

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM ESTACA HÉLICE ATRAVÉS DE MEDIDAS DE RECALQUES

RODRIGO ALVAREZ DE BARROS

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

OUTUBRO - 2005

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM ESTACA HÉLICE ATRAVÉS DE MEDIDAS DE RECALQUES

RODRIGO ALVAREZ DE BARROS

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense, como
parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

Co-Orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr.

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

OUTUBRO - 2005

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

36/2005

Alvarez de Barros, Rodrigo

Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques / Rodrigo Alvarez de Barros. – Campos dos Goytacazes, 2005.

xvi, 118 f. : il.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2005.

Área de concentração: Geotecnia

Bibliografia: f. 112-118

1. Recalque 2. Interação solo-estrutura 3. Estaca hélice contínua I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.15

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM ESTACA HÉLICE ATRAVÉS DE MEDIDAS DE RECALQUES

RODRIGO ALVAREZ DE BARROS

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense, como
parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

Comissão Examinadora

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger (D. Sc.) – COPPE

Prof. Sérgio Tibana (D. Sc.) – UENF

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Junior (D.Sc.) – UENF
Co-Orientador.

Prof. Paulo César de Almeida Maia (D.Sc.) – UENF
Orientador.

*A maior recompensa do nosso trabalho não é o que nos pagam por ele, mas aquilo em que ele nos
transforma.”*

John Ruskin

*Aos meus Pais, à minha Avó
Maria Áurea e a toda minha
Família.*

AGRADECIMENTOS

Pois “O teu êxito depende muitas vezes do êxito das pessoas que te rodeiam...”
Benjamin Franklin

A Deus, que a cada vez mais me fortalece e ilumina para mais uma conquista.

Ao professor e amigo Paulo Maia, pela excelente orientação, pela amizade e incentivo demonstrados em cada passo deste trabalho.

Ao professor Fernando Saboya, pela credibilidade e apoio demonstrados na realização desta dissertação.

A todos os amigos de laboratório e de pós-graduação, em especial à Fátima Miranda, Vanessa, Fernanda Rangel e Aline, pelo excelente convívio e enorme amizade.

Aos professores, técnicos, funcionários e alunos do Laboratório de Engenharia Civil da UENF que, direta ou indiretamente, contribuíram para minha formação e realização deste trabalho, em particular ao bolsista Rodrigo Antunes, pelo apoio no início deste trabalho, e aos técnicos Milton, André e Vanúzia pelo incentivo.

A todos do Laboratório de Ciências Físicas da UENF que colaboraram em minha formação intelectual através do apoio e estímulo à pesquisa iniciada desde os tempos de graduação.

À Construtora Construwork, na pessoa do engenheiro Sebastião José Petrucci Rangel, por disponibilizar os projetos estruturais do edifício em estudo, as sondagens à percussão, pelo apoio logístico e fornecimento da instrumentação.

A UENF, pela bolsa de estudos concedida.

Enfim, a todos aqueles que torceram por mim durante toda a trajetória.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	<i>iv</i>
Lista de Tabelas	<i>x</i>
Lista de Símbolos	<i>xi</i>
Lista de Abreviaturas e Siglas	<i>xiv</i>
Resumo	<i>xv</i>
Abstract	<i>xvi</i>
Capítulo 1 – Introdução	
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Justificativas	3
1.4 Escopo da dissertação	4
Capítulo 2 – Recalques – Definições, consequências e formas de medição	
2.1 Considerações iniciais	5
2.1.1 Elementos constituintes de uma estrutura	6
2.1.2 Deslocamentos e deformações do solo	7
2.1.3 Deslocamentos e deformações das fundações	8
2.1.4 Monitoração de deslocamentos das fundações	11
2.1.5 Considerações sobre a interação solo-estrutura	13
2.1.5.1 Parâmetros para análise dos efeitos da interação solo-estrutura	22
2.1.5.2 Metodologias de análise da interação solo-estrutura	23
2.2 Deslocamentos em estruturas e danos associados	28
2.2.1 Recalques diferenciais admissíveis	29
2.2.2 Recalques totais limites	31
2.2.3 Estimativa da curva carga <i>vs.</i> recalque para fundações profundas sob carga axial	31
2.2.4 Métodos de Acompanhamento de Recalques	34
2.3 Medidores de nível d'água	37
2.3.1.1 Nível de Mangueira	39

2.4 Considerações finais	41
Capítulo 3 – Fundações profundas em estaca hélice contínua	
3.1 Considerações iniciais	42
3.2 Fundações profundas no município de Campos dos Goytacazes	42
3.3 Estaca hélice contínua	43
3.3.1 Processo executivo	44
3.3.2 Vantagens e desvantagens das estacas hélice contínua	46
3.4 Considerações finais	49
Capítulo 4 – Estudo de caso	
4.1 Considerações iniciais	50
4.2 Características da obra analisada	50
4.3 Metodologia empregada para monitoração dos recalques	54
4.4 Modelagem tridimensional da estrutura	60
4.5 Considerações finais	62
Capítulo 5 – Análise dos resultados	
5.1 Considerações iniciais	64
5.2 Recalque em função do tempo de construção e seus acréscimos entre as medições	64
5.2.1 Velocidade dos recalques	72
5.3 Recalques diferenciais máximos	75
5.4 Distorção angular máxima	81
5.5 Deslocamento em função do carregamento das fundações	88
5.5.1 Curva teórica de deslocamento em função do carregamento	88
5.5.2 Deslocamento em função do carregamento considerando a influência da interação solo-estrutura	91
5.5.3 Comparação dos resultados de carga vs. recalque entre os dois modelos estruturais adotados	94
5.6 Deslocamento em função do carregamento das fundações superficiais	99
5.7 Análise da interação solo-estrutura	102
5.8 Considerações finais	108

Capítulo 6 – Conclusões e sugestões	
6.1 Conclusões	110
6.2 Sugestões	111
Referências bibliográficas	112

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1	– Subdivisão estrutural de uma edificação.	6
Figura 2. 2	– Evolução dos recalques por adensamento.	8
Figura 2. 3	– Deslocamentos de uma fundação (Velloso e Lopes, 1997).	9
Figura 2. 4	– Deslocamentos absolutos e relativos de uma estrutura (ISE, 1989).	9
Figura 2. 5	– Representação simplificada para o cálculo de uma estrutura.	14
Figura 2. 6	– Comparação da metodologia de cálculo convencional e comportamento real no processo construtivo de uma edificação.	16
Figura 2. 7	– Influência da rigidez e do carregamento nos recalques de uma estrutura (Gusmão, 1994).	17
Figura 2. 8	– Efeito da seqüência construtiva nos recalques (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).	19
Figura 2. 9	– Modelo da Viga de Vierendeel, (Goshy, B. 1978).	19
Figura 2. 10	– Consideração da estrutura como uma viga de rigidez equivalente (Meyerhof, 1956).	24
Figura 2. 11	– Pórtico plano condicionado a diferentes rigidezes (Crespo, 2004).	27
Figura 2. 12	– Distorções angulares e danos associados (Adaptado de Velloso e Lopes, 1997).	30
Figura 2. 13	– Curva carga vs recalque de uma estaca através da previsão do recalque para a carga de trabalho e admitindo-se uma assíntota na capacidade de carga última.	33
Figura 2. 14	– Curva carga vs. recalque de uma estaca partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta (Burland e Cooke, 1974).	34
Figura 2. 15	– Detalhe do pino de leitura dos recalques (Alonso, 1991).	36
Figura 2. 16	– Referência de nível profunda (Alonso, 1991).	36
Figura 2. 17	– Disposição geral da utilização de um sistema de vasos comunicantes para medição de recalques.	37
Figura 2. 18	– Nível Terzaghi (USACE, 1987).	40

Figura 3. 1	– Aspecto geral das três principais fases executivas de uma estaca hélice (site da Internet: www.pile.com).	44
Figura 3. 2	– Detalhe da haste helicoidal e perfuração da estaca.	45
Figura 3. 3	– Colocação da armadura por gravidade.	46
Figura 3. 4	– Detalhe da ponta da estaca hélice contínua (Almeida Neto, 2002).	48
Figura 3. 5	– Detalhe do prédio e resultados de recalques apresentados por Poulos (2005).	48
Figura 4. 1	– Edificação residencial utilizada como caso de estudo.	51
Figura 4. 2	– Plantas do pilotis e do pavimento tipo.	52
Figura 4. 3	– Perfil geológico do local da obra.	54
Figura 4. 4	– Detalhe da utilização do pino de recalque instalado em cada pilar.	55
Figura 4. 5	– Bucha metálica, cunha metálica e parafuso de fixação.	55
Figura 4. 6	– Detalhe do projeto da referência de nível.	56
Figura 4. 7	– Detalhe da referência de nível utilizada no caso de estudo.	56
Figura 4. 8	– Detalhe em perfil da referência de nível utilizada.	57
Figura 4. 9	– Detalhamento do Nível Terzaghi desenvolvido.	59
Figura 4. 10	– Utilização do nível Terzaghi.	59
Figura 4. 11	– Modelos tridimensionais do caso de estudo utilizados para simular a condição de carregamento em cada fase do processo executivo.	62
Figura 5. 1	– Curva recalque <i>vs.</i> tempo de monitoração dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua com diâmetro nominal igual a 50cm.	66
Figura 5. 2	– Curva recalque <i>vs.</i> tempo de monitoração dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice contínua com diâmetro nominal igual a 50cm.	66
Figura 5. 3	– Curva recalque <i>vs.</i> tempo de monitoração do pilar apoiado sobre uma estaca hélice contínua com diâmetro nominal igual a 60cm.	67
Figura 5.4	– Curva recalque <i>vs.</i> tempo de monitoração dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice contínua com diâmetro nominal igual a 60cm.	67
Figura 5. 5	– Curva recalque <i>vs.</i> tempo de monitoração dos pilares apoiados	69

	sobre sapatas de divisa.	
Figura 5. 6	– Acréscimos de recalques medidos em cada fase da obra	70
Figura 5. 7	– Coeficiente de variação dos recalques das fundações em estacas hélice contínua e sapatas.	71
Figura 5. 8	– Comparação do coeficiente de variação dos recalques das fundações em estaca hélice contínua.	72
Figura 5. 9	– Variação da velocidade de recalques em função do tempo de construção.	74
Figura 5. 10	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da primeira medição dos recalques.	77
Figura 5. 11	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da segunda medição (duas lajes executadas).	78
Figura 5. 12	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da terceira medição (três lajes executadas).	78
Figura 5. 13	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da quarta medição (quatro lajes executadas).	79
Figura 5. 14	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da quinta medição (cinco lajes executadas).	79
Figura 5. 15	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da sexta medição (seis lajes executadas e início da colocação da alvenaria).	80
Figura 5. 16	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da sétima medição (sete lajes executadas).	80
Figura 5. 17	– Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da oitava medição (nove lajes executadas)	81
Figura 5. 18	– Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da primeira medição.	83
Figura 5. 19	– Curvas de iso-inverso distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da segunda medição.	84
Figura 5. 20	– Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da terceira medição.	84
Figura 5. 21	– Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da quarta medição	85
Figura 5. 22	– Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da	86

quinta medição.	
Figura 5. 23 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da sexta medição (início da inserção da alvenaria).	86
Figura 5. 24 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da sétima medição.	87
Figura 5. 25 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{máx}$) da oitava medição.	87
Figura 5. 26 – Curva carga <i>vs.</i> recalque dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua com diâmetro nominal igual a 50cm para condição de apoios indeslocados.	89
Figura 5. 27 – Curva carga <i>vs.</i> recalque dos pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínua de diâmetro nominal de 50cm para condição de apoios indeslocados.	90
Figura 5. 28 – Curva carga <i>vs.</i> recalque do pilar apoiado sobre uma estaca hélice contínua de diâmetro nominal igual a 60cm para condição de apoios indeslocados.	90
Figura 5. 29 – Curva carga <i>vs.</i> recalque dos pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínua de diâmetro nominal igual a 60cm para condição de apoios indeslocados.	91
Figura 5. 30 – Curva carga <i>vs.</i> recalque de pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua de diâmetro nominal igual a 50cm considerando recalques nos apoios.	92
Figura 5. 31 – Curva carga <i>vs.</i> recalque de pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínua de diâmetro nominal igual a 50cm considerando recalques nos apoios.	92
Figura 5. 32 – Curva carga <i>vs.</i> recalque do pilar apoiado sobre uma estaca hélice contínua de diâmetro nominal igual a 60cm considerando recalques nos apoios.	93
Figura 5. 33 – Curva carga <i>vs.</i> recalque de pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínua diâmetro nominal igual a 60cm considerando recalques nos apoios.	93
Figura 5. 34 – Faixa de valores de carga <i>vs.</i> recalque estimada para os pilares apoiados sobre uma estaca hélice de diâmetro nominal igual a 50cm.	94

Figura 5.35	– Coeficiente de variação das cargas dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice com diâmetro nominal igual a 50cm.	95
Figura 5. 36	– Faixa de valores de carga <i>vs.</i> recalque estimada para os pilares apoiados sobre duas estacas hélice de diâmetro nominal igual a 50cm.	96
Figura 5.37	– Coeficiente de variação das cargas dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 50cm.	97
Figura 5. 38	– Faixa de valores de carga <i>vs.</i> recalque estimada para o pilar apoiado sobre uma estaca hélice de diâmetro nominal igual a 60cm.	97
Figura 5. 39	– Faixa de valores de carga <i>vs.</i> recalque estimada para os pilares apoiados sobre duas estacas hélice de diâmetro nominal igual a 60cm.	98
Figura 5. 40	– Coeficiente de variação das cargas dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 60cm.	98
Figura 5. 41	– Curva tensão <i>vs.</i> recalque de um grupo de pilares apoiados sobre sapatas de divisa para a condição indeslocada.	99
Figura 5. 42	– Curva tensão <i>vs.</i> recalque de um grupo de pilares apoiados sobre sapatas de divisa com interação solo-estrutura.	100
Figura 5. 43	– Limites de deslocamento em função da tensão estimados para as sapatas de divisa.	101
Figura 5. 44	– Coeficiente de variação das tensões dos pilares apoiados sobre sapatas de divisa.	101
Figura 5. 45	– Avaliação da interação solo-estrutura para a primeira medição dos recalques (uma laje executada).	104
Figura 5. 46	– Avaliação da interação solo-estrutura para a segunda medição dos recalques (duas lajes executadas).	104
Figura 5. 47	– Avaliação da interação solo-estrutura para a terceira medição dos recalques (três lajes executadas).	105
Figura 5. 48	– Avaliação da interação solo-estrutura para a quarta medição dos recalques (quatro lajes executadas).	105
Figura 5. 49	– Avaliação da interação solo-estrutura para a quinta medição dos recalques (cinco lajes executadas).	106
Figura 5. 50	– Avaliação da interação solo-estrutura para a sexta medição dos	107

recalques (seis lajes executadas e início da construção da alvenaria).

- Figura 5. 51 – Avaliação da interação solo-estrutura para a sétima medição dos recalques (sete lajes executadas). 107
- Figura 5. 52 – Avaliação da interação solo-estrutura para a oitava medição dos recalques (nove lajes executadas). 108

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	– Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura em edificações (Gusmão Filho, 2002).	20
Tabela 2.2	– Metodologias para modelagem da interação solo-estrutura em edificações (Gusmão Filho, 2002).	21
Tabela 2.3	– Algumas formas de monitoração de deformações em obras geotécnicas (USACE, 1995).	35
Tabela 2.4	– Alguns tipos de medidores de nível d'água utilizados na monitoração de obras geotécnicas (USACE, 1995).	39
Tabela 4.1	– Descrição das cargas de projeto e estaqueamento de cada pilar apoiado sobre estacas hélices contínuas.	53
Tabela 4.2	– Datas dos acompanhamentos dos recalques e condição geral de carregamento da estrutura.	60
Tabela 4.3	– Propriedades dos materiais utilizados nos modelos numéricos.	61
Tabela 5.1	– Evolução dos recalques absolutos ao longo das medições efetuadas.	65
Tabela 5.2	– Valores admitidos para as velocidades de recalques para edifícios (Alonso, 1991).	73
Tabela 5.3	– Recalques diferenciais máximos calculados.	76
Tabela 5.4	– Evolução da distorção angular máxima calculada.	82

LISTA DE SÍMBOLOS

[FM]	Matriz de flexibilidade da fundação, que relaciona deslocamentos dos apoios a ações unitárias
[SM]	Matriz de rigidez estrutural, que relaciona reações adicionais a deslocamentos unitários
{V}	Vetor das reações de apoio considerando-se a interação solo-estrutura
{V ₀ }	Vetor das reações de apoio obtido a partir da análise estrutural convencional admitindo-se a hipótese de apoios indeslocáveis
{δ}	Vetor dos deslocamentos (translações e rotações) dos apoios considerando-se a interação solo-estrutura
AR	Fator de recalque absoluto
AR _{est}	Fator de recalque absoluto estimado
AR _{medido}	Fator de recalque absoluto medido
C _α	Índice de vazios da compressão secundária
CV	Coefficiente de variação dos recalques
DR	Fator de recalque diferencial
E	Módulo de elasticidade do material que compõe a estaca
e ₁	Índice de vazios no tempo t ₁
e ₂	Índice de vazios correspondente ao tempo t ₂
E _a I _a	Rigidez dos painéis de alvenaria
E _c I	Rigidez da viga equivalente,
E _c I _c	Rigidez das vigas da superestrutura
E _p	Módulo de Young da estaca
FQ	Coefficiente de redistribuição de carga
K	Rigidez
L	Comprimento
L _{est}	Comprimento da estaca
OCR	<i>Over Consolidated Ratio</i> – Razão de Sobre Adensamento
Q	Carga
Q _L	Resistência lateral da estaca

$Q_{rup\ pont a}$	Carga de ruptura da ponta da estaca
Q_{ssi}	Carregamento transmitido à fundação com a superestrutura submetida a influência da interação solo-estrutura
Q_i	Carregamento axial transmitido à fundação pela superestrutura para a condição de apoios indeslocados
Q_t	Carga total
Q_{trab}	Carga de trabalho
Q_{Ult}	Carga de ruptura convencional
t_1	Tempo necessário para ocorrer 100% do recalque
t_2	Tempo que se deseja conhecer o valor do recalque secundário
w	Recalque absoluto
$\overline{w}$	Média dos recalques absolutos
w_a	Recalque por adensamento primário
w_i	Recalque imediato
w_i	Recalque no absoluto do pilar i
w_L	Levantamento
w_R	Recalque de ruptura
w_t	Recalque no tempo
w_{total}	Recalque total
w_v	Recalque por adensamento secundário
Δ/L	Relação de deflexão
Δ	Deflexão relativa
α	Deformação angular;
α_B	Deformação angular no ponto B
α_{max}	Deformação angular máxima
β	Rotação relativa ou distorção angular
β_{max}	Rotação relativa ou distorção angular máxima
δL	Variação ocorrida no comprimento L
δQ	Acréscimo de carga
δw	Recalque relativo ou diferencial
δw_{ij}	Recalque de i em relação a j
δw_{max}	Recalque diferencial máximo
ε	Deformação Específica Média

ϕ	Rotação
σ	Desvio padrão
σ_v	Tensão vertical efetiva
σ_{vmax}	Tensão vertical máxima efetiva
ω	Desaprumo

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	– Associação Brasileira de Normas Técnicas
ISE	– Institution of structural engineers – Interação solo-estrutura
SPT	– Standard penetration test
UENF	– Universidade Estadual do Norte Fluminense
USACE	– United States Army Corps of Engineers

RESUMO

Este trabalho tem como finalidade avaliar o desempenho de fundações em estacas hélices contínuas através de medidas de recalques em um edifício residencial. O estudo foi dividido basicamente em duas etapas, a primeira constou da aquisição de dados de recalques na medida em que a obra foi realizada.

Para efetivação desta etapa foi projetado e desenvolvido um equipamento, de baixo custo, baseado no Nível Terzaghi para medição dos deslocamentos verticais ocorridos em cada ponto da fundação nos diferentes estágios do processo executivo. A segunda etapa do estudo consta da simulação numérica da estrutura admitindo o efeito incremental do carregamento devido à evolução do processo construtivo, a rigidez das alvenarias e a rigidez transversal à flexão das lajes. Para estimar o carregamento transmitido às fundações foram consideradas duas condições de apoio: uma desconsiderando a presença dos recalques e a outra admitindo a existência das deformações medidas.

Os dados obtidos são conclusivos a respeito da eficiência do tipo de fundação utilizada a partir de dados de velocidade dos recalques, distorções angulares e recalques diferenciais entre os diversos pontos monitorados. Através da análise de fatores, tais como as cargas solicitantes, a evolução e distribuição dos recalques em cada ponto da estrutura, foi possível à criação de uma metodologia de estudo da interação solo-estrutura.

Palavras-chave: recalque, interação solo-estrutura, estaca hélice contínua.

ABSTRACT

The purpose of this research is to evaluate the performance of Continuous Flight Auger foundations through settlements measures in a residential building. The study was divided basically in to stages; the first consisted in the settlements data acquisition through the residential building constructive process.

This way, an equipment, of low cost and based on the Terzaghi Water Level, was projected and developed for measurement the vertical displacement occurred in each foundation's points. The second stage consisted in the structural numerical simulation admitting the load incremental effect, from the constructive evolution, the masonry and the floor transversal flexible stiffness. To estimative the loads transmitted at foundations was carried two support conditions: initially disrespecting the presence of soil-structure interaction and another admitting the existence of measured deformations.

The gotten data about settlement speed, angular distortion and differential settlement among the diverse monitored points, are conclusive with respect to efficiency of the foundation type used in the stud case. The analysis of factors, such as solicitants loads, the settlement evolution and distribution in each structure point, allowed to creation a soil-structure interaction numerical process study.

Keywords: settlements, soil-structure interaction, continuous flight auger.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos últimos anos o aperfeiçoamento dos equipamentos assim como a aplicação de novas metodologias construtivas e materiais no cotidiano da engenharia agregaram um enorme avanço na execução dos mais variados tipos de obras. Na engenharia estrutural, pode-se citar, a implementação de programas computacionais agilizando cálculos e análises que alguns anos atrás levariam horas, sem mencionar o aperfeiçoamento de materiais tais como os concretos de alto desempenho que permitem a execução de peças cada vez mais esbeltas e resistentes. A engenharia geotécnica sofreu também um enorme aperfeiçoamento, em especial devido ao advento de equipamentos mais potentes e especializados e a crescente aplicação de programas de computador. Ressalta-se, como exemplo, o aumento da utilização de fundações em estacas escavadas do tipo hélice contínua. Sua versatilidade nas mais variadas obras é um reflexo da relação custo-benefício que o processo executivo que este tipo de estaca possui.

Da mesma forma que os processos de análise e execução de obras geotécnicas evoluíram, constata-se também o aperfeiçoamento das normas que regem a qualidade e segurança dos projetos de engenharia. O código de defesa do consumidor orienta que todo produto oferecido deve ser previamente testado, mesmo que por amostragem, e apresente um certificado que ateste sua qualidade. Neste sentido caminham também todas as normas brasileiras, em especial as de cunho geotécnico. A tendência é que elementos de fundações e contenções tenham um controle de qualidade e verificação de desempenho semelhante ao produto dito industrializado.

Em fundações é rotina controlar tecnologicamente os materiais, tais como o aço e o concreto, envolvidos na execução. Porém não existe em todo o Brasil uma rotina estabelecida de fiscalização do desempenho das fundações durante e pós-construção. O fato do desempenho de uma fundação estar relacionada à sua utilização, e intimamente ligada ao comportamento da estrutura e do solo onde está

assentada, indica que o controle de qualidade deve se estender ao longo de toda a vida útil da obra.

O recalque, ou deslocamento vertical num dado ponto da fundação, é um parâmetro que permite avaliar e aferir o desempenho e a eficiência, não somente da fundação, mas de todo o conjunto solo-estrutura. No entanto, embora exista um consenso sobre a importância dos recalques, é dada pouca importância aos problemas que podem ser gerados na redistribuição de tensões na estrutura devida aos efeitos da interação solo-estrutura.

Apesar de todo conhecimento adquirido nos mais diferentes setores da engenharia, existe uma lacuna a respeito de como os ramos estrutural e o geotécnico interagem e interferem no comportamento de uma mesma obra. Aliados a este fato, poucos são os estudos de casos de obras que correlacionam o comportamento geotécnico, como os recalques, à evolução construtiva da estrutura, de maneira que agreguem conclusões a respeito da participação de cada parte na eficiência do conjunto solo-estrutura. Desta maneira, a utilização de uma metodologia adequada de monitoração dos recalques, além de oferecer meios de avaliar a qualidade das fundações através de seu comportamento, propicia condições de correlacionar o comportamento geotécnico ao estrutural. Ao final, agrega-se aumento de segurança e economia nos projetos, comprovação da qualidade das fundações acabadas, além de garantir uma considerável contribuição ao conhecimento da engenharia.

Frente à necessidade técnica, de padronização da qualidade do produto oferecido ao cliente assim como a carência de dados que garantam a homologação de uma metodologia de estudo e avaliação de todo conjunto, tem-se a necessidade de uma maior quantidade de casos de obras monitoradas que permitam a realização de tais estudos.

Na cidade de Campos dos Goytacazes, o desenvolvimento econômico impulsionado pelo setor petrolífero e sua afirmação como pólo educacional, têm influenciado intensamente em seu crescimento populacional. Deste modo, ao longo dos últimos anos o município tem passado por um intenso processo de desenvolvimento de sua zona urbana, principalmente com o aumento significativo de obras prediais. A condição de crescimento urbano associado à necessidade de dados técnicos sobre comportamento o estrutural de casos de obras em edificações de múltiplos andares, principalmente em relação aos elementos de fundação

associado às características geotécnicas do solo da região, fazem deste município um interessante campo de pesquisas.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa de mestrado tem por objetivo desenvolver um estudo da influência dos recalques sobre o comportamento geotécnico de uma edificação residencial através da análise da redistribuição de esforços transmitidos às fundações, proporcionando um estudo inicial e conseqüente contribuição na formação de um banco de dados sobre o comportamento das fundações em estacas hélices contínuas na região de Campos dos Goytacazes. Espera-se auxiliar futuras pesquisas com o desenvolvimento de um procedimento numérico com a finalidade de analisar a interação solo-estrutura durante o processo executivo de uma edificação residencial.

Pretende-se, também, projetar e apresentar, através de resultados de medições, um equipamento versátil para monitoração de recalques de edifícios, permitindo a redução dos custos e o estabelecimento de uma cultura de monitoração contínua de recalques de edifícios na região de Campos dos Goytacazes.

Finalmente, visa-se ainda o acompanhamento da evolução dos recalques de uma edificação ao longo do processo executivo.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Este trabalho se justifica devido à existência de poucos resultados de medições de recalques durante o processo de construção de edificações especialmente na região de Campos dos Goytacazes. A implantação das atuais metodologias envolve, na maioria dos casos, a paralisação da execução da obra e a aplicação somente a casos de obras que apresentem problemas aparentes. Desta maneira, a ausência de dados sobre o comportamento geotécnico antes da ocorrência de tais danos impedem a consolidação do estudo e conseqüente avaliação dos efeitos da interação solo-estrutura na eficiência e qualidade das fundações.

1.4 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

No capítulo 1 é realizada a introdução do tema abordado, apresentando o escopo da dissertação e seus principais objetivos e justificativas.

No capítulo 2 é feita a revisão bibliográfica onde são abordados os recalques e sua presença como um comportamento intrínseco a todos os elementos estruturais em contato com o solo, discute-se, em especial, o mecanismo de interação solo-estrutura, seus efeitos sobre o comportamento estrutural. É feita uma explanação dos principais tipos de equipamentos de medição de recalques, dando ênfase aqueles cujo princípio de funcionamento fomentaram a criação do medidor de recalques utilizado para medição dos recalques nesta dissertação.

No Capítulo 3 é feita uma sucinta apresentação da evolução da técnica de execução de fundações na região de Campos dos Goytacazes. Também discute-se aspectos construtivos e características das estacas hélice contínua, tipo de fundação escolhida no caso em estudo.

No Capítulo 4 é apresentado o estudo de caso, uma edificação residencial que teve os recalques de suas fundações monitorados ao longo do processo construtivo. Descreve-se ainda a metodologia empregada na modelagem tridimensional da estrutura, tendo a finalidade de estimar as cargas transmitidas às fundações devido ao efeito de redistribuição de esforços pela imposição dos recalques medidos. É também detalhado o Nível Terzaghi desenvolvido, equipamento com o qual foi possível a coleta de dados utilizados nesta dissertação.

No Capítulo 5 são feitas as análises provenientes da monitoração dos recalques. Os dados são apresentados, abordando-se os recalques em função do tempo, o coeficiente de variação dos recalques, a velocidade dos recalques, a distorção angular e a comparação dos resultados da estimação da curva carga *vs.* recalque através dos métodos apresentados pela bibliografia. Ao final é mostrada uma metodologia numericamente simples para avaliação da interação solo-estrutura em edificações com recalques monitorados.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões geradas neste trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2 – RECALQUES:

DEFINIÇÕES, CONSEQUÊNCIAS E FORMAS DE MEDIÇÃO

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Todo material, quando submetido a um novo estado de tensões, se deforma. Isto ocorre em maior ou menor grau dependendo primeiramente de sua rigidez, e segundo com a forma e a intensidade de como as forças são aplicadas. Este comportamento também pode ser verificado nos solos que servem como maciço de fundação para as obras de engenharia. As deformações nos diferentes pontos das fundações da estrutura são, em geral, denominados de recalques e mesmo sendo um comportamento comum, altera todo o estado de carregamento nos diferentes pontos da estrutura. Ocasionalmente ocasionando acréscimos de esforços para os quais a estrutura inicialmente não foi projetada. Ao serem ultrapassados certos limites de deslocamentos, pode ocasionar desde problemas localizados como a fissuração de paredes até o colapso de todo o elemento estrutural. Desta forma é necessário acompanhar e analisar a evolução dos recalques a fim de compreender como a interação entre o solo e a estrutura pode modificar a eficiência do conjunto.

Normalmente, os recalques de fundação ocorrem devido a diversos fatores, destacando-se a variação no estado de tensões do maciço de fundação, alteração do nível do lençol freático, além do fato dos maciços de fundação serem normalmente constituídos por materiais originados de processos naturais e que raramente apresentam propriedades físicas uniformes. Conseqüentemente, a estimativa dos recalques em edificações é um processo complexo e sujeito a imprecisões.

O intenso processo de urbanização verificado nas cidades brasileiras força a execução de novas edificações em áreas que inicialmente são consideradas inadequadas para edificações. É o caso, por exemplo, de regiões com espessas camadas de argila mole ou areia fofa. O aumento do porte das edificações construídas em locais de solos fofos e moles possibilita a ocorrência de deformações

cada vez maiores, o que torna a previsão e o acompanhamento dos recalques um importante processo de avaliação de uma obra de engenharia.

Neste sentido, este capítulo tem como finalidade principal apresentar uma abordagem geral sobre os recalques, expondo os danos associados ao deslocamento da estrutura, assim como os principais métodos de medição.

2.1.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UMA ESTRUTURA

Nas edificações podem-se identificar três partes distintas: a superestrutura, a infra-estrutura ou fundação e o maciço de solo ou rocha, no qual se assentam as fundações. Estas três partes, como indicado por Gusmão (1990) constituem o sistema solo-fundação-estrutura (Figura 2.1).

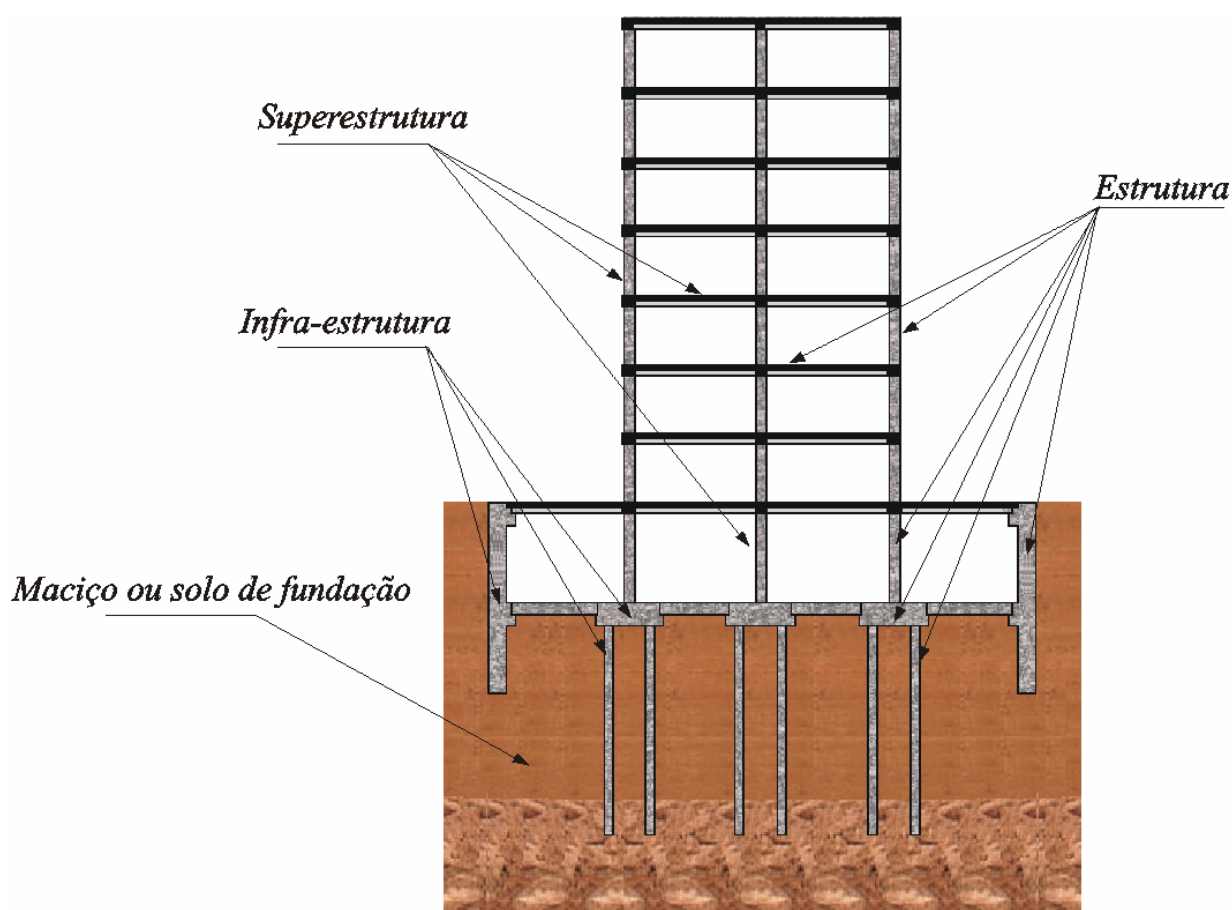


Figura 2. 1 – Subdivisão estrutural de uma edificação.

A superestrutura é composta pelas lajes, vigas e pilares, além dos elementos de fachada e de divisão interna ou fechamento. A infra-estrutura, em sentido amplo, envolve todos os elementos estruturais enterrados. Em sentido restrito, refere-se apenas às cintas e às fundações. As fundações têm como função receber as cargas da superestrutura e transmiti-las de forma segura para o solo de fundação. Devido a isto, o solo de fundação se deforma, gerando deslocamentos nas fundações e provocando a mudança do estado de tensões na superestrutura.

2.1.2 DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES DO SOLO

O projeto de qualquer obra geotécnica é feito a partir do conhecimento das propriedades do maciço. No entanto, devido a fatores externos ou inerentes a construção, estas propriedades podem variar ao longo do tempo. Lambe e Whitman (1974) informam que as variações do comportamento do solo produzido ao longo do período de realização e utilização da edificação fazem da engenharia geotécnica algo ao mesmo tempo difícil e interessante. Isto se justifica pelo maciço ser constituído normalmente de materiais bastante sensíveis às condições físicas do local.

Toda fundação ao ser carregada deforma o meio em que se apóia e, por conseguinte, sofre os efeitos dos recalques. Pode-se dividir o recalque total sofrido por uma fundação em duas parcelas:

$$w_{total} = w_i + w_t \quad (\text{Velloso e Lopes, 1997}) \quad \text{Equação 2. 1}$$

onde, w_i é a componente inicial definida como recalque instantâneo ou imediato. A outra componente do recalque é aquela que se processa ao longo do tempo w_t , chamado recalque com o tempo (Velloso e Lopes, 1997). Esta parcela deve-se a processos de adensamento, situação em que a água migra pelos vazios existentes entre as partículas de solo gerando redução dos índices de vazios, e a fenômenos viscosos, ou *creep*, que representa o adensamento secundário. Desta forma tem-se:

$$w_t = w_a + w_v \quad (\text{Velloso e Lopes, 1997}) \quad \text{Equação 2. 2}$$

onde, w_a é o recalque por efeitos de adensamento. O termo w_v representa o recalque por adensamento de às deformações viscoelásticas do esqueleto sólido do solo, sob a ação da pressão efetiva aplicada (Alonso, 1991). Alguns autores têm considerado que a evolução do recalque (w_v) comporta-se segundo uma função linear com o logaritmo do tempo (Figura 2.2), sendo expresso através da Equação 2.3.

$$w_{\text{secundário}} = \frac{C_\alpha H}{1 + e_1} * \log \frac{t_2}{t_1} \quad (\text{Alonso, 1991}) \quad \text{Equação 2.3}$$

onde, C_α é o índice de compressão primária, t_1 é o tempo necessário para ocorrer 100% do recalque, e_1 é o índice de vazios no tempo t_1 , t_2 é o tempo que se deseja conhecer o valor do recalque secundário enquanto que e_2 é o índice de vazios correspondente ao tempo t_2 . Nota-se que o principal parâmetro que rege a velocidade de dissipação dos recalques ao longo do tempo é a permeabilidade do solo.

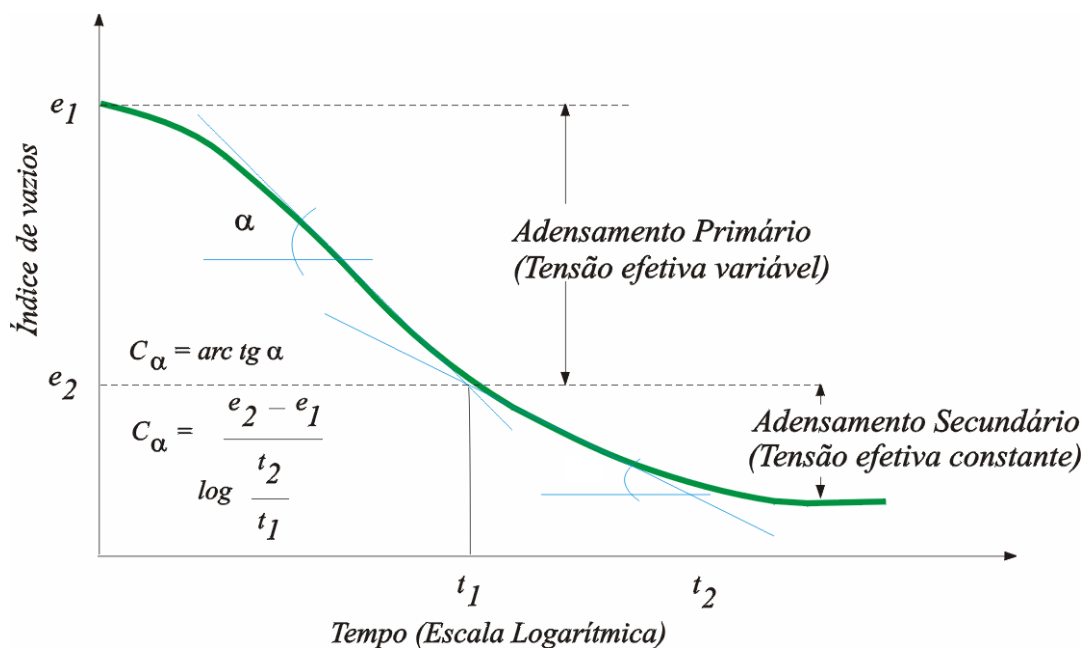


Figura 2. 2 – Evolução dos recalques por adensamento (Alonso, 1991).

