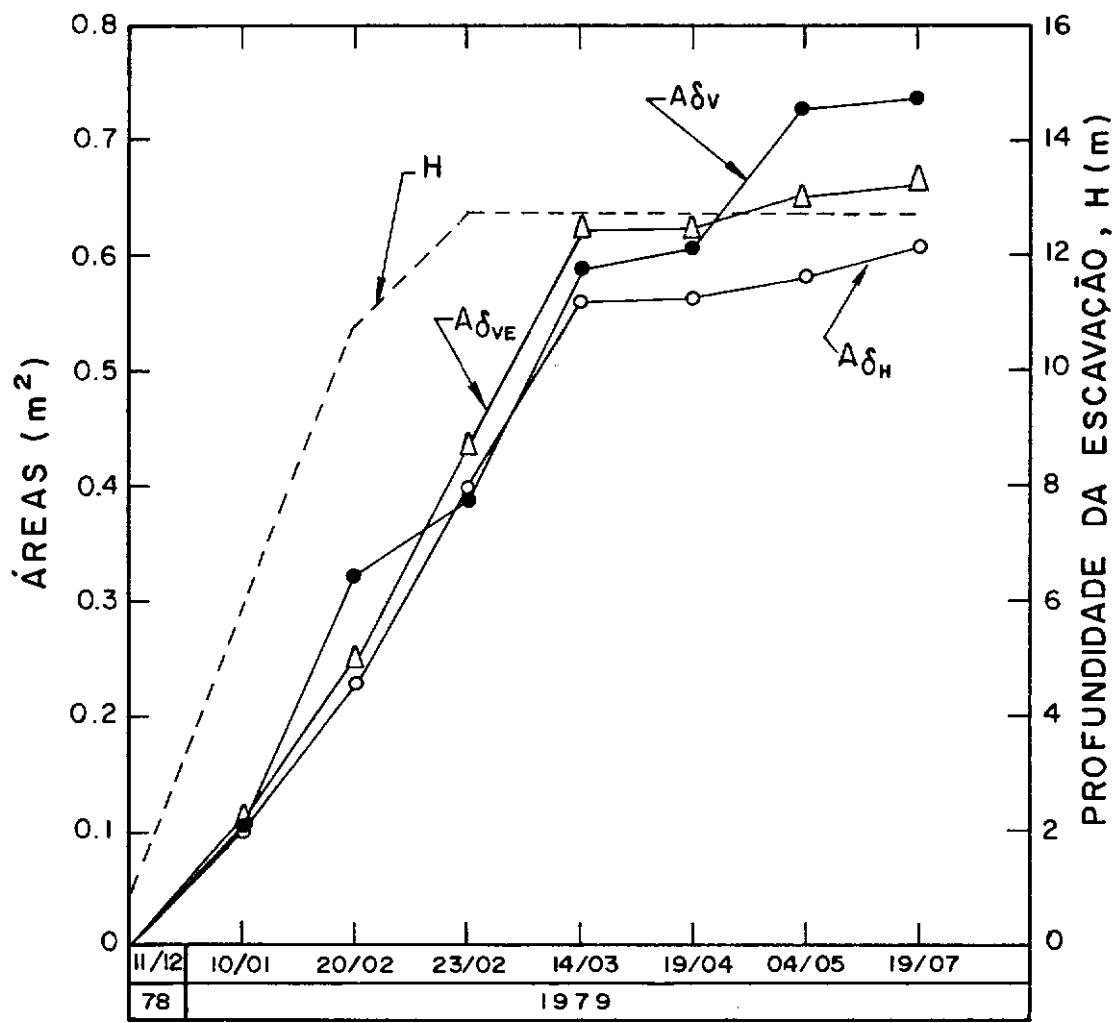


FIG. 4.25 - Comparação entre as áreas de recalques medidas $A_{\delta v}$ e estimadas $A_{\delta VE}$ com a área de deslocamento horizontal $A_{\delta H}$, em função do tempo - BOTAFOGO (LOTE 9)

Isto decorre do método de Caspe (1966) não considerar o atrito solo/parede, elevando, substancialmente, os valores dos recalques estimados nesta região e reduzindo-os a partir de uma certa distância (no caso 10,0m).

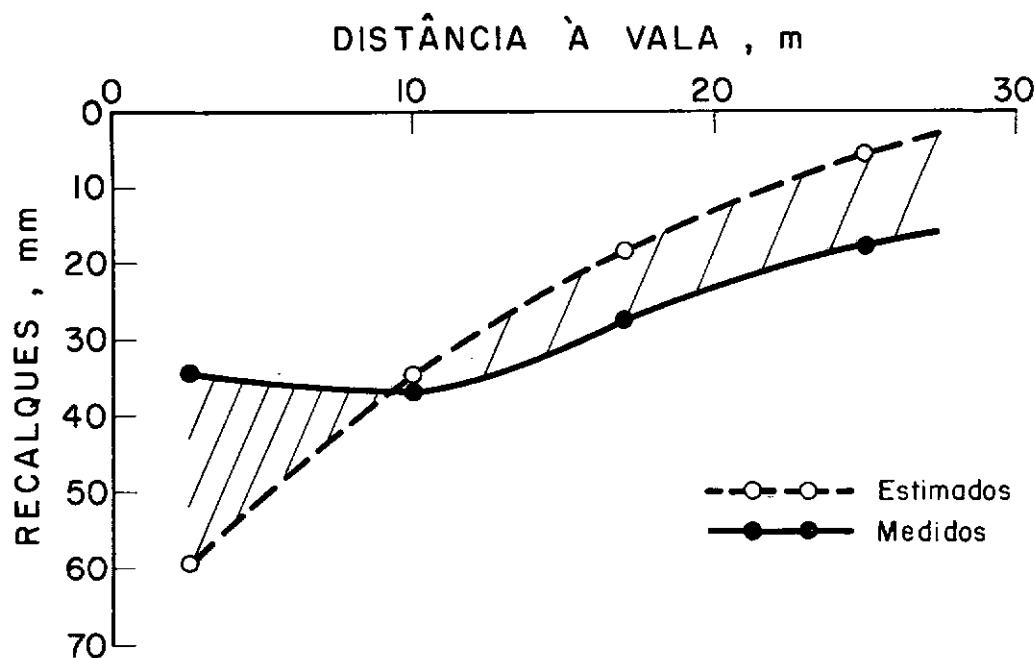


FIG. 4.26 - Distribuição dos recalques medidos e estimados (segundo Caspe, 1966).

Prosseguindo nesta análise os efeitos da método logia de construção serão estudados a partir da influência da rigidez da estronca e da parede nos valores destes movimentos. Para isto, a parede diafragma será simulada por uma viga sobre apoios elásticos. Este sistema estrutural tem-se verificado adequadamente na previsão do comportamento de paredes. O trabalho de Soares (1981) é um exemplo de aplicação, com sucesso, deste sistema. O estudo apresentado a seguir se mostrou compatível com os resultados obtidos em instrumentação de campo, na seção instrumentada de Botafogo.

Rigidez da Estronca

O efeito da rigidez da estronca nos deslocamentos horizontais da parede foi analisada utilizando-se um programa de viga sobre base elástica, onde o apoio da estronca foi simulado por molas de rigidez S , variando-se seu valor desde o mínimo (medido no campo) até seu valor máximo teórico (ver Tabela 4.5). Para se avaliar apenas a influência deste efeito nos movimentos foram mantidas constantes a geometria da vala, as características de rigidez do solo e o carregamento ativo até a profundidade da escavação (ver Fig. 4.27). Nesta figura estão também apresentadas as curvas de deslocamento horizontal da parede correspondentes a cada rigidez de estronca e, ainda, a curva dos deslocamentos medidos, através do inclinômetro, para aquele estágio de escavação. Deve-se ressaltar que a pequena diferença existente entre a curva dos deslocamentos medidos e a curva calculada para a rigidez efetiva da estronca ($S = 1.250 \text{ tf/m}$) é menor do que a precisão do inclinômetro utilizado.

Os resultados obtidos nesta análise estão mostrados na Tabela 4.5, onde é apresentada as variações de rigidez da estronca com os deslocamentos horizontais correspondentes, bem como os fatores de influência da rigidez da estronca nos movimentos da parede.

Na Figura 4.28 estão apresentados os valores de deslocamento horizontal da parede e também as áreas de deslocamentos em função da variação de rigidez da estronca. Estes dados mostram que o aumento da rigidez (S) pode reduzir, sensivelmente, os movimentos, mas a velocidade de redução diminui quando

Tabela 4.5 - Efeito da Rígidez da Estronca nos Deslocamentos Horizontais da Parede

a) DADOS UTILIZADOS			
Estronca (1º Nível)	Rigidez, S(tf/m)		Variações
	Teórica	Efetiva (campo)	2.000, 3.000, 4.000, 5.000, 7.000, 10.000, 15.000, 20.000
	25.000	1.250	15.000, 20.000
Geometria da Vala	Profundidade da Escavação, H = 10,0m		
Solo	Rigidez do Solo, K = 600 Peso Específico Total, $\gamma = 1,7 \text{ tf/m}^3$		

b) VALORES CALCULADOS						
Rigidez, S(tf/m)	δH máx. (mm)	Posição Corresp.	$\frac{\alpha_1}{\delta H}$ = $\frac{\delta H \text{ máx.}}{\delta H \text{ p/S teó.}}$	$\frac{S}{\gamma H}$ (Adm.)	$A_{\delta H} (\text{mm}^2)$	$\frac{\alpha_2}{A_{\delta H}}$ = $\frac{A_{\delta H} \text{ máx.}}{A_{\delta H} \text{ p/S teó.}}$
1.250	20,25	Junta 1	5,01	74	181.650	3,47
2.000	13,52	1	3,35	118	139.330	2,66
3.000	9,08	1	2,25	176	111.460	2,13
4.000	7,31	5	1,81	235	96.340	1,84
5.000	6,48	5	1,60	294	85.840	1,64
7.000	5,57	6	1,38	412	75.053	1,43
10.000	4,93	7	1,22	588	65.960	1,26
15.000	4,47	8	1,11	882	58.570	1,12
20.000	4,42	8	1,09	1.176	54.800	1,05
25.000	4,04	9	1,00	1.471	52.370	1,00

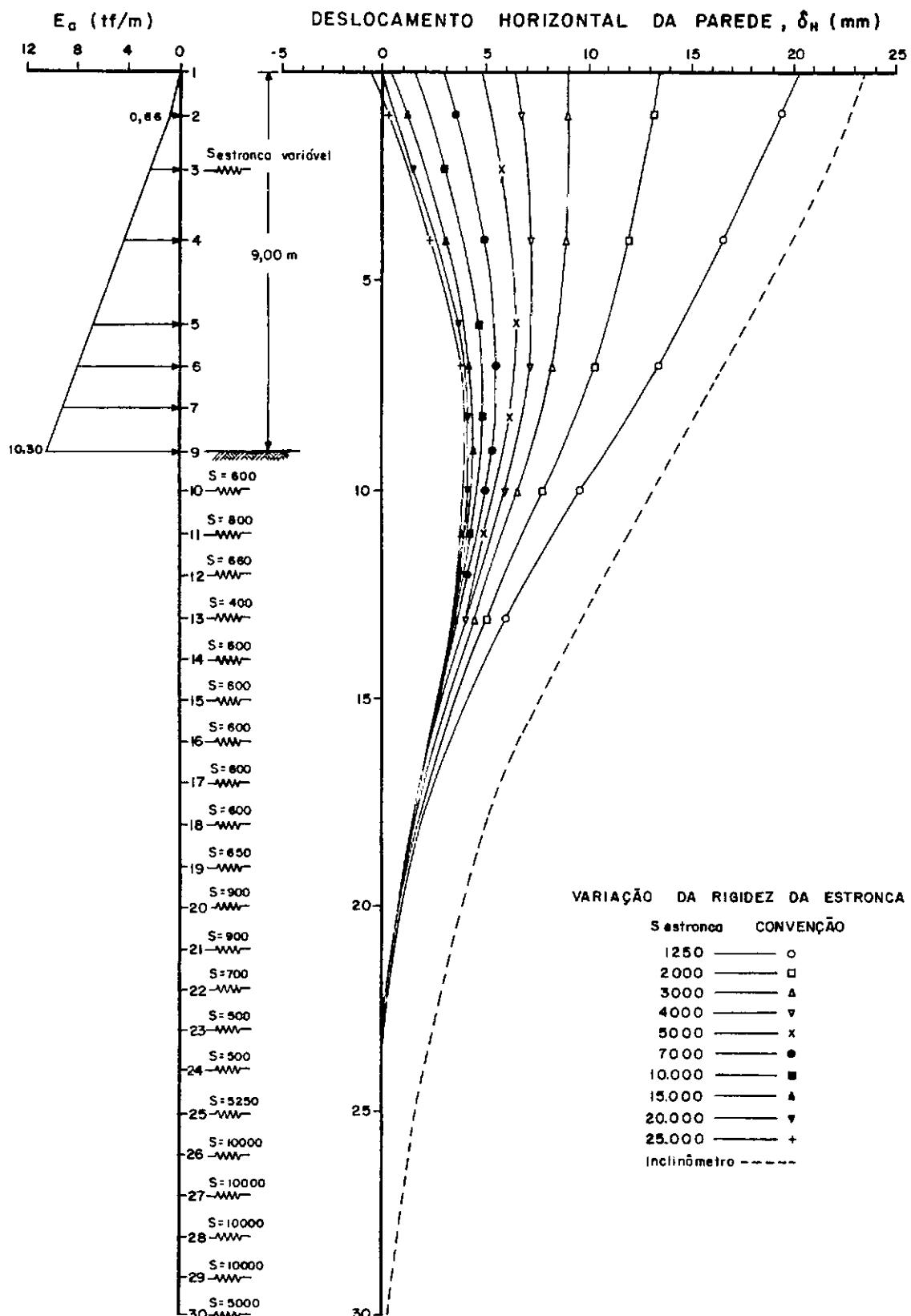


FIG. 4.27-Influência da variação de rigidez da estrutura nos deslocamentos horizontais da parede.

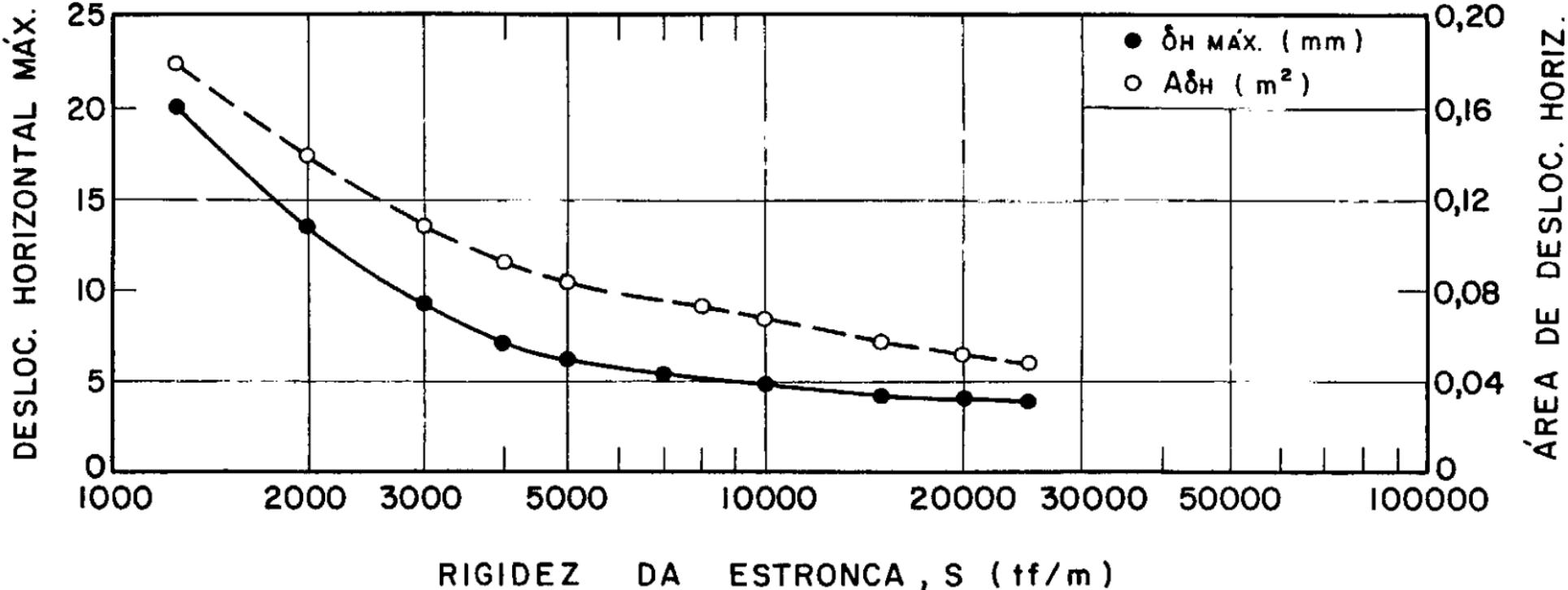


FIG. 4.28-Influência da rigidez da estronca nos deslocamentos horizontais do escoramento.

os valores de S são maiores que 10.000. Isto indica que é necessária a precompressão de estroncas a valores muito altos de carga.

As relações entre os deslocamentos horizontais calculados para as diversas rigidez de estronca e o deslocamento correspondente à rigidez teórica definiram o Fator α_1 . Enquanto que as relações entre as áreas de deslocamento definiram o α_2 , seguindo o mesmo procedimento (ver Fig. 4.29). Esta figura que é semelhante à Figura 3.10, indica que o deslocamento horizontal máximo poderia ter seu valor reduzido em 5 vezes. Estes gráficos permitem também indicar os níveis de precompressão que devem ser adotados de forma a se reduzir os movimentos a valores aceitáveis.

Rigidez da Parede

A análise da influência da rigidez da parede nos seus deslocamentos horizontais foi feita empregando-se o mesmo sistema estrutural de cálculo e tomando o parâmetro EI/H^4 para quantificar a rigidez global da parede (Item 3.2.2). Seus efeitos estão diretamente relacionados com a profundidade da escavação, H e foram avaliados mantendo-se constante o valor de EI da parede (ver Tabela 4.6).

Foi analisada, inicialmente, uma geometria de vala correspondente ao estágio de escavação para instalação do 1º nível de estroncas. Nesta fase a escavação atingiu a uma profundidade de 6,0m, enquanto que o projeto indicava uma profundi-