2.1.3 DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES DAS FUNDAÇÕES

A Figura 2.3 apresenta os deslocamentos que uma fundação isolada pode sofrer, segundo um plano vertical XZ . Em geral, os deslocamentos verticais ou

recalques são os mais significativos e, portanto, motivo de maior preocupação e análise.

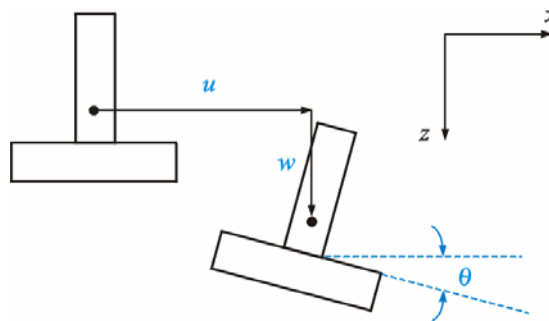


Figura 2. 3 – Deslocamentos de uma fundação (Velloso e Lopes, 1997).

A seguir citam-se algumas definições dos possíveis tipos de deslocamentos e deformações de uma estrutura (ISE, 1989), ilustrados na Figura 2.4.

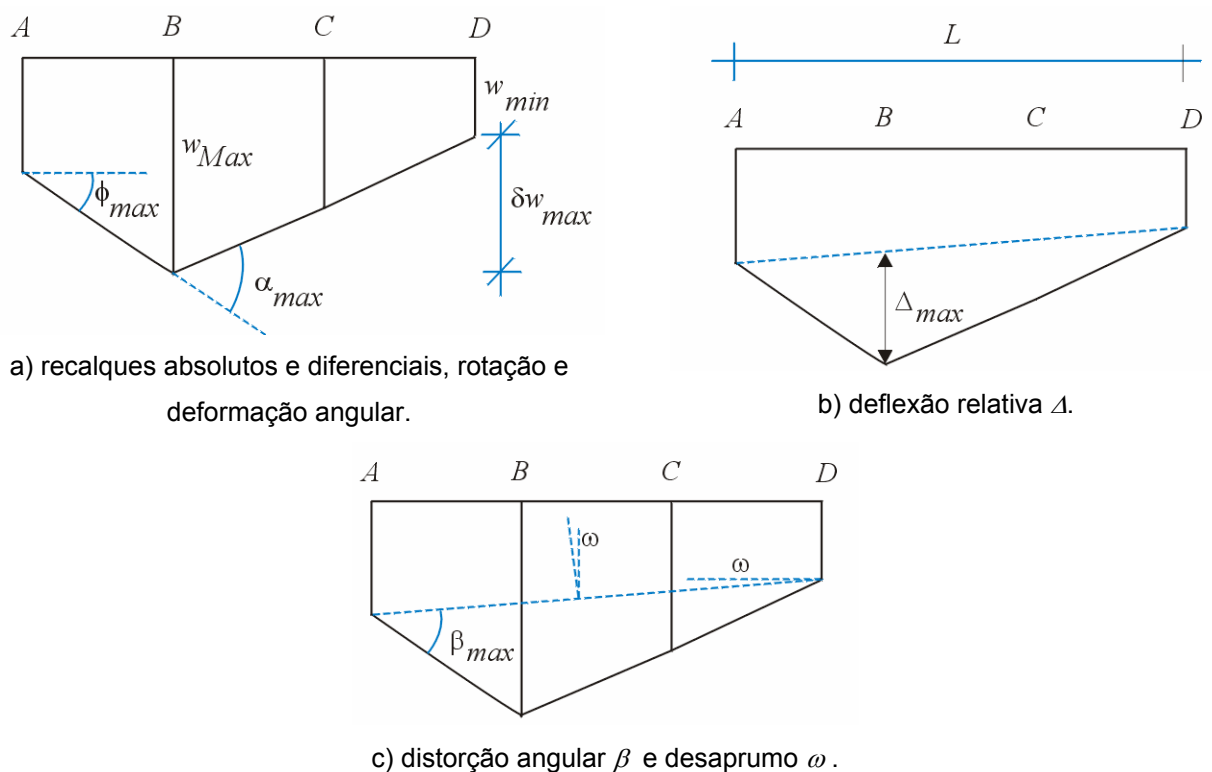


Figura 2. 4 – Deslocamentos absolutos e relativos de uma estrutura (ISE, 1989).

- *Deformação específica média ε* : é relação entre variação do comprimento δL pelo comprimento L ;

$$\varepsilon = \frac{\delta L}{L} \quad \text{Equação 2. 4}$$

- *Recalque w* : é o deslocamento vertical para baixo sofrido pela fundação;
- *Levantamento w_L* : é o deslocamento vertical para cima sofrido pela fundação;
- *Recalque diferencial ou relativo δw* : é a diferença entre os movimentos verticais entre os diversos pontos da estrutura. Em função da presença dos recalques diferenciais é que ocorrem distorções no elemento estrutural. De acordo com a Figura 2.4a o recalque de C em relação a D , denominado δw_{CD} , é considerado positivo, enquanto que o recalque de D em relação a C , δw_{DC} , é considerado negativo. O recalque diferencial máximo é definido por δw_{max} ;
- *Rotação ϕ* : é a variação da inclinação da reta que une dois pontos de referência da fundação;
- *Desaprumo ω* : é definido como a rotação sofrida por toda ou por uma parte bem definida da superestrutura;
- *Rotação relativa ou distorção angular β* : é a rotação da reta que une dois pontos de referência. De acordo com as figuras 2.4a e 2.4c, para as situações nas quais o valor do desaprumo ω seja igual a zero, os valores da rotação relativa e da rotação ϕ coincidirão. A rotação relativa máxima é representada por β_{max} (Figura 2.4c);
- *Deformação angular α* : é a inclinação da reta que une dois pontos da fundação em relação à horizontal. Observando a Figura 2.4a se verifica que a deformação angular máxima encontra-se no ponto B , $\alpha_{max} = \alpha_B$, e pode ser definida pela relação

$$\alpha_B = \arctan\left(\frac{\delta w_{BA}}{L_{BA}}\right) + \arctan\left(\frac{\delta w_{BC}}{L_{BC}}\right) \quad \text{Equação 2. 5}$$

Como o ângulo é muito pequeno, admite-se que

$$\alpha_B = \frac{\delta w_{BA}}{L_{BA}} + \frac{\delta w_{BC}}{L_{BC}} \quad \text{Equação 2. 6}$$

- *Deflexão relativa Δ* : é o deslocamento vertical máximo em relação a uma reta que une dois pontos de referência, geralmente os pontos extremos. Se a concavidade for para cima Δ é positivo (Figura 2.4b);
- *Relação de deflexão Δ/L* : é a razão entre a deflexão relativa e a distância L entre os dois pontos de referência;

2.1.4 MONITORAÇÃO DE DESLOCAMENTOS DAS FUNDAÇÕES

Segundo a norma NBR-6122/96 - Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 1996), a observação do comportamento e a instrumentação de fundações devem ser feitas com os seguintes objetivos:

- acompanhar o desempenho da fundação, durante e após a execução da obra, para permitir tomar, em tempo, as providências eventualmente necessárias, a fim de garantir a utilização e a segurança da obra;
- esclarecer anormalidades em obras já concluídas, inclusive no que diz respeito a construções existentes nas proximidades;
- ampliar a experiência local quanto ao comportamento do solo sob determinados tipos de fundações e carregamentos;
- permitir a comparação de valores medidos com valores calculados, visando o aperfeiçoamento dos métodos de previsão de recalques e de fixação das cargas admissíveis, de empuxos, entre outros.

No entanto, a prática brasileira de fundações consiste em monitorar os recalques apenas em situações onde são observados problemas em edificações, tais como trincas e rachaduras. Nestes casos, são instalados pinos na região inferior dos pilares, próximos às fundações, e determina-se a evolução dos recalques com o tempo, fornecendo elementos para uma tomada de decisões

quanto à necessidade de reforço das fundações ou uma eventual medida de emergência como a desocupação da edificação, dentre outros. Em casos desta natureza, não se tem qualquer idéia dos recalques anteriores ocorridos antes da monitoração e, portanto, do desempenho das fundações até então. São também medidos os recalques em prédios quando ocorrem escavações adjacentes, como no caso de subsolos de prédios vizinhos ou de metrô. Da mesma forma que no caso anterior, são medidos apenas os recalques ocasionados pelas escavações, sem conhecimento dos recalques já ocorridos.

Há alguns casos reportados na literatura, de obras de grande porte, especialmente em regiões com a presença de solos compressíveis, com medição de recalques desde o início da construção. Mesmo nesses casos, as medições são usualmente interrompidas ao final da construção, quando da ocupação dos prédios.

Poucos são os trabalhos de medições de recalques desde o início da construção em prédios de múltiplos andares. Os trabalhos de Vargas (1948, 1955, 1961) e Vargas e Leme de Moraes (1989) apresentam por exemplo casos de obras situadas na cidade de São Paulo. Nestes trabalhos são reportados recalques em edificações medidos ao longo de grandes períodos, inclusive alguns com cerca de quarenta anos, propiciando uma excelente experiência quanto ao comportamento de fundações tanto em solos argilosos como arenosos. Importantes conclusões das medições apresentadas por Vargas e Leme de Moraes (1989), sobre fundações profundas nas areias basais paulistas dizem respeito a:

- valores significativos de recalques mesmo em fundações profundas em areias;
- ocorrência de parcela significativa dos recalques em areias após a construção, por efeito de *creep*.

As medições de recalques durante longos períodos nas fundações de obras em Santos (Machado, 1958, 1961, Teixeira, 1960a, 1960b, 1960c, 1993) constituem importantes contribuições para a Engenharia Brasileira, revelando o comportamento real destas obras e norteando os projetos mais recentes de fundações.

Existem, ainda, exemplos recentes de medições de recalques de prédios na cidade de Recife, apresentados pelos professores Jaime A. Gusmão Filho e

Alexandre Gusmão (Gusmão, 1990, 1994a, 1994b, Gusmão e Gusmão Filho, 1990 e Gusmão Filho, 1995). Nestes casos, são relatadas monitorações de fundações superficiais com presença de camadas argilosas moles subjacentes às fundações.

Danziger *et al.* (2000) ressaltam que a necessidade das medidas de recalques foi questionada em certos momentos, mas acidentes ocorridos e relatados amplamente na imprensa evidenciaram sua importância. De fato, as medições de recalques propiciam a adoção em tempo hábil de um eventual reforço das fundações, com custos evidentemente menores do que se as medidas fossem tomadas posteriormente. Danziger *et al.* (2000) indicam, ainda, que argumentos contrários à necessidade de monitoração dos recalques se fundamentam na ocorrência de poucos registros de problemas graves de fundações.

Vale destacar que nas fundações, que se constituem em elementos de alta responsabilidade e importância no comportamento de uma dada estrutura, nenhum controle de qualidade de seu desempenho é feito de forma rotineira, embora sugerido pela NBR 6122/96 (ABNT, 1996). Os controles se restringem, na maioria dos casos, à análise dos dados de projeto e de execução das fundações (Danziger *et al.*, 2000).

O controle de recalques para o aperfeiçoamento das técnicas de projeto e construção tem, por sua vez, alcance mais amplo, sendo concernente à filosofia de projeto das fundações e da própria estrutura. No entanto, não importa quão acurada uma análise de recalques possa ser, ela é de limitado valor prático se o projetista não tem conhecimento do valor do recalque que pode ser tolerado pela estrutura em consideração (Skempton e MacDonald, 1956), assim como o recalque sofrido pela edificação durante a construção e vida útil. Em outras palavras, o conhecimento dos recalques admissíveis e dos recalques ocorridos é tão importante quanto a habilidade de se efetuar o cálculo dos recalques.

2.1.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Uma quantidade significativa de problemas estéticos e estruturais observados na vida útil de uma obra são decorrentes dos recalques diferenciais nos elementos de fundação. Quando os valores destes deslocamentos ultrapassam certos limites, podem ocorrer desde problemas localizados como a fissuração de paredes até o colapso de todo o conjunto. Isto ocorre devido ao surgimento de

acréscimos de esforços em pontos da estrutura provocados pela evolução dos deslocamentos da fundação. Desta forma, o desempenho da obra depende da capacidade da estrutura em absorver e redistribuir os acréscimos de tensões. A absorção e redistribuição de tensões da estrutura são definidas como interação solo-estrutura que, apesar de sua relevância, é comumente desprezada na maioria dos projetos. Apesar disto, a metodologia para a elaboração do modelo estrutural de edificação, ilustrado na Figura 2.5a, admite normalmente a hipótese de apoios ou fundações indeslocáveis, como mostrado na Figura 2.5b. Por sua vez, o projeto de fundações é desenvolvido levando-se em consideração apenas às cargas nos apoios, obtidas no projeto estrutural, e as propriedades do terreno de fundação. Neste caso despreza-se, normalmente, o efeito da rigidez da estrutura. Além disto, admite-se que os carregamentos são aplicados quando a estrutura está concluída, embora as cargas sejam aplicadas progressivamente ao longo da construção do edifício. Conseqüentemente, a relação entre o carregamento aplicado progressivamente e a rigidez que a estrutural possui ao longo do processo construtivo pode gerar acréscimos de deslocamentos diferenciais em cada ponto da fundação.

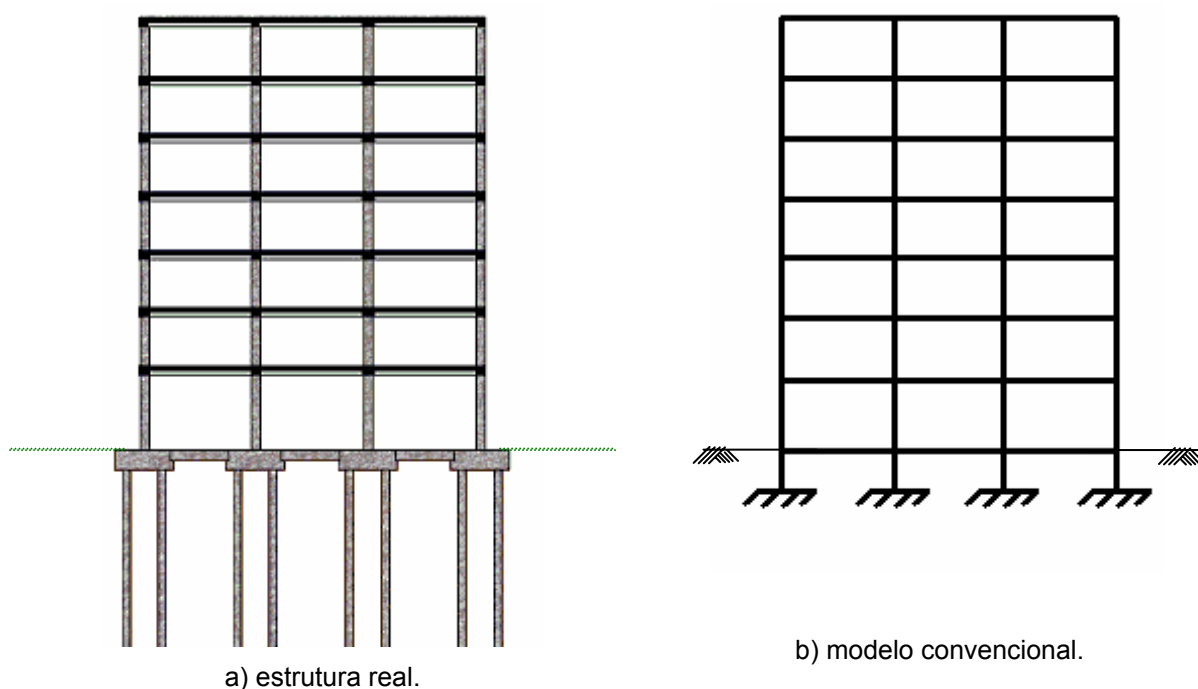


Figura 2. 5 – Representação simplificada para o cálculo de uma estrutura.

O aumento da rigidez do sistema solo-estrutura gera a uniformização dos deslocamentos da fundação. Esta uniformização reduz as distorções angulares da edificação, podendo evitar o aparecimento de danos na obra. Resultados indicados na literatura mostram que a interação solo-estrutura faz com que os pilares menos carregados recebam um acréscimo de carga (Gusmão e Gusmão Filho, 1994 e 1994a; Guimarães e Gusmão Filho, 1994; Gusmão Filho e Guimarães, 1997; Gusmão, 2002).

Conseqüentemente, nestes pilares o recalque medido será maior que o estimado pelos métodos convencionais de estimação de recalque. Nos pilares mais carregados, ocorre o inverso, ou seja, alívio de carga e recalques menores que os previstos. Estes resultados indicam que a magnitude da redistribuição de cargas assim como os valores dos recalques diferenciais são dependentes da rigidez dos elementos da superestrutura, podendo introduzir novas distribuições de esforços para as quais a estrutura não foi dimensionada, como já observado por Meyerhof (1953).

A compreensão da interação solo-estrutura é facilitada quando se considera a seqüência de construção. A Figura 2.6 mostra uma comparação da metodologia de cálculo convencional e o comportamento real do processo construtivo de uma edificação em relação ao tempo de execução da obra. No processo de cálculo convencional dos elementos de fundação são admitidas cargas totais Q_i da estrutura, Figura 2.6a, desprezando-se a redistribuição dos esforços devida aos recalques. Desconsidera-se também a influência da rigidez K sobre o conjunto estrutural para qualquer instante do processo construtivo. Isto ocorre em contraste à situação real, onde as cargas alcançam o valor total Q_i através de acréscimos δQ assim como a rigidez da estrutura que aumenta à medida que mais pavimentos são executados (Figura 2.6b).

O número de pavimentos contribui significativamente no aumento da rigidez da estrutura. Isto se deve à contribuição da rigidez transversal das lajes e das vigas na concepção de um comportamento monolítico da estrutura (Gusmão, 1994). Assim, dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, a interação solo-estrutura pode modificar significativamente o desempenho da edificação em relação à hipótese de sua não ocorrência.

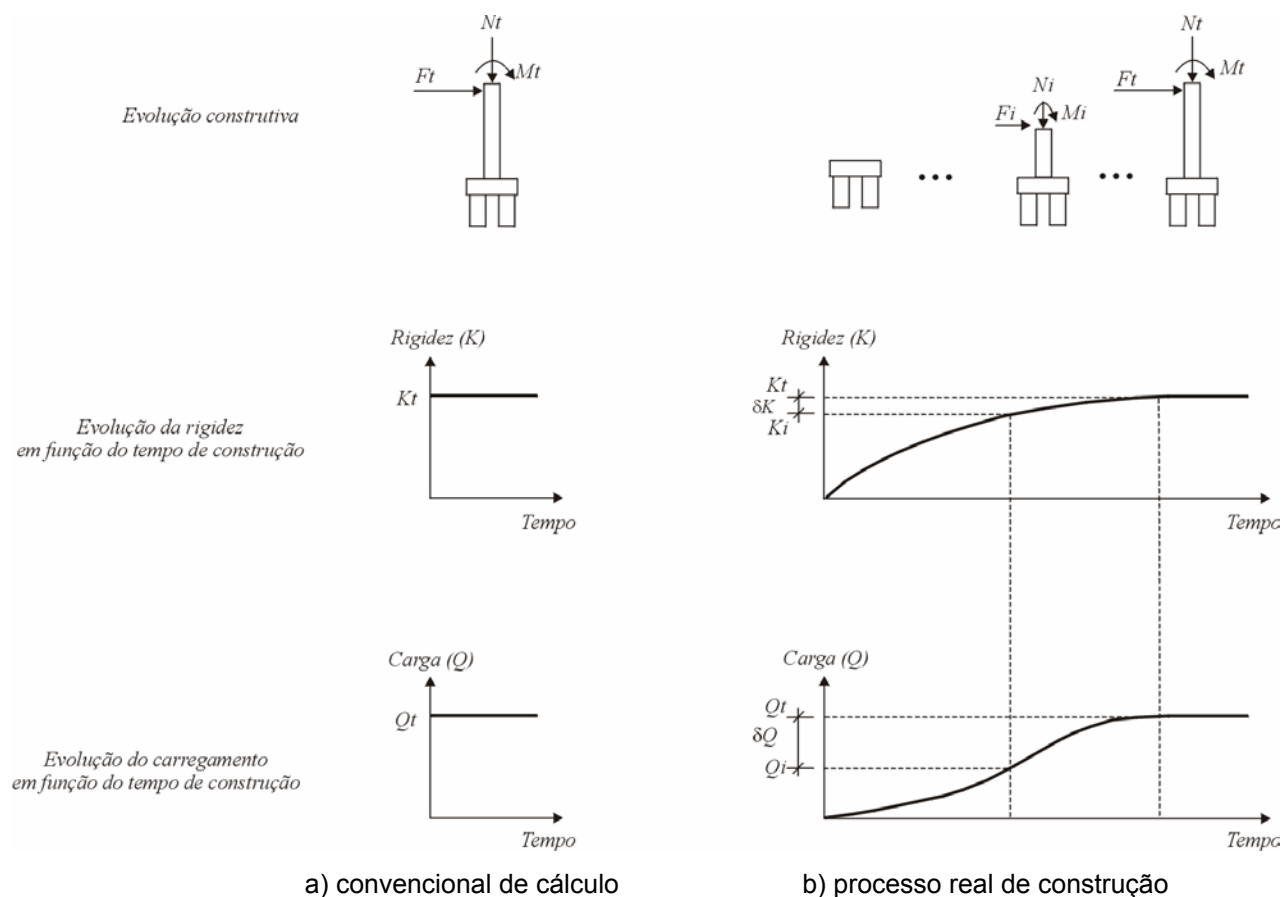


Figura 2. 6 – Comparação da metodologia de cálculo convencional e comportamento real no processo construtivo de uma edificação.

À medida que a carga nos pilares cresce, também cresce o valor do recalque absoluto médio. No entanto, em decorrência do aumento da rigidez da estrutura verifica-se a uniformização dos recalques com conseqüente diminuição do valor do coeficiente de variação dos recalques CV , definido pela Equação 2.7 (Gusmão, 1994).

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{w}} \quad \text{Equação 2. 7}$$

onde, σ é o desvio padrão dos recalques medidos e $\bar{w}$ a média dos recalques absolutos.

Ao se comparar a dispersão dos recalques entre dois ou mais tipos de fundações, nem sempre o confronto dos valores dos desvios padrões dos recalques é suficiente para avaliara o comportamento das fundações. Isto se justifica pela

possibilidade de ocorrer valores médios significativamente diferentes. Por isto, utiliza-se o coeficiente de variação definido aos recalques como forma de medir a dispersão do comportamento dos diversos pontos das fundações.

O resultado final da comparação das duas amostras de recalques indicará a de menor coeficiente de variação e por conseqüência a que possui menor dispersão ou variabilidade dos recalques medidos. A análise da variação da dispersão dos recalques durante cada fase do processo construtivo possibilita averiguar as fases construtivas que possuem maior variabilidade dos recalques e conseqüentemente as fases que estão sujeitas a maior influência da interação solo-estrutura. A variação da dispersão dos recalques em uma edificação tem sua compreensão facilitada quando se comparam estruturas de rigidezes diferentes e submetidas ao mesmo tipo de carregamento (Figura 2.7).

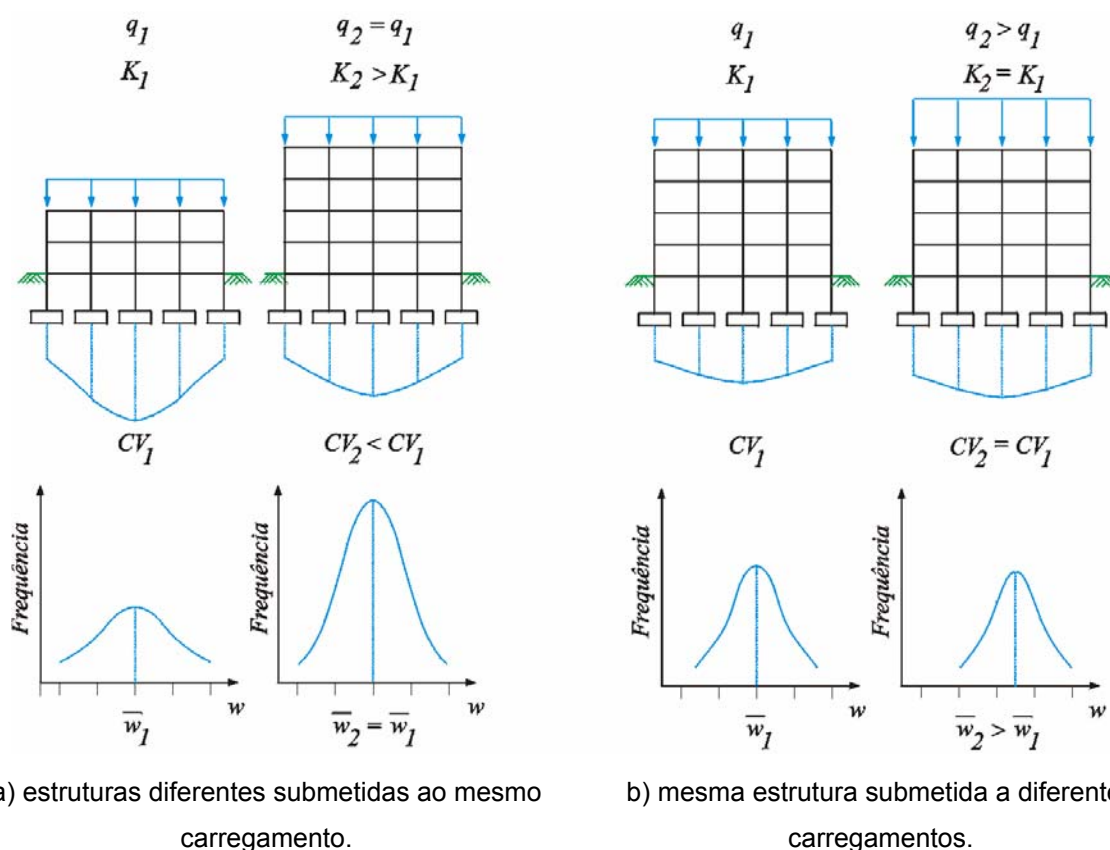


Figura 2. 7 – Influência da rigidez e do carregamento nos recalques de uma estrutura (Gusmão, 1994).

Em função das ligações dos elementos estruturais, tais como as vigas e lajes, ocorre um considerável aumento na rigidez que influencia restringindo o

movimento relativo dos apoios. Desta maneira, verifica-se que os recalques medidos na obra tendem a serem diferentes daqueles estimados em projeto. A consideração deste efeito pode até mesmo viabilizar projetos de fundações que não seriam aceitos numa análise convencional (Gusmão e Gusmão Filho, 1990). Gusmão e Gusmão Filho (1994a e 1994b) concluíram que existe uma rigidez limite que quando alcançada anula os efeitos da interação solo estrutura e conseqüentemente o efeito da redistribuição de esforços. Esta verificação reforça as conclusões obtidas por Meyerhof (1953) onde foi constatado que, além da rigidez do solo, a rigidez estrutural assume um importante papel nos valores dos recalques.

A Figura 2.7 ilustra a influência da rigidez e do carregamento nos recalques de uma estrutura. Na Figura 2.7a são apresentadas duas estruturas que transmitem o mesmo nível de carga para as fundações, no entanto com diferentes rigidezes. Nota-se que o coeficiente de variação dos recalques da estrutura com maior rigidez K_2 é menor que o coeficiente CV da estrutura com menor rigidez K_1 . No entanto o recalque absoluto médio neste caso é igual para as duas estruturas. Para uma situação em que o mesmo tipo de estrutura está sujeita a carregamentos distintos (Figura 2.7b), verifica-se que o recalque médio cresce com o aumento da carga transmitida à fundação, todavia a dispersão dos recalques permanece constante ($CV_2 = CV_1$). A Figura 2.8 apresenta a variação esperada do coeficiente de variação dos recalques à medida que uma construção evolui.

Segundo Fonte *et al.* (1994) em um estudo da influência do processo executivo de um edifício de quatorze andares, foi observado que quando se estimam os recalques sem considerar o efeito da interação solo-estrutura, ou quando se considera o efeito da interação sem, contudo, admitir o efeito do carregamento incremental, subestimam-se os valores finais dos recalques diferenciais. Isto reafirma a necessidade do estudo dos efeitos do carregamento progressivo considerando a interação e o enrijecimento gradual da estrutura.

Estruturalmente o efeito da interação é mais acentuado nos elementos estruturais localizados nos primeiros pavimentos, onde se verificam maiores deformações à flexão (Figura 2.9). Segundo Goschy (1978) esta situação se deve ao comportamento de viga parede em estruturas abertas como painéis.

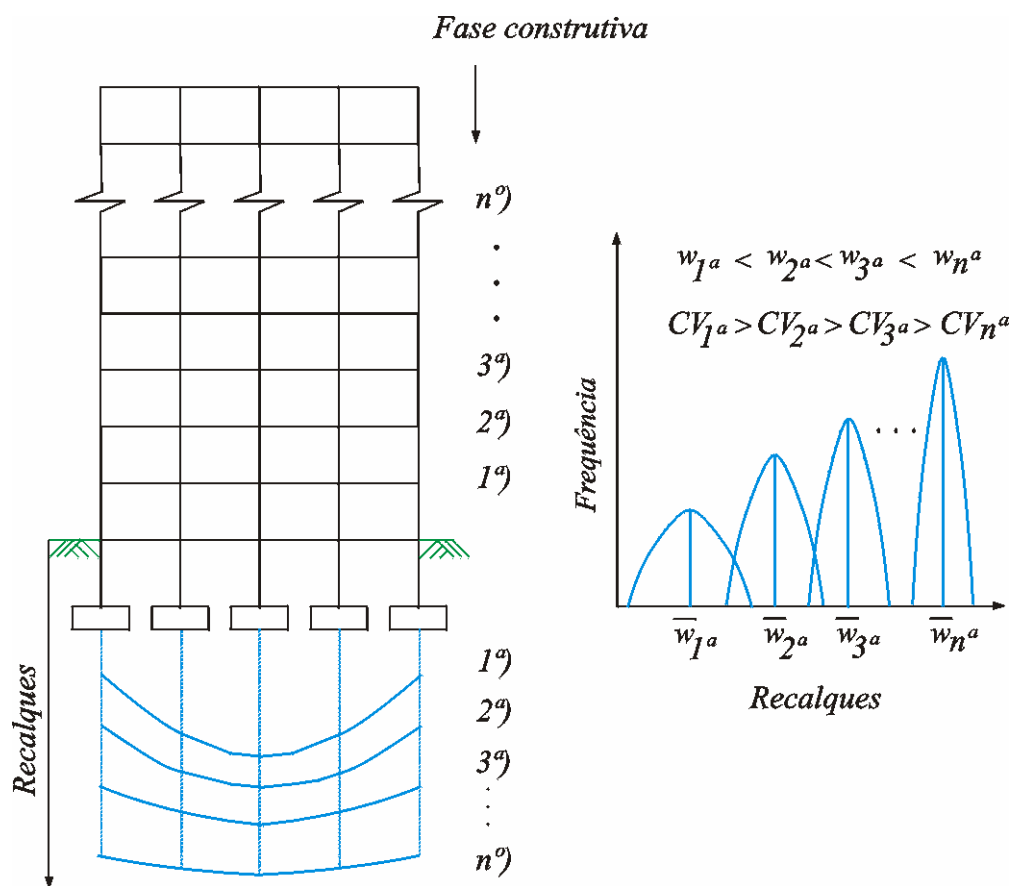


Figura 2. 8 – Efeito da seqüência construtiva nos recalques (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

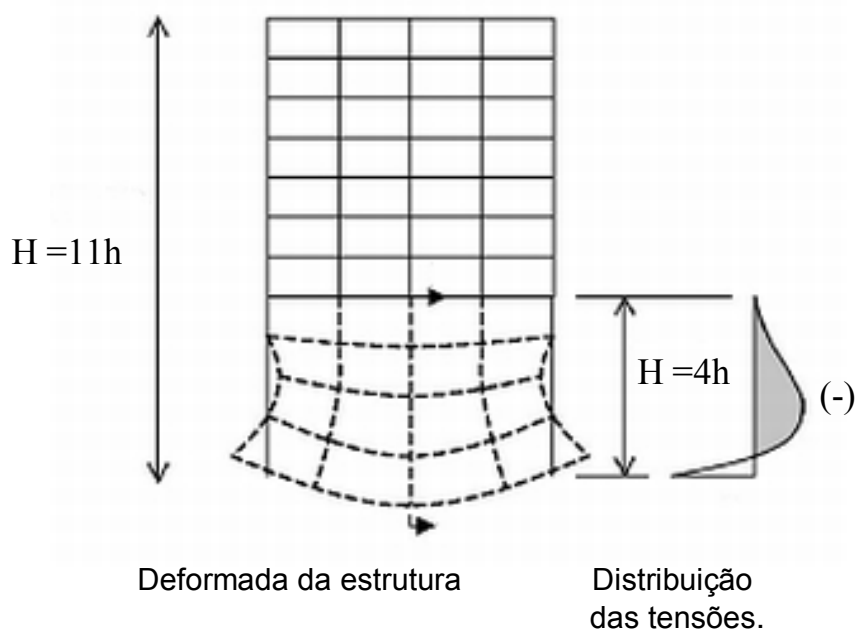


Figura 2. 9 – Modelo da viga de Virendeel (Goshy, 1978).

A Figura 2.9 ilustra que os primeiros pavimentos constituem a altura virtual da viga parede, trabalhando essencialmente à flexão, e os pavimentos superiores assumem um comportamento de chapa transmitindo esforços à viga parede (Crespo, 2004). Consta-se que na medida em que se elevam os pavimentos, menor é a influência da interação em relação às deformações.

Para a avaliação da interação solo-estrutura pode-se utilizar modelos físicos simplificados para a superestrutura, para infra-estrutura e para o terreno de fundação. A Tabela 2.1 apresenta algumas dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura, agrupadas em função da complexidade de problemas inerentes às partes constitutivas do edifício: a superestrutura, a infra-estrutura e o terreno de fundação.

Um fato que merece atenção é a cerca da influência causada pela interação solo-estrutura é a variabilidade espacial das propriedades do maciço de fundação. Durante o processo de formação do solo, constata-se a ocorrência de dois tipos de anisotropia. A primeira é a anisotropia geométrica, conseqüente do arranjo preferencial das partículas. Isto ocorre durante a deposição das partículas, buscando o estado de equilíbrio onde o arranjo estrutural apresenta menor energia potencial. A segunda é a anisotropia de tensões que surge pela combinação da história de tensões e a anisotropia geométrica. O efeito final é uma anisotropia de resistência e de tensão-deformação (Menzies e Simons, 1981).

Tabela 2.1 – Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura em edificações (Gusmão Filho, 2002)

Variáveis do Sistema	Dificuldades na Modelagem
Superestrutura	A seqüência da construção As propriedades reológicas dos materiais O carregamento externo
Infra-estrutura	Transferência de carga ao terreno Aspecto de execução
Terreno de fundação	Heterogeneidade vertical e horizontal Representatividade da prospecção e ensaios Influência do tempo nos parâmetros geotécnicos

Frantziskonis e Breysse (2002) informam que as características geométricas da fundação associadas à rigidez do maciço interagem fortemente na performance do conjunto. Frantziskonis e Breysse (2002) alertam também que é comum em

estudos de interação considerar o solo como um material espacialmente homogêneo, sem, contudo, considerar as incertezas devidas à heterogeneidade. Isto se justifica pelos efeitos da interação serem mais acentuados nos locais onde ocorrem maiores variações nas características físicas do maciço de fundação.

A representatividade do modelo adotado para avaliação do terreno de fundação pode ser feita através da associação da diferença entre os recalques médios medidos e estimados. No entanto, a representatividade do modelo de interação solo-estrutura de todo o sistema deve estar associada à diferença entre o coeficiente de variação dos recalques medido e estimado (Gusmão Filho, 2002).

São utilizadas diferentes metodologias nos estudos de interação solo-estrutura, dependendo da variável escolhida (Tabela 2.2). Observa-se que a metodologia de estudo da interação solo-estrutura considerando-se o terreno de fundação consiste na determinação, no campo, da distribuição dos recalques. Isto deve ser feito, preferencialmente, em diferentes estágios de carregamento da edificação. Esta metodologia é conhecida como controle ou monitoração de recalques.

Durante a construção, a carga média dos pilares cresce e, conseqüentemente, o recalque médio também cresce. O aumento da rigidez da estrutura, no entanto, faz com que haja uma tendência à uniformização dos recalques. Deste modo, ocorre diminuição no valor do coeficiente de variação dos recalques (Equação 2.7).

Tabela 2.2 – Metodologias para modelagem da interação solo-estrutura em edificações (Gusmão Filho, 2002)

Variável em Estudo	Metodologia Utilizada
Superestrutura	Análise estrutural para fins de esforços devidos a movimentos da fundação (recalques).
Infra-estrutura	Instrumentação para fins de determinação das pressões transmitidas ao terreno de fundação.
Terreno de fundação	Medição de recalques devidos ao carregamento transmitido pelas fundações.
Todo o sistema	Análise numérica para fins de estudos paramétricos e de previsão de desempenho.

No entanto, a partir de uma certa altura, o crescimento do prédio não contribui mais para aumentar a rigidez do conjunto solo-estrutura. A partir deste momento a edificação atinge uma rigidez limite, quando a distribuição dos recalques passa a ser função apenas das cargas (Gusmão e Gusmão Filho, 1994 e 1994a; Guimarães e Gusmão Filho, 1994; Gusmão Filho e Guimarães, 1997, Gusmão Filho, 2002).

2.1.5.1 PARÂMETROS PARA ANÁLISE DOS EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Gusmão (1990) definiu alguns parâmetros com o intuito de analisar os efeitos da redistribuição de cargas nos pilares e a tendência à uniformização dos recalques provocados pela interação solo-estrutura: fator de recalque absoluto e fator de recalque diferencial.

O fator de recalque absoluto AR é definido pela relação entre o recalque absoluto w_i de um apoio i e o recalque absoluto médio de todos os apoios $\bar{w}$ (Equação 2.8).

$$AR = \frac{w_i}{\bar{w}} \quad \text{Equação 2. 8}$$

A influência da interação sobre os carregamentos está no fato de propiciar um alívio de esforços nos pilares mais carregados. São observados alívios para os apoios que têm recalques medidos maiores que a média, ou seja, $AR > 1$. Num processo de previsão dos recalques, ocorrem situações em que o valor do recalque estimado pode ser maior que o médio, gerando um fator de recalque absoluto estimado $AR_{est.}$ maior que um. Para estes apoios existe uma tendência do fator oriundo do recalque medido AR_{medido} ser menor que o estimado $AR_{est.}$ devido ao alívio de carga ($AR_{medido} < AR_{est.}$). Nos pilares com valores de $AR_{est.}$ menores que um, ocorre o inverso, ou seja, uma tendência ao acréscimo de carga ($AR_{est.} < AR_{medido}$).

O fator de recalque diferencial DR é definido pela relação entre dispersão do recalque absoluto w_i do apoio i e o valor absoluto médio de todos os apoios $\bar{w}$ pelo recalque absoluto médio de todos os apoios $\bar{w}$ (Equação 2.9).

$$DR = \frac{(w_i - \bar{w})}{\bar{w}}$$

Equação 2. 9

O aumento da rigidez da estrutura faz com que os recalques tendam para o valor médio ($AR = 1$), independentemente da carga dos pilares. Desta maneira, os valores deste fator estimados convencionalmente devem sempre ser maiores que os medidos ($DR_{estimado} > DR_{medido}$), originando a suavização da deformada de recalques ao longo do edifício.