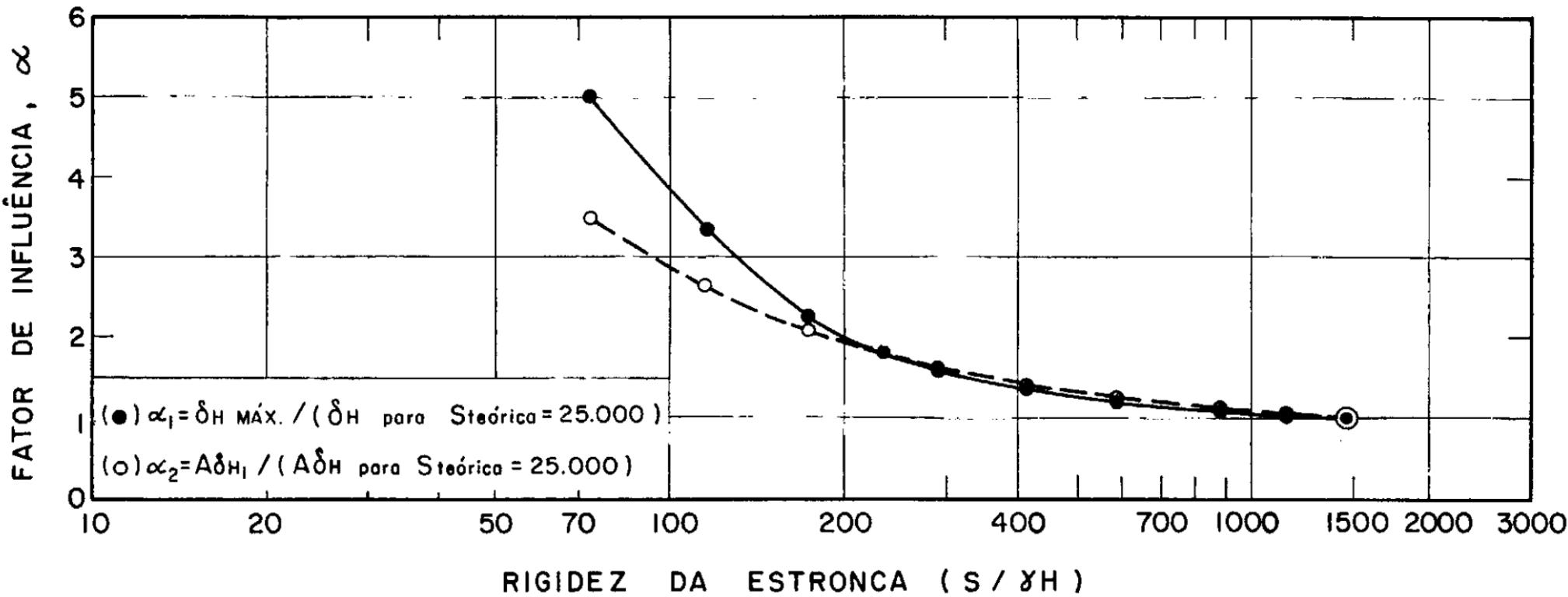


FIG. 4.29-Fator de influência da rigidez da estronca no deslocamento horizontal do escoramento.

Tabela 4.6 - Efeito da Rigidez da Parede
nos Deslocamentos Horizontais

a) DADOS UTILIZADOS		
Profundidade de Escavação, H(m)	Valor Máximo	Variações
	6,0	1,0; 2,30; 3,0; 4,0; 5,0
Parede	Momento de Inércia, $I = 0,17m^4$ Módulo de Deformação do Concreto, $E=3 \times 10^6 \text{tf/m}^2$	
Solo	Rigidez do Solo, $K = 600$ Peso Específico Total, $\gamma = 1,7 \text{ tf/m}^3$	

b) VALORES CALCULADOS					
Prof., H (m)	δH máx. (mm)	$EI/H^4\gamma$ (adim.)	$\frac{\alpha_3}{\delta H}$ = $\frac{\delta H \text{ máx.}}{\delta H \text{ proj.*}}$	$A_{\delta H}$ (mm^2)	$\frac{\alpha_4}{A_{\delta H}}$ = $\frac{A}{A_{\delta H \text{ proj.}}}$
1,00	0,27	3×10^5	0,12	1.116	0,11
2,30	1,76	10.721	0,75	8.133	0,80
3,00	2,35	3.704	1,00	10.180	1,00
4,00	6,45	1.172	2,75	30.895	3,03
5,00	13,24	480	5,63	69.220	6,80
6,00	20,53	232	8,73	112.580	11,06

* Profundidade de projeto ($H = 3,0\text{m}$) para instalação do 1º nível de estroncas.

dade de apenas 3,0m para instalação deste nível. Foi utilizado um carregamento ativo até a profundidade de escavação (ver Fig. 4.30). Nesta figura estão apresentadas a referida geometria, bem como as curvas de deslocamentos horizontais correspondentes a cada rigidez de parede e, ainda, a curva dos deslocamentos horizontais medidos através do inclinômetro, para aquele estágio de escavação ($H = 6,0\text{m}$). A Figura 4.31 mostra os mesmos valores anteriores de deslocamentos horizontais da parede e, também, as áreas de deslocamentos horizontais, em função da rigidez da parede. Estes resultados mostram que o aumento da rigidez global da parede pode reduzir, sensivelmente, os movimentos. Alguns valores de deslocamentos horizontais, medidos no campo para ($H = 4,0$ e $6,0\text{m}$), são também apresentados, mostrando uma boa concordância com os valores calculados.

As relações entre os deslocamentos horizontais calculados para as diversas rigidez de parede e o deslocamento correspondente à rigidez de projeto ($EI/H^4\gamma = 3.704$) definiram o fator de influência α_3 . Enquanto que as relações entre as áreas de deslocamento definiram o α_4 , seguindo o mesmo procedimento (ver Fig. 4.32). Esta figura indica o número de vezes que os movimentos poderiam ser reduzidos em função do acréscimo de rigidez.

Um estudo complementar foi realizado no estágio seguinte de escavação, quando só o 1º nível de estroncas estava instalado e a escavação atingiu uma profundidade de $10,0\text{m}$. Desse forma procurou-se analisar as influências conjuntas da rigidez da parede e da estronca. Os dados utilizados neste estudo

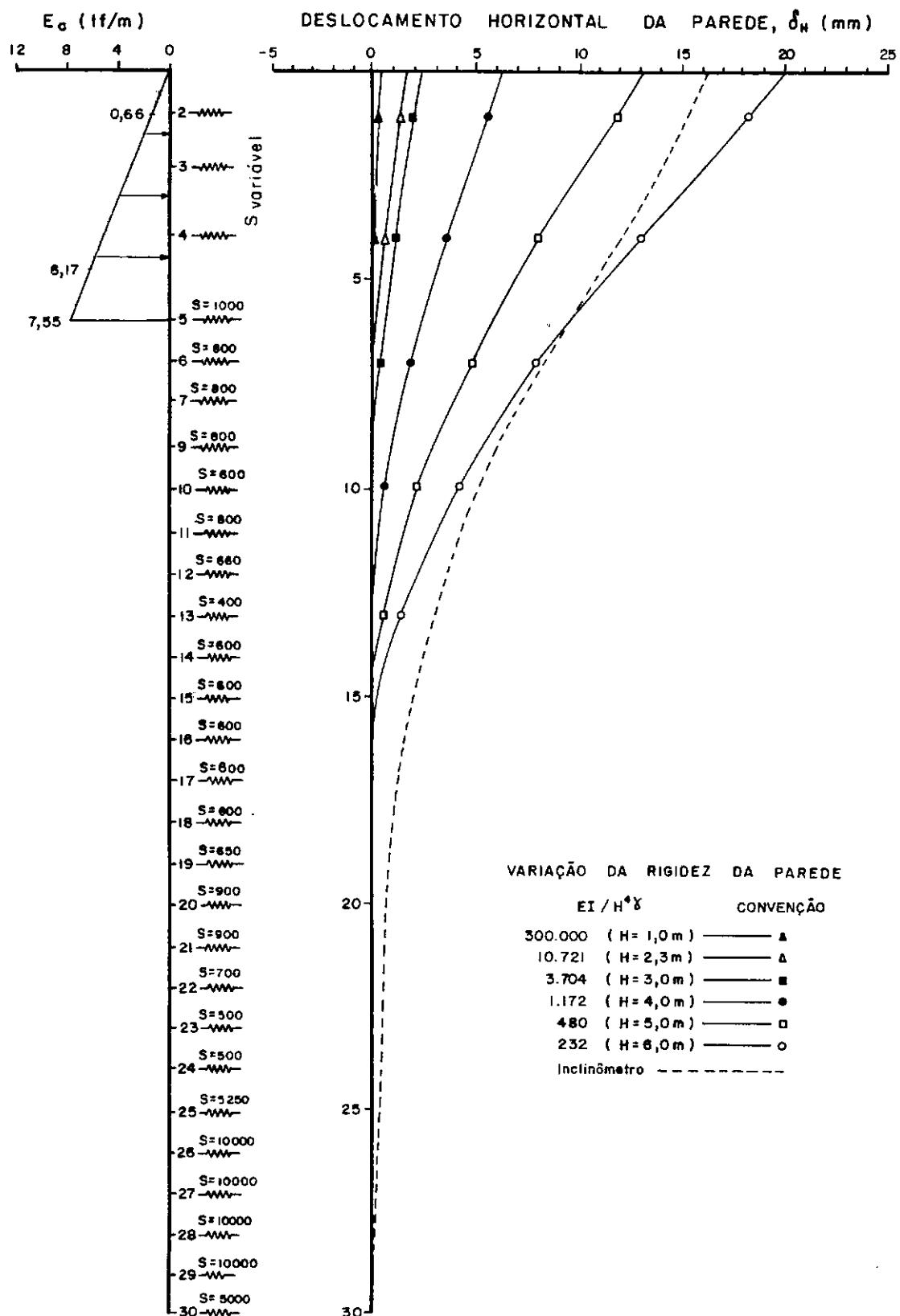


FIG. 4.30-Influência da rigidez da parede nos deslocamentos horizontais do escoramento.