2.1.5.2 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

É importante ressaltar que existem sérias dificuldades relativas à avaliação de recalques admissíveis por cálculo estrutural, mesmo com a disponibilidade de programas sofisticados. De fato, como lembrado por Skempton e MacDonald (1956), a interação entre o solo e a estrutura, considerando inclusive as alvenarias, faz com que a tendência de enfoque do problema seja, muitas vezes, observacional, fato verificado ainda nos dias atuais.

Destaca-se que a influência da rigidez da estrutura nos recalques da fundação e na redistribuição de cargas tem se constituído numa preocupação de engenheiros e pesquisadores brasileiros (Chamecki, 1954; Barata, 1986; Gusmão, 1990; Gusmão e Lopes, 1990; Lopes e Gusmão, 1991; Gusmão Filho, 1995; Gusmão Filho, 2000; Danziger *et al.*, 2000; Maia *et al.*, 2004). Finalmente, vem se observando uma maior importância no estudo dos recalques de edificações, fato comprovado pelo considerável número de trabalhos publicados nos últimos congressos especializados em fundações (Gusmão Filho, 2002; Lobo *et al.*, 2000; Danziger *et al.*, 2000; Rezende e Moraes, 2000; Oliveira *et al.*, 2002; Gusmão, 2002; Soares e Soares, 2002; Pedreira *et al.*, 2002).

Uma das primeiras pesquisas sobre a interação solo-estrutura em edificações e seus problemas associados foi desenvolvido por Meyerhof (1956), para estimar os recalques presentes em um elemento de fundação, que considerou as características do solo, da fundação e da rigidez da estrutura. Foi constatado que a superestrutura, a infra-estrutura e o maciço de fundação trabalham de forma conjunta e devem ser considerados como um único elemento. Meyerhof (1956) propõe que a contribuição da superestrutura (Figura 2.10a) deveria ser considerada

como uma viga de rigidez à flexão equivalente (Figura 2.10b). No caso de um edifício com estrutura em pórtico de concreto e painéis de fechamento em alvenaria (Figura 2.10a) tem-se:

$$E_C I = \Sigma E_C I_C + \Sigma E_a I_a \quad \text{Equação 2. 10}$$

onde, $E_C I$ é a rigidez da viga equivalente, $\Sigma E_C I_C$ é o somatório das rigidezes das vigas da superestrutura e $\Sigma E_a I_a$ é o somatório da rigidez dos painéis de alvenaria.

A Equação 2.10 é válida tanto para o caso de fundações isoladas como combinadas em grupos, podendo também ser expandida para levar em consideração a rigidez dos pilares.

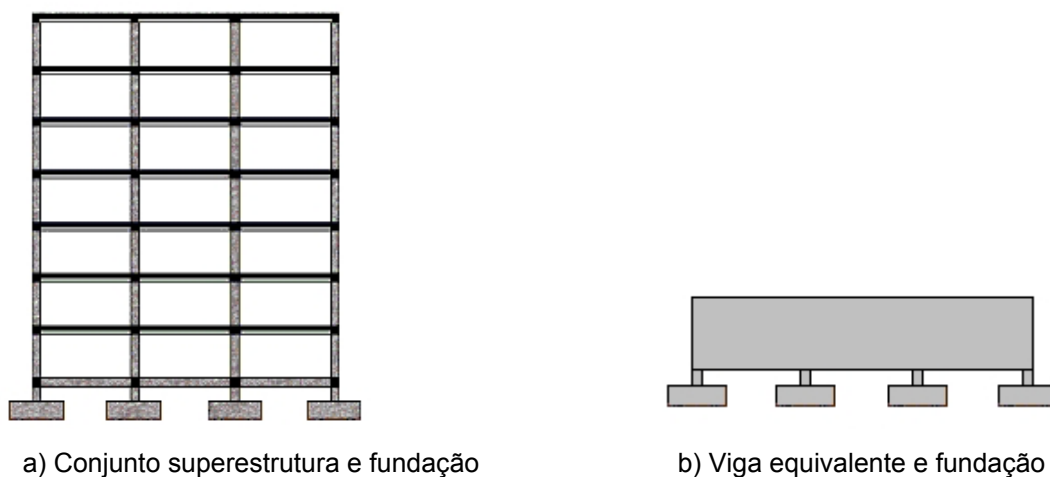


Figura 2. 10 – Consideração da estrutura como uma viga de rigidez equivalente (Meyerhof, 1956).

Chamecki (1954) desenvolveu um processo iterativo para a consideração da interação solo-estrutura, que é admitido por muitos como uma das primeiras tentativas de modelar a interação do conjunto estrutural e maciço de fundação. A metodologia de cálculo parte da determinação dos esforços transmitidos às fundações pela estrutura, admitida como sendo indeslocável. O passo a seguir é a utilização do valor destas cargas para a estimativa de maneira convencional dos recalques em cada apoio. Em posse da informação de recalque, é calculado o incremento de esforços sobre a fundação gerado por cada deslocamento. Com os dados destes novos esforços, são calculados novos valores de recalques, que, por

consequente, gerarão novos valores de incremento de carga. O processo deve continuar iterativamente até que se atinja a convergência das reações de apoio e dos recalques. A utilização deste procedimento demonstrou que os recalques diferenciais passavam a ser menos acentuados quando a rigidez da estrutura é levada em consideração nos cálculos e também possibilitou um ajuste nos resultados de recalque calculados e os reais.

Poulos (1995) propôs uma nova metodologia para determinar os deslocamentos de uma fundação incorporando a interação solo-estrutura. A análise baseia-se no desenvolvimento de dois sistemas de equações:

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]\{\delta\} \quad \text{Equação 2. 11}$$

$$\{\delta\} = [FM]\{V\} \quad \text{Equação 2. 12}$$

onde, $\{V\}$ é o vetor das reações de apoio considerando-se a interação solo-estrutura, $\{V_0\}$ é o vetor das reações de apoio obtido a partir da análise estrutural convencional admitindo-se a hipótese de apoios indeslocáveis, $\{\delta\}$ é o vetor dos deslocamentos (translações e rotações) dos apoios considerando-se a interação solo-estrutura, $[SM]$ é a matriz de rigidez estrutural, que relaciona reações adicionais a deslocamentos unitários, $[FM]$ é a matriz de flexibilidade da fundação, que relaciona deslocamentos dos apoios a ações unitárias.

A Equação 2.11 representa a interação da superestrutura com a fundação e relaciona o comportamento das cargas estruturais aplicadas e as reações desconhecidas das fundações, enquanto a Equação 2.12 relaciona o comportamento da fundação e do solo em termos das reações desconhecidas na fundação e as propriedades do solo.

Desta maneira, a equação geral que governa o mecanismo interação solo-estrutura pode ser obtida através da combinação das Equações 2.11 e 2.12, resultando em:

$$\{V_0\} = [I - [SM] * [FM]]\{V\} \quad \text{Equação 2. 13}$$

onde, I é uma matriz identidade.

Para os casos gerais, haverá para cada apoio seis componente de reações e deslocamentos, sendo três forças, três momentos e três rotações. Desta forma, para uma estrutura que possua uma quantidade de n apoios, tem-se os vetores $\{V\}$, $\{V_0\}$ e $\{\delta\}$ de ordem igual a $6n$, enquanto que a matrizes $[SM]$ e $[FM]$ são matrizes quadradas de ordem $6n$. O vetor $\{V_0\}$ e a matriz $[SM]$ podem ser calculados a partir de uma análise estrutural convencional, considerando-se o tipo de estrutura e o carregamento que é aplicado. Através de um método de estimativa de recalques considerando as cargas aplicadas, o tipo de fundação e as características do maciço de fundação, obtém-se a matriz $[FM]$. Através da utilização de programas computacionais associados ao método de eliminação de Gauss, é possível, a partir do conhecimento o vetor $\{V_0\}$ e das matrizes $[SM]$ e $[FM]$, obter a solução da Equação 2.13.

Para tanto são pode-se admitir algumas hipóteses simplificadoras (Gusmão e Lopes, 1990):

- o carregamento é vertical e uniformemente distribuído nas vigas;
- as propriedades dos materiais que formam a estrutura não variam ao longo do tempo;
- a edificação é modelada como uma estrutura reticulada;
- desconsidera-se a rigidez das paredes não-estruturais e das lajes;
- os apoios são considerados nós rotulados ;
- o solo é modelado como um material elástico-linear e suas propriedades físicas não variam como o tempo.

Santa Maria *et al.* (1999) apresentaram uma metodologia para o estudo da interação solo-estrutura utilizando a teoria da Viscoelasticidade Linear na análise de vigas contínuas com apoios viscoelásticos. Neste trabalho concluiu-se que a desconsideração do comportamento viscoelástico do material da viga e dos apoios podem gerar erros no dimensionamento das partes e, conseqüentemente, ocasionar a diminuição da segurança do conjunto.

Crespo (2004), avaliando numericamente a interação solo-estrutura pelo aspecto estrutural, dando ênfase ao comportamento estrutural do edifício, estudou exemplos numéricos para avaliar os efeitos da interação solo-estrutura. No trabalho,

em um pórtico plano e simétrico analisou-se a influência que a presença de paredes de alvenaria tem na redistribuição de cargas e dos recalques dos apoios. O pórtico foi avaliado espacialmente para três situações de rigidez: sem parede, com parede e apresentando parede somente nos dois primeiros pavimentos (Figura 2.11).

Na avaliação dos recalques médios absolutos, verificou-se pouca influência da interação nos resultados, porém o aumento induzido da rigidez estrutural provocou o decréscimo nos valores dos recalques diferenciais. O aumento da rigidez pela inserção de alvenaria proporcionou ainda uma considerável diminuição nos momentos fletores ao longo dos pilares.

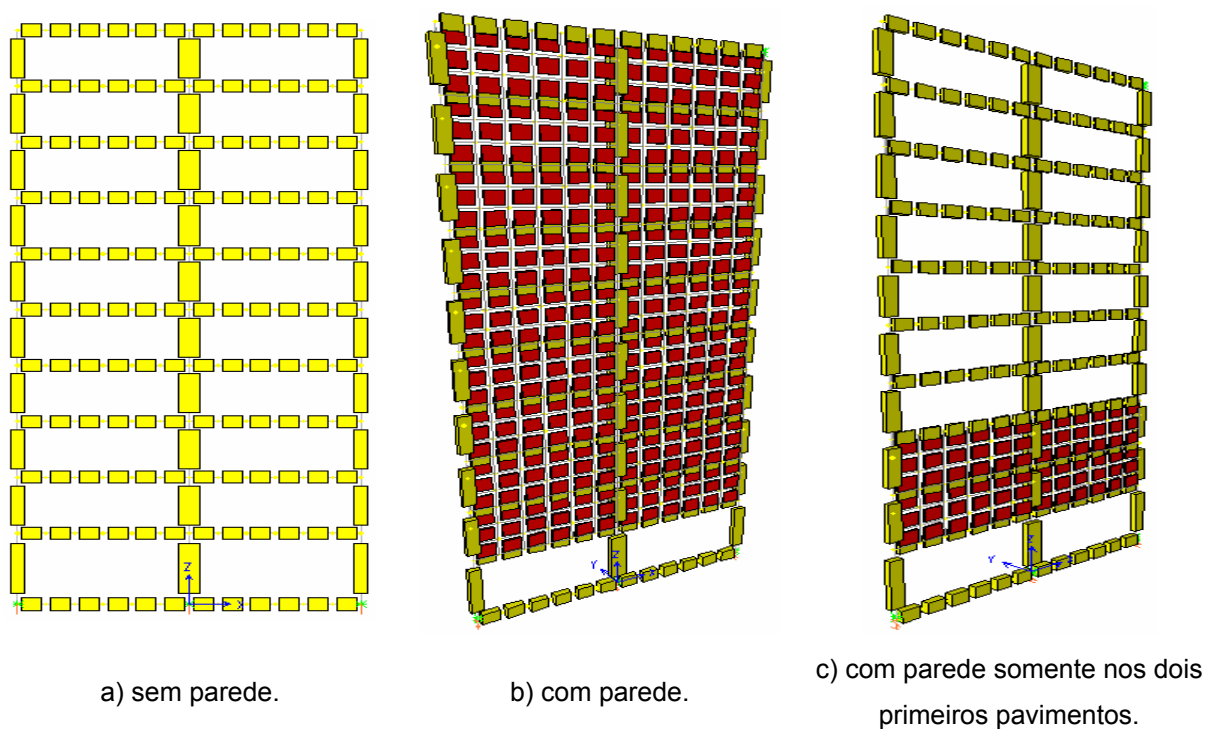


Figura 2. 11 – Pórtico plano condicionado a diferentes rigidezes (Crespo, 2004).

Resultado semelhante foi observado em outros pórticos tridimensionais estudados. Em todo estudo foi verificada a existência de redistribuição de esforços, ocorrendo um alívio de carga nos pilares localizados na parte interna da estrutura, em contraste ao acréscimo de esforços nos pilares posicionados na periferia.

2.2 DESLOCAMENTOS EM ESTRUTURAS E DANOS ASSOCIADOS

Ao longo da vida útil de uma edificação podem ocorrer diversos tipos de danos estruturais. Os danos mais comuns, e talvez os mais difíceis de serem previstos, são os que ocorrem devido a efeitos de redistribuição de esforços pela influência dos recalques diferenciais. Isto ocorre devido à ausência, na fase de projeto, de uma análise da interação solo-estrutura. Desta forma, é necessário conhecer, ainda que somente a ordem de grandeza, os deslocamentos admissíveis da estrutura. Porém, existem algumas dificuldades na fixação de valores de recalques admissíveis, a citar (ISE, 1989):

- a forma de utilização de uma estrutura é subjetiva;
- a variedade dos tipos de estruturas;
- a falta de controles rigorosos dos materiais envolvidos na execução de uma obra.

O ISE (1989) classifica as consequências dos deslocamentos de uma estrutura segundo três aspectos: aparência, utilização e função, e estabilidade e danos estruturais. Levando em consideração estes itens anteriores, pode-se fazer a fixação de deslocamentos e deformações limites. O quesito aparência, perceptível a olho nu, é subdividido em dois grupos. No primeiro são considerados os movimentos relativos que provocam desaprumos e inclinações perceptíveis e antiestéticas. Em geral, desvios maiores que $1/250$ do vão são notados. Para peças horizontais, uma inclinação maior que $1/100$ é visível, assim como uma relação de deflexão maior que $1/250$. No segundo grupo são considerados os danos visíveis, tais como fissuras em alvenarias de vedação. Neste caso sugere-se a classificação dos danos segundo um determinado critério que pode ser apenas estético ou envolver também aspectos funcionais e de durabilidade. O segundo aspecto, como o próprio nome já descreve, leva em consideração a utilização e função da construção: fissuras aceitas em um prédio industrial não são aceitas em uma escola ou hospital, por exemplo. Máquinas de precisão, pontes rolantes e elevadores exigem para seu bom funcionamento, deformações bastante limitadas.

No caso da estabilidade da obra e de danos estruturais admite-se que as limitações de deformações exigidas nos grupos anteriores são suficientes para garantir a segurança global da estrutura. O assunto é tão complexo que, embora haja várias tabelas recomendando limites para valores de recalques admissíveis (Bjerrum, 1963), a NBR-6122/96 (ABNT, 1996) faz poucas referências aos recalques que a construção pode suportar. A análise do comportamento de uma estrutura realizada por um modelo que não condiz de forma definitiva ao real pode impor aos elementos estruturais uma condição de carregamento diferente daquele para o qual foram projetados (Chamecki, 1961).

2.2.1 RECALQUES DIFERENCIAIS ADMISSÍVEIS

Em um projeto de fundações, a magnitude dos recalques diferenciais é mais importante que o recalque total (Lambe & Whitman, 1974). No entanto, a estimativa dos recalques diferenciais é mais difícil. Isto se deve ao fato que o valor final do recalque diferencial é afetado principalmente pela heterogeneidade do maciço de fundação e da capacidade que a estrutura possui em redistribuir as cargas devido à interação solo-estrutura. Chamecki (1954) afirma que com o auxílio de ferramentas computacionais, cada vez mais avançadas, poderia torna-se cada vez mais fácil o estudo dos recalques considerando a rigidez e as características inerentes a cada tipo de construção. No entanto, o procedimento ainda não faz parte do cotidiano da engenharia civil devido sobretudo à complexidade da entrada dos dados. Desta forma Chamecki (1954) propõe que os recalques diferenciais admissíveis sejam aqueles que não provocam desnível superior ao compatível com a estética e a finalidade da construção. A partir de então, a elaboração de um projeto geotécnico que conjugue, de forma segura, as características do solo aos da estrutura deve possuir:

- fator de segurança adequado capaz de assegurar que não ocorra ruptura do maciço de fundação;
- capacidade de carga, com fator de segurança adequado à utilização da estrutura;
- análise dos recalques da fundação e os valores admissíveis.

A quantificação das deformações admissíveis é feita, em geral, em termos de distorções angulares β ou de relações de deflexão Δ/L , conforme o tipo de estrutura. De acordo com Barata (1986), os critérios de danos propostos por Skempton e MacDonald (1956), Polshin e Tokar (1957) dentre outros, foram estabelecidos através de um grande número de observações efetuadas em vários tipos de edificações. Deste modo, o mecanismo de interação solo-estrutura pode ser considerado já incluído nos valores limites admissíveis das distorções angulares β .

Na Figura 2.12 são apresentados os valores da distorção angular β e danos associados sugeridos por vários autores.

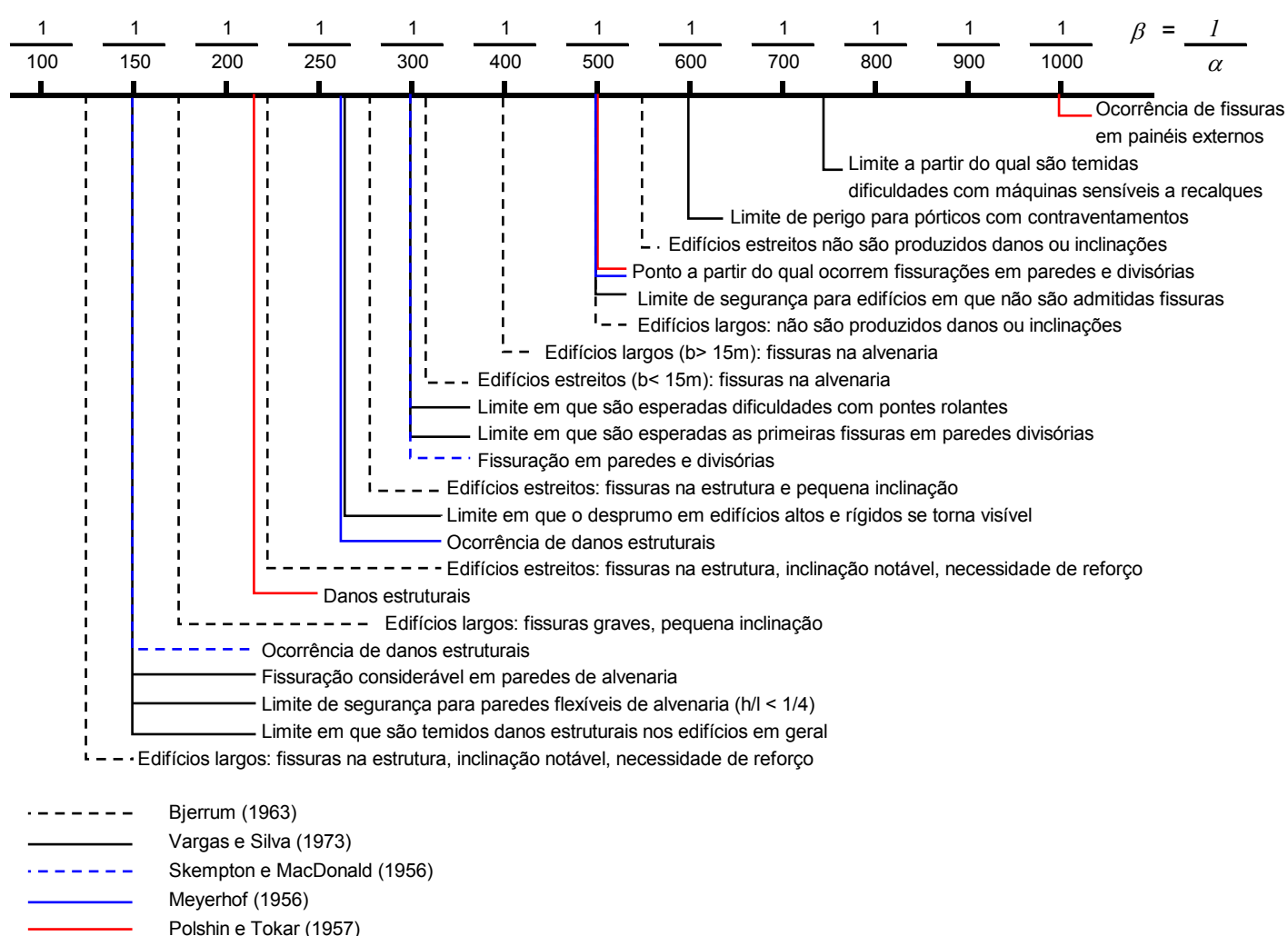


Figura 2. 12 – Distorções angulares e danos associados
(adaptado de Velloso e Lopes, 1997).

Nota-se a ausência de trabalhos atualizados e aprofundados sobre os valores limites, e respectivos efeitos, da distorção angular sobre a eficiência estrutural. A variabilidade das estruturas associadas às diferentes condições de uso já denota uma dificuldade na tentativa de padronização de valores de distorção angular e, devido à dificuldade de cálculo, sua análise é posta em segundo plano em função da atenção que é dada somente ao valor final dos recalques diferenciais. Nos primeiros trabalhos existe uma dispersão entre os valores limites indicados por cada autor.

2.2.2 RECALQUES TOTAIS LIMITES

A fixação dos valores limites dos recalques absolutos é bem mais subjetiva. As orientações conhecidas são válidas apenas para casos rotineiros nos quais o projetista não julgue necessária uma análise mais aprofundada (ISE, 1989). Para fundações os seguintes limites são admitidos:

- para sapatas Isoladas o recalque absoluto máximo é de 25mm e 50mm para radiers. Skempton e MacDonald (1956) sugerem 40mm para fundações em sapatas isoladas e 40 a 65mm para radiers, considerando um β limite igual a 1/500.
- No caso de fundações em argilas, mais uma vez Skempton e MacDonald (1956) estabeleceram recalques absolutos limites de 65 mm para sapatas e de 65 a 100mm para radiers.

Atualmente estes valores são considerados razoáveis como limites práticos, entretanto valores maiores podem ser aceitos para casos particulares e em virtude das características da estrutura.

2.2.3 ESTIMATIVA DA CURVA CARGA *VS.* RECALQUE PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS SOB CARGA AXIAL

Devido à sua importância estrutural, e os custos envolvidos, as fundações, em especial as profundas, têm um importante papel no comportamento e segurança

de todo o elemento estrutural. Desta forma é necessário confirmar a capacidade e verificar se o comportamento das fundações condiz com as considerações de projeto, por exemplo, através de provas de carga.

Segundo Fellenius (2001a) a capacidade de carga de uma estaca foi tradicionalmente definida como o carregamento que, imposto na cabeça da estaca, gere um deslocamento de determinado valor, geralmente 10% do diâmetro da estaca ou, em determinados casos, 38,10 milímetros (1,5 polegadas). Para utilização de alguns métodos de cálculo, a carga de ruptura da estaca corresponde à intersecção de duas retas: a que representa a porção inicial pseudo-elástica e uma final correspondente à porção pseudo-plástica da curva carga vs. recalque. Uma abordagem gráfica do problema é muito suscetível a erros de interpretação e, normalmente, dependente da experiência do projetista. Desconsiderando a origem do método, o resultado final da capacidade de carga deve ser originado de um método matemático que possua repetibilidade nos resultados independente da estaca utilizada.

Lambe e Whitman (1974), já ressaltavam que a previsão adequada do comportamento de obras geotécnicas, dentre elas as fundações profundas, são tão dependentes da experiência profissional quanto do método de análise e que entre estes dois fatores, a escolha do melhor parâmetro geotécnico para o cálculo do projeto é o que rege a condição de sucesso ou insegurança.

Segundo Poulos (2000) um bom método de análise geotécnico deve possuir as seguintes características:

- ser baseado em fundamentos teóricos;
- abranger o maior número de características do problema estudado, incorporando os parâmetros mais importantes;
- ser simples o suficiente sem necessitar o uso de complexos recursos computacionais;
- os parâmetros geotécnicos envolvidos no cálculo devem ser obtidos de ensaio de campo e/ou de laboratório;
- deve possibilitar a confirmação do resultado final de forma simples.

Fellenius (2001b), em um trabalho comparativo entre diversos métodos de obtenção de capacidade de carga de estacas através de ensaio e carregamento estático, constatou que existe uma variação considerável de resultados. Atribuiu-se a isto as características inerentes a cada tipo de solo, tal como sua história de tensões, que apesar de influenciar consideravelmente o resultado final, não era incorporado em nenhum dos métodos. Por fim, conclui que os métodos deveriam cada vez menos serem motivados pelo resultado final do valor de carga de ruptura e enfatizar cada vez mais a relação do recalque *vs.* carga aplicada.

Segundo Velloso e Lopes (2002) diversas são as maneiras de se realizar a previsão da curva carga *vs.* recalque de uma fundação profunda. De todos os métodos, o mais simples é ajustar uma curva que passa pelo ponto da carga de trabalho (Q_{Trab}) *vs.* recalque (w) e possui a capacidade da carga última (Q_{Ult}) como assíntota (Figura 2.13), o mais sofisticado é o método estabelece a curva carga *vs.* recalque de toda a estaca através da soma do comportamento do fuste e da ponta (Figura 2.14).

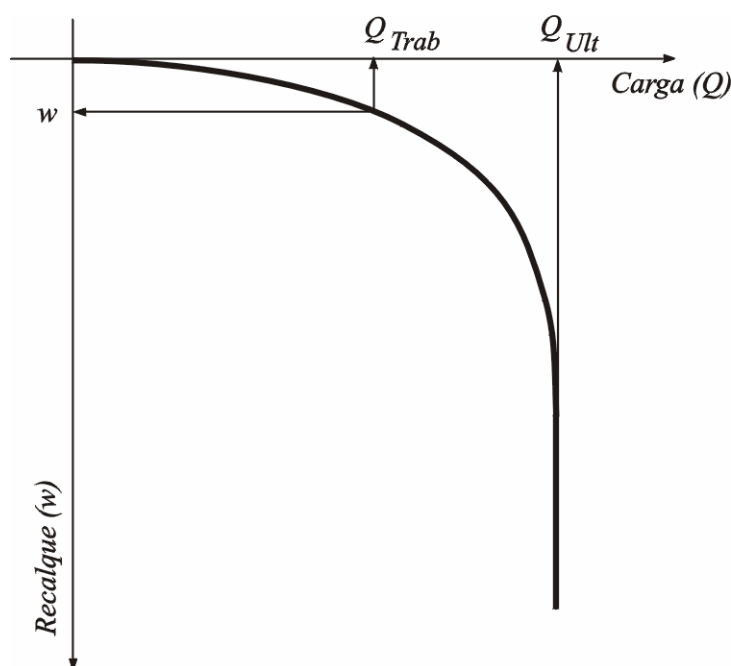


Figura 2. 13 – Curva carga *vs.* recalque de uma estaca através da previsão do recalque para a carga de trabalho e admitindo-se uma assíntota na capacidade de carga última.

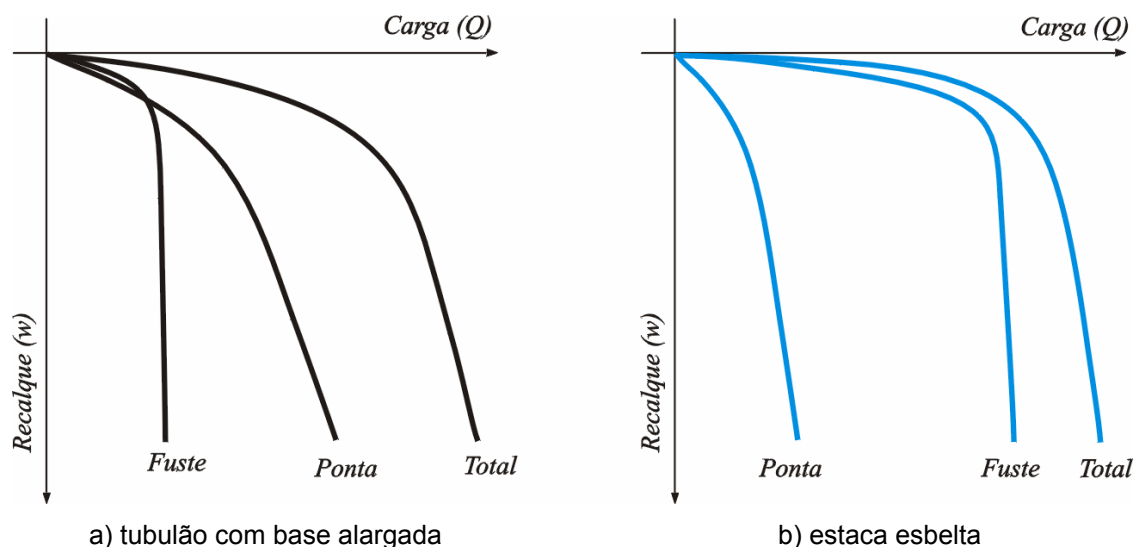


Figura 2. 14 – Curva carga *vs.* recalque de uma estaca a partir da combinação do comportamento do fuste com o da ponta (Burland e Cooke, 1974).

2.2.4 MÉTODOS DE ACOMPANHAMENTO DE RECALQUES

Em termos gerais, o acompanhamento de recalques pode ser executado nas seguintes condições: na monitoração do comportamento e efeitos de uma obra em fase de execução ou na avaliação do comportamento de uma obra que apresenta ou pode apresentar recalques prejudiciais à estrutura.

Durante a fase de construção, o acompanhamento tem a finalidade de investigar o comportamento da estrutura na medida em que ocorre a evolução da obra, averiguando sua eficiência assim como os parâmetros de projeto. Este tipo de acompanhamento pode ser feito na própria estrutura ou em construções vizinhas. A monitoração de estruturas vizinhas possibilita mensurar as interferências que a nova obra tem sobre as construções já existentes.

A monitoração pós-construção é feita para o acompanhamento após a ocorrência de problemas estruturais existentes em uma estrutura já construída. A monitoração pós-construção tem como objetivo gerar dados para avaliação do comportamento estrutural para que seja possível criar ações incisivas de recuperação da obra. Na Tabela 2.3 são apresentadas algumas formas de medição, assim como suas principais vantagens e desvantagens.

Tabela 2.3 – Algumas formas de monitoração de deformações em obras geotécnicas (USACE, 1995).

Método	Vantagens	Desvantagens
Elevação por Nível Ótico e mira de Invar	Medição efetuada de forma rápida nos casos onde são utilizados instrumentos auto nivelantes. Utilização de alta tecnologia.	Necessidade de equipamentos de alta precisão.
Medições com teodolitos e escalas	Medição feita de forma direta.	Requer referência fixa.
Nível a Laser	Mais rápido do que os métodos óticos convencionais; As leituras podem ser feitas por uma única pessoa.	Seramente afetado por perturbações que ocorram no ar como: poeira; umidade e diferença de temperatura; Requer correções da refração em média a cada 200m.
Medidor de Distância EDM	Cobre uma grande distância; Rápido e muito acurado.	Acurácia influenciada pelas condições atmosféricas.
Nivelação Trigonométrica	Alcança uma grande distância; Rápido.	Acurácia influenciada pelas condições atmosféricas; Necessita de um sistema de medição do zênite muito preciso.
Métodos fotogramétricos	Pode gravar simultaneamente movimento de vários pontos.	As condições climáticas podem afetar sua utilização; A interpretação dos dados deve ser feita por pessoal técnico especializado.
Sistema por posicionamento global	Muito acurado; Pouca influência do operador nas medições.	Equipamentos envolvidos são de alto custo;
Níveis D'água	Equipamento simples e robusto, baixo custo, possui adaptabilidade à diversidade da obra	Pode ser influenciado por variações climáticas, de temperatura; Erros de leitura.

A medida de recalques de edificações é normalmente feita com níveis óticos de precisão ou medidores de nível d'água baseado no princípio de vasos comunicantes desenvolvido por Terzaghi, todavia, devido às baixas precisões que os primeiros equipamentos baseados no nível Terzaghi possuíam, seu uso foi descontinuado.

O procedimento mais usual para medição dos recalques é a nivelação de diversos pontos de referência localizados na estrutura em relação a uma referência de nível indeslocável. Na maioria das vezes estes pontos são formados por pinos metálicos engastados nos pilares, constituídos por uma parte fixada na estrutura e

uma parte móvel que pode ser rosqueada ou encaixada no momento da medição (Figura 2.15).

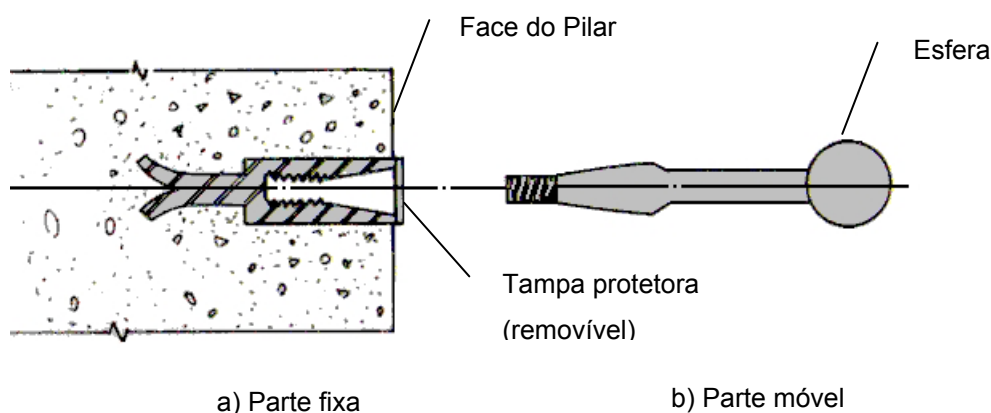


Figura 2. 15 – Detalhe do pino de leitura dos recalques (Alonso, 1991).

A referência de nível profunda ou *benchmark* é instalada de forma que sua indeslocabilidade não seja afetada, ou pela própria obra monitorada ou outro fator externo, como o rebaixamento do lençol freático, por exemplo. A Figura 2.16 ilustra um projeto de um *benchmark*.

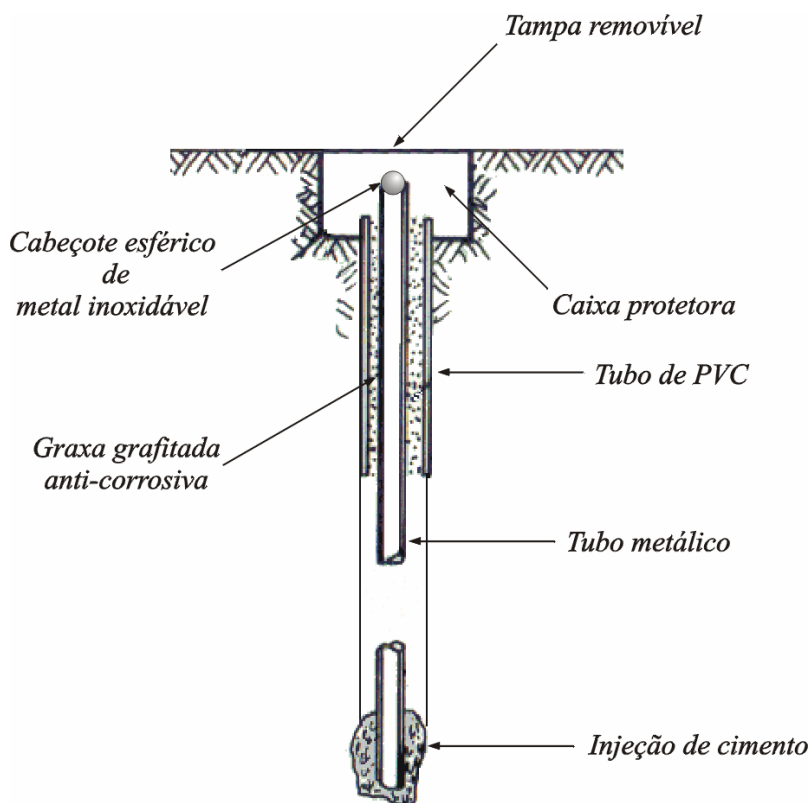
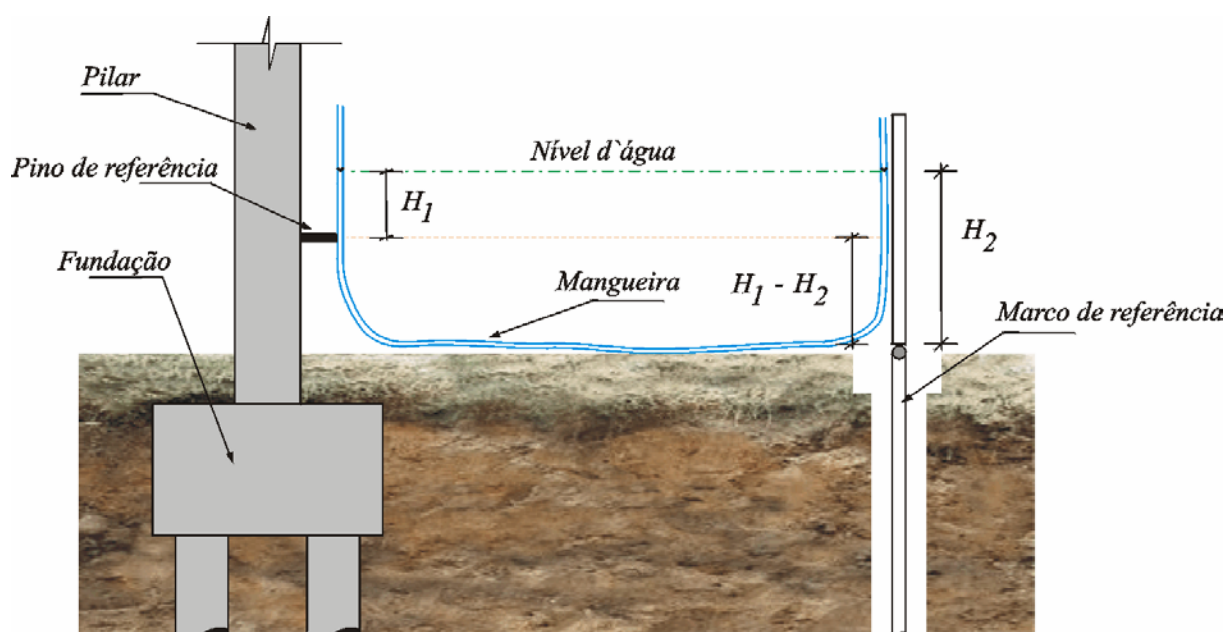


Figura 2. 16 – Referência de nível profunda (Alonso, 1991).

A referência de nível é, em geral, constituída por um tubo metálico fixado à grande profundidade por percussão ou injeção de cimento, de preferência em uma camada de solo rígida. O vazio entre o furo e a ponta fixada é preenchido com nata de cimento. No topo é fixada uma esfera metálica e externamente a este primeiro tubo é fixado um segundo tubo para evitar a transferência de carga à haste interna .

2.3 MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

São instrumentos cujo funcionamento se baseia no princípio dos vasos comunicantes, constituídos por um tubo preenchido com líquido, normalmente água, e com um sistema de medição entre o nível do líquido e o marco de referência (Figura 2.17). Eventualmente podem ser utilizados manômetros acoplados ao sistema para a medição da pressão da coluna d'água. Este tipo de medidor fornece o valor da elevação relativa entre o pilar e a referência de nível.



H_1 – Leitura efetuada sobre a referência de nível

H_2 – Altura obtida entre o nível d'água e um ponto no local de medição

Figura 2. 17 – Disposição geral da utilização de um sistema de vasos comunicantes para medição de recalques.

A elevação vertical do pilar em relação à referência de nível é determinada pela diferença entre os níveis d'água nos extremos das mangueiras. Pode-se

determinar a diferença entre os níveis d'água através da diferença de pressão da altura da coluna d'água entre o marco de referência e o ponto do nível.

Em termos gerais este sistema compõe-se de um manômetro cujo aperfeiçoamento e utilização inicia-se desde o ano 500 AC. Liebmann (1979) informa que na antiguidade a água era conduzida a grandes distâncias através de galerias subterrâneas escavadas no solo numa profundidade de até 10 m. No século VI AC. foi construída uma galeria para o transporte de água na região de Samos, que foi considerada por Heródoto como a maior obra existente até então na Grécia. O funcionamento destes sistemas hidráulicos baseia-se no teorema conhecido atualmente como a lei de Stevin sobre vasos comunicantes. Segundo este princípio, sob mesmas condições de pressão atmosférica e temperatura o nível d'água em diferentes reservatórios interligados entre si permanece o mesmo em relação à horizontal.

Na engenharia os medidores de nível d'água foram utilizados inicialmente para a medição de recalques superficiais do maciço de taludes, servindo como alternativa de utilização de extensômetros verticais. Atualmente os medidores de nível d'água são utilizados para medição de deslocamentos e recalques de maciços de barragens com capacidade de serem utilizados na medição de recalques de estruturas em concreto armado, por exemplo.

A instalação destes tipos de medidores pode ser feita normalmente sem a interrupção dos trabalhos das obras. Além disto a robustez dos medidores de nível d'água possibilita um menor potencial de danos do instrumento. Em geral, os medidores de nível d'água são sensíveis à variação da densidade da água causada pela oscilação na temperatura e pressão do ambiente; além disto, não pode existir nenhuma descontinuidade no líquido ao longo do tubo.

Na Tabela 2.4 são mostrados diversos tipos de medidores líquidos assim como uma sucinta descrição das vantagens e desvantagens de cada um.

Tabela 2. 4 – Alguns tipos de medidores de nível d'água utilizados na monitoração de obras geotécnicas (USACE, 1995).

Medidor	Vantagens	Desvantagens
Nível de mangueira	Preciso e simples; Mede diferentes pontos com o mesmo equipamento.	Necessita extremo cuidado para minimização dos erros de leitura e devido à diferença de pressão entre os extremos da mangueira.
Medidor de nível por transbordamento	A célula deve estar fixada num ponto abaixo inferior para proporcionar uma melhor posição de leitura	Suas extremidades devem estar submetidas à mesma pressão barométrica; permite a monitoração de apenas um ponto.
Medidor de nível por transbordamento com transdutor de pressão	A célula pode ser instalada num furo de sondagem	O projeto e operação do transdutor requerem uma especial atenção; existe possibilidade de corrosão do transdutor; o transdutor deve ser protegido de qualquer alteração barométrica; apenas um ponto pode ser monitorado; Requer um conhecimento muito apurado da densidade do líquido; O ponto de leitura deve ser externo à célula; o uso do mercúrio pode causar acidentes ambientais e danos à saúde do operador.
Medidor multiponto com câmaras interconectadas	Preciso e possui gravação automática	Atenção deve ser dispensada a fim de que todas as câmaras estejam na mesma elevação e sob a mesma pressão barométrica.
Medidor de nível tipo "perfil completo"	Não possui limite de pontos de dados capazes de serem monitorados; ausência de partes delicadas ou caras; pode ser utilizado consorciado a um extensômetro a fim de medir deformações verticais e horizontais; a continuidade do líquido pode ser checada através da aplicação de uma contrapressão de baixa intensidade; permite a instalação de um sistema de aquisição de dados.	A acurácia deste equipamento depende da atenção dada ao longo da fase de projeto e monitoração; Nos projetos nos quais existe ventilação na câmara do transdutor pode ocorrer corrosão; nos projetos onde não existe ventilação da câmara, devem ser verificadas as condições da estrutura da câmara em absorver as variações da pressão barométrica; o equipamento é propenso a erros para as situações de grande diferença de temperatura entre o ambiente e o líquido; o líquido utilizado deve ser deaerado.

2.3.1.1 NÍVEL DE MANGUEIRA

Dentre os diversos tipos de medidores de níveis d'água, destaque especial merecem os níveis de mangueira pela sua simplicidade.

As versões mais atuais dos níveis de mangueira são utilizadas para o acompanhamento de recalques diferenciais em edificações, onde as condições operacionais podem ser bem controladas. O nível de mangueira, também denominado de Medidor de Nível D'água Terzaghi, consiste em duas buretas conectadas em suas extremidades por um tubo preenchido com água, normalmente de 10 mm de diâmetro interno. As buretas são montadas sobre um par de pinos e as

hastes dos micrômetros são abertas até tocarem a superfície da água simultaneamente. A distância vertical entre os pinos é dada pela diferença das leituras de cada micrômetro. Para a determinação do deslocamento total utiliza-se o marco de referência para fixação de um dos extremos da mangueira. O medidor de nível d'água Terzaghi é utilizado para medir a diferença de altura em lajes, fundações, pilares, paredes e galerias localizadas no interior de barragens ou em qualquer lugar onde é necessário saber o valor do desnivelamento. Assim como todo nível d'água, o nível Terzaghi é comumente empregado na medição dos recalques diferenciais em fundações dos mais diferentes tipos de estruturas. As medições são feitas em pontos localizados na estrutura que servem de apoio ao equipamento em relação a uma referência de nível indeslocável. O fato do nível ser removível dos pontos de apoio garante a versatilidade de um único equipamento ser capaz de medir a quantidade de pontos que for necessária. Os primeiros níveis eram capazes de medir a diferença de altura entre dois pontos com uma acurácia de 0,12 mm.

A utilização deste equipamento é iniciada pela completa saturação dos cilindros com água deaerada. Após a fixação de uma extremidade na referência de nível e da outra no ponto de medição, a leitura é iniciada. Para medição da altura de cada ponto são tomadas várias leituras da distância percorrida por um micrômetro desde a extremidade até o ponto onde o micrômetro toca a água. O fato de a leitura ser interna e o micrômetro ter de tocar a água gera uma dificuldade na leitura, ocasionando a baixa acurácia e perda na precisão. Na Figura 2.18 observa-se uma das primeiras versões idealizadas (USACE, 1987).

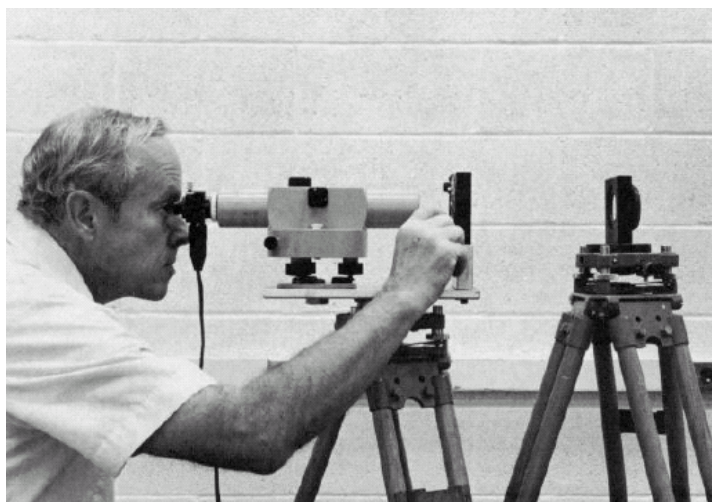


Figura 2. 18 – Nível Terzaghi (USACE, 1987)

2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Atualmente, a ausência de um conhecimento completo das propriedades físicas *in situ* de cada camada de solo que compõe um maciço de fundação, assim como sua condição de contorno, que interage com as fundações impede a previsão acurada do valor do recalque produzido por uma carga aplicada em uma estaca. Devido ao desconhecimento, que ocorre desde a fase de projeto, a realização do acompanhamento dos recalques deve ser admitido como uma prática indispensável à rotina de qualquer obra.

Em contraste ao avanço tecnológico alcançado, as metodologias desenvolvidas para avaliar corretamente a interação solo-estrutura são ainda complexas e muito difíceis de serem aplicadas de forma prática no cotidiano da engenharia. Isto dificulta a geração de dados e a ampliação do conhecimento em projetos de engenharia e/ou de pesquisas.

CAPÍTULO 3 – FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é abordada, de forma sucinta, a evolução das fundações no município de Campos dos Goytacazes. A baixa compacidade dos materiais que formam o subsolo da região urbana do município associada ao aumento das cargas transmitidas às fundações, decorrentes do aumento do porte das edificações que começaram a ser construídas no final da década de 70, atualmente todas as edificações de múltiplos andares construídas em Campos dos Goytacazes são executadas sobre fundações profundas.

Por ser a fundação que sustenta o corpo do edifício no qual foram feitas as medições de recalque e devido ao fato de sua utilização ter crescido muito nos últimos anos na região de Campos dos Goytacazes, é feita uma abordagem sobre as principais características da estaca hélice contínua.

3.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS NO MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES

Devido à baixa profundidade do lençol freático na área urbana do município de Campos, foram executadas no Séc. XIX canais de drenagem variando de 3 a 4 metros de profundidade, formando uma malha de drenagem na região. A execução dos canais fez com que ocorresse o ressecamento das camadas superficiais de argila, que se tornou suporte para fundações de prédios de pequenas cargas. À medida que o tempo passou e começaram a serem construídos prédios de maior porte no município, foi necessário utilizar fundações que alcançassem camadas de solo mais resistentes. A solução inicial adotada foram fundações profundas em estacas Franki e pré-moldadas de concreto com profundidades variadas. No entanto, devido aos problemas de crescimento urbano e à ocorrência de possíveis danos em construções vizinhas, na década de 90 as estacas hélice contínua começaram a

tomar espaço na execução de fundações de edifícios de grande porte na região urbana de Campos dos Goytacazes.

3.3 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Segundo a NBR 6122/96 (ABNT, 1996) a Estaca Hélice Contínua (*Continuous Flight Auger*) é definida como fundação profunda feita em concreto, moldado *in loco* e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado simultaneamente à sua retirada do terreno.

A execução de fundações em estacas moldadas *in loco* surgiu há mais de 85 anos na Bélgica com a utilização de estacas tipo Franki. Porém somente há pouco mais de 50 anos nos Estados Unidos é que foi utilizado o trado em hélice contínua para execução de estacas (Almeida Neto, 2002).

Os primeiros equipamentos eram capazes de executar furos com diâmetros de no máximo 400 mm e eram construídos através de uma adaptação entre um guindaste de torre e uma mesa perfuradora. A partir da década de 70 depois de ser introduzido na Alemanha é que este sistema executivo espalhou-se para o resto da Europa e Japão (Penna *et al*, 1999).

Em contraste com as primeiras perfuratrizes da década de 50, as produzidas na década de 80 agregaram um grande desenvolvimento. Este fato se deve ao início da criação de equipamentos específicos para execução deste tipo de estaca, impulsionado pela grande popularidade alcançada na Europa. Devido as suas vantagens técnicas, associadas a um menor custo de produção, gerou-se até mesmo um decréscimo na utilização das estacas cravadas.

Ao longo dos anos o processo executivo de tais estacas sofreu grandes aprimoramentos, destacando:

- aumento das potências dos equipamentos, propiciando um aumento na profundidade e no diâmetro possíveis de serem executados;
- substituição da argamassa pelo concreto;
- implementação de uma instrumentação voltada para a monitoração automática da execução (Caputo *et al*, 1997).

Largamente difundida em outros países, a estaca hélice contínua foi introduzida no Brasil em 1987, e eram utilizados equipamentos de pequeno porte, aqui mesmo produzidos. Somente a partir de 1993 é que começaram a serem importados equipamentos de maior capacidade, permitindo uma maior popularização do produto (Guimarães *et al*, 2002).

A primeira publicação técnica onde são relatadas as primeiras pesquisas sobre este tipo de estaca no Brasil ocorreu em 1989, no Rio de Janeiro, durante a realização do XII ICSMFE com a publicação “ABEF Research Foundation Engineering”, feitas no Campus da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Almeida Neto, 2002). Nesta época o processo executivo não era totalmente instrumentado e os equipamentos com torque de 35 KN.m não eram próprios para uma execução adequada, por isso a profundidade alcançada era de 15m, com furos de 425 mm de diâmetro máximo (Antunnes e Tarozzo, 1996).

3.3.1 PROCESSO EXECUTIVO

A execução de uma estaca hélice contínua transcorre ao longo de três fases: perfuração, concretagem simultânea à retirada da haste helicoidal do solo e por final a colocação da armação ou ferragem, conforme a seqüência mostrada pela Figura 3.1.

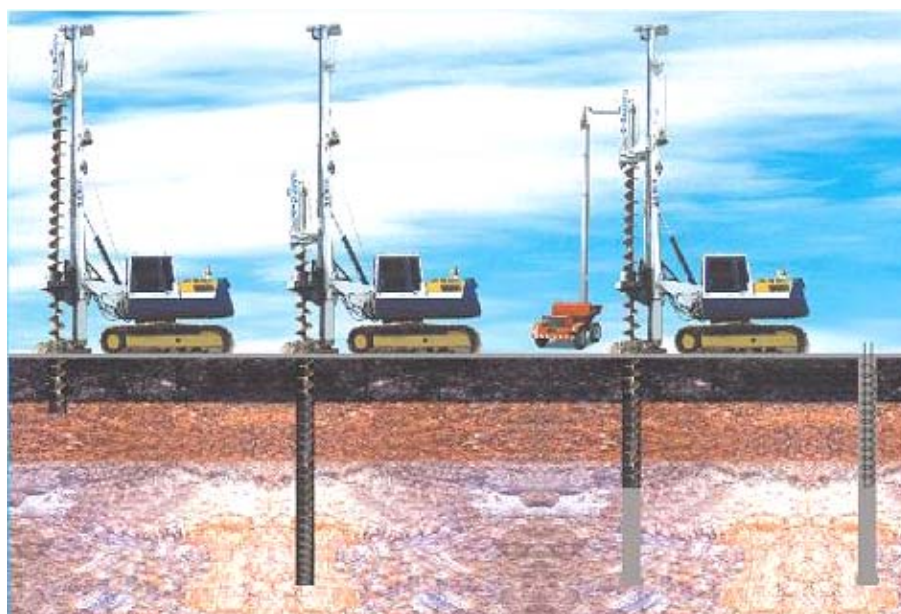


Figura 3. 1 – Aspecto geral das três principais fases executivas de uma estaca hélice contínua (site da Internet: www.pile.com).

A perfuração consiste na introdução de um trado helicoidal (Figura 3.2) por meio de rotação no terreno, através de motores hidráulicos acoplados na parte superior da hélice, com torque apropriado para vencer a resistência do solo até a cota de projeto. A haste de perfuração é formada por um tubo central envolto por uma hélice espiral, Figura 3.2. A hélice é equipada com dentes na extremidade inferior que auxiliam sua penetração no solo. Para impedir a entrada de solo neste tubo, existe na parte inferior da hélice uma tampa metálica de proteção, geralmente recuperável, que é expulsa pelo concreto no início da concretagem (Antunnes e Tarozzo, 1996). Durante a fase de perfuração (Figura 3.2) a única força vertical atuante é o peso próprio da hélice com o solo nela contido.



Figura 3. 2 – Detalhe da haste helicoidal e perfuração da estaca hélice contínua.

O concreto é impulsionado sob pressão. Esta medida tem a finalidade de garantir a integridade do fuste da estaca. Desta forma uma atenção especial deve ser dada quanto a dois requisitos (Almeida Neto, 2002):

- o solo alcançado pela ponta da hélice deve permitir que o concreto injetado forme uma bucha, fazendo com que o próprio concreto se mantenha abaixo da ponta da estaca e se evite que suba pela interface solo-estaca.
- a velocidade de retirada do trado deve ser sempre controlada, com a finalidade de obter um sobre consumo de concreto (Almeida Neto, 2002).

Assim como a perfuração, a fase de concretagem deve ser feita de forma ininterrupta, e deve ser mantida a condição de que todo solo abaixo da ponta da hélice deve ser suportado pelo concreto injetado e acima pelo solo contido entre as lâminas do trado (Almeida Neto, 2002).

O método de execução deste tipo de estaca impõe que a colocação da armadura seja feita somente no final da concretagem. Isto pode ser um fator limitante do comprimento da armadura e também impossibilitar o uso de estacas quando sujeitas a esforços de tração ou quando formam elementos de contenção. A instalação das armaduras em forma de gaiola é introduzida por gravidade (Figura 3.3).



Figura 3. 3 – Colocação da armadura por gravidade em estaca hélice contínua.

3.3.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTACAS HÉLICES CONTÍNUAS

Podem ser destacadas as principais vantagens no uso de estacas hélices (Almeida Neto, 2002):

- elevada produtividade, que gera uma redução no cronograma da obra se comparado com os outros tipos de estacas;
- ausência de vibrações e ruídos provenientes da execução;
- seu processo executivo não causa danos em fundações vizinhas pela descompressão do solo;

- a perfuração não necessita de revestimentos ou fluidos estabilizadores como a lama bentonítica para contenção do furo, graças ao fato de que o solo perfurado permanece entre as lâminas da hélice;
- adaptabilidade a diversos tipos de terreno, exceto aqueles em que ocorre a presença de pedras, matacões, e blocos de rochas;
- a concretagem é feita sob pressão, o que garante uma maior interação estaca-solo.

Desvantagens a serem citadas (Almeida Neto, 2002):

- a área de trabalho deve ser plana, de fácil movimentação e possuir resistência para circulação do maquinário;
- a alta produtividade obriga que exista uma central de concreto na região próxima ao local de execução do trabalho;
- a retirada contínua do material proveniente da escavação;
- necessita considerável experiência do operador;

Deve-se destacar que a hélice ao perfurar o solo até a profundidade de projeto desestrutura o material numa região em torno da ponta e o material não é levado à superfície completamente por conta do início da fase de concretagem. A existência de uma camada de maior deformabilidade na região da ponta da estaca resultante da metodologia executiva e o formato da hélice (Figura 3.4) fazem com que a mobilização de resistência de ponta deste tipo de estaca ocorra à custa de grandes recalques (Almeida Neto, 2002; Albuquerque, 2001). Desta maneira, Almeida Neto (2002) recomenda, reavaliar e evitar projetos em estacas hélices contínuas que trabalhem com elevadas cargas de ponta. Poulos (2005) apresenta o caso de estudo de um prédio residencial na região de Hong Kong apoiado sobre estacas escavadas que apresentou elevados recalques logo no início do processo executivo e cujos resultados podem ser verificados na Figura 3.5.

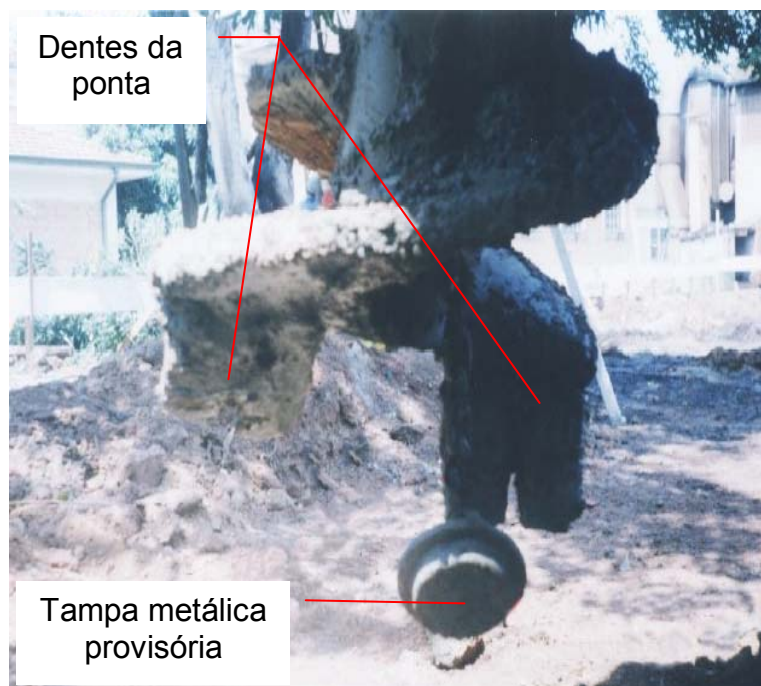
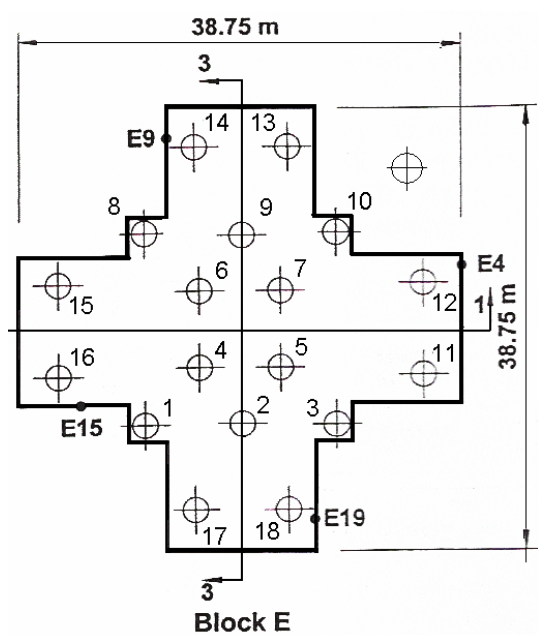
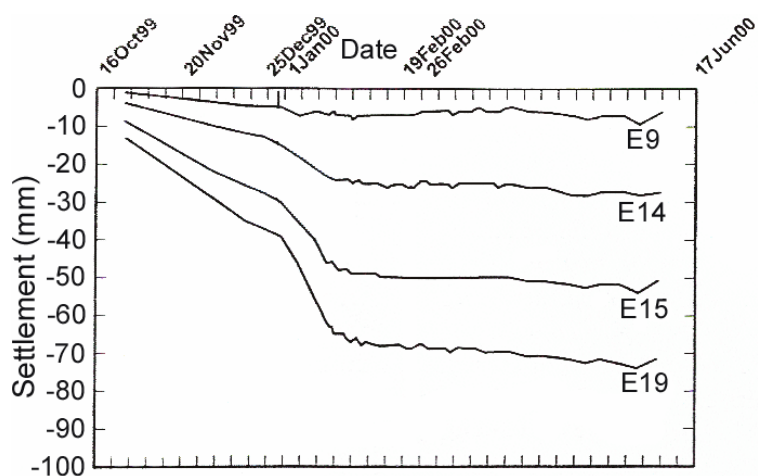


Figura 3. 4 – Detalhe da ponta da estaca hélice contínua (Almeida Neto, 2002).



a) Vista em planta das fundações do edifício estudado.



b) Evolução dos recalques em função do tempo.

Figura 3. 5 – Detalhe do prédio e resultados de recalques apresentados por Poulos (2005).

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A facilidade em alcançar camadas de solo mais resistentes sem ocasionar ruídos e vibrações nas edificações vizinhas faz da estaca hélice um tipo de fundação de enorme aplicabilidade em zonas urbanas. Devido às características técnicas inerentes à estaca hélice, já citadas, associadas às condições geológicas do subsolo da região urbana de Campos dos Goytacazes, fazem este tipo de fundação um elemento cada vez mais presente em diversas obras executadas no município de Campos dos Goytacazes.

CAPÍTULO 4 – ESTUDO DE CASO

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é apresentado o caso de estudo do qual são provenientes os dados utilizados neste trabalho. A estrutura em questão é uma edificação residencial que teve seus recalques monitorados desde a fase inicial do processo construtivo. É também descrito, de forma detalhada, o projeto e a metodologia empregada do nível Terzaghi construído para medição dos recalques. Devido à complexidade dos elementos estruturais, assim como a variabilidade do carregamento observado ao longo de cada fase construtiva, foi necessário modelar tridimensionalmente a estrutura. Para a determinação das cargas de fundações a modelagem numérica tem como objetivo auxiliar a estimativa dos valores das cargas transmitidas às fundações com e sem os efeitos de redistribuição de esforços devido à interação solo-estrutura.

4.2 CARACTERÍSTICAS DA OBRA ANALISADA

O estudo desenvolveu-se em um edifício residencial no município de Campos dos Goytacazes, RJ. A estrutura do edifício é em concreto armado convencional e, nos fechamentos, alvenaria formada de tijolos furados cerâmicos. As fundações que sustentam os pilares do corpo do edifício foram definidas em estaca hélice contínua, com profundidade média de 22 metros e diâmetros de 50 e 60cm. Para os pilares da periferia foi adotada solução em sapata a 1,5m da superfície do terreno. O edifício possui 12 pavimentos tipo mais um pavimento de garagens. A Figura 4.1 apresenta vistas externas da obra, já em adiantado processo de construção.

As figuras 4.2a e 4.2b apresentam as plantas do pilotis e do pavimento tipo, respectivamente. Na Figura 4.2a, é possível constatar dentro da região marcada os pilares do corpo do edifício que estão apoiados sobre fundações em estacas hélice e sapatas e que foram monitorados ao longo do trabalho. A Tabela 4.1 apresenta as

cargas de projeto de cada pilar que forma o corpo do edifício, assim como, o tipo de fundação ao qual se apóiam.

O subsolo da região é constituído por materiais diversos, característicos de depósitos aluviais, notando-se, freqüentemente, a presença de espessas camadas de argilas moles ou areias fofas. O subsolo onde está localizada a região metropolitana de Campos dos Goytacazes é formado por sedimentos flúvio-lacustres do quaternário (Teixeira, 2000). Estes sedimentos são compostos, basicamente, por argilas e siltes micáceos de coloração acinzentada, formando planícies de inundação. Nestes sedimentos também podem ser encontradas areias quartzosas, de coloração branca amarelada, geralmente mal graduadas, cuja granulometria varia de média a grossa (Teixeira, 2000).



a) Vista lateral (15/05/04)



b) Vista frontal (30/08/04)

Figura 4. 1– Edificação residencial utilizada como caso de estudo.

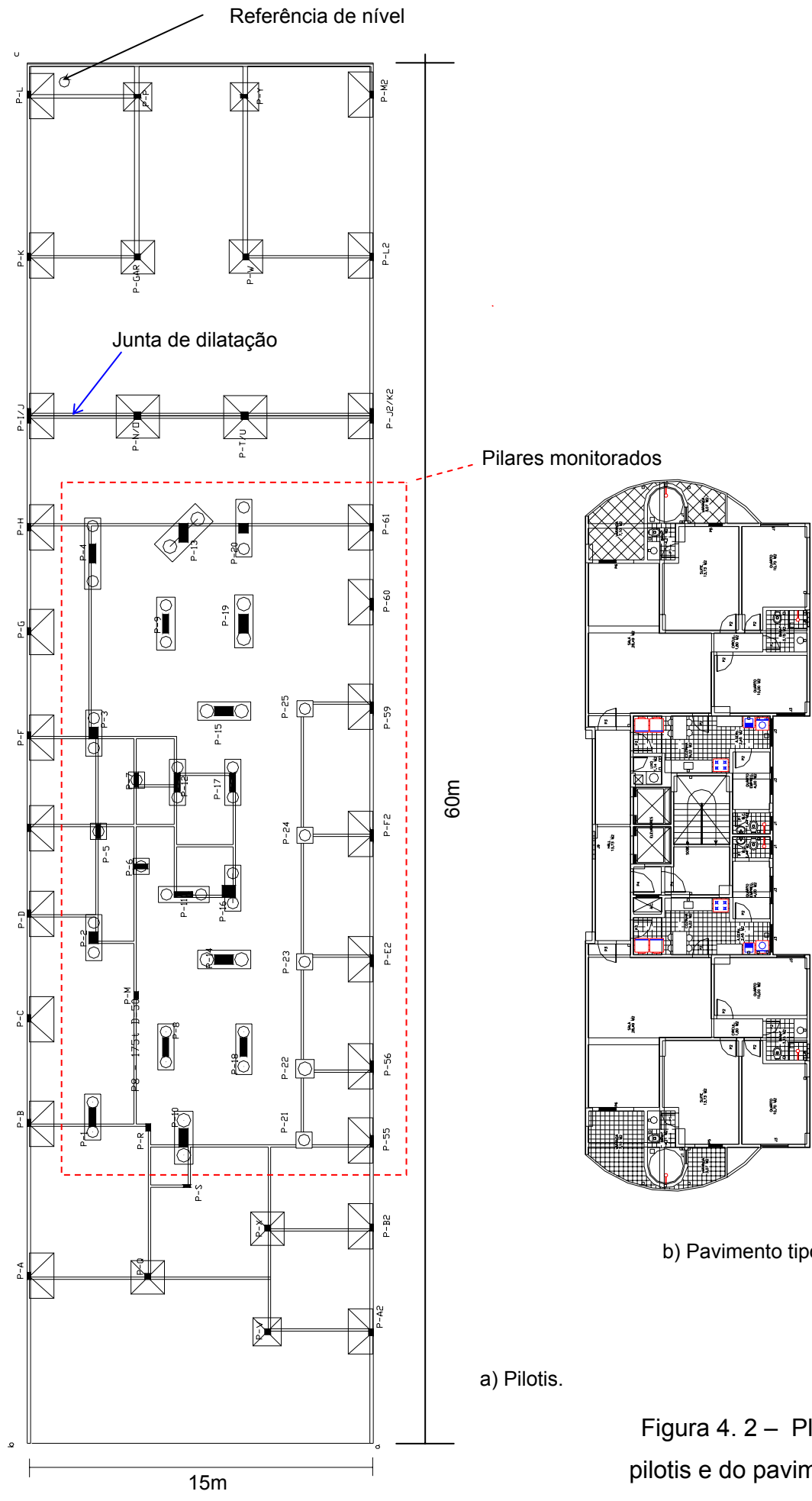


Figura 4. 2 – Plantas do pilotis e do pavimento tipo.

Tabela 4.1 – Descrição das cargas de projeto e estaqueamento de cada pilar apoiado sobre estacas hélices contínuas.

Pilares apoiados sobre estaca hélice contínua	Carga de projeto dos pilares monitorados (KN)	Tipos de fundação e quantidade de estacas em cada pilar	
		φ50cm	φ60cm
P01	2256	2	
P02	1765	2	
P03	1765	2	
P04	2256	2	
P05	1079	1	
P06	1079	1	
P07	1079	1	
P08	1716	2	
P09	1716	2	
P10	2795		2
P11	1667	2	
P12	1765	2	
P13	2795		2
P14	2648		2
P15	2648		2
P16	1667	2	
P17	1716	2	
P18	2157	2	
P19	2648		2
P20	1177	2	
P21	1079	1	
P22	1324		1
P23	1079	1	
P24	1177	1	
P25	1079	1	

A partir do perfil estratigráfico determinado de laudos de sondagem a percussão *SPT* (Figura 4.3a), foi definida a profundidade de 22 metros para o comprimento das estacas (Figura 4.3b). Nota-se que as estacas estão assentadas em camada de material resistente, no entanto, existe uma camada superficial de 8 metros de material mole ao longo do fuste das estacas.

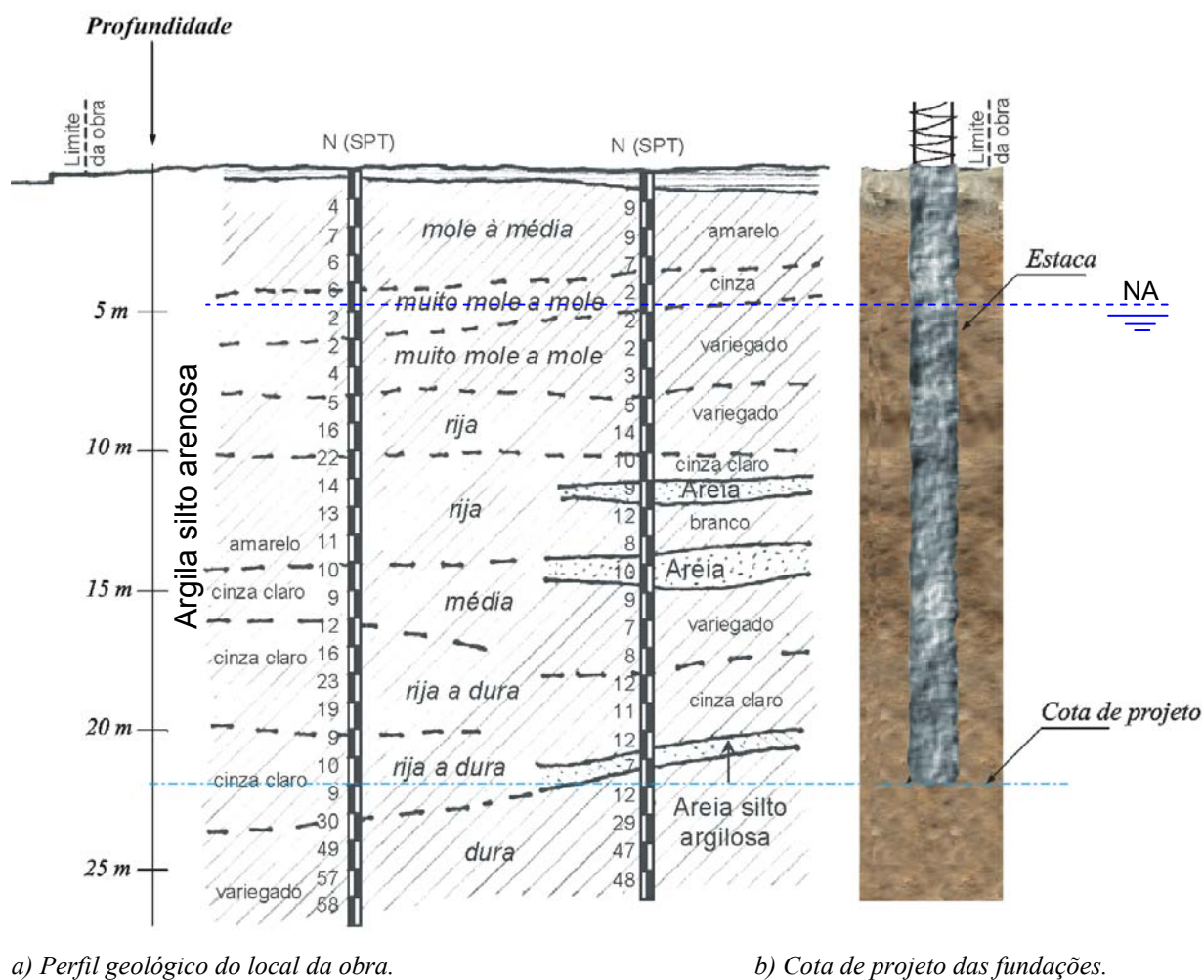


Figura 4. 3 – Perfil geológico do local da obra.

4.3 METODOLOGIA EMPREGADA PARA MONITORAÇÃO DOS RECALQUES

O controle de recalques foi feito através da medida dos deslocamentos verticais de pontos da estrutura, denominados pinos, localizados nos pilares do pilotis, em relação ao nível de referência (Figura 4.4). A implantação das buchas metálicas (Figura 4.5) nos pilares para fixação dos pinos ocorreu após a execução dos pilares do pilotis e antes da concretagem da primeira laje. Após a instalação das buchas foi realizada a primeira leitura para determinar a altura inicial dos pilares em relação à referência de nível. As leituras subseqüentes foram feitas imediatamente antes da concretagem da laje de cada pavimento. Através das figuras 4.5a e 4.5b é possível verificar o posicionamento da bucha implantada no pilar e o pino metálico rosqueável, próximo ao pé do pilar a 20cm de altura do piso acabado.



a) bucha para fixação do pino



b) pino metálico fixado à face do pilar

Figura 4. 4 – Detalhe da utilização do pino de recalque instalado em cada pilar.

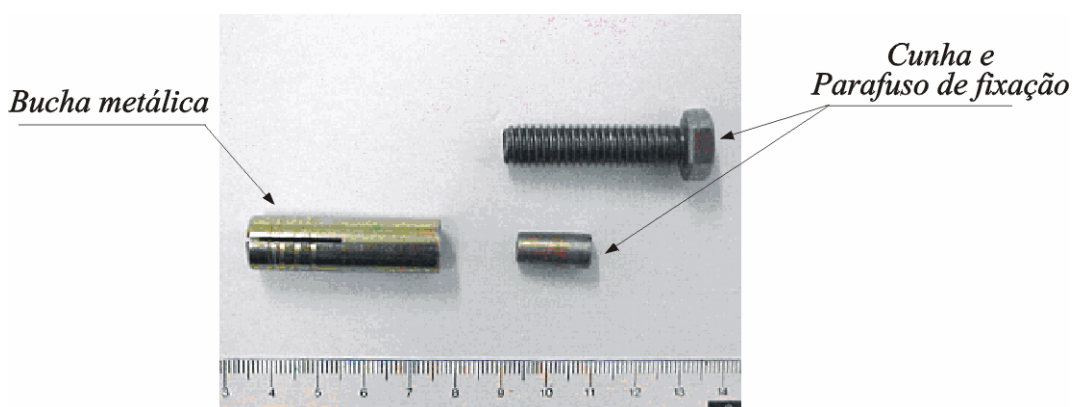


Figura 4. 5 – Bucha metálica, cunha metálica e parafuso de fixação.

A referência de nível foi instalada numa região de forma a não sofrer influência da própria obra ou outras causas que possam comprometer sua indeslocabilidade (Figura 4.2). Através das figuras 4.6, 4.7 e 4.8 é possível verificar o detalhe de projeto e o aspecto final da referência de nível após execução, respectivamente. A barra de aço de 16mm, que compõe a referência de nível, foi cravada em solo de rijo a duro até o impenetrável à percussão através de uma marreta de 5 kilos. A medição dos deslocamentos foi feita através de um par de níveis, com sensibilidade igual a $\pm 0,01mm$, projetados e aperfeiçoados de modo a suprirem as necessidades e dificuldades específicas do caso de estudo. O nível foi construído a partir do modelo de Terzaghi, fundamentado na teoria de vasos comunicantes.

Vale ressaltar que o nível Terzaghi tradicional apresenta pouca precisão principalmente quando ocorrem vibrações e variações de temperatura durante as leituras (Alonso, 1998). Segundo USACE (1987) o nível Terzaghi tradicional possui precisão de 0,005 polegadas (0,127 mm). No entanto, calibrações sob condições controladas de temperatura mostraram que as medições feitas pelo aparelho desenvolvido mostram um erro padrão da ordem de 0,07 mm, com uma acurácia de 0,26 mm. Dentre os fatores que mais afetam a acurácia destaca-se o operador que faz as leituras. Neste sentido, as leituras foram feitas pelo mesmo operador para garantir a mesma acurácia.

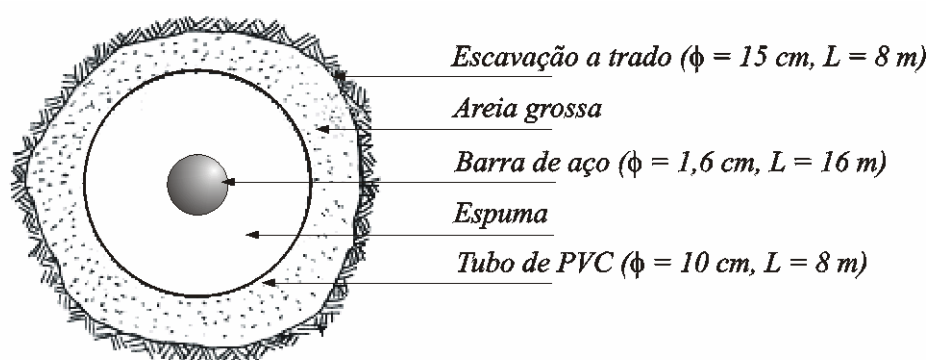


Figura 4. 6 – Detalhe do projeto da referência de nível.