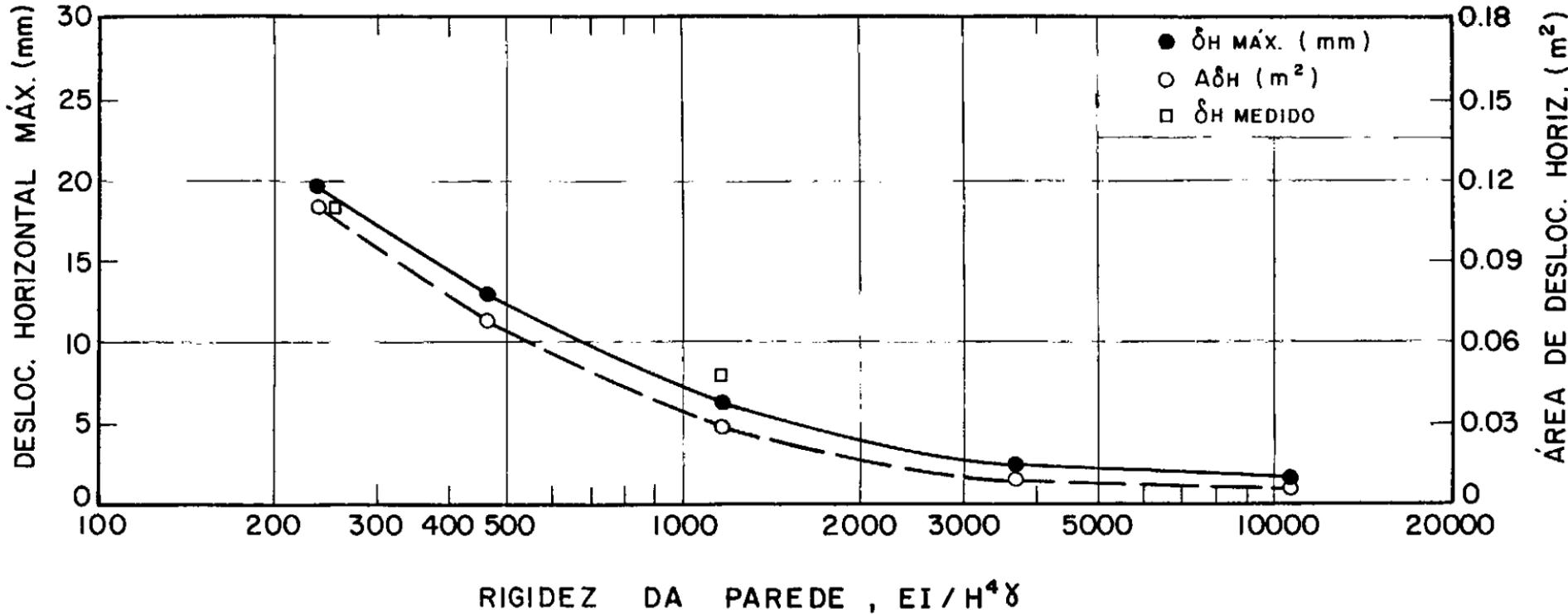


FIG. 4.31 - Influência da rigidez da parede nos deslocamentos horizontais do escoramento.

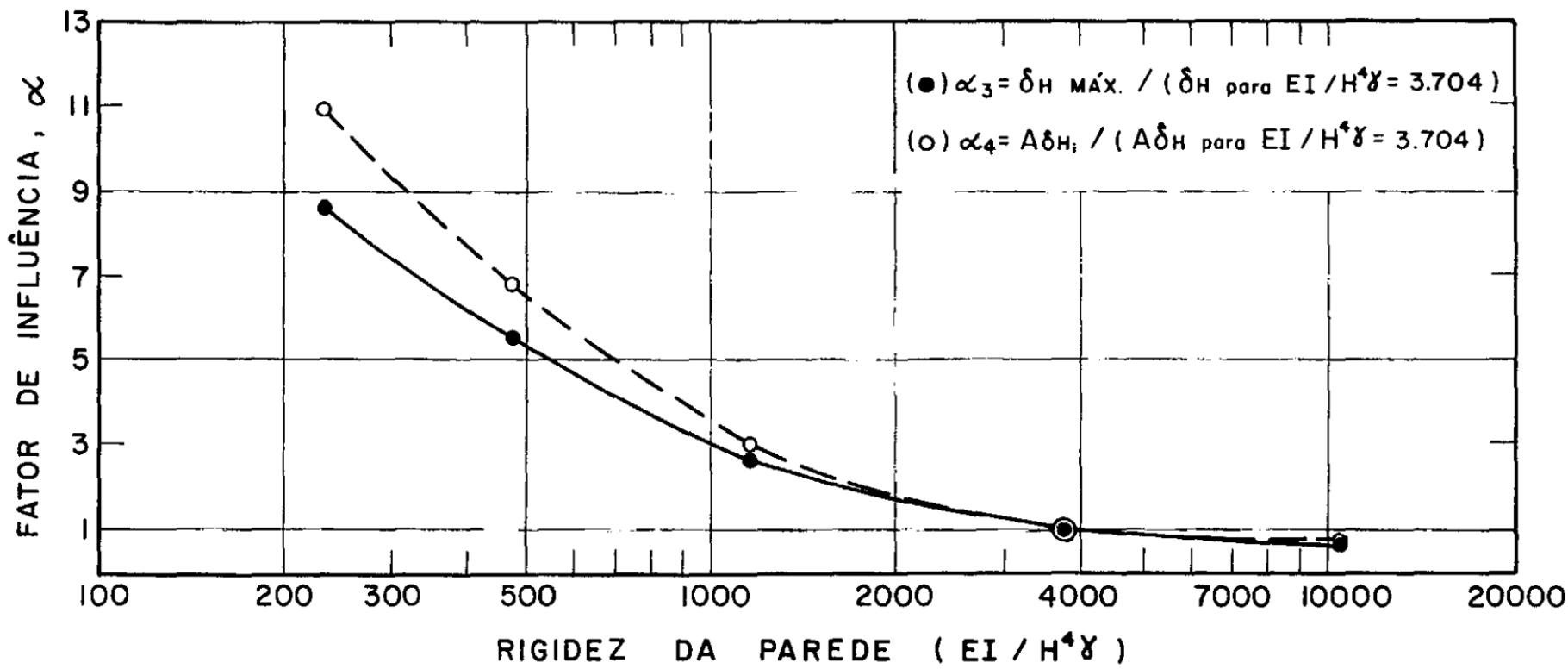


FIG. 4.32 - Fator de influência da rigidez da parede no deslocamento horizontal do escoramento.

estão mostrados na Tabela 4.7 e os resultados obtidos estão apresentados na Figura 4.33. Nesta figura, os deslocamentos horizontais diminuem com o acréscimo de rigidez da parede e de uma forma mais acentuada com o acréscimo de rigidez da estronca.

Finalmente, baseado apenas em dados de instrumentação, está mostrado na Figura 4.34 o efeito do atraso da instalação de estroncas nos deslocamentos horizontais do escoramento e nos recalques adjacentes à escavação. Nesta figura podem ser observados os atrasos relativos às instalações dos 19 e 20 níveis de estroncas, bem como o acréscimo das áreas de deslocamento horizontal da parede e da velocidade de recalque, correspondentes. Deve-se ressaltar que os acréscimos nas áreas de deslocamento horizontal medidos no campo correspondem aos valores calculados para estes estágios da obra.

c) Adensamento de Camadas Compressíveis

Esta análise visa definir a parcela do recalque correspondente ao adensamento das camadas compressíveis. Para se determinar este valor é necessário que se estime o valor do recalque por adensamento que ocorreu durante o período de escavação. Tendo em vista que, as características de compressibilidade variam com a profundidade e, não se pretendendo fazer uma análise muito acurada do problema, procurar-se-á definir os parâmetros de compressibilidade médios. Nessas condições, as diversas camadas do subsolo serão substituídas por uma camada única, com espessura total ($H = 18m$) e será utilizada a teoria unidimensional do adensamento.

Tabela 4.7 - Efeito Conjunto da Rigidez da Estrutura
e Parede nos Deslocamentos Horizontais

a) DADOS UTILIZADOS

Rigidez de Estrutura, S(tf/m)	1.250; 3.000; 25.000
Profundidade da Escavação, H(m)	2,30; 6,00; 9,00; 10,00
Parede	$EI_{(cte.)} = 5,1 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$
Solo	Rigidez do Solo, K = 600 Peso Específico Total, $\gamma=1,7\text{tf/m}^3$

b) VALORES CALCULADOS

Rigidez, S(tf/m)	Prof., H(m)	$\delta H_{\max.}$ (mm)	$EI/H^4\gamma$ (adim.)
1.250	2,30	1,79	10.720
	6,00	11,38	231
	9,00	17,97	46
	10,00	20,25	30
3.000	2,30	0,90	10.720
	6,00	5,36	231
	9,00	8,13	46
	10,00	9,02	30
25.000	2,30	0,15	10.720
	6,00	0,28	231
	9,00	3,09	46
	10,00	4,12	30

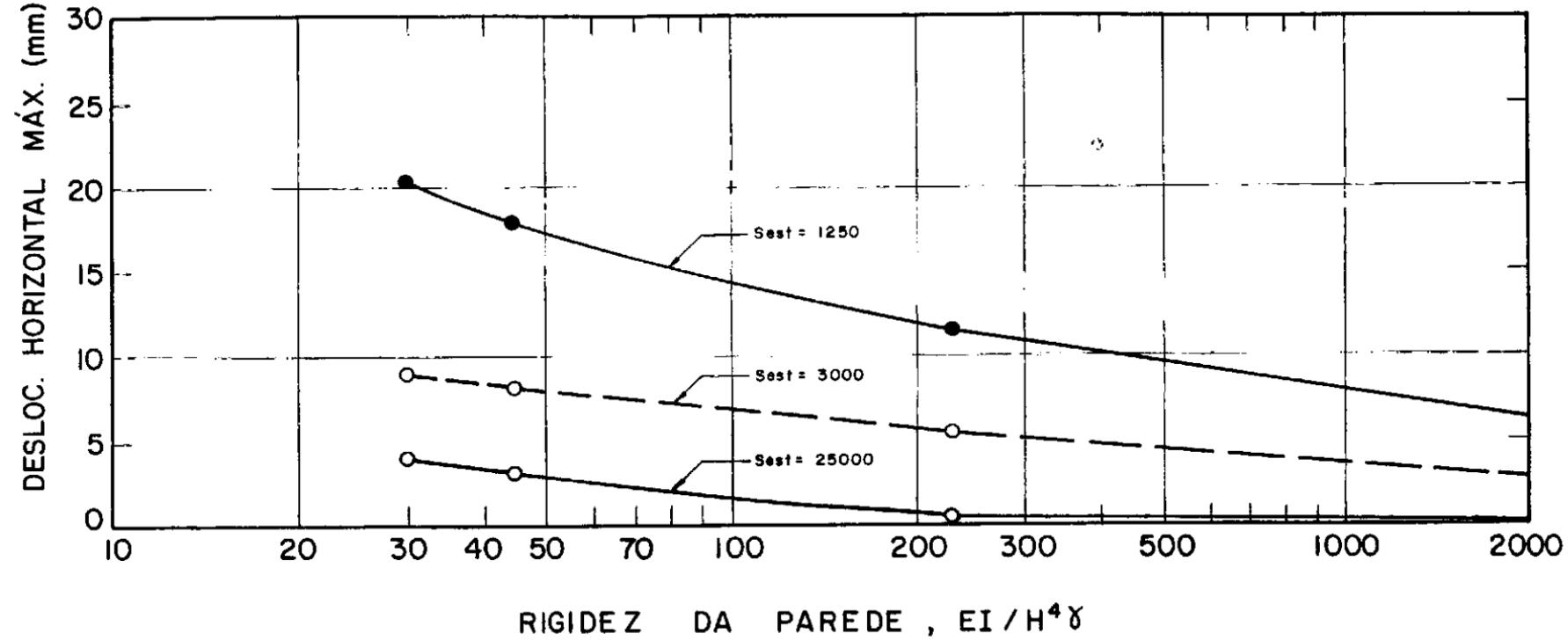


FIG. 4.33 - Influência da rigidez da parede nos deslocamentos horizontais do escoramento para diferentes rigidez de estronca.