Figura 4. 7 – Detalhe da referência de nível utilizada no caso em estudo.

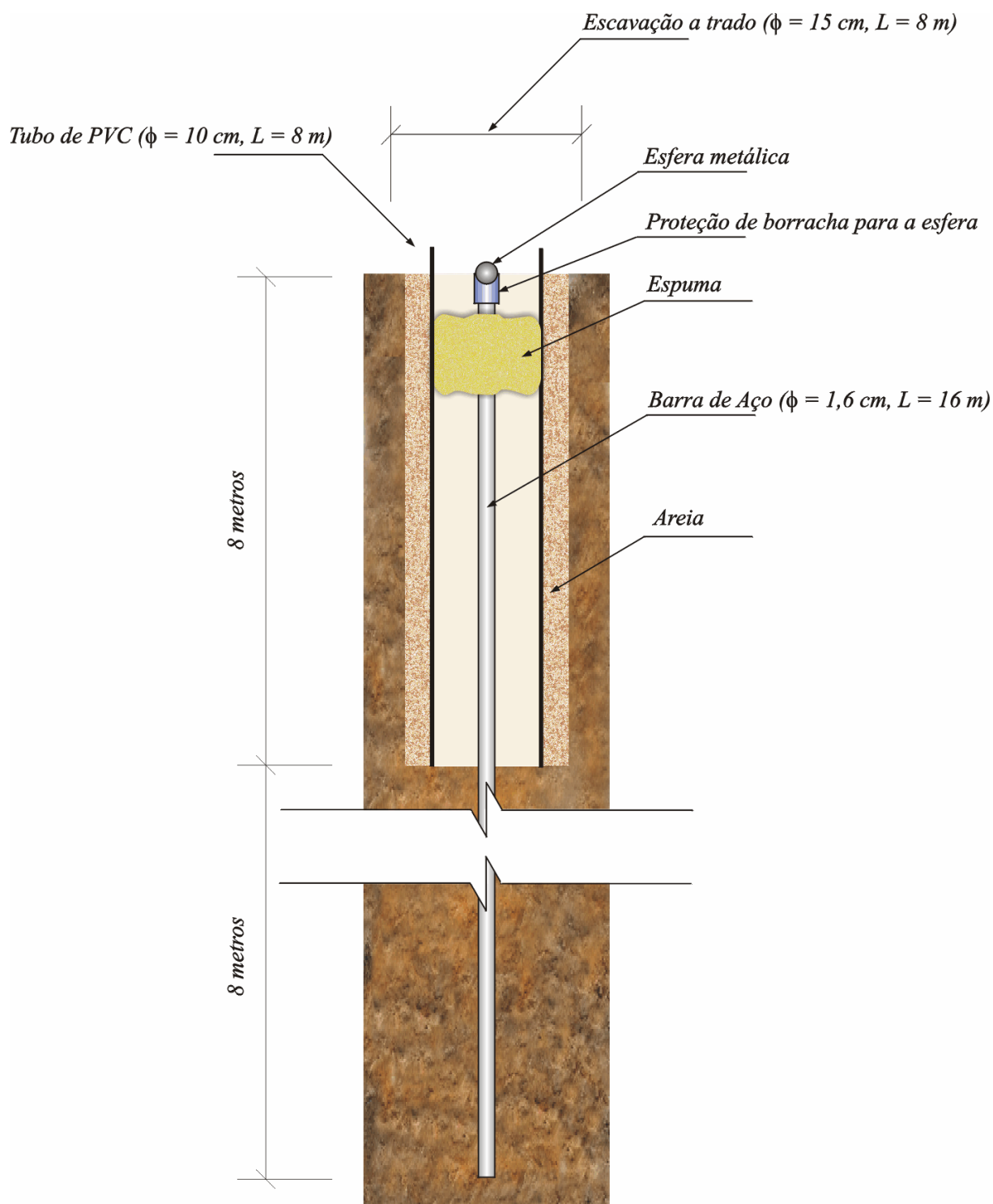


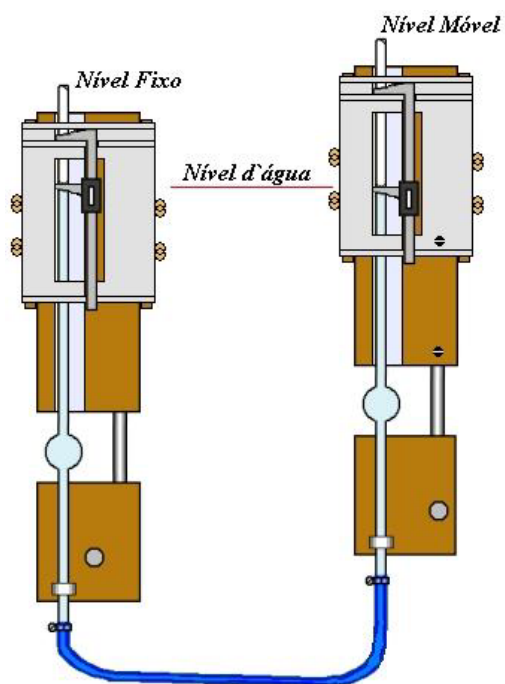
Figura 4. 8 –Detalhe em perfil da referência de nível utilizada.

O equipamento utilizado para a medida dos recalques é apresentado na Figura 4.9. O equipamento se constitui basicamente de uma mangueira com extremidades conectadas a dois tubos de vidro transparentes e de mesmas dimensões. O conjunto é então preenchido com água destilada e deaerada até que o nível d'água alcance aproximadamente a altura média dos dois tubos e dentro da

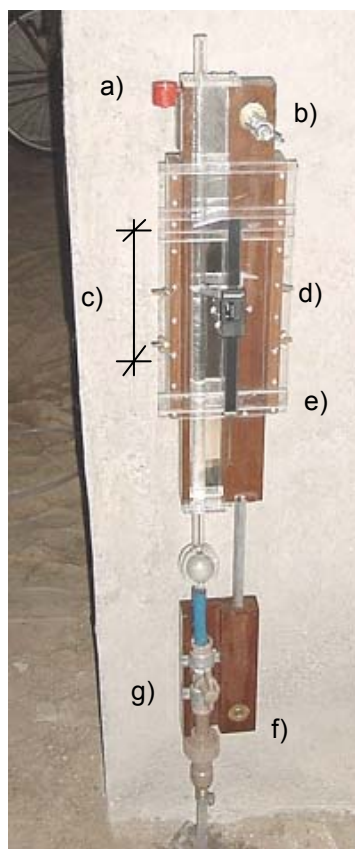
faixa de leitura do equipamento. Os dois tubos de vidro foram fixados em bases rígidas que possuem um suporte para um paquímetro digital com sensibilidade igual a $\pm 0,01mm$. O paquímetro locado na frente de cada tubo mede a distância do menisco até um ponto fixo na base rígida. A partir do completo conhecimento da geometria de cada conjunto, consegue-se, através da leitura de cada paquímetro, definir com acurácia a diferença de altura entre os centros de apoio de cada pino em relação ao *benchmark*. As bases rígidas possuem, também, na extremidade inferior, um ponto de apoio para o pino rígido que serve de referência para a medição dos recalques (Figura 4.4). A verticalidade dos equipamentos é ajustada manualmente com o auxílio de um nível de bolha e mantida através de um parafuso de reação. Prevendo sua utilização em locais onde os recalques diferenciais extrapolem o ajuste inicial do equipamento e em situações de mau posicionamento do pino no pilar fazendo com que não seja possível obter a altura do menisco dentro da faixa de leitura do paquímetro, foi projetada em cada medidor uma estrutura móvel. Desta maneira é permitido ajustar o equipamento para nova posição de leitura capaz de medir o menisco do líquido.

A verticalidade do equipamento sobre o marco de referência é mantida com o auxílio de uma haste metálica e de um tripé ajustável (Figura 4.10a), enquanto que no pilar é utilizado o pino metálico rosqueável (Figura 4.10b).

Através de calibração no laboratório foi determinado um tempo mínimo de 60 segundos para a equalização dos meniscos. Após equalização, fecha-se o registro localizado na parte inferior da base rígida e realizam-se 10 leituras do nível do menisco no paquímetro. Na Tabela 4.2 são apresentadas as datas de cada medição efetuada, o tempo entre medidas, assim como a etapa e a condição de carregamento da estrutura.



a) Projeto do equipamento



b) Equipamento finalizado

- a) *Nível de bolha;*
- b) *Parafuso de reação;*
- c) *Faixa de leitura efetiva do equipamento;*
- d) *Paquímetro e seu respectivo suporte;*
- e) *Estrutura móvel do medidor;*
- f) *Furo de apoio do pino e ponto de referência para o cálculo do recalque;*
- g) *Registro de segurança.*

Figura 4. 9 – Detalhamento do Nível Terzaghi desenvolvido.



a) Sobre a referência de nível



b) No pilar da estrutura

Figura 4. 10 – Utilização do Nível Terzaghi.

Tabela 4.2 – Datas dos acompanhamentos dos recalques e condição geral de carregamento da estrutura.

	Data	Número da medição dos recalques	Dias transcorridos desde o início da monitoração	Condição de carregamento da estrutura
Etapas do processo construtivo modeladas numericamente	21/07/2003	Zero *	Zero	Pilares do pilotis concretados.
	21/08/2003	1	30	1ª laje + pilares da 2ª laje.
	16/09/2003	2	55	2ª laje + pilares da 3ª laje.
	02/10/2003	3	71	3ª laje + pilares da 4ª laje.
	17/10/2003	4	86	4ª laje + pilares da 5ª laje.
	24/11/2003	5	123	5ª laje + pilares da 6ª laje.
	18/12/2003	6	147	6ª laje + pilares da 7ª laje.
	15/01/2004	7	174	7ª laje + pilares da 8ª laje.
	11/03/2004	8	230	9ª laje + pilares da 10ª laje.
	13/04/2004	9	262	10ª laje + pilares da 11ª laje
	15/05/2004	10	294	11ª laje + pilares da 12ª laje
	11/06/2004	11	320	12ª laje + pilares da 13ª laje

* Nesta primeira medição foram obtidas as alturas de referência dos pinos localizados em cada pilar em relação à referência de nível (*benchmark*). Desta forma não caracteriza-se como uma medição de recalque.

4.4 MODELAGEM TRIDIMENSIONAL DA ESTRUTURA

A estrutura foi discretizada em elementos finitos, definindo um modelo tridimensional através de um sistema de três eixos perpendiculares (x,y e z). As vigas e os pilares foram discretizados como elementos de barra enquanto que as lajes e as alvenarias foram definidas como elementos de casca. Os elementos de casca, lajes e alvenarias, foram ligados em toda sua extensão aos elementos de barra, vigas e paredes, simulando, desta forma, a rigidez existente na estrutura em estudo. As características estruturais, assim como as dimensões de todos os elementos inseridos no modelo, seguiram criteriosamente as medidas definidas pelo projeto estrutural do edifício estudado. A Tabela 4.3 apresenta os valores utilizados nas propriedades dos materiais que compõem os modelos numéricos utilizados neste trabalho.

Tabela 4.3 – Propriedades dos materiais utilizados nos modelos numéricos.

Material	Módulo de elasticidade (kN/cm ²)	Coefficiente de Poisson
Concreto	648	0.2
Alvenaria	2.480	0.1

A elaboração de cada modelo numérico buscou simular a condição de carregamento condizente a cada etapa verificada durante as medições dos recalques. Através da seqüência de figuras 4.11a a 4.11i é possível verificar todos os modelos numéricos utilizados para simular a evolução executiva e o carregamento do caso em estudo. Ressalta-se a presença da alvenaria, a partir da sexta medição, Figura 4.11g, nos primeiros pavimentos da estrutura.

Com o intuito de avaliar a influência da interação solo-estrutura sobre a redistribuição de cargas transmitidas às fundações foram consideradas para cada modelo numérico duas condições de apoio. Na primeira condição os apoios da estrutura foram admitidos verticalmente indeslocáveis ao longo de todo o processo executivo. Esta medida tem a finalidade de obter o carregamento transmitido às fundações através de um modelo de maior praticidade e simplicidade. Na segunda hipótese, os recalques medidos em cada fase construtiva são impostos nos apoios, simulando os efeitos da interação solo-estrutura em termos de deslocamentos.

Devido ao tempo disponível para o desenvolvimento da pesquisa e em função do cronograma executivo da obra, foram criados modelos numéricos que denotam o comportamento da estrutura somente para as oito primeiras leituras de recalques, totalizando oito lajes construídas. Basicamente, foram gerados nove modelos tridimensionais (figuras 4.11a a 4.11i), um relativo à primeira medição de referência e as oito primeiras medições de recalque, cada uma das medições tendo sido submetida a duas condições de apoio. Os resultados provenientes da simulação com a imposição dos recalques em cada apoio servem como uma estimação do real comportamento da estrutura.

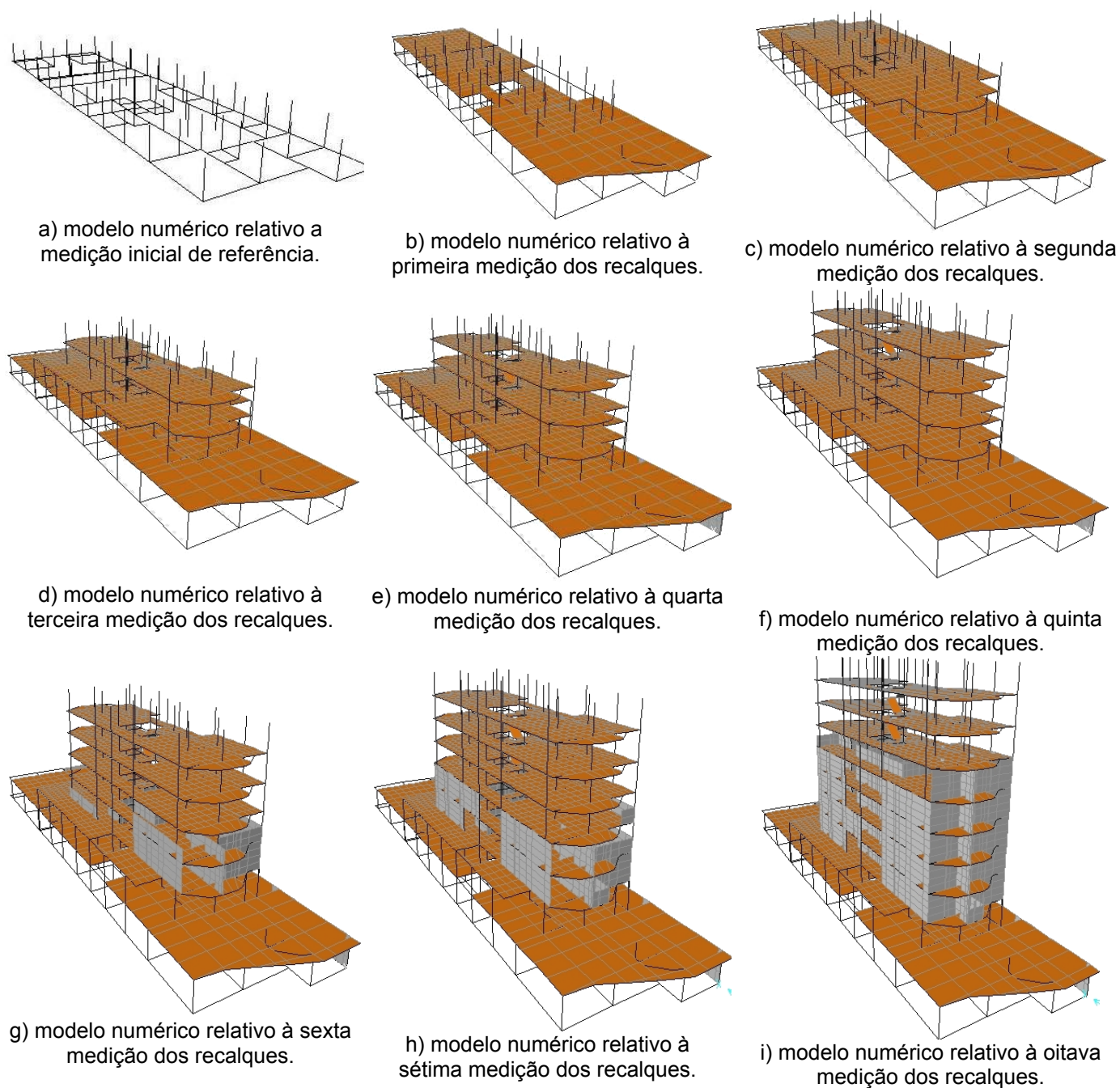


Figura 4. 11 –Modelos tridimensionais do caso de estudo utilizados para simular a condição de carregamento em cada fase do processo executivo.

4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O maciço de fundação da obra em estudo é característico da região urbana do município de Campos dos Goytacazes, apresentando camadas de solo de materiais e consistências das mais diversas, contudo, possuindo em comum o fato de existir uma camada de argila mole de espessura variável.

A estaca hélice contínua, fundação definida para o caso de estudo, é a nova tendência em execução de fundações profundas no município, em substituição as estacas pré-moldadas e às do tipo Franki, devido basicamente à diminuição do tempo de execução como também a eliminação das inconvenientes vibrações que as estacas cravadas e Franki causavam durante o processo executivo.

Apesar de existirem diferentes metodologias para a análise da interação solo-estrutura, o estudo do comportamento do conjunto através da imposição de recalques medidos mostra-se como uma das mais eficientes. Primeiro por tratar-se de uma forma de aferição do comportamento estrutural mediante as deformações do solo, e segundo como alternativa de análise do comportamento do solo em relação ao carregamento imposto pela estrutura. Por serem necessários vários meses para o término de uma obra deste porte é possível que os acompanhamentos dos recalques aliados à simulação numérica sejam capazes de produzir resultados mais fiéis do que seria uma prova de carga lenta nas fundações.

O nível Terzaghi desenvolvido apresenta-se como um equipamento eficiente no acompanhamento de recalques de estruturas de concreto armado. Sua versatilidade aliada à simplicidade de manuseio favorece a diminuição dos custos de acompanhamento, uma vez que não se requer mão-de-obra especializada e ao fato de não ocorrerem interrupções no andamento da obra devido ao processo de medição.

A evolução da obra ocorreu a uma velocidade média de um pavimento executado a cada 25 dias, propiciando uma evolução do carregamento crescente em função do tempo de obra. Aos 147 dias de construção, simultaneamente à execução dos pavimentos observa-se um acréscimo de carregamento extra, devido à inserção das alvenarias nos pavimentos inferiores da estrutura.

Através da comparação dos resultados gerados por cada modelo torna-se possível a avaliação da influência da interação solo-estrutura sobre o comportamento global da edificação. Uma abordagem semelhante a esta foi feita por Gonçalves (2004), em um estudo sobre a influência dos recalques das fundações sobre a redistribuição de esforços nos pilares de um edifício. Como resultado foram constatadas diferenças significativas nos valores das cargas de projeto dos pilares em relação ao estimado com o modelo discretizado em elementos finitos e sob a influência dos recalques.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta e analisa os resultados provenientes da simulação numérica e os dados de recalques medidos no caso de estudo. São apresentados inicialmente os recalques absolutos resultantes de todas as medições efetuadas. Posteriormente, são apresentadas as velocidades de recalques, a distorção angular máxima e a variação dos recalques em função da carga para as condições de apoios indesejados e sob a influência dos recalques medidos, referentes às monitorações que foram utilizadas para a realização da modelagem tridimensional do edifício. Ao final do capítulo é apresentada uma análise da interação solo-estrutura ao longo do processo executivo da edificação.

5.2 RECALQUE EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CONSTRUÇÃO E SEUS ACRÉSCIMOS ENTRE AS MEDIÇÕES

A Tabela 5.1 fornece os valores dos recalques medidos de todas as medições efetuadas. A primeira medição foi realizada para obtenção da elevação inicial dos pinos localizados em cada pilar do corpo do edifício em relação ao marco de referência. Para análise da evolução dos recalques considerou-se a cota inicial dos pilares iguais a zero (Tabela 5.1). Dos resultados das medições verifica-se um crescimento dos recalques absolutos medidos em cada pilar com o tempo de construção. As figuras 5.1 a 5.4 apresentam a evolução dos recalques em função do tempo de todos os pilares monitorados, os resultados foram agrupados conforme os diâmetros. Nestas figuras são apresentados os resultados experimentais de cada pilar e as curvas de tendência ajustadas manualmente para cada conjunto de resultados. Constata-se a existência de um comportamento similar em todos os pilares monitorados. Apesar dos recalques absolutos serem crescentes, nota-se que existem acréscimos de recalques cada vez menores com o tempo de construção. Geometricamente, constata-se duas inclinações preferenciais na variação do

recalque com o tempo. A primeira, é onde se verificam os maiores acréscimos de recalque.

Tabela 5. 1 – Evolução dos recalques absolutos ao longo das medições efetuadas.

		Recalques Absolutos (mm)											
Lajes	0	1	2	3	4	5	6	7	9	10	11	12	
Dias	0	30	55	71	86	123	147	174	230	262	294	320	
Medições Pilares	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	0,00	1,18	14,75	20,08	23,40	24,19	26,19	26,71	28,4	36,9	31,45	29,50	
2	0,00	3,29	14,22	21,05	23,86	24,72	26,15	27,96	31,8	38,4	32,89	30,68	
3	0,00	1,57	13,11	19,91	22,57	22,20	27,07	27,22	35,4	37,7	33,76	30,46	
4	0,00	2,28	16,39	18,50	25,64	26,05	29,63	29,46	22,6	29,6	34,24	32,40	
5	0,00	2,43	13,36	20,88	23,46	23,28	25,57	26,62	31,3	37,4	32,69	31,02	
6	0,00	3,95	14,10	20,99	24,05	24,00	28,53	28,13	36,8	39,6	33,46	31,76	
7	0,00	5,75	14,48	21,70	24,41	24,21	30,06	28,61	37,3	40,7	34,55	32,85	
8	0,00	3,03	13,65	20,15	23,16	23,88	25,17	26,29	30,5	36,5	33,59	30,00	
9	0,00	2,09	12,68	18,82	23,37	24,70	28,86	27,17	32,2	28,3	33,93	31,45	
10	0,00	2,07	12,56	18,43	22,41	23,02	27,14	25,60	30,2	36,6	31,40	29,82	
11	0,00	3,58	15,57	22,54	24,41	25,73	27,90	28,48	33,2	40,5	34,84	31,97	
12	0,00	3,00	14,96	21,69	24,44	25,26	30,47	28,90	37,4	39,6	35,59	32,47	
13	0,00	2,87	5,76	19,41	3,86	25,80	24,95	27,20	20,9	30,1	35,34	33,41	
14	0,00	3,34	13,67	20,16	23,33	26,32	26,53	27,23	31,4	38,9	33,83	33,45	
15	0,00	2,05	5,78	22,05	24,11	23,93	30,00	28,55	37,2	39,3	35,16	32,26	
16	0,00	3,42	13,05	20,22	22,01	23,65	25,07	26,22	34,7	37,8	33,78	30,38	
17	0,00	4,92	15,15	22,95	25,08	25,37	29,35	29,24	37,4	40,4	35,08	32,42	
18	0,00	7,03	17,25	24,47	27,76	28,06	31,26	30,86	36,6	42,8	37,13	35,81	
19	0,00	2,84	13,99	19,63	24,34	25,76	28,76	28,04	21,0	29,3	34,30	32,50	
20	0,00	3,27	13,96	22,27	23,67	23,96	25,56	26,71	20,5	39,3	33,30	32,32	
21	0,00	5,23	15,37	22,61	24,47	25,47	28,26	28,09	31,6	39,6	34,11	32,60	
22	0,00	3,30	16,80	20,21	26,40	24,40	29,79	28,70	34,6	42,3	36,73	34,59	
23	0,00	1,47	12,40	20,25	22,62	23,59	27,91	25,18	28,9	37,1	31,39	30,12	
24	0,00	2,15	13,72	20,28	23,69	23,79	27,01	27,64	36,2	38,6	32,38	30,66	
25	0,00	2,20	13,26	20,93	23,25	23,40	26,02	25,95	35,4	29,0	33,80	30,08	
55	0,00	6,55	16,89	24,89	27,64	29,16	32,72	31,36	36,0	42,5	37,46	38,22	
56	0,00	4,01	13,37	20,98	23,78	24,24	28,40	26,71	30,9	38,2	32,14	31,39	
59	0,00	2,26	5,53	21,46	24,10	24,62	31,87	28,86	38,1	40,3	35,07	33,39	
60	0,00	4,95	8,82	21,53	26,18	25,68	33,58	31,23	25,4	33,1	33,16	36,91	
61	0,00	3,42	16,57	22,36	26,91	26,36	30,18	30,32	33,7	33,2	39,48	37,09	

A fase inicial, marcada pela presença de grandes recalques, fornece uma indicação de que a mobilização da resistência não ocorreu efetivamente ao longo de todo o elemento de fundação das estacas. No entanto, como indicado por Almeida Neto (2002), a metodologia executiva e o formato da ponta da hélice do trado helicoidal, favorecem que a mobilização de resistência de ponta das estacas hélice contínua ocorra à custa de grandes recalques.

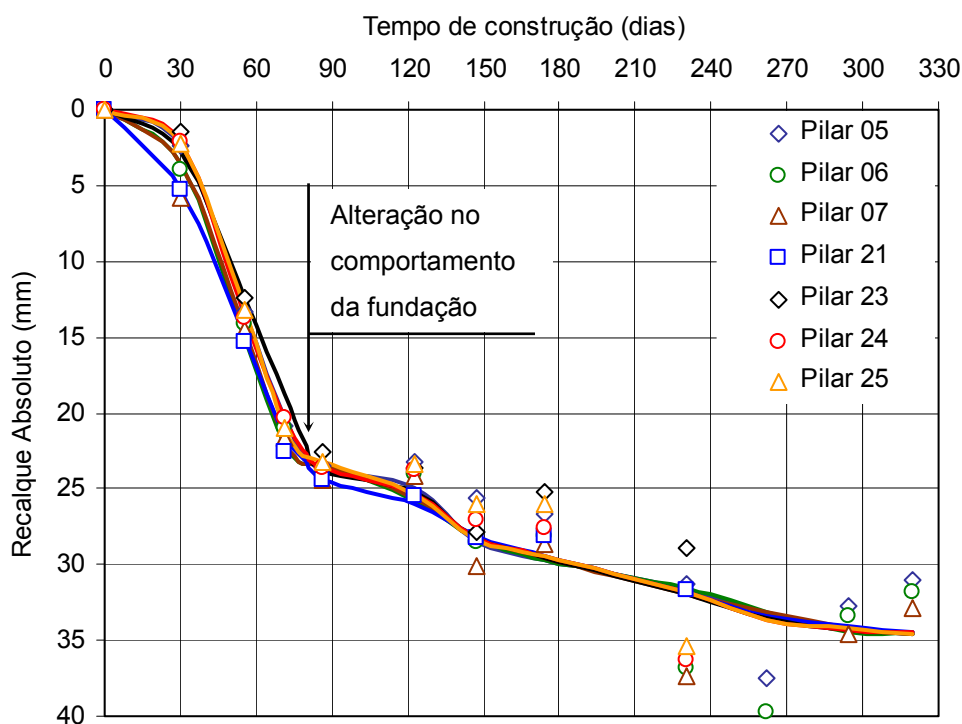


Figura 5. 1– Curva recalque *vs.* tempo de construção dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua com diâmetro nominal igual a 50cm.

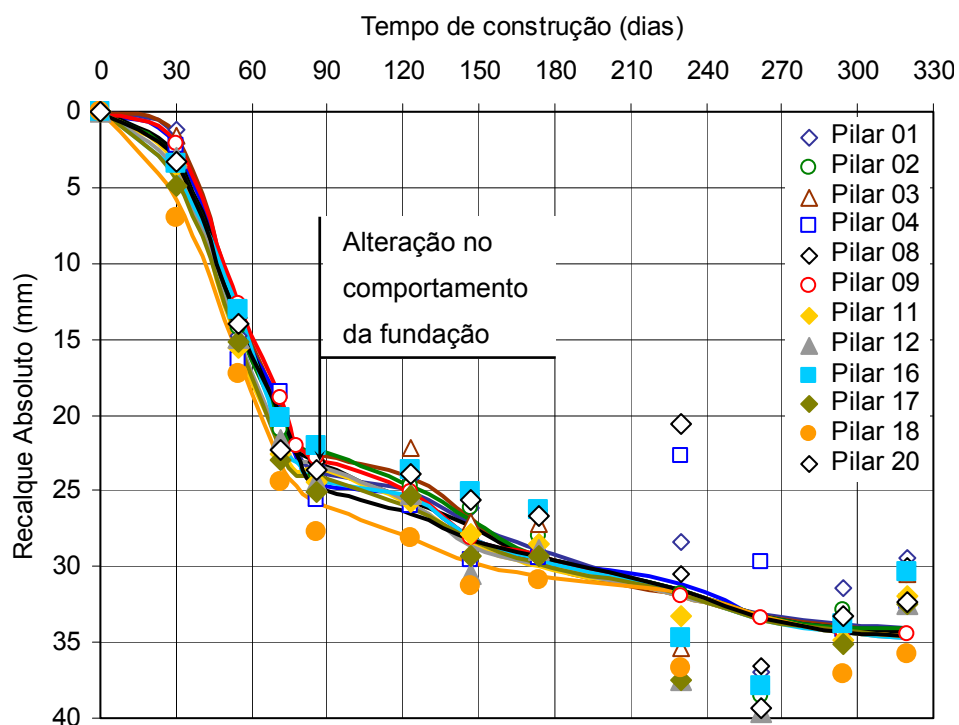


Figura 5. 2 – Curva recalque *vs.* tempo de construção dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice contínua com diâmetro nominal igual a 50cm.

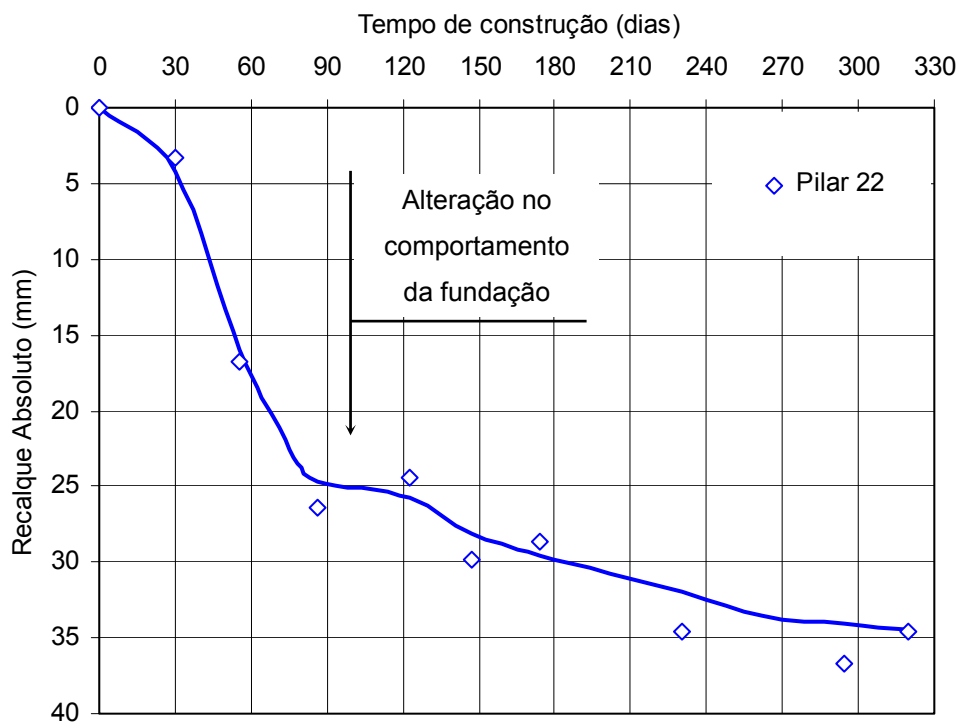


Figura 5.3 – Curva recalque *vs.* tempo de construção dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua com diâmetro nominal igual a 60cm.

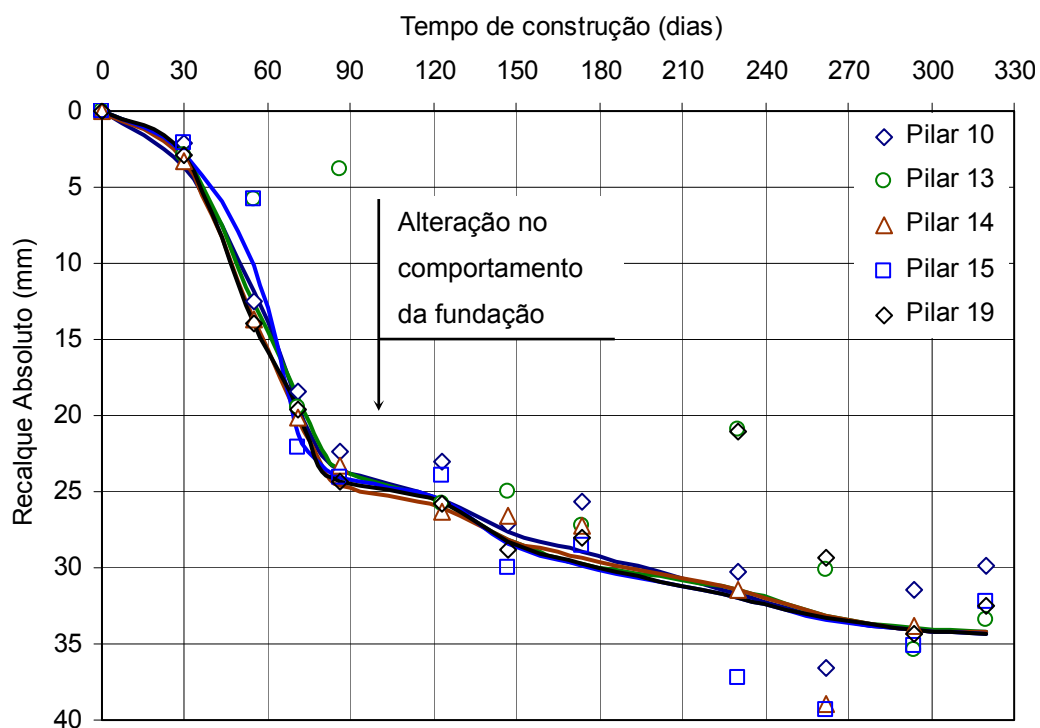


Figura 5.4 – Curva recalque *vs.* tempo de construção dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice contínua com diâmetro nominal igual a 60cm.

Verifica-se em todas as curvas recalques *vs.* tempo de construção que o comportamento das fundações foram semelhantes. Inicialmente apresentando uma fase do processo construtivo marcada pela presença de recalques elevados, indicando uma participação solitária do fuste das estacas no processo de absorção do carregamento proveniente da superestrutura. E uma segunda fase, verificada após os 91 dias de construção, onde se observa a presença de menores taxas de recalques entre as medições. Esta alteração no comportamento das fundações profundas surge provavelmente devido ao início de uma maior participação da ponta das estacas na absorção dos esforços.

Na Figura 5.5 é apresentada a evolução dos recalques em função do tempo de monitoramento de um grupo de pilares apoiados sobre fundações superficiais de divisa. Em termos de recalques, constata-se que o comportamento das fundações superficiais foi semelhante ao verificado nas fundações profundas em estacas hélices. A similaridade do comportamento entre as fundações profundas e superficiais justifica-se devido à influência de fatores provenientes da interação solo-estrutura e da rigidez característica do edifício estudado. Este comportamento sugere que, em um dado momento do processo executivo, o recalque das fundações superficiais foi possivelmente imposto pelas fundações profundas que sustentam a maior parte das cargas da estrutura.

Destaca-se que, de todas as dificuldades encontradas na elaboração da modelagem numérica, a mais evidente foi a ausência de resultados de recalques de todos os pilares que compunham a periferia a obra. Os pilares que não possuíram monitoração foram executados sobre sapatas. Inicialmente vislumbrou-se a possibilidade de estimar o valor de seus recalques por processos convencionais de cálculo. Porém, os resultados iniciais de cálculo não compatibilizaram com os recalques calculados e os medidos em um grupo de três pilares também executados em sapatas. Desta maneira, a solução adotada para estimar os recalques dos pilares que não foram monitorados foi a utilização da curva carga *vs.* recalque, sob a condição de apoios indeslocados, dos pilares de maior similaridade de esforços e que foram monitorados. Desta forma, foi obtido um valor de recalque inicial de para todos os pilares não-monitorados. A partir desta etapa, os dados de recalque de todos os pilares monitorados e os estimados são inseridos no modelo numérico e o carregamento de toda a estrutura foi então calculada. Nesta primeira simulação, são obtidos valores de carga para todo os pilares que compõem a obra. Analisando os

resultados dos esforços, buscou-se corrigir os valores de recalques estimados que geraram resultados incompatíveis em relação aos calculados para os pilares vizinhos. Os valores de recalques reajustados dos pilares não-monitorados são novamente inseridos no modelo numérico junto com os dos pilares monitorados para uma nova sequência de cálculo. O término do processo iterativo de estimação de recalques e obtenção de carregamentos ocorreu no momento em que os resultados de carga e de recalque de toda simulação fossem condizentes com os verificados para os pilares monitorados.

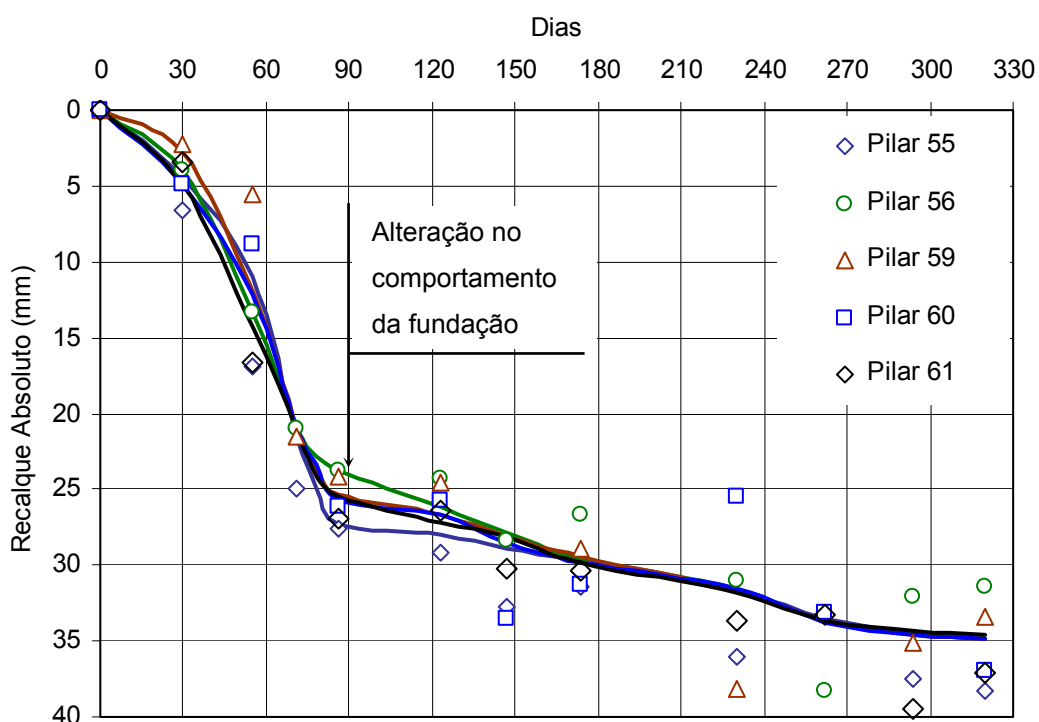


Figura 5. 5 – Curva recalque *vs.* tempo de construção dos pilares apoiados sobre sapatas de divisa.

A Figura 5.6 ilustra a evolução dos acréscimos de recalques, verificada em cada uma das oito primeiras medições, ao longo de todos os pontos da fundação do corpo do edifício.