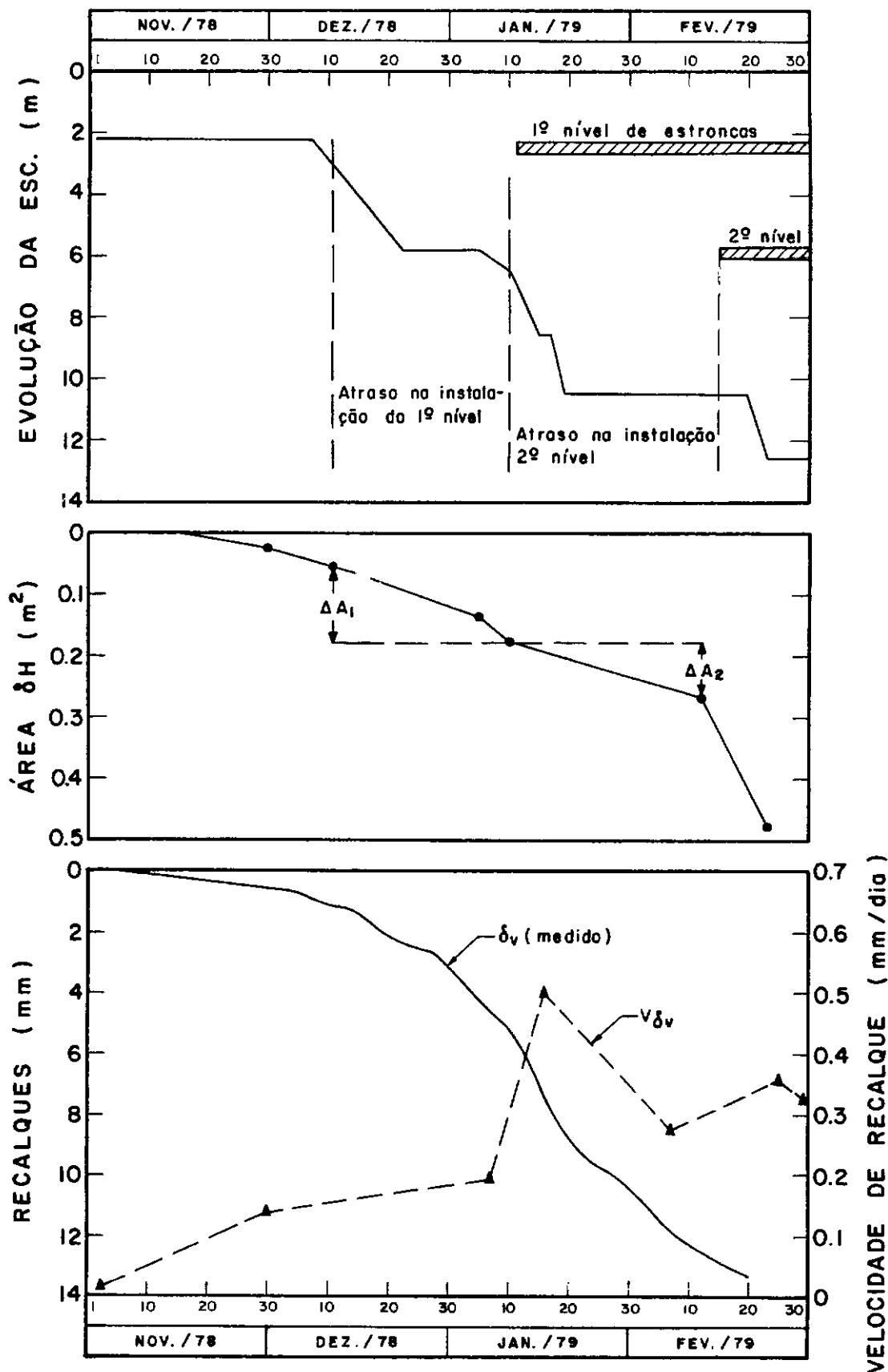


FIG. 4.34-Efeito do atraso da instalação de astroncos nos deslocamentos horizontais do escoramento e recalques adjacentes a escavação (Botafogo-Lote 9).

Os dados necessários ao estudo são os seguintes:

- 1) Data do início do processo do adensamento.
- 2) Valor do alívio de pressão.
- 3) Valor da relação $Cc/l + e_0$, onde Cc é o índice de compressão médio e e_0 o índice de vazios inicial médio.
- 4) Valor do coeficiente de adensamento, Cv .

O início do adensamento no trecho, bem como o valor médio do alívio foram determinados a partir da Figura 4.35. Nota-se, por esta figura, que o dia 01 de maio de 1978 realmente corresponde ao início do processo de adensamento, pois que os níveis d'água nos piezômetros sofreram alterações a partir desta data. Entretanto, o valor do alívio não é constante com o tempo (Figura 4.35). Isto decorre da ligação de poços profundos que estavam sendo postos a funcionar a distâncias cada vez mais próximas do trecho observado. Observa-se que este valor está compreendido entre 4,0 e 7,0mca. Deve-se, então, fazer um estudo para se procurar, a partir dos valores medidos dos recalques, definir melhor esta variável.

Para definir o valor médio da relação $Cc/l + e_0$ considerou-se os diversos valores para esta relação em cada uma destas camadas, utilizando, para isto, resultados de ensaios executados por Lins (1980), Soares (1981) e Correa (tese a ser defendida), além de outros ensaios realizados para o Metrô, e também empregando-se as relações empíricas existentes entre este

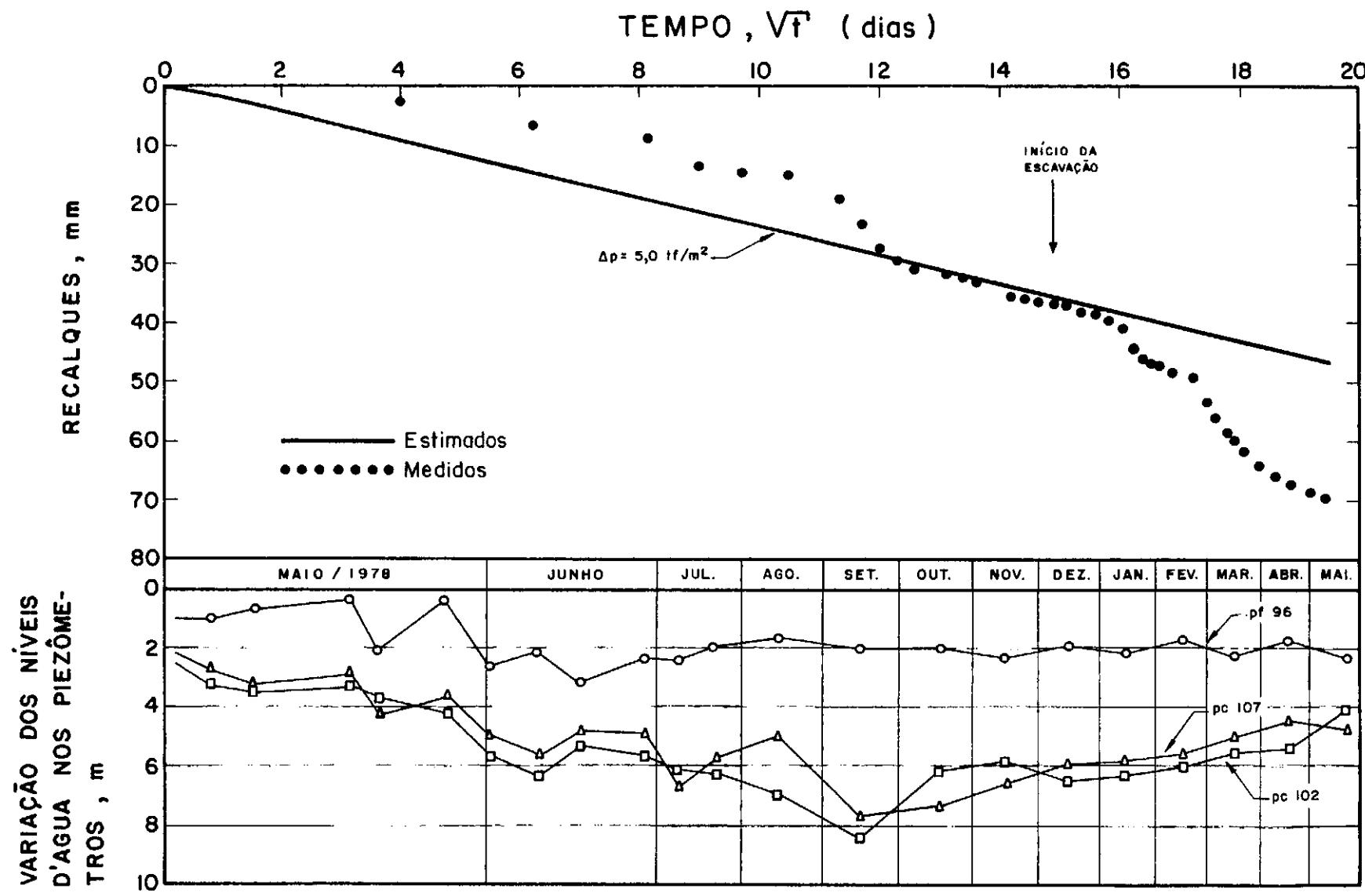


FIG. 4.35 – Recalques medidos e estimados pela teoria unidimensional do adensamento.

coeficiente e parâmetros de caracterização do solo. Dos diversos valores encontrados para as diferentes camadas chegou-se a conclusão que o valor deste parâmetro estaria compreendido entre 0,04 e 0,12.