A homogeneização dos acréscimos de recalque à medida que a obra evolui pode ser verificado através do coeficiente de variação dos recalques CV total da obra e das fundações em sapatas ou estacas hélice durante a construção do edifício (Figura 5.7). Destaca-se que a diminuição do valor do coeficiente de variação dos recalques CV é uma consequência do enrijecimento da estrutura (Gusmão, 1994).

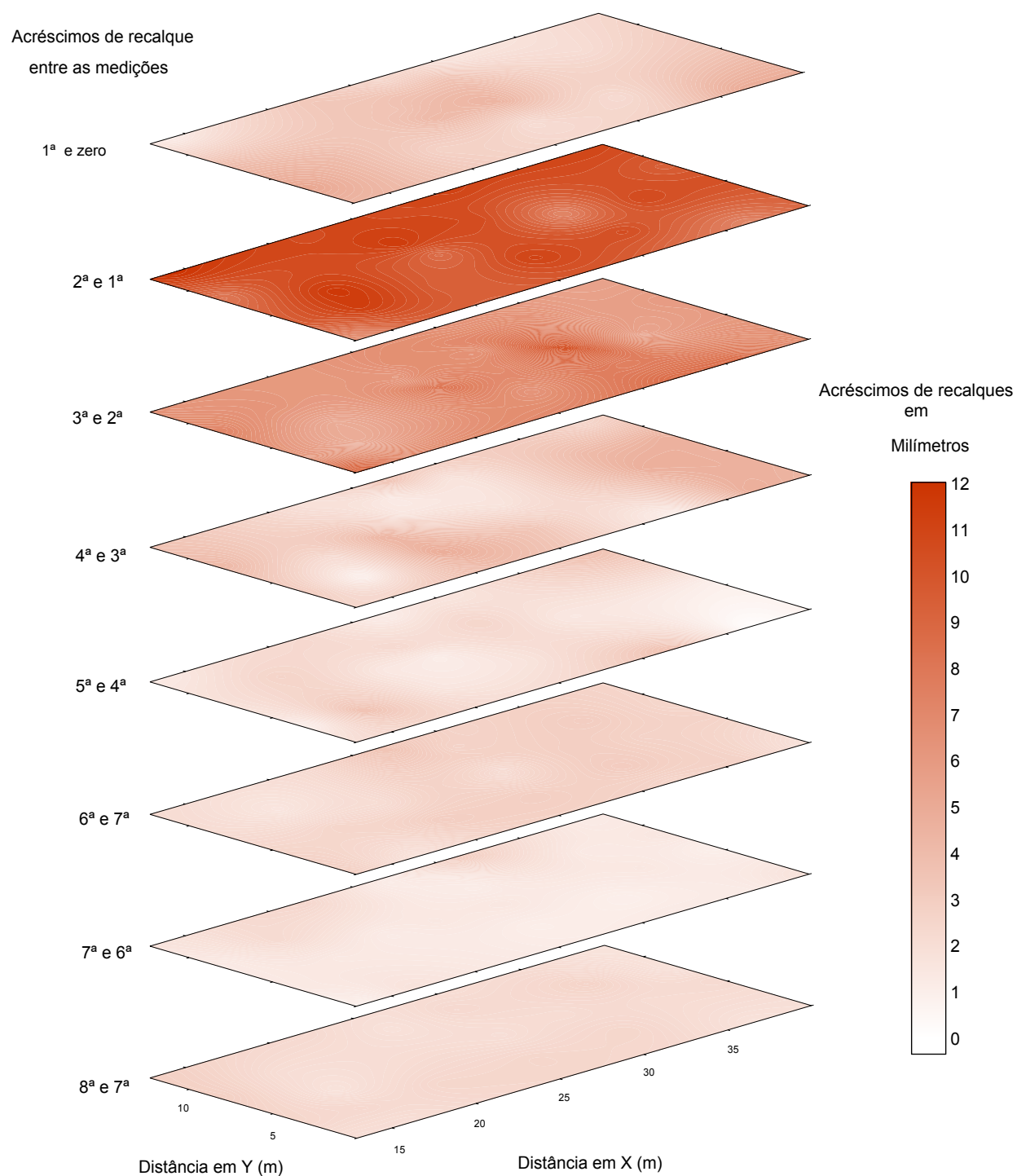


Figura 5. 6 – Acréscimos de recalques medidos em cada fase da obra.

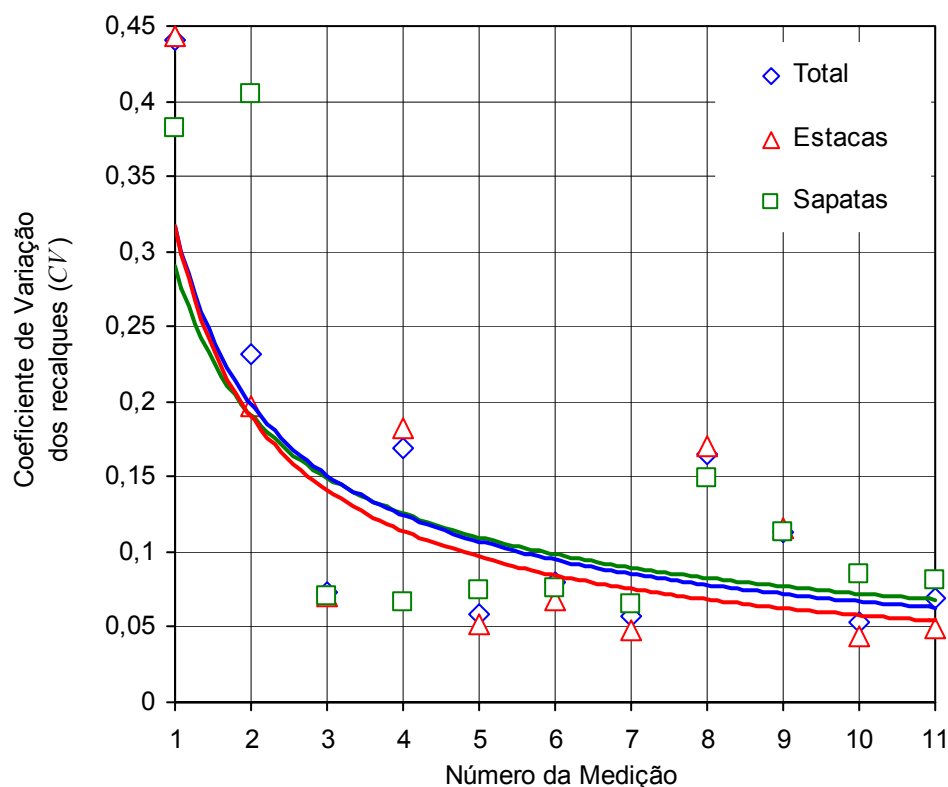


Figura 5. 7 – Coeficiente de variação dos recalques das fundações em estacas hélice contínua e sapatas.

Atualmente, não existem estudos específicos para o estabelecimento de valores limites para o coeficiente de variação dos recalques CV de edificações. Desta forma, a variação do CV obtida pelos deslocamentos dos apoios monitorados fornece apenas uma visualização global do desempenho da estrutura. A avaliação do comportamento das fundações através da análise da variação do coeficiente CV pode ser feita de duas maneiras. Na primeira hipótese, fazendo-se a avaliação do efeito da interação solo-estrutura em relação à geometria da edificação na distribuição dos recalques. Para isto, é suficiente comparar o CV de regiões isoladas da estrutura. No segundo caso, procura-se identificar o efeito da interação solo-estrutura sobre cada do tipo de fundação. Neste caso, compara-se o CV das fundações com as mesmas características.

Verifica-se, Figura 5.7, que os comportamentos das fundações profundas e as superficiais foram similares. Constata-se que o aumento da rigidez da superestrutura, ocasionado pela continuação do processo construtivo, age de maneira preponderante na minimização das dispersões dos recalques nos diversos tipos de fundações.

Na Figura 5.8 é apresentada a evolução do coeficiente de variação dos recalques CV para as fundações profundas em estacas hélice contínua. Através dos resultados obtidos no início da obra, é possível verificar a influência que o maciço produz sobre o comportamento dos diferentes tipos de estacas. A relação entre a área de contato entre o fuste da estaca e o solo é o fator preponderante na dispersão do coeficiente de variação entre as fundações profundas. De acordo com os resultados obtidos para o conjunto de pilares apoiados sobre uma e duas estacas de 50 centímetros de diâmetro a diferença do CV é maior no início do processo construtivo. Porém, a medida em que a estrutura ganha rigidez, o comportamento entre as fundações profundas tende a homogeneizar-se devido à minimização entre a dispersão dos resultados de CV .

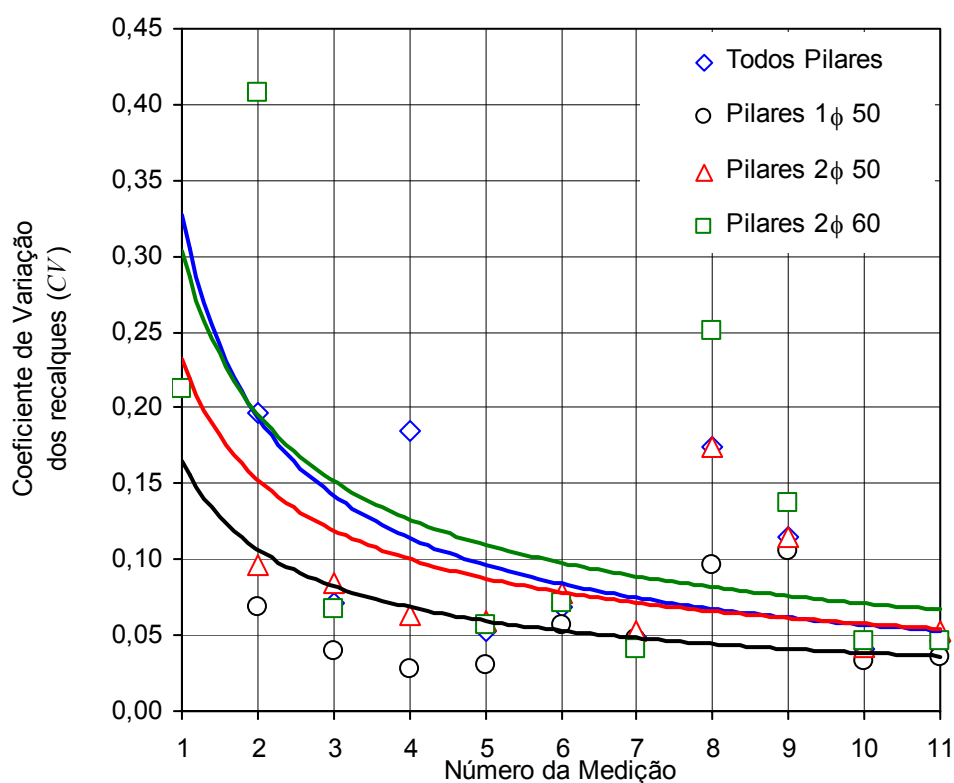


Figura 5. 8 – Comparação do coeficiente de variação dos recalques das fundações em estaca hélice contínua.

5.2.1 VELOCIDADE DOS RECALQUES

A velocidade de recalques é uma característica das fundações que pode indicar tendências no comportamento da obra, servindo como um parâmetro de

avaliação do desempenho da superestrutura. A dificuldade de informações sobre este assunto impede o estabelecimento de valores limites aceitáveis na prática da Engenharia Civil. No entanto, alguns profissionais utilizam valores, tais como os verificados na Tabela 5.2. Entretanto, em nenhum destes casos, são considerados a influência da variação do carregamento da superestrutura, devido, por exemplo, à evolução do processo construtivo, sobre a velocidade dos recalques.

Tabela 5. 2 – Valores admitidos para as velocidades de recalques para edifícios (Alonso, 1991).

Condição da edificação	Velocidade	Característica da velocidade
Prédios com 5 anos de construção, admitidos estabilizados.	Até 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
	De 20 a 40 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Moderado a alto
	Acima de 40 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Muito alto
Prédios em fundações rasas	Até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
Prédios em fundações profundas	Até 100 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
Prédios em fundação rasa de 1 a 5 anos de construção	Até 30 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Aceitável

Geralmente, as velocidades dos recalques observados em estruturas são maiores que as calculadas (Menzies e Simons, 1981). Isto ocorre devido à amostra retirada em laboratório não estar sujeita ao conjunto de fatores que o maciço de fundação de onde foi extraída possui, tais como camadas de areia finas ou lentes de areia, dispersão de material orgânico e buracos de raízes. Isto se justifica devido a problemas de amostragem, especialmente a não representatividade dos corpos de prova ensaiados em laboratório. Por exemplo, a permeabilidade do solo *in situ* é, muitas vezes, maior que a verificada numa pequena amostra.

A Figura 5.9 apresenta a variação das velocidades média, máxima e mínima dos recalques das fundações com o tempo de construção, assim com o percentual do carregamento em cada do processo construtivo em relação ao admitido em projeto para a estrutura considerada finalizada. Verifica-se que o início da construção é marcado por grandes velocidades de recalque. Após a execução do terceiro pavimento, correspondente a 71 dias de construção, ocorre uma redução das velocidades de recalque (Figura 5.9). Da Figura 5.9 observa-se que no início da construção das alvenarias, fato que representa um significativo aumento da rigidez

da estrutura, não ocorreu modificação da tendência de redução da velocidade dos recalques com o tempo de construção.

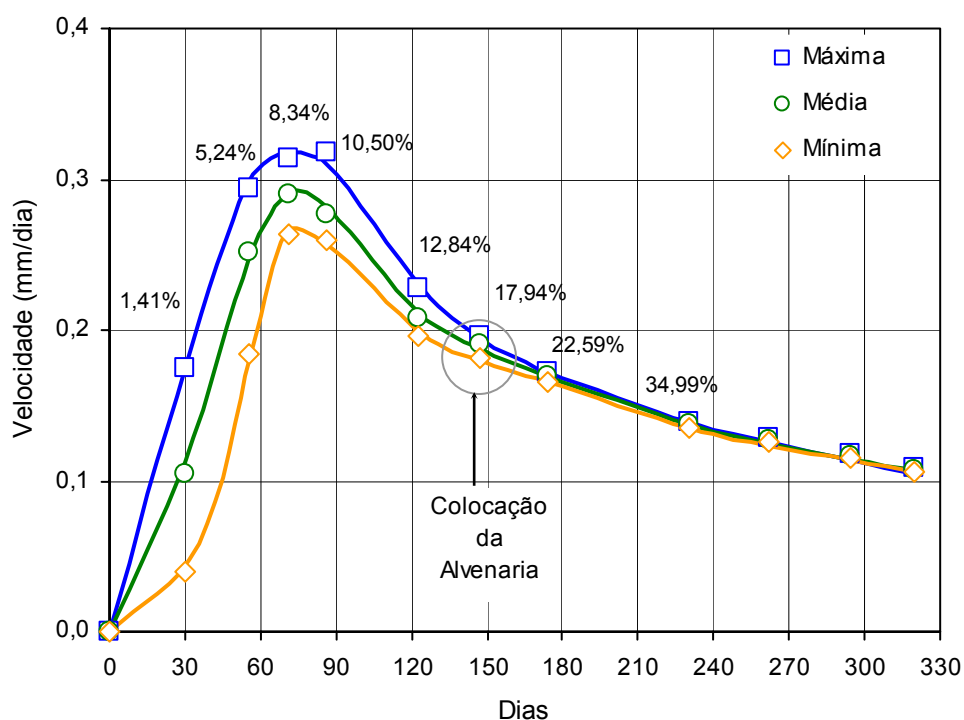


Figura 5. 9 – Variação da velocidade de recalques em função do tempo de construção.

O aumento da rigidez estrutural provoca a uniformização das velocidades de recalque entre os pilares, o que pode ser verificado pela menor diferença entre os valores de velocidades máximas e mínimas a partir da colocação das alvenarias (Figura 5.19). Este comportamento sugere que, à medida que a estrutura ganha um comportamento monolítico, a velocidade de recalque de cada pilar tende para a velocidade média. Nota-se a partir da Figura 5.9 a ocorrência de uma redução da velocidade de recalque para maiores tempos de construção. Destaca-se que um dos primeiros registros deste comportamento ocorreu no edifício nº 10 do Instituto Tecnológico de Massachusetts, 10 anos após sua construção em 1925 por Karl Terzaghi (Lambe e Whitman, 1974), ou seja, observou-se uma velocidade nos recalques para uma estrutura com carregamento considerado constante. Neste trabalho foi constatado que a velocidade dos recalques tende a diminuir com o tempo devido à variação do volume do fluido intersticial presente entre as partículas

do solo (Lambe e Whitman, 1974). No entanto, há uma tendência à diminuição dos acréscimos de recalques da fundação em função do tempo.

5.3 RECALQUES DIFERENCIAIS MÁXIMOS

Na Tabela 5.3 são apresentados os valores dos recalques diferenciais máximos calculados para os pilares monitorados considerados até a oitava medição, correspondente a última fase do processo construtivo simulada numericamente. Os resultados foram obtidos através da comparação do recalque diferencial máximo de cada pilar em relação ao restante dos pilares monitorados.

Observam-se, assim como os acréscimos absolutos, que os recalques diferenciais máximos tendem a diminuir à medida que a estrutura enrijece e restringe os movimentos relativos entre os elementos da estrutura, em especial, os pilares. Na Figura 5.10 são apresentados graficamente os resultados dos recalques diferenciais máximos calculados para a primeira medição. Observa-se que nesta primeira medição existe uma concentração bem definida de valores máximos, localizada na parte central e em diferentes pontos da periferia da obra.

Observa-se, a partir dos resultados da segunda medição (Figura 5.11), momento em que a obra possui duas lajes construídas, que o posicionamento dos recalques diferenciais máximos não coincide com os recalques diferenciais máximos da primeira medição. Este comportamento se justifica pela forte influência da interação solo-estrutura e pela baixa rigidez estrutural existente. A falta de rigidez influencia de maneira preponderante a capacidade de redistribuição de esforços nas fundações, impedindo, desta forma, a homogeneização dos recalques. Assim, espera-se que as regiões que sofrem grandes recalques diferenciais em uma etapa construtiva permaneçam estáveis nos estágios de carregamentos subsequentes.

Tabela 5. 3 – Recalques diferenciais máximos calculados.

		Recalques Diferenciais Máximos (mm)							
Lajes	0	1	2	3	4	5	6	7	9
Dias	0	30	55	71	86	123	147	174	230
Medição	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Pilares									
1	-	-4,05	3,70	-2,00	-3,60	-2,90	-1,67	-1,03	0,53
2	-	2,11	4,12	1,85	-5,00	-3,28	-1,94	-0,62	0,48
3	-	-3,66	-3,09	-2,60	-4,73	-3,83	-2,08	0,94	0,80
4	-	-2,95	3,60	-2,90	-2,80	-2,48	1,36	-0,55	-0,88
5	-	-2,80	3,26	-2,02	-3,50	-3,07	1,72	0,76	0,52
6	-	2,38	4,93	3,27	-3,90	-2,30	1,52	0,87	0,48
7	-	2,35	4,38	3,02	-3,90	-2,43	1,43	0,70	0,82
8	-	-2,20	3,55	-2,15	-4,20	-2,27	-1,56	0,59	-0,46
9	-	-3,14	-3,52	-3,48	-4,40	-2,93	1,29	-0,57	0,88
10	-	2,52	-4,30	-2,90	-3,70	-2,50	-1,23	-1,02	0,59
11	-	2,40	5,47	3,18	-3,80	-2,16	1,72	1,03	0,82
12	-	2,75	4,86	2,94	-4,00	-2,16	-1,85	0,89	0,85
13	-	-2,36	-3,60	-3,47	-3,80	-2,30	1,38	0,78	-0,55
14	-	2,16	3,57	-2,10	-2,70	-1,95	1,38	-0,55	-0,56
15	-	-2,42	-6,10	2,41	-3,19	-2,42	1,68	0,93	0,84
16	-	3,00	-3,15	3,00	-2,96	-2,51	1,33	0,67	0,61
17	-	3,31	5,05	3,55	-3,30	2,02	1,51	0,89	0,67
18	-	2,78	6,10	2,65	2,61	-1,94	1,77	1,03	0,57
19	-	-2,39	3,89	-2,67	-2,96	-2,31	1,55	0,89	0,83
20	-	2,09	3,86	-2,20	-2,63	-2,32	1,53	-0,65	-0,45
21	-	4,05	5,01	2,75	-2,83	-1,96	1,31	0,54	0,73
22	-	3,03	5,90	2,41	-2,56	-2,26	1,31	0,68	0,81
23	-	-2,49	-3,80	-3,55	-3,60	-2,73	1,45	0,64	0,88
24	-	-3,08	3,62	-2,02	-3,61	-2,59	1,53	-0,55	0,74
25	-	-3,03	3,10	2,18	-4,05	2,66	1,63	-0,55	0,74
55	-	3,22	-5,28	2,83	5,00	3,83	2,08	0,85	0,59
56	-	2,83	3,27	2,25	-3,55	2,00	1,09	0,68	0,45
59	-	-2,41	-4,35	2,11	3,00	2,56	1,37	0,54	0,62
60	-	3,77	-4,00	2,25	3,50	2,56	1,80	0,89	0,45
61	-	3,72	4,10	2,35	3,20	3,06	1,30	0,96	0,66

* os valores negativos indicam a ocorrência de recalques inferiores aquele medido no pilar em questão.

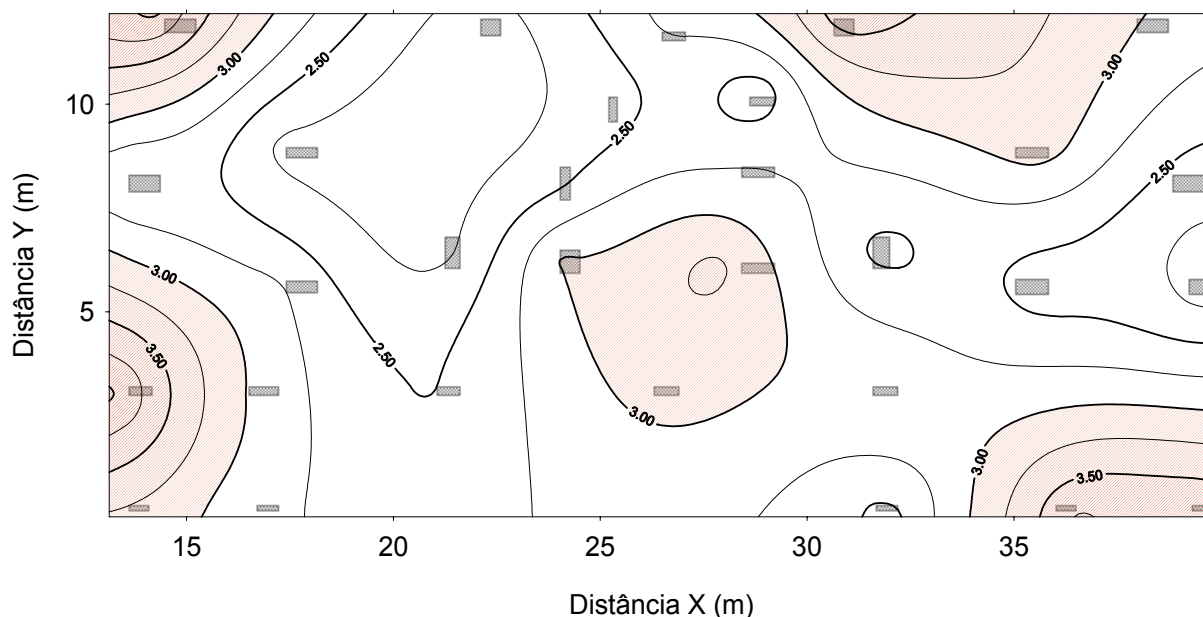


Figura 5. 10 –Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da primeira medição dos recalques.

Ao longo da terceira medição (Figura 5.12) observa-se, assim como ocorre na segunda medição, uma tendência dos recalques diferenciais máximos permanecerem localizados na região central do edifício. Nas medições seguintes, da quarta a sexta medição (figuras 5.13, 5.14 e 5.15, respectivamente) ocorre uma alteração na localização dos recalques diferenciais máximos nas fundações, existe uma tendência do aumento destes recalques na medida em que se alcançam os pilares de periferia. Na sexta medição (Figura 5.15), instante em que ocorre a inserção de alvenaria, o ganho de rigidez produzido na estrutura é suficiente para diminuir a dispersão entre os recalques diferenciais entre as fundações. Deste modo, dá-se início à homogeneização dos recalques, condição verificada também para a sétima e oitava medição (Figura 5.16 e 5.17).

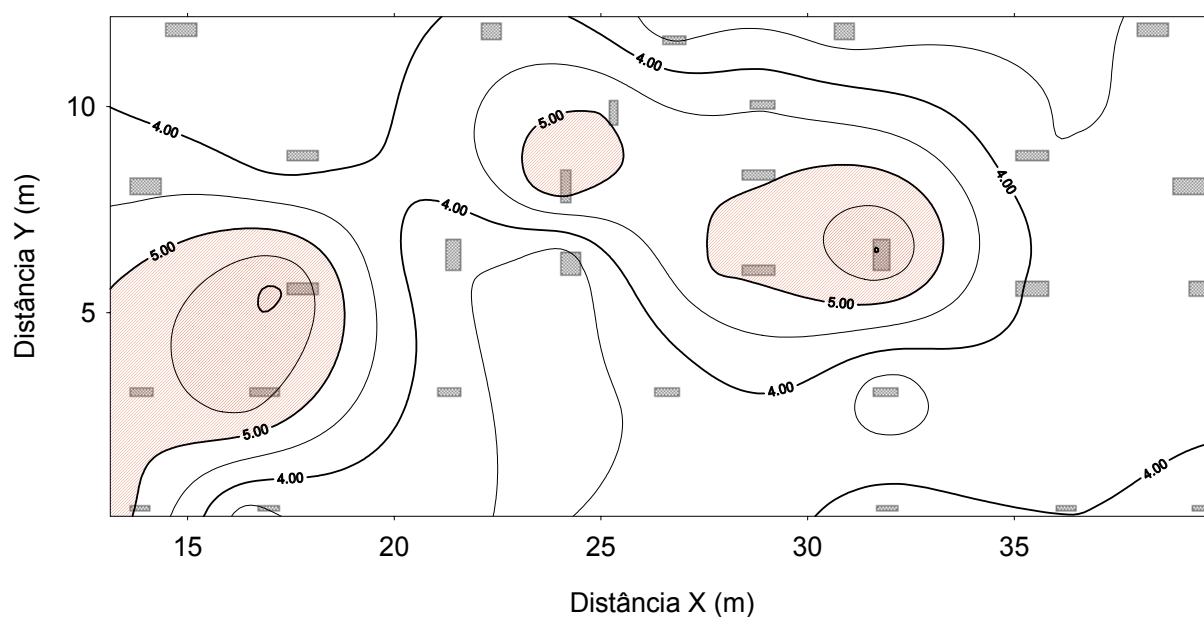


Figura 5. 11 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da segunda medição.
(duas lajes executadas).

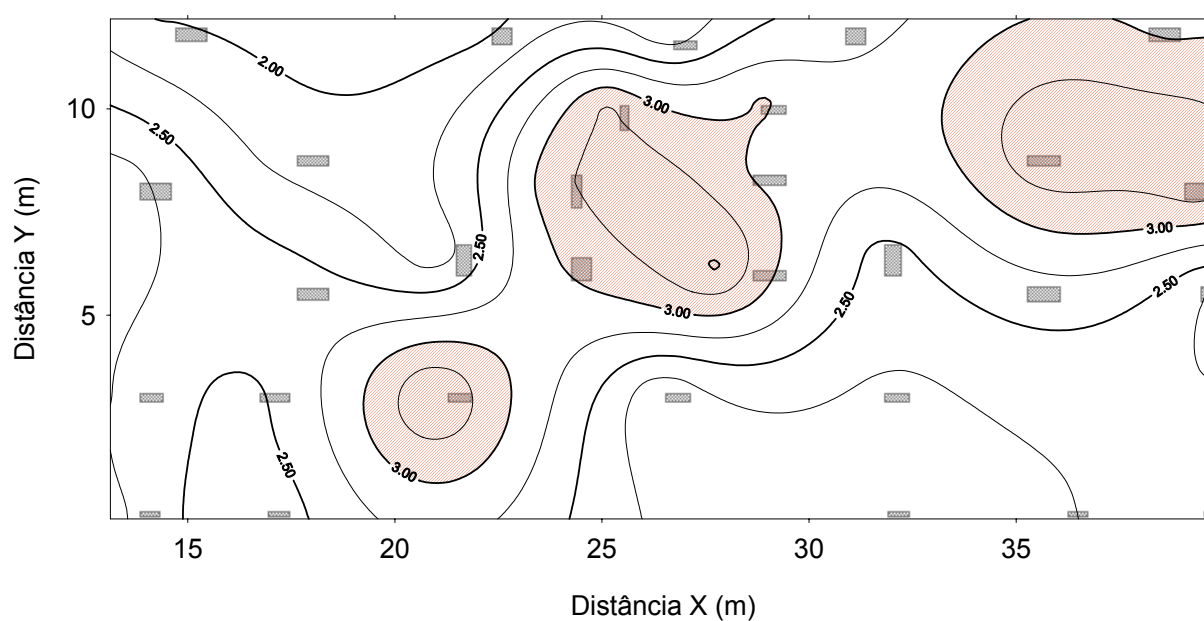


Figura 5. 12 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da terceira medição.
(três lajes executadas).

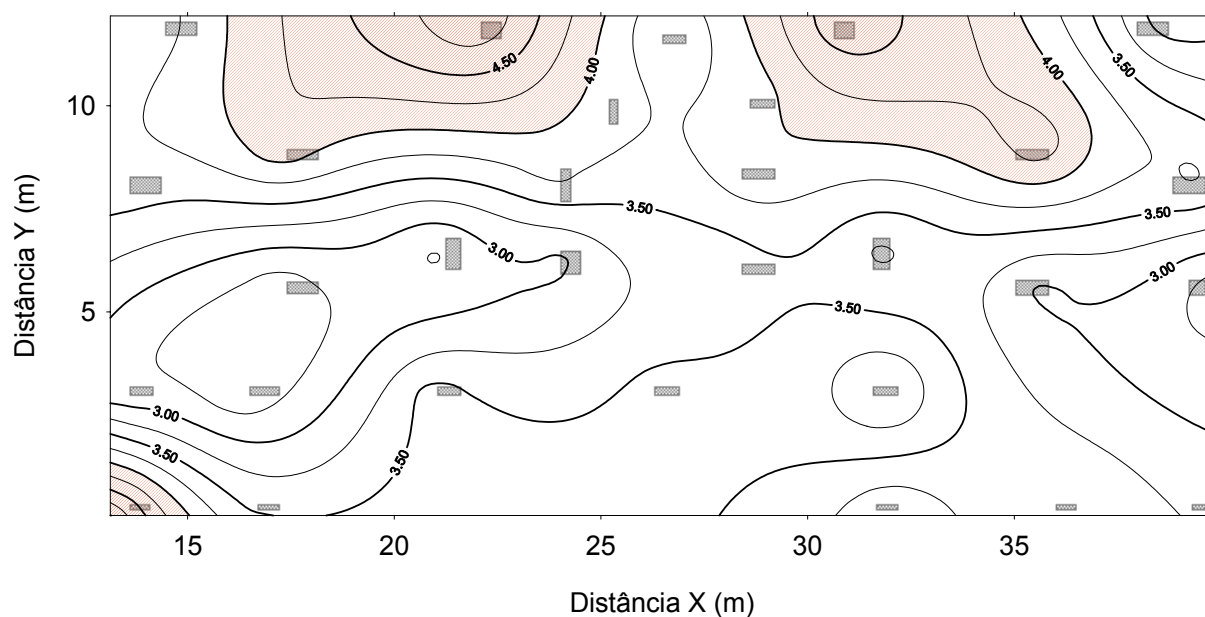


Figura 5. 13 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da quarta medição (quatro lajes executadas).

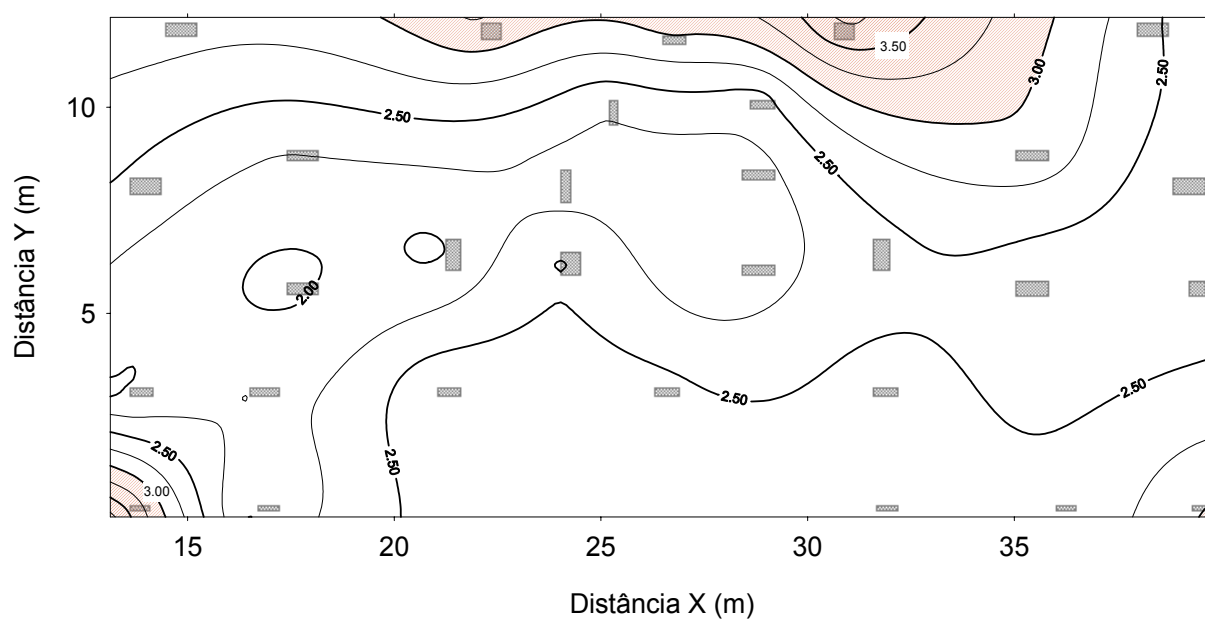


Figura 5. 14 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da quinta medição (cinco lajes executadas).

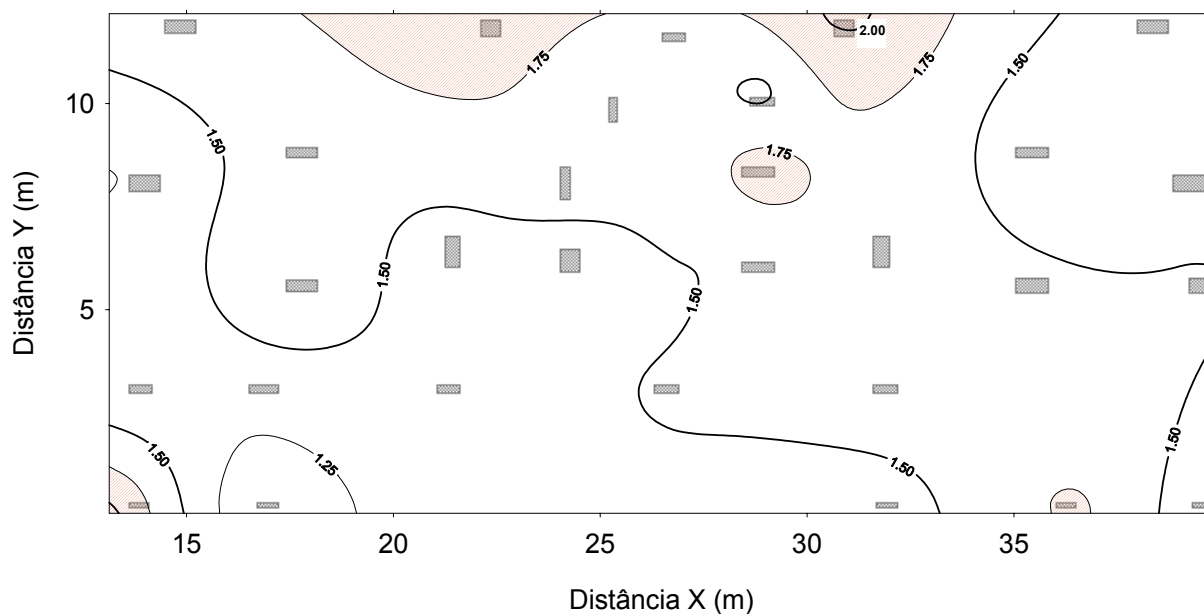


Figura 5. 15 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da sexta medição (seis lajes executadas e início da colocação da alvenaria).

Nas primeiras medições verifica-se uma dispersão das regiões onde ocorrem os maiores recalques diferenciais, não existindo uma região onde os valores máximos se agreguem. Isto se justifica supostamente pela baixa rigidez que a estrutura possui nas fases iniciais do processo construtivo, que inferem menores redistribuições dos deslocamentos relativos.

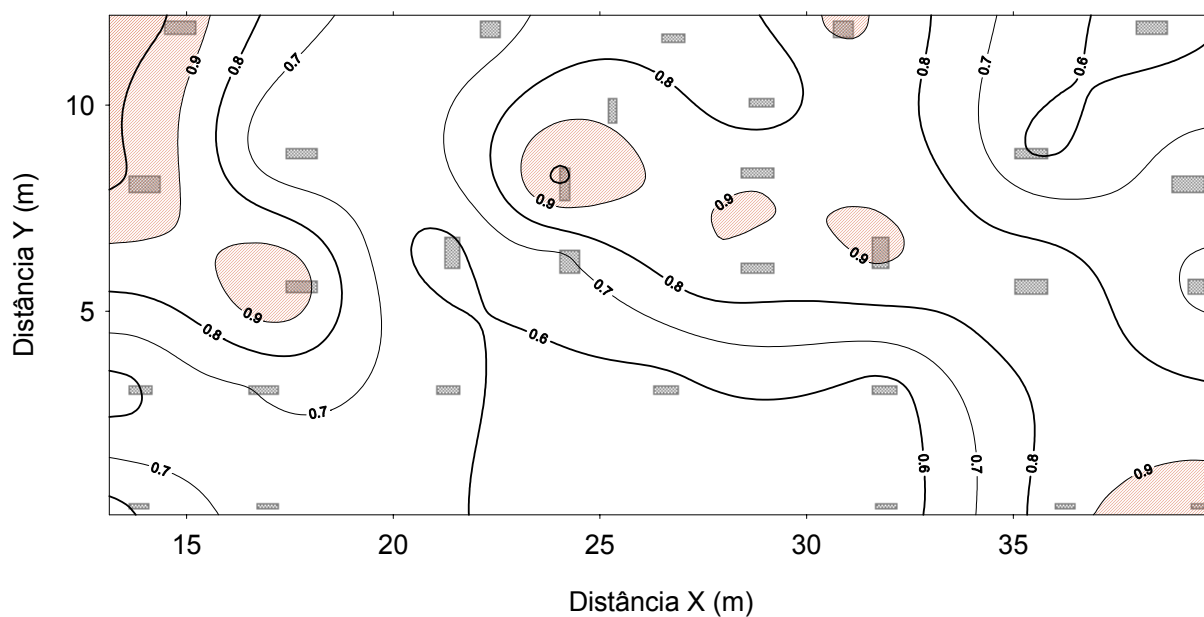


Figura 5. 16 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da sétima medição (sete lajes executadas).

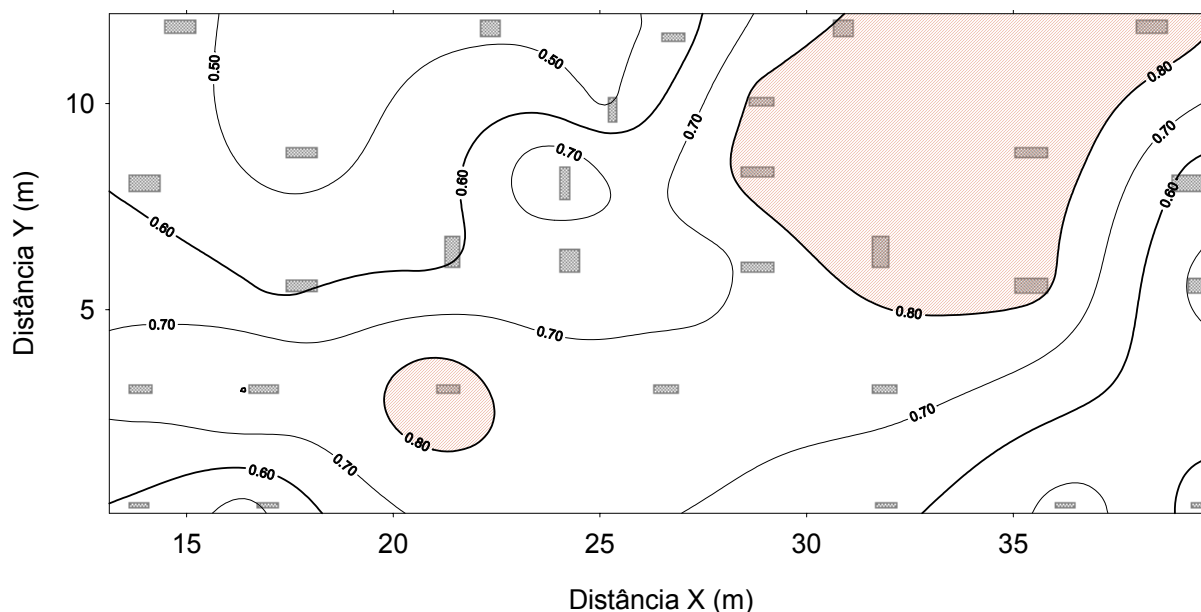


Figura 5. 17 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos da oitava medição (nove lajes executadas).

Em termos gerais, verificou-se que, a partir da construção da quinta até o final da nona laje correspondente ao tempo de 123 a 230 dias de monitoramento, assim como a velocidade, os valores absolutos dos recalques diferenciais também diminuíram. Este comportamento é marcado principalmente quando, bruscamente, ocorre um aumento da rigidez estrutural pelo início da colocação da alvenaria durante a execução da sexta laje. Na sétima e oitava medição (figuras 5.16 e 5.17) verifica-se uma homogeneização dos valores máximos de recalques diferenciais ao longo da estrutura. Observou-se também, que nas medições finais, a região onde incidem os maiores recalques diferenciais retorna a se concentrar na parte central do edifício, condizente com aquela onde estão posicionados os pilares mais carregados.

5.4 DISTORÇÃO ANGULAR MÁXIMA

A influência e os danos causados por um determinado valor de recalque diferencial é tanto maior quanto menor for a distância entre os pontos medidos. Desta forma, somente pela análise da distorção angular é possível julgar se um recalque, de uma determinada magnitude, é ou não prejudicial ao comportamento da edificação. Como mostrado ao longo da literatura diversos são os autores que

estudaram este parâmetro. Destaca-se que, salvo algumas coincidências de resultados, não existe um consenso das partes quanto aos valores limites referentes à distorção angular. Na Tabela 5.4 são apresentados os valores do inverso da distorção angular máxima ($\alpha=1/\beta$) calculada para os pontos monitorados.

Tabela 5. 4 – Evolução do inverso da distorção angular máxima calculada .

		Inverso da Distorções Angulares Máximas $\alpha = l/\beta$							
Lajes	0	1	2	3	4	5	6	7	9
Dias	0	30	55	71	86	123	147	174	230
Medição	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Pilares									
1	-	937	1143	1806	2423	3238	3209	3855	17169
2	-	1816	1426	1372	1582	2300	1436	3832	6588
3	-	3898	962	710	1740	1109	1000	5225	5042
4	-	1259	1312	2351	1176	2885	2964	7700	2577
5	-	1259	693	739	1582	1933	1232	7229	4626
6	-	774	693	739	2063	1933	1436	4500	3394
7	-	1393	567	710	2054	1109	1000	5233	4626
8	-	1968	635	1573	1119	3241	1480	3562	7895
9	-	937	917	1058	1176	3072	2454	4302	2577
10	-	1543	542	1234	1379	2256	2915	2446	13136
11	-	1043	402	853	1493	1913	1501	2576	3213
12	-	2747	385	1193	2464	1546	1210	5233	5304
13	-	2747	905	1149	1396	3568	3971	3027	3724
14	-	1774	757	891	1425	1612	2705	3001	3180
15	-	1268	385	1058	1472	3069	1925	3523	5635
16	-	878	402	692	1493	1913	2166	2576	4517
17	-	636	405	757	2486	1605	2559	3814	6686
18	-	1538	542	826	1119	2238	1480	2446	6157
19	-	1735	499	1279	1484	3249	3078	3878	4576
20	-	2448	905	1149	1396	2564	4362	3027	5375
21	-	1355	363	1427	580	869	2209	4860	7714
22	-	1545	435	991	939	1077	2562	3702	3979
23	-	1274	606	692	1239	1612	4509	5116	3180
24	-	636	855	757	2003	1605	4034	3814	7607
25	-	1023	538	1764	834	1303	3461	3523	8422
55	-	1355	363	1627	456	869	1610	5372	8861
56	-	1487	586	1338	456	888	1610	6900	3979
59	-	1044	1181	2170	834	1303	4145	6900	11121
60	-	1044	843	2572	1198	2378	3224	6917	6970
61	-	1701	843	2214	2164	2564	3224	5373	7571

Uma forma alternativa para análise dos valores apresentados na Tabela 5.4 é a construção de iso-curvas para cada medição dos recalques. Na Figura 5.18 são apresentados os resultados da primeira medição. Nesta figura verifica-se uma

concentração de valores máximos de distorção angular na região central da obra, abrangendo os pilares próximos ao elevador e à escada, e que possuem as menores distâncias relativas. Da Figura 5.18 nota-se, também, que a distorção angular diminui dos pilares centrais para os pilares de periferia, especialmente na direção longitudinal da construção, direção X. De acordo com a bibliografia, os valores máximos de distorções alcançados neste estágio da construção, da ordem de grandeza de $1/1000$ a $1/750$, seriam suficientes para provocar danos a painéis externos e afetar o funcionamento de máquinas sensíveis a recalques (Vargas e Silva, 1973; Polshin e Tokar, 1957).

Na segunda medição de recalques (Figura 5.19), fase da obra onde foram verificados os maiores valores de distorção angular de toda monitoração, as distorções máximas continuam a localizar-se nas partes centrais da obra. Tendência similar foi observada para os recalques diferenciais máximos nesta fase da obra (Figura 5.11), mostrando que a distorção angular está relacionada ao valor dos recalques diferenciais entre os diferentes pontos de medida. Caso a edificação estivesse concluída, a distorção angular medida nesta fase, da ordem de $1/500$, seria suficiente para causar fissurações em paredes e, até mesmo, inutilizar a estrutura por diminuição da segurança estrutural de alvenarias auto portantes, se utilizadas.

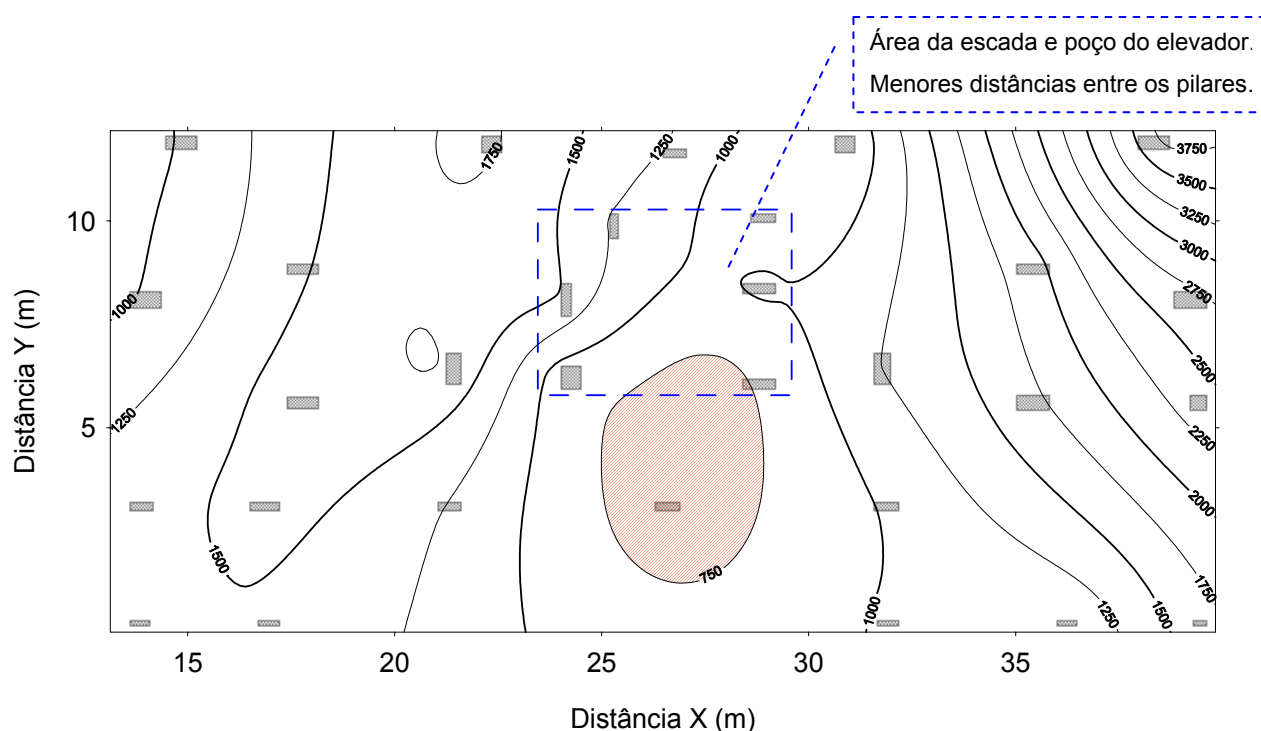


Figura 5. 18 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da primeira medição.

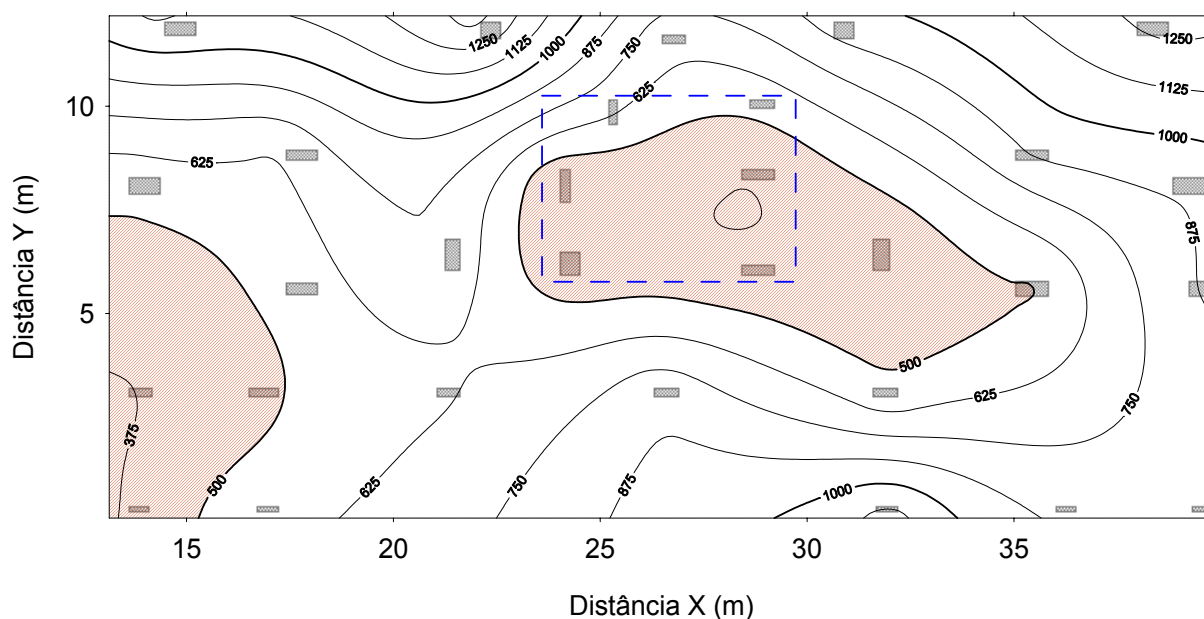


Figura 5. 19 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da segunda medição.

A Figura 5.20 mostra as distorções angulares para a terceira medição dos recalques. Observa-se um comportamento similar ao verificado na segunda medição de recalques, com os valores máximos concentrados na parte central da obra. No entanto observa-se que o aumento da rigidez provocada pela inserção da terceira laje se reflete numa diminuição dos valores absolutos da distorção angular.

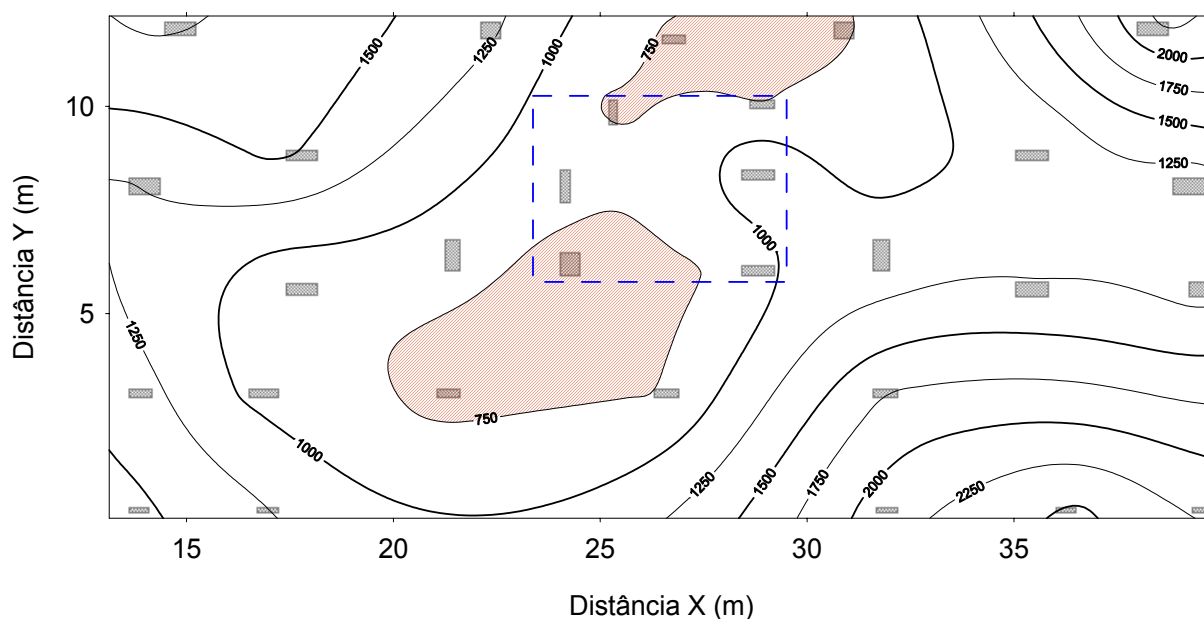


Figura 5. 20 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da terceira medição.

Na quarta e quinta medição dos recalques (figuras 5.21 e 5.22) ocorre uma alteração da localização dos valores máximos de distorção angular, que passa a diminuir da periferia para o centro da obra. Os valores calculados indicam que a estrutura tende a não apresentar danos devido aos efeitos da distorção angular entre os elementos estruturais. Desta forma a inserção da alvenaria que ocorreu ao longo da sexta medição (Figura 5.23) não sofre o perigo de apresentar fissurações. O acréscimo de rigidez na estrutura ocasionado pelo aumento da presença da alvenaria reduz os efeitos da interação solo-estrutura, diminuindo os recalques diferenciais entre as fundações e conseqüentemente reduzindo o valor absoluto das distorções angulares. Este comportamento é comprovado pelos resultados de distorções angulares correspondentes à sétima e oitava medição dos recalques (figuras 5.23 e 5.24, respectivamente)

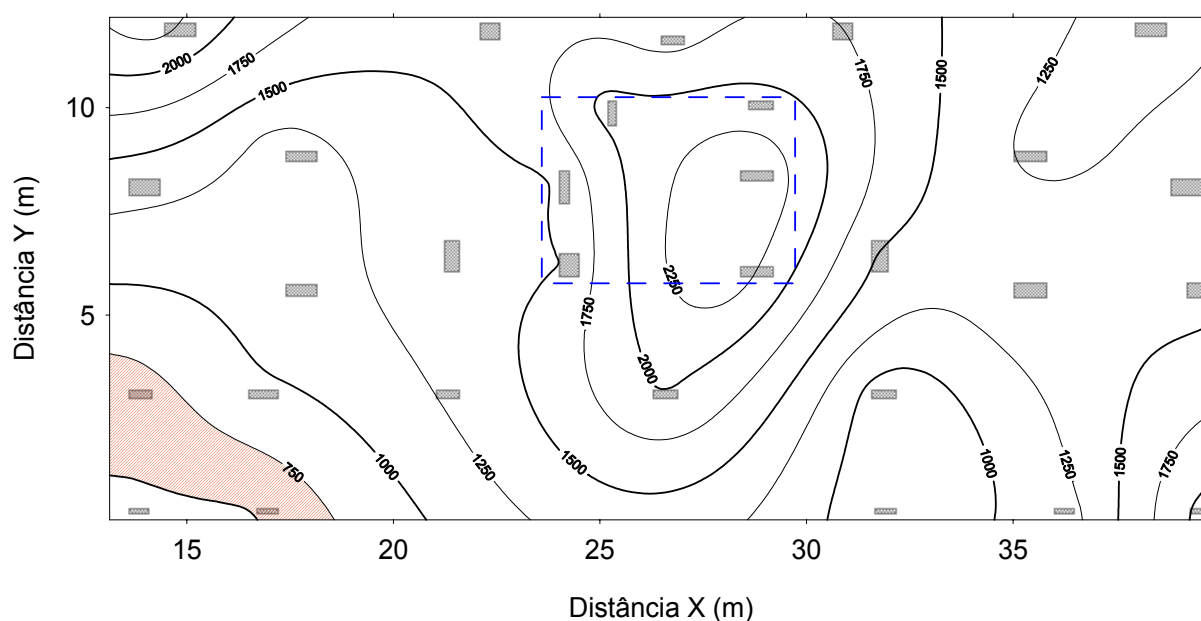


Figura 5. 21 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da quarta medição.

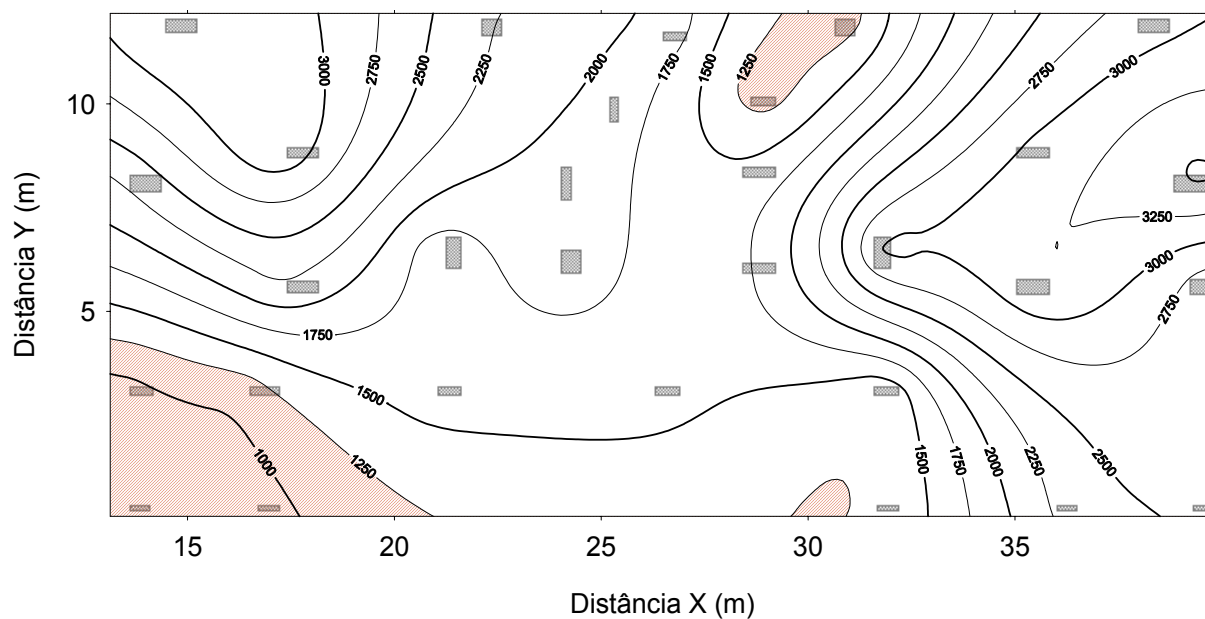


Figura 5. 22 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da quinta medição.

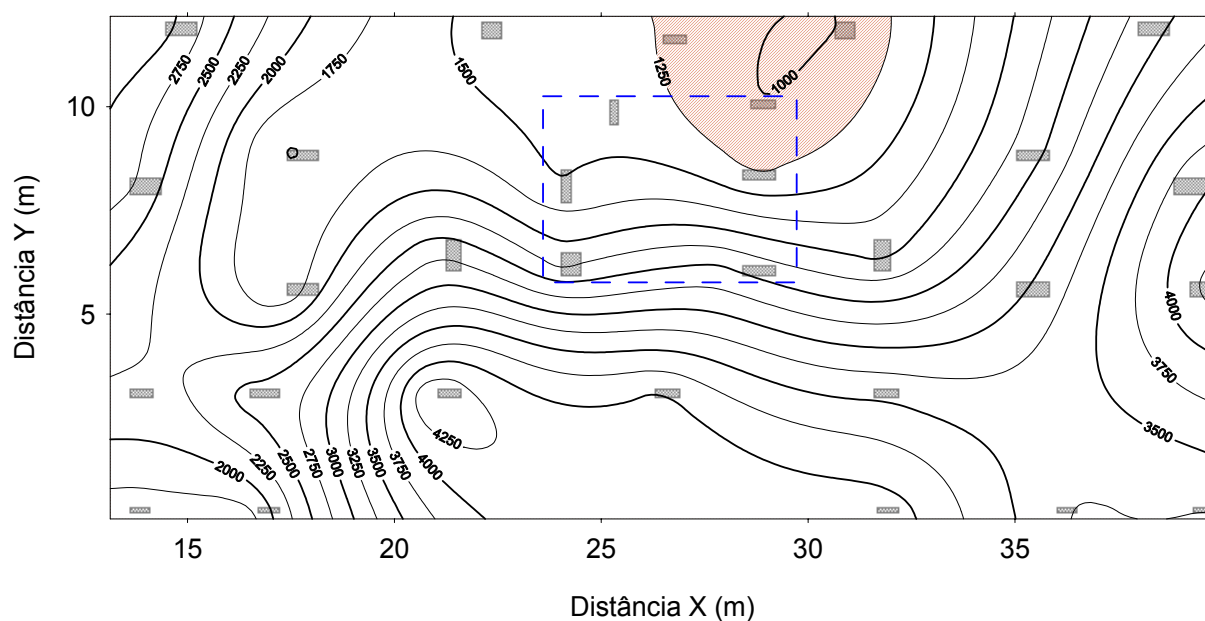


Figura 5. 23 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da sexta medição (início da inserção da alvenaria).

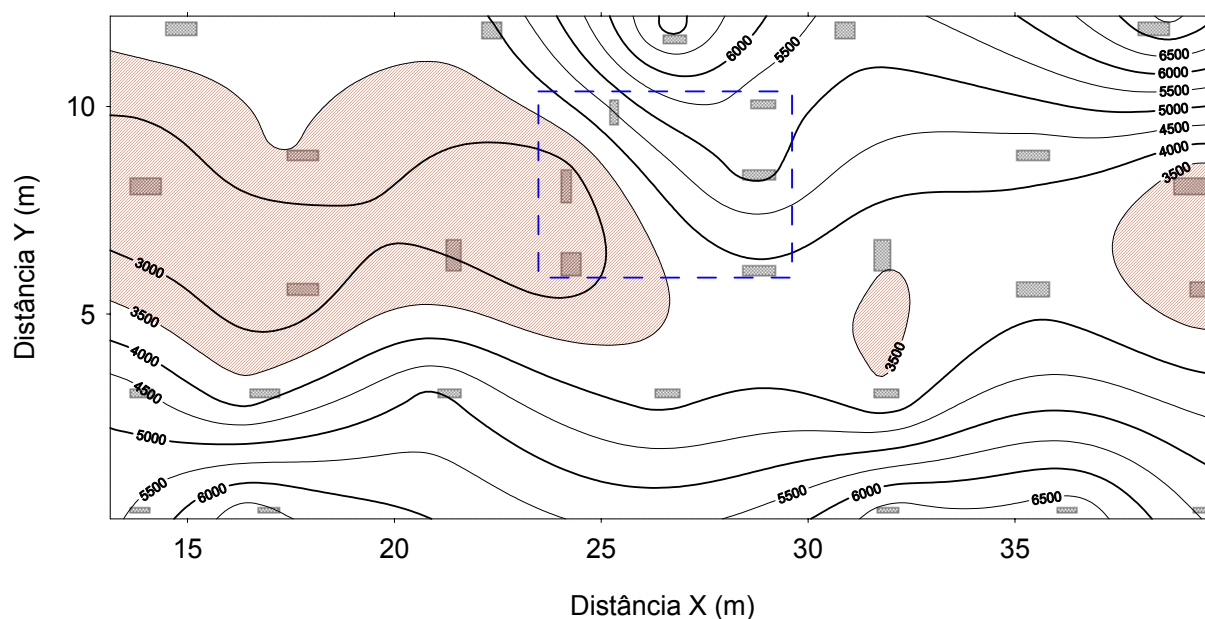


Figura 5. 24 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da sétima medição.

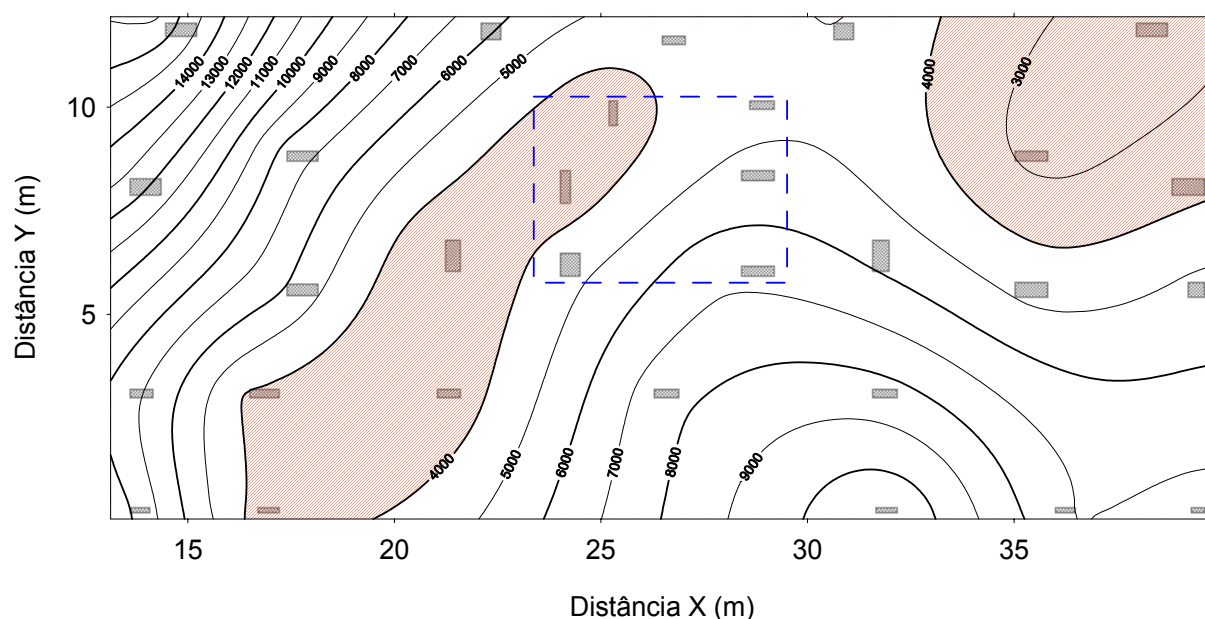


Figura 5. 25 – Curvas de iso-inverso da distorção angular máxima ($1/\beta_{\max}$) da oitava medição.

Em geral, confirmou-se que, desde o início do acompanhamento, o valor da distorção angular sofreu uma significativa diminuição ao longo da construção da obra. Além disto, o início da colocação da alvenaria marca uma modificação do comportamento da estrutura frente à influência da interação solo-estrutura. Constata-

se que, na maioria das medições, as regiões que possuíram as maiores distorções abrangeram, de alguma forma, a área formada pelos pilares do poço do elevador e a escada.

Menciona-se o fato de que, apesar de serem observados altos valores de distorções angulares nas fases iniciais do processo construtivo, não foram constatadas trincas nem fissuras visíveis na superestrutura do caso em estudo.

5.5 DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DO CARREGAMENTO DAS FUNDAÇÕES

A seguir são apresentados os resultados de carregamento provenientes da simulação numérica tridimensional do caso de estudo. Inicialmente foram obtidas as cargas transmitidas às fundações sob duas condições de apoios, a primeira que despreza os efeitos da interação solo-estrutura, parte do princípio de que os apoios do modelo, ou as fundações do caso de estudo, são verticalmente indeslocáveis. A segunda, diferentemente da primeira condição de apoio, admite os efeitos da interação solo-estrutura considerando os recalques medidos em cada ponto da estrutura. A comparação entre os resultados das duas hipóteses permite definir a extensão dos efeitos da interação solo-estrutura ao longo do processo executivo da estrutura analisada.

5.5.1 CURVA TEÓRICA DE DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DO CARREGAMENTO

Os resultados de carga da simulação numérica do caso de estudo, para cada etapa do processo construtivo, sob a condição de apoios indeslocados foram associados aos recalques medidos. Desta forma, obtém-se uma curva teórica do comportamento das fundações em relação ao carregamento sem a influência da interação solo-estrutura.

Na Figura 5.26 são apresentadas as curvas de carga *vs.* recalque de um conjunto de pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínuas de 50 cm de diâmetro, cujas cargas são provenientes do modelo simplificado de apoios indeslocados. Constata-se que a metodologia aplicada permitiu definir a evolução do comportamento carga deste grupo de fundações. Verifica-se que existe baixa dispersão entre os resultados experimentais em relação à respectiva curva de melhor ajuste de cada pilar.

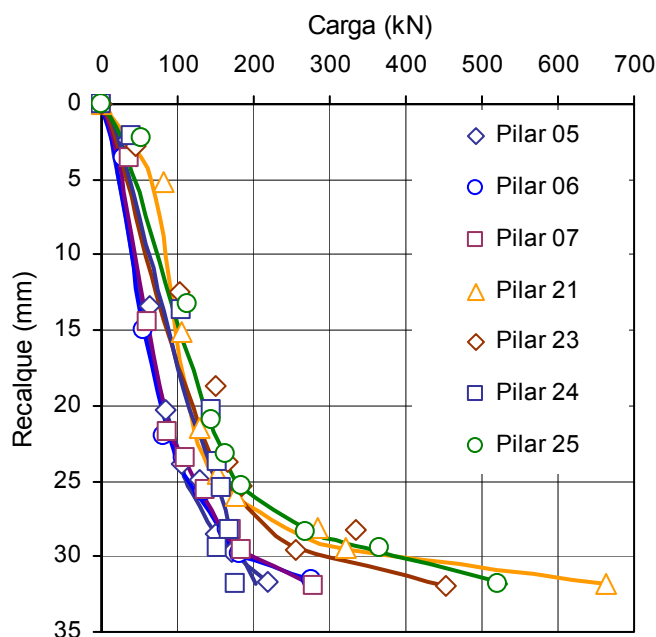


Figura 5. 26 – Curvas carga *vs.* recalque dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua de diâmetro nominal igual a 50cm para condição de apoios indesejados.

A pequena dispersão nos resultados e a diferença entre as curvas carga *vs.* recalque estimadas pode ser justificada pela influência da interação solo-estrutura que atua de forma diferenciada nas fundações localizadas ao longo da estrutura. Na Figura 5.27 são apresentadas as curvas carga *vs.* recalque de um conjunto de pilares apoiados sobre duas estacas hélices contínuas de 50 cm de diâmetro nominal para pilares do centro e da periferia da edificação.

Na Figura 5.28 é apresentada a curva de carga *vs.* recalque do Pilar 22, o único apoiado sobre uma estaca hélice de 60cm de diâmetro. As curvas carga *vs.* recalque mostradas na Figura 5.29 são referentes a um conjunto de pilares apoiados sobre duas estacas hélice contínuas de 60 cm de diâmetro. Dentre todas as fundações monitoradas este grupo foi aquele que apresentou comportamento mais homogêneo, possuindo baixa dispersão de resultados entre cada curva de melhor ajuste de resultados e os dados experimentais. Isto se justifica pelo fato de todos os pilares estarem situados na região central da edificação e, supostamente, a que sofre menores variabilidades na redistribuição de cargas pelo efeito da interação solo-estrutura.

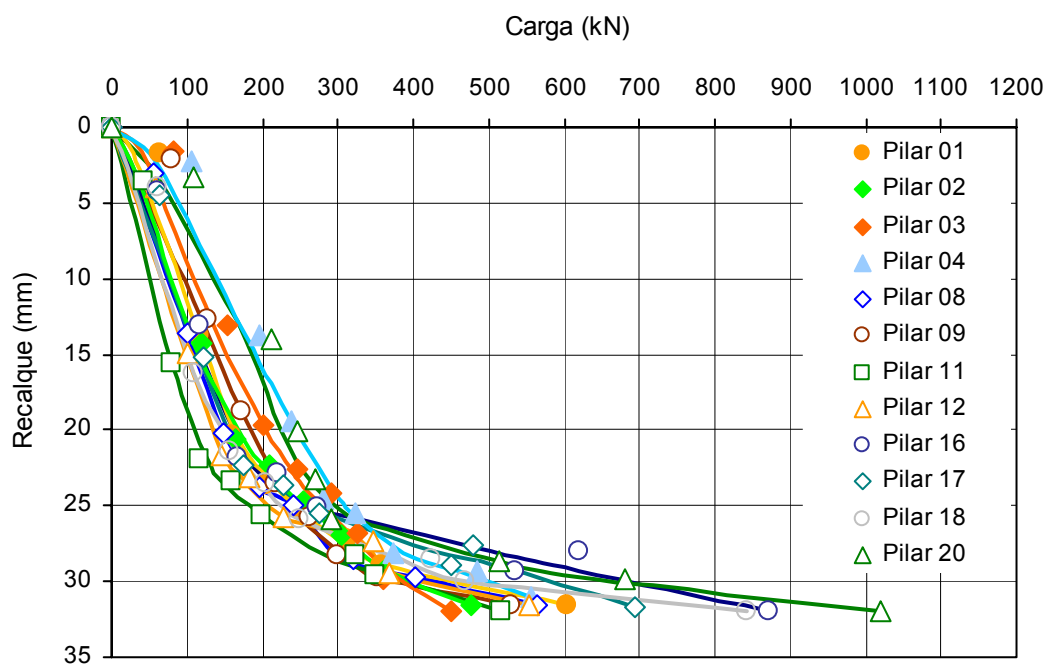


Figura 5. 27 – Curva carga *vs.* recalque de pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice de diâmetro nominal igual a 50cm para condição de apoios indesejados.

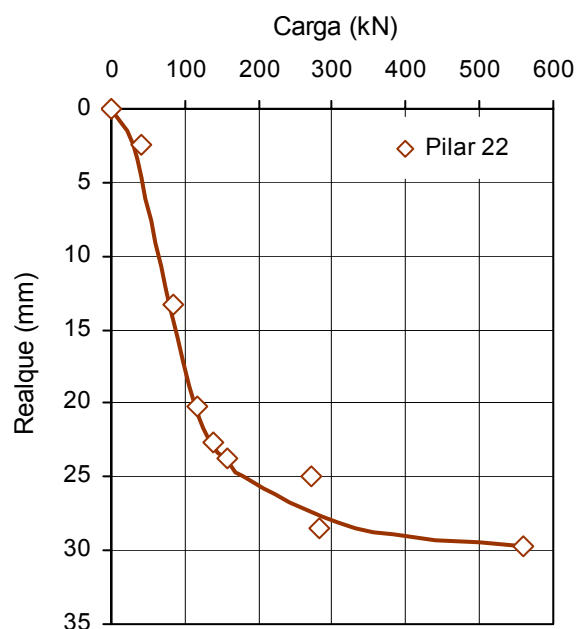


Figura 5. 28 – Curva carga *vs.* recalque do pilar apoiado sobre uma estaca hélice de diâmetro nominal igual a 60cm para condição de apoios indesejados.

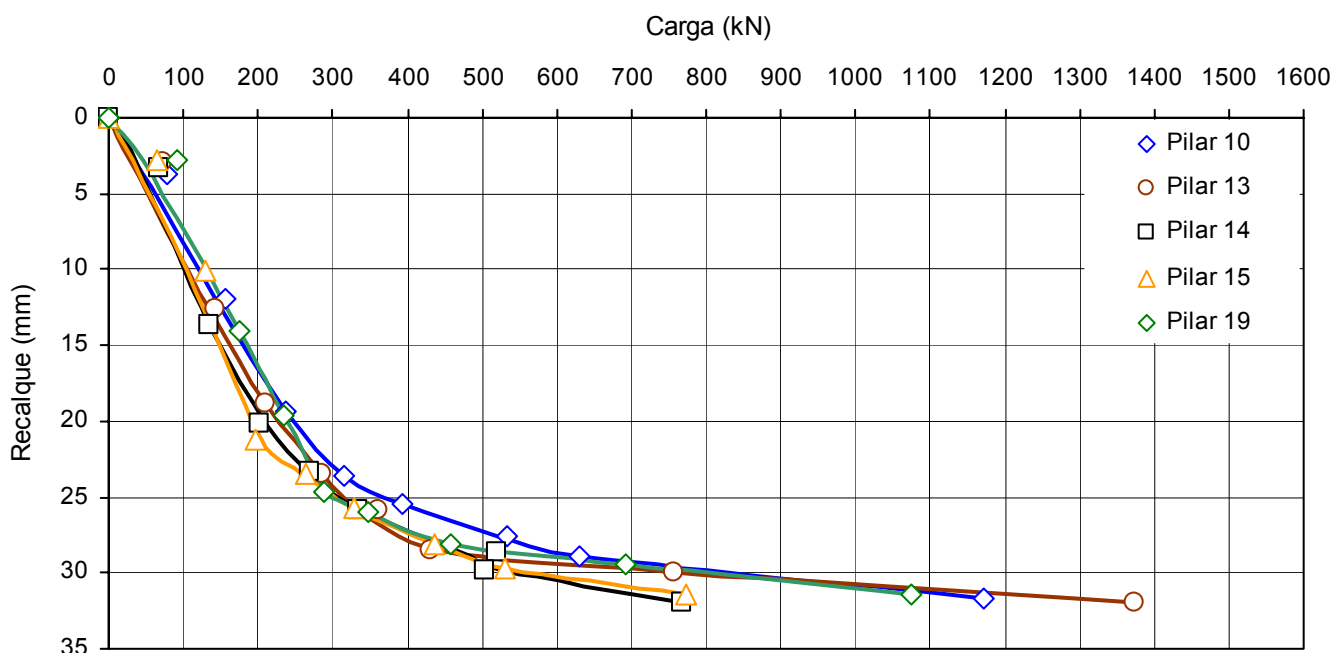


Figura 5. 29 – Curva carga *vs.* recalque de pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice de diâmetro nominal igual a 60cm para condição de apoios indesejados.