O valor do coeficiente de adensamento, compreendido entre 10^{-4} e $10^{-2} \text{cm}^2/\text{seg}$, foi definido após a análise dos ensaios citados anteriormente. Acredita-se que o valor global do coeficiente de adensamento das camadas, no campo, fique mais próximo do valor máximo obtido em laboratório.

Utilizando-se combinações diferentes para este conjunto de parâmetros foram feitas comparações em recalques medidos e estimados. Desta comparação (Fig. 4.35), verificou-se que o conjunto de parâmetros que mais se adapta ao comportamento observado no campo é $\Delta p = 5,0 \text{tf/m}^2$, $Cc/l + e_0 = 0,05$ e $Cv = 10^{-2} \text{cm}^2/\text{seg}$. A Figura 4.35 foi traçada lembrando-se que no ensaio oedométrico a curva recalque $x\sqrt{t}$ (raiz do tempo, em dias) se aproxima de uma relação linear. Verifica-se, por esta figura, que os pontos observados se ajustam à esta relação teórica, principalmente, no período de setembro a dezembro. Durante o período de escavação, obviamente, os pontos observados se distanciaram da relação teórica, exatamente pelo fato de nesse período haver uma outra parcela que provoca recalques adicionais.

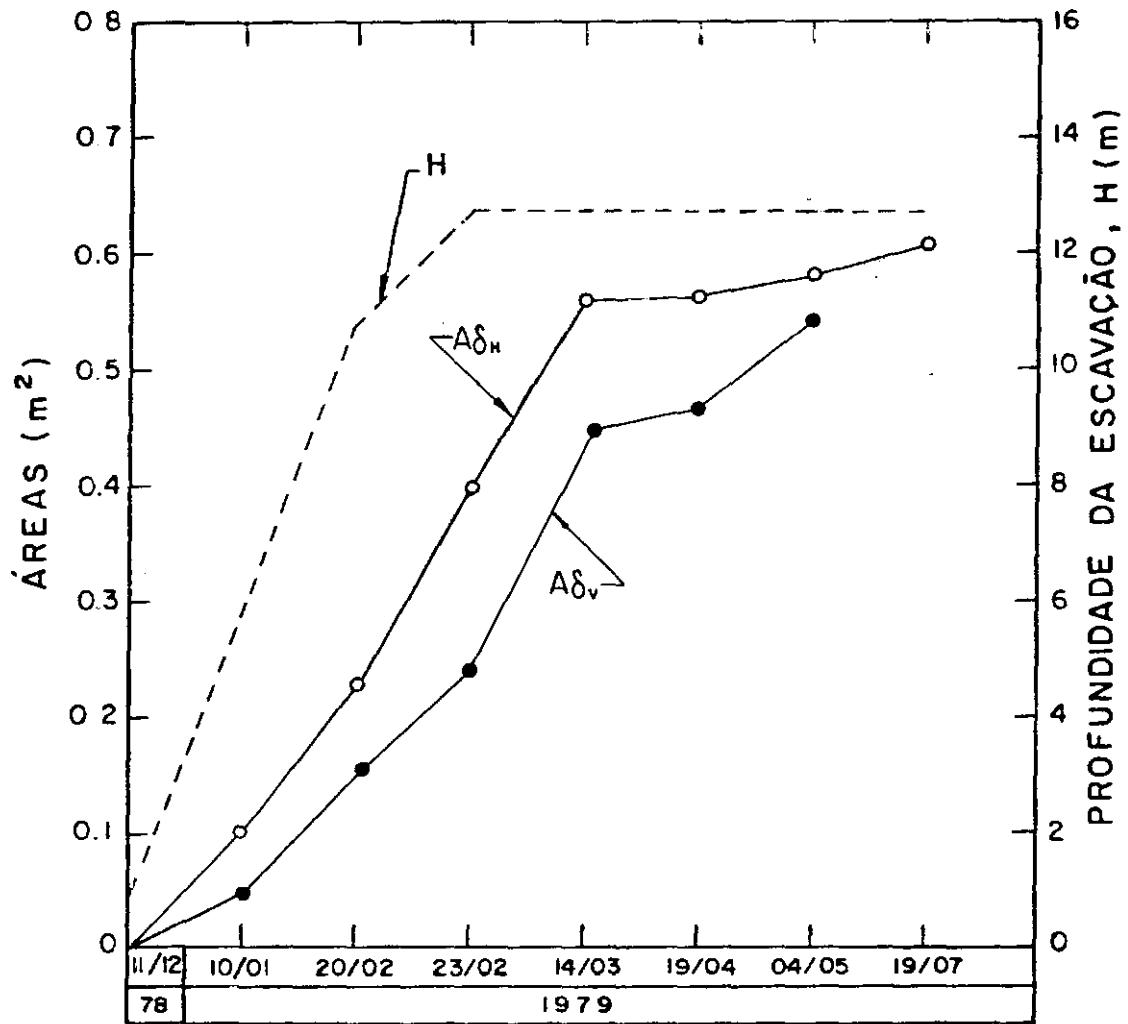
Considerando que a estimativa teórica represente, aproximadamente, o comportamento de campo, determina-se, a partir da figura, o valor de 45mm para a parcela do recalque correspondente ao adensamento.

d) Alívio Vertical de Pressões devido à Escavação

Para se definir a parcela do recalque correspondente ao alívio vertical de pressões devido à escavação foi traçada a Figura 4.36 para se verificar qual a influência do deslocamento horizontal da parede na parcela restante do recalque, durante o período de escavação, subtraindo-se a parcela do adensamento definida anteriormente. Verifica-se, por esta figura, que a área de deslocamento horizontal, ($A_{\delta h}$) se aproxima da área de deslocamento vertical, ($A_{\delta v}$) no final da escavação. Este fato mostra, como reportado na literatura, que os recalques provenientes do alívio vertical são pouco significativos neste caso.

Esta afirmativa é corroborada seguindo-se a análise realizada por Mana (1978). Este autor sugere que os recalques adjacentes à escavação possuem uma estreita relação com o fator de segurança ao levantamento de fundo (ver Fig. 3.3 - Capítulo III). Na referida figura podemos observar pequenos valores de recalques quando o $FS > 2,0$. Assim, analisando-se o trecho de Botafogo, observa-se que, devido às características geométricas, principalmente no que se refere ao comprimento e condições de apoio da ficha, obtém-se um fator de segurança ao levantamento de fundo superior ao referido anteriormente ($FS \gg 2,0$).

Outro tipo de análise pode ser feita através do abaco proposto por Schmidt (1974) (ver Fig. 3.5), onde o autor relaciona movimentos de fundo da escavação quando o número de estabilidade, N , se aproxima de 8. Ao introduzirmos o valor de



- ÁREA DE RECALQUE MEDIDO , subtraindo-se a parcela decorrente do adensamento.
- ÁREA DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO ESCORAMENTO

FIG. 4.36 - Comparação entre as áreas de recalques medidos e deslocamentos horizontais , em função do tempo.

Botafogo ($N < 3,0$) neste ábaco, obtém-se, como resposta, pequenos movimentos.

Estas análises foram confirmadas pelos resultados de instrumentação de campo quando se observou pequenos levantamentos do fundo de vala (ver Fig. 4.22).

CAPÍTULO V - CONCLUSÕES

V. CONCLUSÕES

Neste capítulo, além das conclusões, estão apresentados os resultados finais de maior importância e algumas sugestões para futuras pesquisas, que poderão trazer contribuições adicionais ao estudo das influências de escavações nos recalques em edificações vizinhas.

Os principais objetivos do trabalho consistiram em analisar as diversas parcelas dos recalques totais medidos e também fornecer elementos a futuros projetos no que se refere à estimativa de recalques em edificações adjacentes a escavações escoradas em paredes diafragma. Para isto foram utilizados dados de instrumentação de campo e acompanhamento de obras de quatro escavações executadas ao longo da Linha 1 do Metrô do Rio de Janeiro, foi feita uma revisão bibliográfica dirigida ao estudo dos recalques e suas principais causas, e também, uma análise dos movimentos medidos e estimados.

Este trabalho se constitue em um dos resultados da primeira fase de utilização dos dados coletados durante a participação da COPPE na construção do Metrô do Rio de Janeiro, conforme um programa de pesquisa estabelecido (Soares, 1981). Esta fase inicial visa aplicações práticas mais imediatas e uma definição de estudos que devem ser feitos com aplicação de modelos mais sofisticados na etapa complementar.

Na análise dos trechos estudados observou-se que através de uma instrumentação adequada e bem acompanhada pode-

se obter informações de grande importância, no que se refere ao comportamento das escavações, visando-se possíveis modificações no projeto de escoramento e, também, na metodologia de construção. Verifica-se, como reportado na literatura, que as características do escoramento (projeto) e o processo construtivo utilizado (evolução da escavação, instalação de estroncas, rebaixamento e/ou alívio de lençóis d'água) são fatores de grande importância nos movimentos observados.

Foram identificados, como principais causas de recalque, as seguintes: alívio vertical de pressões devido à escavação; deslocamento horizontal da parede diafragma; adensamento provocado pelo rebaixamento do lençol freático e/ou alívio de pressões em lençóis confinados e, também, a metodologia da execução da obra. Entre estas causas, os recalques decorrentes do adensamento de camadas compressíveis e os provenientes do deslocamento horizontal da parede foram os mais importantes na maioria dos casos analisados.

As distribuições dos recalques medidos nos diversos trechos foram apresentados de forma a se poder estimar os recalques em escavações escoradas em paredes diafragma. Deve-se ressaltar que estes resultados representam o comportamento medido nas edificações analisadas e não o comportamento médio para cada trecho. Dessa forma o número e as características das edificações observadas, bem como, o projeto de escoramento e o procedimento construtivo utilizado na execução da obra são fatores que devem ser considerados na utilização destes resultados.

A estimativa dos recalques baseada nas curvas sugeridas por Peck (1969) não se aplica a escavações com escoramento em paredes diafragma.

As relações entre os recalques e deslocamentos horizontais da parede diafragma podem fornecer elementos para se determinar as causas mais prováveis dos movimentos.

Devido às características de rigidez do escoramento, os deslocamentos horizontais da parede foram inferiores aos apresentados por Peck (1969) e D'Appolonia (1971), para paredes flexíveis.

Nos trechos analisados observou-se valores inferiores de recalques em edificações adjacentes à vala onde o escoramento possui o primeiro nível de apoio no topo da parede diafragma.

Com respeito ao solo, o índice de penetração médio (\bar{N}_{SPT}) foi o parâmetro com o qual se conseguiu definir a influência das características do solo nos movimentos observados.

No que diz respeito à geometria da escavação foi analisado apenas o comprimento de ficha. Os resultados obtidos mostram uma tendência de acréscimo nos movimentos quando se diminuem o seu valor. Esta influência foi verificada, em cada trecho, a partir dos valores de recalques para diversas profundidades de escavação. Mostrando, como comentado na literatura, que

esta influência se torna importante quando o fator de segurança a ruptura de fundo é baixo.

Uma análise mais detalhada foi realizada na seção instrumentada de Botafogo, onde a partir dos movimentos observados foram definidas as diversas parcelas do recalque total medido. A parcela correspondente ao deslocamento horizontal da parede diafragma foi considerada de grande importância e nela foram incluídos os efeitos da metodologia de execução da escavação e escoramento da vala. Para isto foram estudadas as influências da compressibilidade dos apoios, através da rigidez da estronca e do atraso de instalação de estroncas, através da rigidez da parede. Os resultados obtidos mostraram que os movimentos podem ser reduzidos significativamente com o aumento da rigidez das estroncas, podendo atingir uma redução de 5 vezes quando se compara o valor teórico (máximo) de rigidez com a rigidez efetiva (medida no campo). Com respeito à rigidez da parede, estes estudos indicaram a importância do atraso de instalação de estroncas no acréscimo dos movimentos. Na análise conjunta destes dois efeitos observou-se uma influência mais acentuada da rigidez da estronca.

Na seção instrumentada de Botafogo a parcela do recalque correspondente ao adensamento foi da ordem de 53% do recalque total medido até o final da escavação, mostrando a grande importância do dimensionamento do sistema de alívio. Enquanto que os recalques decorrentes do alívio vertical de pressões devido à escavação se mostraram pouco significativos.

Finalmente, as sugestões para futuras pesquisas são dirigidas para outras análises de movimentos, utilizando-se um maior número de casos e, também, modelos matemáticos mais sofisticados procurando-se confrontar os seus resultados com os observados no campo.

Não se tratou, no presente trabalho, em se definir os valores dos recalques admissíveis neste tipo de obra. Este tema poderia ser selecionado para estudo, incluindo-se outros dados, além dos apresentados, juntamente com a evolução dos danos às edificações.

Os recalques em fundações profundas provenientes do atrito negativo causado pelo adensamento de camadas compressíveis se mostraram significativos e merecedores de um estudo mais aprofundado. Deve-se ressaltar a importância da profundidade final destas fundações em relação à cota final da escavação, com respeito a movimentos decorrentes do alívio de pressões devido à escavação.

Embora não se tenha verificado uma influência significativa do número de pavimentos das edificações nos movimentos, este fato é merecedor de um estudo mais detalhado abrangendo um maior número de casos.

BIBLIOGRAFIA

ALMEIDA, M.S.S.; M. EHRLICH; P.R.V. CARIM, M.M. SOARES; W.A. LACERDA e D.A. VELLOSO (1979) - "Discussion on the Movements and Stability of a Subway Excavation in Rio de Janeiro". A paper presented at Speciality Session, 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, Peru, December.

BJERRUM, L.; C. J.F. CLAUSEN and J. M. DUNCAN (1972) - "Earth Pressures on Flexible Structures -A State-of-the-Art Report". Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 2, pp. 169-196. Also published by the Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 91, Oslo, 1972.

BJERRUM, L. and O. EIDE (1956) - "Stability of Strutted Excavations in Clay". Geotechnique, Vol. II, No. 1, March, pp. 32-47.

BOWLES, J.E. (1977) - "Foundation Analysis and Design"- International Student Edition, McGraw -Hill Kogakusha, LTD., Tokyo, Second Edition, pp. 463-465.

BROMS, B. and H. STILLE (1976) - "Failure of Anchored Sheet Pile Walls". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT/3, Proceedings paper 12.000, pp. 235-251, March.

BURLAND, J.B. (1977) - "Some Examples of the Influence of Field Measurements on Foundation Design and Construction". Building Research Establishment Current Paper, CP 11/77, March.

BURLAND, J.B.; SIMPSON and H.D. ST JOHN (1979) - "Movements Around Excavations in London Clay". Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England, Vol. 1, pp. 13-30, September.

- BURLAND, J.B. and C.P. WROTH (1974) - "Settlement of Building and Associated Damage", Conference on Settlement of Structures, Cambridge, U.K., Session 5, pp. 611-654, 2-4, April.
- BURLAND, J.B. and J.F.A. MOORE (1973) - "The Measurement of Ground Displacement Around Deep Excavations". Proceedings of the Symposium Field Instrumentation, British Geotechnical Society, London, pp. 70-84.
- BURLAND, J.B. and R.J.R. HANCOCK (1977) - "Underground Car Park at the House of Commons, London: Geotechnical Aspects". Building Research Establishment Current Paper, CP 13/77, March. Reprint from the Structural Engineer, 1977, 55/2), pp. 87-100.
- BURLAND, J.B. and V.F.B. de MELLO (1978) - "Behavior of Foundations and Structures". Building Research Establishment Current Paper, CP 51/78, June.
- CASPE, M.S. (1966) - "Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, Proceedings paper 4867, SM4, July, pp. 51-59.
- CHANG, C.Y. (1969) - "Finite Element Analysis of Soil Movements Caused by Deep Excavation and Dewatering". Thesis presented to the University of California, Berkeley, in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy.
- CHANG, C.Y. and J.M. DUNCAN (1970) - "Analysis of Soil Movement Around a Deep Excavation". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, SM5, Proceedings Paper 7513, September, pp. 1629-1653.

CLOUGH, G.W.; A.I. MANA and P.H. MAYU (1977) - "A Method for Predicting Movements of Crosslot Braced Walls in Clay". Paper Reprint 2923, ASCE Fall National Convention, San Francisco, October.

CLOUGH, G.W. and B. SCHIMIDT (1977) - "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay". A State-of-the-Art Report, International Symposium of Soft Clay, Bangkok, Thailand, Report 8, July.

CLOUGH, G.W. and G.M. DEMBY (1977) - "Stabilizing Bern Design for Temporary Walls in Clays". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT2, February, pp. 75-90.

CLOUGH, G.W. and R.R. DAVIDSON (1977) - "Effects of Construction on Geotechnical Performance". A paper presented at Speciality Session 3, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, July. Published also as Stanford University Civil Engineering Report No. CE - 214, January.

COLE, K.W. and J.B. BURLAND (1972) - "Observation of Retaining Wall Movements Associated with a Large Excavations". Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 445-454.

COLLIN, B. and C. DUFOUR (1972) - "Statistical Research of Disorders into Deep Excavations". Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Session IV, pp. 148-149.

COPPETEC (1973 - 1979) - "Convênio COPPE/UFRJ - METRÔ/RIO. Relatórios Técnicos n°s 27, 39, 41, 45, 78, 85, 104, 111, 112, 113, 114, 115, 117, 118.

COSTA FILHO, L.M. (1976) - "Movimentos Associados com a Construção de Parede Diafragma". Departamento de Engenharia Civil; Publicação nº 102 - PUC, Rio de Janeiro.

D'APPOLONIA, D.J. (1971) - "Effects of Foundation Construction on Nearby Structures". Proceedings of the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, Vol. 1, pp. 189-236.

D'APPOLONIA, D.J.; H.G. POULOS and C.C. LADD (1971) - "Initial Settlement of Structures on Clay". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM10, October, pp. 1359-1377.

DAVIDSON, R.R. (1977) - "Effects of Construction on Deep Excavation Behavior". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements of Engineer Degree in Civil Engineering, Stanford University, July.

DEMBY, G.M. (1974) - "Temporary Berms for Minimizing Settlements Behind Braced Excavations". Thesis submitted to the Department of Civil Engineering of Duke University in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Master of Science.

DIBIAGIO, E. and B. KJAERNESLI (1961) - "Strut Loads and Related Measurements on Contract 63a of the Oslo Subway". Proceedings. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, pp. 395-401.

DIBIAGIO, E. and F. MYRVOLL (1972) - "Full - Scale Field Tests of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay". Proceedings of the 5th European Conference of Soil Mechanics Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 461-471.

DIBIAGIO, E. and J.A. ROTI (1972) - "Earth Pressure Measurements on a Braced Slurry - Trench Wall in Soft Clay". Proceedings 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 473-484.

DISMUKE, T.D. (1975) - "Cellular Structures and Braced Excavation". Edited by Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang, Van Nostrand Reinhold Company, New York, pp. 466-479.

DUNCAN, J.M. and A.L. BUCHIGNANI (1976) - "An Engineering Manual for Settlement Studies". Geotechnical Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, June.

DUNNICLIF, J. (1979) - "Performance Monitoring of Slurry Wall Symposium". Cambridge - Massachusetts U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, August.

FARMER, I. and P.B. ATTEWELL (1973) - "Ground Movements Caused by a Bentonite - Supported Excavation in London Clay". Geotechnique, Vol. 23, No. 4.

FEDA, J (1978) - "Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculations". Development in Geotechnical Engineering 18.

FLAATE, K.S. (1966) - "Stresses and Movements in Connection with Braced Cuts in Sand and Clay". Ph.D.Thesis, University of Illinois, Urbana.

FLAATE, K.S. and R.B. PECK (1973) - "Braced Cuts in Sand and Clay". Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication No. 96, pp. 7-28.

GNAEDINGER, J.P.; S.A. GILL and P.A. KEIM (1975) - "Performance of Tied Back Excavation at Water Tower Place". Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STM 584, American Society for Testing and Materials, pp. 78-99.

GOLDBERG, D.T.; W.E. JAWORSKI and M.D. GORDON (1976) - "Lateral Support Systems and Underpinning". Vol. 1, 2, 3, 4, Reports FHWA-RD-75 - 128 to 131, Federal Highway Administration, Washington, D.C., April.

GOLDER, H.Q. and J.L. SEYCHK (1967) - "Soil Problems in Subway Construction". Proceedings 3th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Vol. II, pp. 203-241, July.

GOLDER, H.Q. (1971) - "The Allowable Settlement of Structures". 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics on Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol. 1, pp. 171-188.

GOLDER, H.Q.; J.P. GOULD; T.W. LAMBE; G.P. TSCHEBOTORIOFF and S. D. WILSON (1970) - "Predicted Performance of Braced Excavation". JSMFD, ASCE, Vol. 96, SM3, Proceedings paper 7292, pp. 801-815, May.

HANSBO, S.; E. HOFMANN and J. MOSESSON (1973) - "Ostra Nordstaden, Gothenburg, Experiences Concerning a Difficult Foundation Problem and Its Unorthodox Solution". Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 2, pp. 105-110.

HUTCHINSON, J.N. (1964) - "Settlement in Soft Clay Around a Pumped Excavation in Oslo". Norwegian Geotechnical Institute, Technical Report No. 58, pp. 1-8.

INSLEY, A.E. (1972) - "A Deep Excavation and Raft Foundation in Soft Clay". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 3, pp. 237-248, August.

IRELAND, H.O. (1955) - "Settlement Due to Foundation Construction in Chicago, 1900-1950". Ph.D.Thesis, University of Illinois.

JACKSON, W.T.; J.Y. PEREZ and Y. LACROIX (1974) - Foundation, Construction and Performance for a 34 - Storey Building in St. Louis, Missouri". Geotechnique, Vol. 24, No. 1, pp.63-90.

JUCÁ, J.F.T.; M.F.A. VASCONCELOS e V.M. BRAUTIGAM (1980) - "Instalação de Tubos para Inclinômetro no Metrô do Rio de Janeiro". SOLOS E ROCHAS - Revista Brasileira de Geotecnica, Vol. 3, Nº 2, Agosto.

KANE, H. (1961) - "Earth Pressures on Braced Excavations in Soft Clay, Oslo Subway". Ph.D.Thesis, University of Illinois, Urbana.

KERISEL, J.; J. FERRAND; P. LAREAL and P. CLEMENT (1972) - "Mesures de Poussée et de Butée Faites avec 42 Paires de Butons Asservis". Proceedings 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1.

KJAERNESLI, B. (1962) - "Review of Measurements on Strutted Excavations in Clay in Oslo, 1957 - 1962, (in Norwegian). Mimeographed Lecture notes. Norwegian Society of Professional Engineers, Short Course on Foundation Engineering.

LAMBE, T.W. (1970) - "Braced Excavations". Proceedings of the 1970 Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, Cornell University, pp. 149-218, June.

LAMBE, T.W.; L.A. WOLFSKILL and I.H. WONG (1970) - "Measured Performance of Braced Excavation". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, SM3, Proceedings paper 7307, pp. 817-836, May.

LINS, A.H.P. (1980) - "Ensaios Triaxiais de Compressão e Extenção na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LUKAS, R.G. and D.E. ANDERSON (1975) - "Monitoring Ground Movements Adjacent to an Excavation in Downtown Chicago". Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STP 584, American Society for Testing and Materials, pp. 3-19.

MANA, A.I. (1978) - "Finite Element Analyses of Deep Excavation Behavior in Soft Clay". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, Stanford University, March.

MANSUR, C.I. and R.I. KAUFMAN (1962) - "Dewatering". Edited by G.A. Leonards, International Student Edition, Mc Graw-Hill Book Company, INC, New York, pp. 241-350.

MASSAD, F. (1978) - "A Influência do Método Construtivo no Desenvolvimento dos Recalques do Terreno, nas Valas Escavadas a Céu Aberto do Metrô de São Paulo, Escoradas com Paredes Flexíveis". Peñel do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, Vol. II, Setembro.

- MEDEIROS, L.V. (1979) - "Deep Excavations in Stiff Soils". Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, June.
- MIYOSHI, M. (1977) - "Mechanical Behavior of Temporary Braced Walls". Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. II, pp. 655-658.
- MÜLLER, L.; SALZBURG and G. SPAUN (1977) - "Soft Ground Tunnelling Under Buildings in Germany". Proceedings, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. I, pp. 711-714.
- NOVAIS, H. (1976) - "Assentamentos Admissíveis". GEOTECNIA - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Vol. 18 e 19.
- NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE (1962-1965) - "Measurements at Strutted Excavation in Oslo". Technical Reports No. 1-9.
- O'ROURKE, T.D. (1975) - "A Study of Two Braced Excavations in Sands and Interbedded Stiff Clay". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for Degree of Doctor of Philosophy, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- O'ROURKE, T.D.; E.J. CORDING and M. BOSCARDIN (1976) - "The Ground Movements Related to Braced Excavations and Their Influence on Adjacent Buildings". Report No. DOT - TST 76T - 23, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., August.
- PALMER, J.H. and T.C. KENNEY (1972) - "Analytical Study of a Braced Excavation in Weak Clay". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 2, pp. 145-164.

- PARTOS, A. and R.M. KOERNER (1975) - "Monitoring Consolidation Settlements of Soils Induced by Dewatering". Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STP 584, American Society for Testing and Materials, pp. 111-126.
- PECK, R.B. (1943) - "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway". Transactions of the ASCE, Vol. 108, pp.1008-1036.
- PECK, R.B. (1969) - "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground". State-of-the-Art Report, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290.
- REMY, J.P. and J. FUJII (1975) - "The Influence of Excavation of Diaphragm Wall Panels on the Settlement of Adjacent Structures". 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 1, pp. 425-435.
- RIBAS, J.B.M. (1980) - "Evolução de Células de Pressão Total e Experiência da COPPE". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- RIZZO, P.C.; R.D. ELLISON and R.J. SHAFER (1968) - "Prestressed Tie-Back Walls for Two Deep Excavation in Buffalo, New York". Paper presented before the ASCE, Pittsburg.
- SAHADE, W. (1972) - "Estudo e Utilização das Suspensões Argilosas Tixotrópicas no Processo de Estabilização de Taludes Verticais de Trincheiras Profundas, na Execução de Paredes Diaphragma". Tese de Mestrado, PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- SCHMIDT, B. (1969) - "Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil". Ph.D.Thesis, University of Illinois, Urbana.

SCHMIDT, B. (1974) - "Exploration for Soft Ground Tunnels - A New Approach". Proceedings ASCE Conference on Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Constructions, pp. 84-96.

SCHLTZE, E. and W. SIEVERING (1977) - "Statistical Evaluation of Settlement Observations". Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp. 711-714.

SOARES, M.M. (1978) - "Análise Preliminar de Medições em uma Rede Diafragma Instrumentada no Metrô/Rio. Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, Vol. II, pp. 221-238, Setembro.

SOARES, M.M. (1981) - "Cálculo de Paredes Diafragma Multi-Escorada em Presença de Argila". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

SOARES, M.M. e P.R.V. CARIM (1978) - "Algumas Considerações sobre a Precompressão de Estroncamento em Paredes-Diafragma do Metrô/Rio". Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, Vol. II, pp. 239-251, Setembro.

SOARES, M.M.; P.R.V. CARIM, J.B.M. RIBAS; V.M. BRAUTIGAM (1979) - "Instrumentação de Escavações no Metrô/Rio", 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, Peru, December.

SOARES, M.M., J.B.M. RIBAS (1979) - "Resultados Iniciais de uma Seção Instrumentada do Metrô/Rio", 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, Peru, December.

SWATEK, E.P.; S.P. ASROW and A.M. SEITZ (1972) - "Performance of Bracing for Deep Chicago Excavation". Proceeding of the Special Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue.

SZWARCBARG, M. (1979) - "Aspectos Geotécnicos de Escavações Escoradas no Metrô/Rio". Publicado em Construção Pesada, Ano 9, Nº 97, Fevereiro.

SZWARCBARG, M. (1981) - Comunicação Pessoal.

TAIT, R.G. and T. TAYLOR (1974) - "Design, Construction and Performance of Rigid and Flexible Bracing Systems for Deep Excavations in San Francisco Bay Mud". Paper Reprint 2161, ASCE National Meeting on Water Resources Engineering, Los Angeles, January.

TAN, S.B. (1973) - "Settlement Due to Deep Foundation Construction". Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Session 4-37, pp.221-226.

TECNOSOLO (1977-1979) - "Medidas de Inclinômetros, Largo da Carioca". Relatórios Técnicos Nº 16.187/77, 16.645 e 17.080/78; 17.595 e 17.805/79, Rio de Janeiro.

TENG, W.C. (1962) - "Foundation Design". Prentice - Hall, Inc., New Jersey, pp. 389.

TERZAGHI, K. (1943) - "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York, pp. 182.

TERZAGHI, K. and R.B. PECK (1967) - "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, pp. 729.

WARD, W.H. (1972) - "Performance of Braced Excavations in London Clay". Proceedings of Earth and Earth-Supported Structure, Perdue, Vol. III, pp. 257-258.

WHITE, E.E. (1975) - "Foundation Difficulties, Method of Control and Prevention". Proceedings of Conference on Analysis and Design of Foundation for Tall Building. Lehigh University Bethlehem.

WONG, I.H. (1971) - "Analysis of Braced Excavations". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for degree of Doctor of Science, Massachusetts Institute of Technology.

WU, T.H. and S. BERMAN (1953) - "Earth pressure Measurements in Open Cut: Contract D-8, Chicago Subway". Geotechnique, Vol. 3, pp. 248-258.

XANTHAKOS, P.P. (1974) - "Underground Construction in Fluid Trenches". Presented at the National Educational Seminar, University of Illinois, Urbana, April.

ZEEVAERT, W.L. (1973) - "Deep Foundations, Including Pile Foundations (Design and New Methods of Construction)". Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Moscow, Vol. 3, pp. 95-110.