5.5.2 DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DO CARREGAMENTO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A seguir são apresentados os resultados de carregamento provenientes da simulação numérica tridimensional do caso de estudo com a influência da interação solo-estrutura, isto foi obtido através da imposição dos recalques medidos nas fundações em cada fase construtiva da obra. Espera-se que nesta simulação numérica os valores de carregamentos sob a influência da interação solo-estrutura sejam mais representativos da situação real de carregamento do caso de estudo. As curvas carga *vs.* recalque de um conjunto de pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua de 50 cm de diâmetro são verificadas na Figura 5.30.

Na Figura 5.31 são apresentadas às curvas de carga *vs.* recalque de um conjunto de pilares apoiados sobre duas estacas hélices contínuas de 50 cm de diâmetro, cujas cargas são provenientes do modelo numérico com os dados de recalques das respectivas fundações.

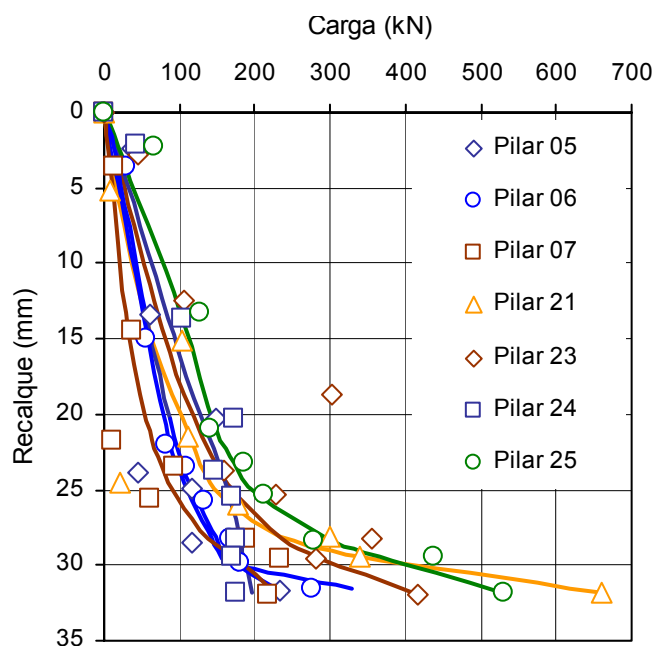


Figura 5. 30 – Curva carga *vs.* recalque de pilares apoiados sobre uma estaca hélice contínua de diâmetro nominal igual a 50cm considerando recalques nos apoios.

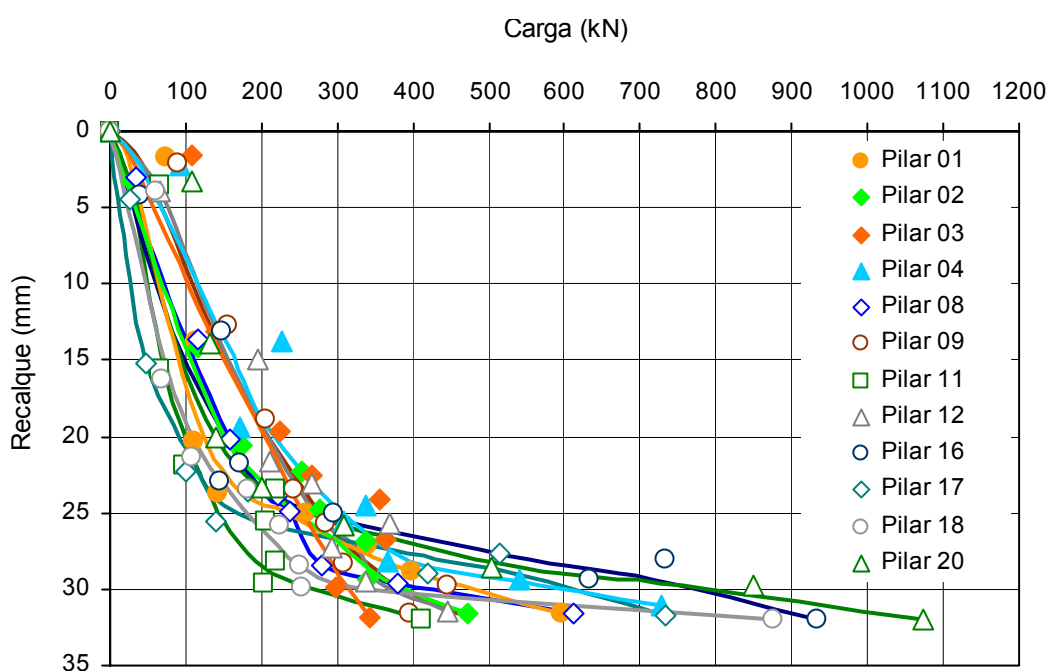


Figura 5. 31 – Curva carga *vs.* recalque de pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínua com diâmetro nominal igual a 50cm considerando recalques nos apoios.

Na Figura 5.32 é apresentada a curva de carga *vs.* recalque do Pilar 22 apoiado sobre uma estaca hélice de 60 cm, enquanto que os resultados de deslocamento em função do deslocamento dos pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínuas de 60 cm de diâmetro são apresentados pela Figura 5.33.

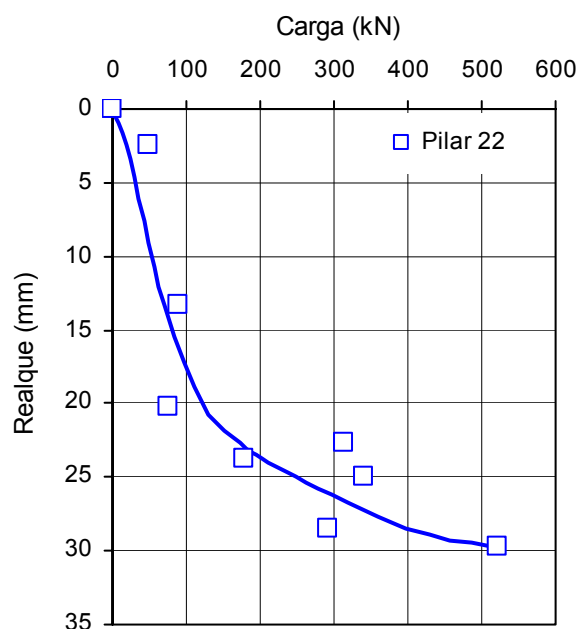


Figura 5. 32 – Curva carga *vs.* recalque do pilar apoiado sobre uma estaca hélice contínua de diâmetro nominal igual a 60cm considerando recalques nos apoios.

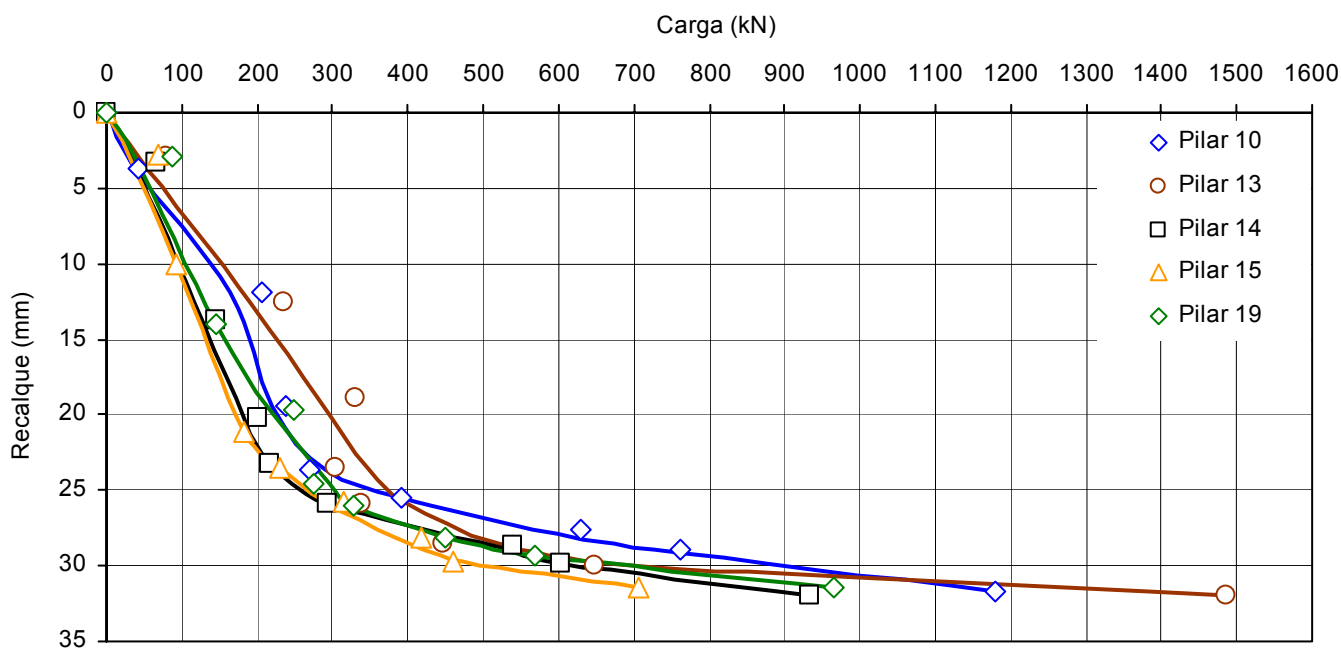


Figura 5. 33 – Curva carga *vs.* recalque de pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas hélice contínua diâmetro nominal igual a 60cm considerando recalques nos apoios.

Através do modelo numérico utilizado, observa-se que as curvas carga *vs.* recalque se ajustam melhor aos dados experimentais a partir da sexta medição. Isto indica que a partir do momento em que se estabelece a alteração do comportamento estrutural devido ao acréscimo elevado de rigidez (sexta medição – seis lajes executadas) a estrutura assume por completo um novo desempenho, monolítico, com resposta monotônica e sob influência cada vez menor da interação solo-estrutura.

5.5.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE CARGA *VS.* RECALQUE ENTRE OS DOIS MODELOS ESTRUTURAIS ADOTADOS

Na Figura 5.34 são apresentadas as faixas de variação do carregamento dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice de diâmetro nominal de 50cm entre os dois modelos numéricos adotados para análise do caso de estudo. A dispersão entre os resultados de carregamento pode ser observada na Figura 5.35.

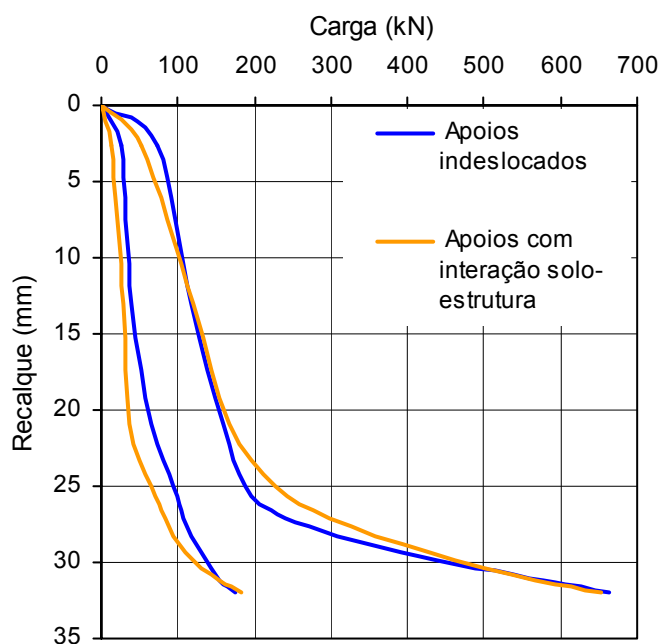


Figura 5. 34 – Faixa de valores de carga *vs.* recalque estimada para os pilares apoiados sobre uma estaca hélice com diâmetro nominal igual a 50 cm.

Observa-se a existência de uma simetria entre o comportamento das fundações que compõe o limite inferior e superior do carregamento ao longo da

maior parte das simulações numéricas. A partir dos $22mm$, três lajes executadas, depois do início de uma maior participação da ponta da estaca no processo de absorção do carregamento proveniente da estrutura, verifica-se uma redução gradual na dispersão entre os resultados de carregamento considerando a influência da interação solo-estrutura (Q_{ssi}) e a condição de apoios indeslocados (Q_i). A diminuição da dispersão dos resultados de carregamento para as duas condições de apoio é também justificado pela diminuição da influência da interação solo-estrutura devido ao aumento da rigidez (Figura 5.1). Constata-se que a dispersão de resultados de carga dos dois modelos numéricos adotados foi maior que a de projeto, isto se justifica devido à metodologia tradicional de cálculo não levar em consideração os efeitos da deformação da estrutura sobre a redistribuição de esforços. Menciona-se que, para este caso de estudo, foi verificado que as fundações compostas por uma estaca hélice de 50cm tiveram, em comparação aos outros tipos de fundações, a maior dispersão de carregamento.

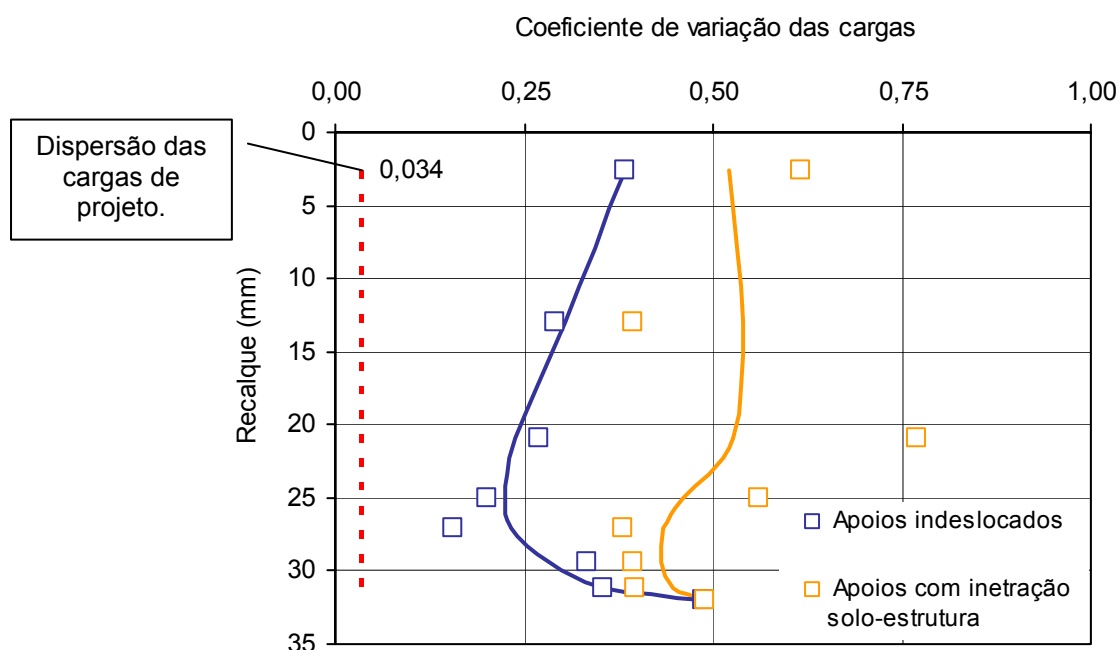


Figura 5. 35 – Coeficiente de variação das cargas dos pilares apoiados sobre uma estaca hélice com diâmetro nominal igual a 50 cm.

Na Figura 5.36 são apresentadas as variações de carregamento dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal de 50cm entre os dois modelos numéricos adotados para análise do caso de estudo. A dispersão entre os

resultados para os limites superiores e inferiores de carregamento podem ser observados na Figura 5.37.

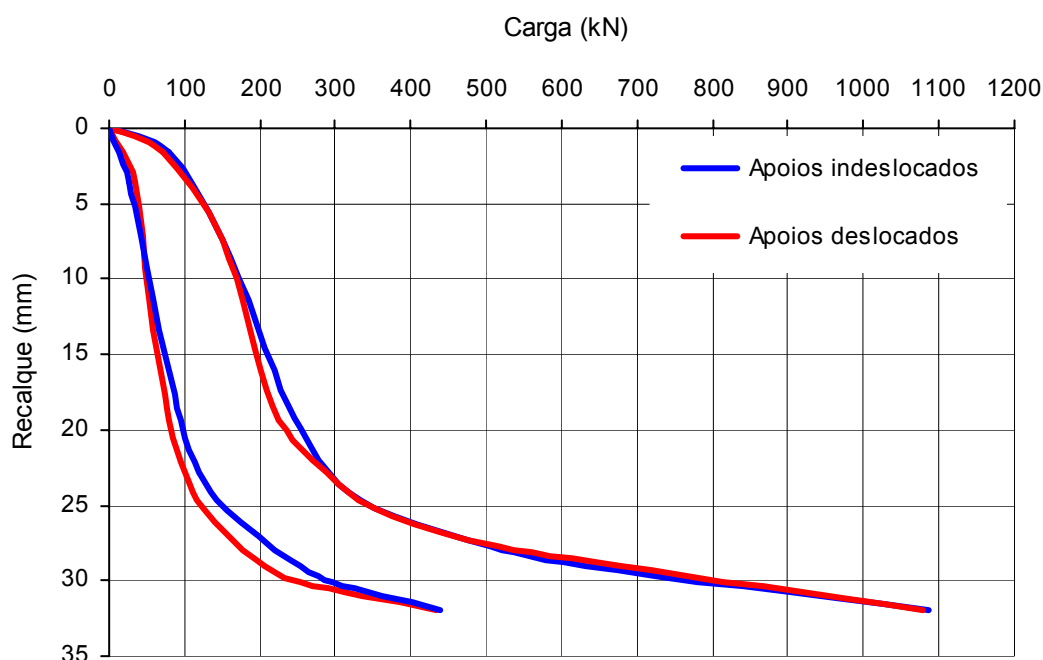


Figura 5. 36 – Faixa de valores de carga *vs.* recalque estimada para os pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 50 cm.

Nota-se que existe um comportamento similar na evolução na dispersão dos resultados de carregamento, definida para as duas condições de apoio estudadas para este grupo de pilares. Num dado ponto do processo construtivo, definido entre 17,5 e 25 mm de recalque, observa-se que o coeficiente de variação das cargas do modelo estrutural admitindo apoios indeslocados é similar aos da carga de trabalho definida em projeto. Porém, devido à evolução da obra e a deformação da estrutura a dispersão entre os resultados de carga dos modelos numéricos e aquele definido para trabalho tende a aumentar.

Na Figura 5.38 são apresentados os resultados de carregamento axial, provenientes da análise estrutural com e sem a presença da interação solo-estrutura no pilar 22. Por existir, neste caso de estudo, apenas um pilar apoiado sobre uma estaca hélice de 60cm de diâmetro não são apresentados resultados de variação das cargas.

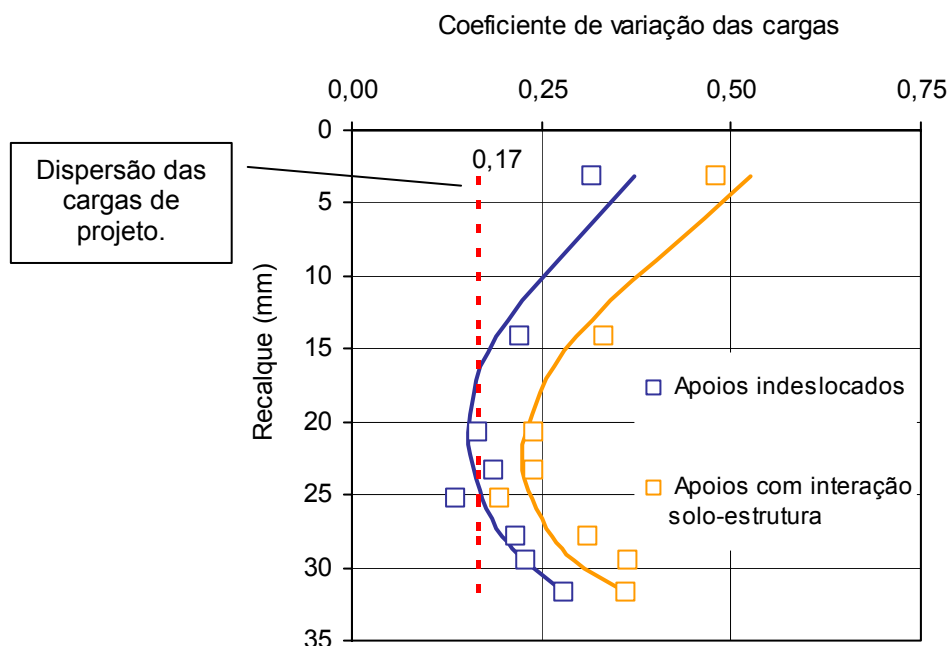


Figura 5. 37 – Coeficiente de variação das cargas dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 50 cm.

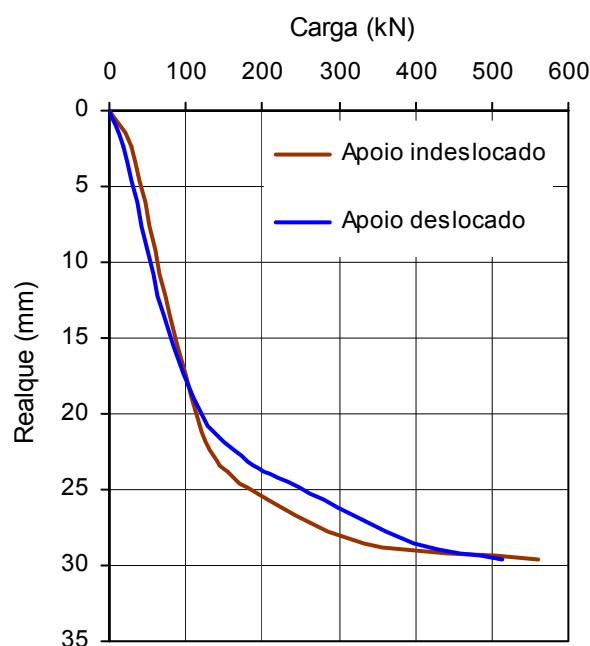


Figura 5. 38 – Faixa de valores de carga vs. recalque estimada para o pilar apoiado sobre uma estaca hélice com diâmetro nominal igual a 60 cm.

Na Figura 5.39 são apresentadas as variações de carregamento dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice de diâmetro nominal de 60cm entre os dois modelos numéricos adotados para análise do caso de estudo. A dispersão entre os

resultados de carregamento pode ser observada na Figura 5.40. Constata-se que as fundações compostas por duas estacas hélice de 60cm foram as que tiveram a menor dispersão de resultados (Figura 5.40).

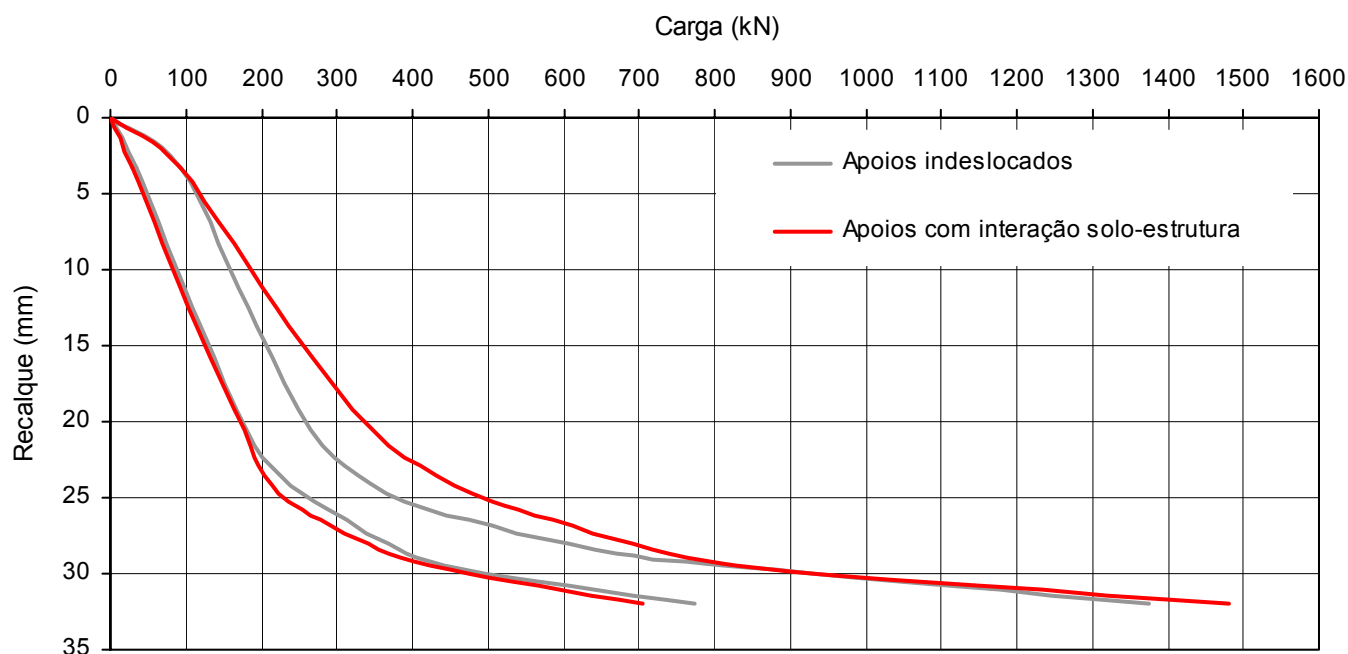


Figura 5. 39 – Faixa de valores de carga vs. recalque estimada para os pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 60 cm.

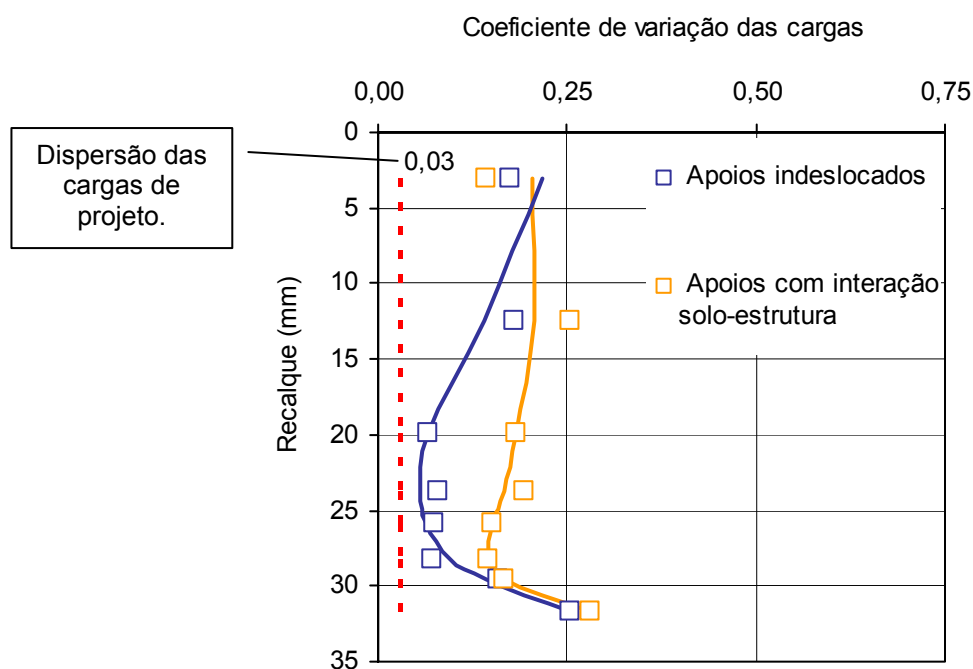


Figura 5. 40 – Coeficiente de variação das cargas dos pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 60 cm.

5.6 DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DO CARREGAMENTO DAS FUNDACOES SUPERFICIAIS

A seguir são apresentados os resultados dos esforços transmitidos por um grupo de pilares apoiados sobre sapatas de divisa. Os resultados de tensão que a base de cada sapata transmite ao solo de fundação considerando a hipótese dos apoios serem indeslocáveis e após os efeitos de redistribuição de esforços devido à interação solo-estrutura podem ser verificados nas Figuras 5.41 e 5.42, respectivamente. A tendência da curva de carregamento obtida em cada uma das fundações em sapatas indica, em outras situações, a ocorrência de ruptura devido à existência de recalques sem acréscimos de carregamentos. No entanto não é o que se supõe para o caso de estudo. À medida que os pilares centrais sofrem maiores recalques, ocorre uma redistribuição de esforços para os pilares de periferia, induzindo seu recalque. E o recalque adicional nos pilares de periferia promove um alívio de esforços nestes pilares, gerando um acréscimo de esforços nos pilares centrais. Esta condição de redistribuição de esforços ocorre até o equilíbrio do sistema. Espera-se que no momento do equilíbrio ainda exista uma parcela de carga residual dos pilares centrais sobre os pilares de periferia. Desta forma, o estado de ruptura aparente deve-se aos efeitos da interação solo-estrutura e não simplesmente ao carregamento, devido ao processo construtivo, transmitido pelo pilar a base da sapata.

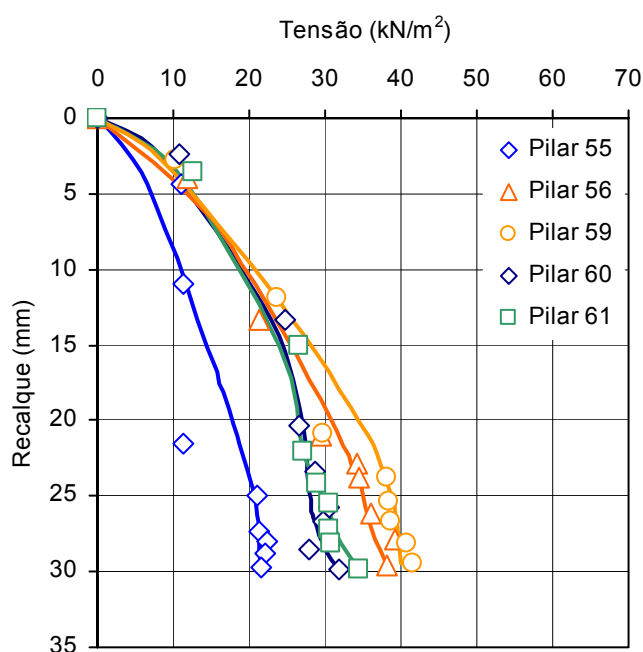


Figura 5. 41 – Curva tensão vs. recalque de um grupo de pilares apoiados sobre sapatas de divisa para a condição indeslocada.

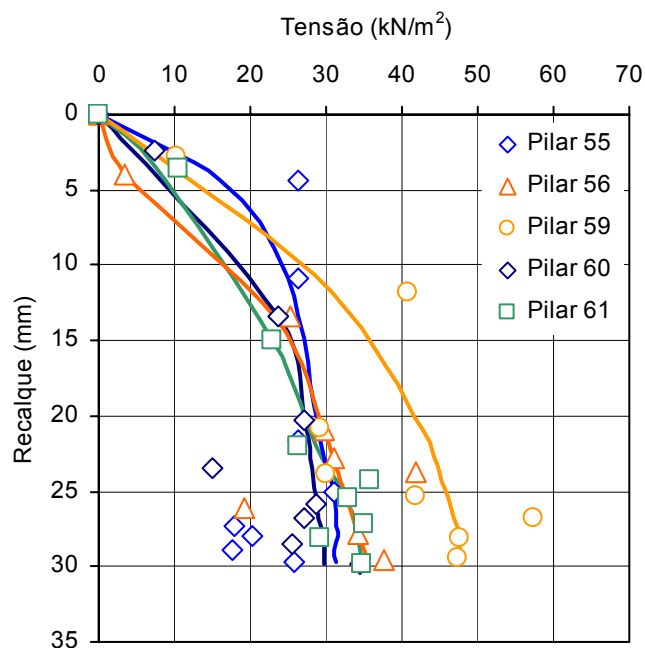


Figura 5. 42 – Curva tensão *vs.* recalque de um grupo de pilares apoiados sobre sapatas de divisa com interação solo-estrutura.

No momento em que as fundações profundas iniciam uma diminuição significativa dos acréscimos de recalques, a partir da terceira e quarta medições, as fundações superficiais iniciam uma estabilização na redistribuição de acréscimos de carga, mas ainda necessitam que as fundações superficiais recalquem junto com a estrutura principal. Devido à ligação estrutural o comportamento das fundações superficiais está relacionado e governado pelo comportamento das fundações profundas que sustentam a maior parte do carregamento da edificação.

A Figura 5.43 apresenta as faixas de valores de deslocamento em função do carregamento das fundações em sapatas para as duas condições de apoios. Verifica-se, para este caso de estudo, que a faixa de valores para a estimativa do carregamento dos recalques medidos é pouco influenciada pelo modelo numérico estrutural adotado para estados adiantados da obra e para as sapatas que se encontram no limite inferior de carregamento. A dispersão entre os valores de carga distribuída entre os dois modelos pode ser observada na Figura 5.44, observa-se, logo na terceira medição, duas lajes executadas, que a dispersão das cargas calculadas para as fundações superficiais tende a serem similares.

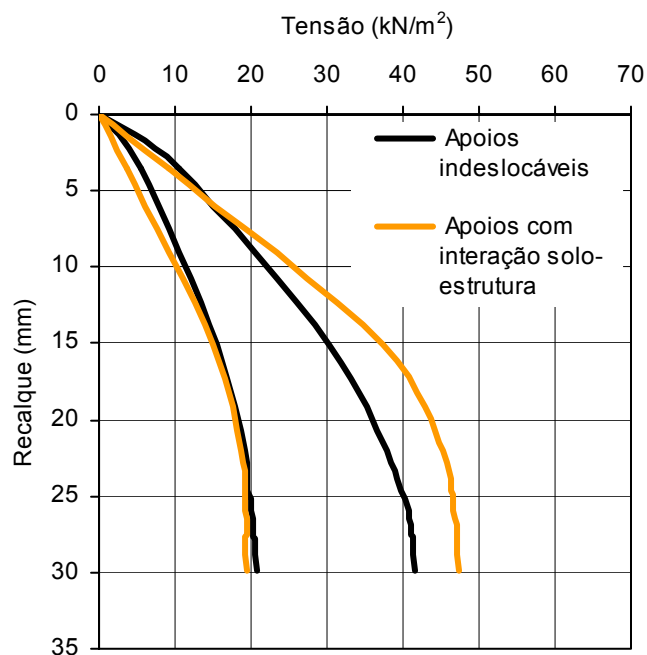


Figura 5. 43 – Limites de deslocamento em função da tensão estimadas para as sapatas.

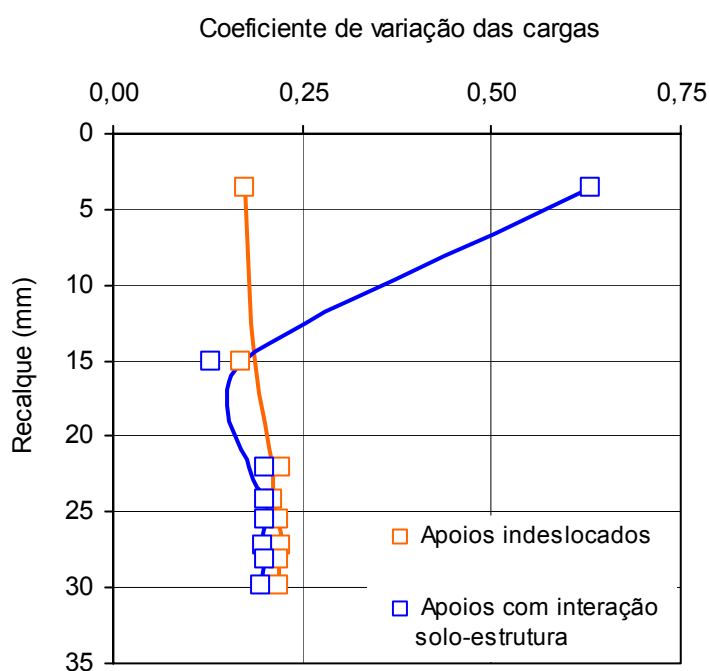


Figura 5. 44 – Coeficiente de variação das tensões dos pilares apoiados sobre sapatas de divisa.

Os resultados apresentados por todas as curvas de carregamento vs. recalque indicam que ocorreram redistribuição de esforços em todos os pilares

monitorados. No início do processo construtivo, instante em que as fundações estão menos carregadas estruturalmente, observa-se um comportamento solitário do fuste das estacas no processo de absorção do carregamento proveniente da estrutura. Análogo ao comportamento da curva velocidade de recalques o ponto do processo evolutivo marcado pela inserção da 3ª e 4ª lajes denota também uma alteração no comportamento das fundações, a partir de então, observa-se uma maior participação da ponta das estacas e conseqüentemente uma redução dos acréscimos de recalques entre os estágios monitorados do processo construtivo do caso de estudo.

5.7 ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Os fatores de recalque absoluto (AR) e recalque diferencial (DR) propostos por Gusmão (1990) são de elevada importância quando se deseja avaliar os efeitos da interação solo-estrutura tais como a redistribuição de cargas nos pilares e sua tendência à uniformização dos recalques. No entanto, os resultados de tais parâmetros fornecem informações estatísticas e baseadas em dados de recalques, ora medidos, outrora estimados. Existe a carência de uma metodologia de análise da presença do mecanismo da interação sobre a estrutura, que agregue parâmetros oriundos do acompanhamento de recalque consorciado com um coeficiente numérico indicativo do efeito destes mesmos recalques sobre a redistribuição de cargas nos apoios.

O método de análise desenvolvido ao final deste trabalho consiste primeiramente em determinar em cada apoio o fator de recalque diferencial (DR) proposto inicialmente por Gusmão (1990). Geralmente este valor está compreendido entre -1 e 1 . Uma das funções do coeficiente de recalque diferencial (DR) é informar em termos de porcentagem o desvio do recalque do pilar (w_I) em relação à média dos recalques de todos os apoios ($\bar{w}$). Constata-se que para as situações em que $DR > 1$ ocorre um alívio de carga no apoio enquanto que para $DR < 1$ gera-se uma sobrecarga no apoio. Posteriormente, é obtido o coeficiente de redistribuição de carga (FQ), definido como:

$$FQ = \frac{Q_{ssi} - Q_i}{Q_i}, \text{ para as situações em que } Q_i \geq Q_{ssi} \quad \text{Equação 5. 1}$$

$$FQ = \frac{Q_{ssi} - Q_i}{Q_{ssi}}, \text{ para as situações em que } Q_i < Q_{ssi} \quad \text{Equação 5. 2}$$

onde Q_i é a carga do pilar i estimado através da suposição de apoios indeslocáveis da estrutura e Q_{ssi} é a carga do pilar i estimada considerando os recalques medidos durante a fase de construção. Para as condições em que $FQ > 1$ ocorre o sobrecarregamento do pilar e $FQ < 1$ constata-se um alívio no esforço transmitido ao apoio. Para os pilares que têm recalques absolutos maiores que a média, há uma tendência ao alívio de cargas ($Q_i \geq Q_{ssi}$). Do contrário, ocorre um acréscimo de cargas provenientes dos pilares com maiores recalques ($Q_i < Q_{ssi}$). As situações onde FQ e DR são iguais a 0 (zero) indicam a ausência da interação solo-estrutura.

As figuras 5.45 e 5.46 apresentam a variação da influência da interação solo-estrutura para as duas primeiras medições de recalques do caso de estudo. Verifica-se que à medida que ocorre a diminuição da presença da interação solo-estrutura há uma tendência dos recalques de cada pilar atingirem a média, fazendo o valor do fator de recalque diferencial (DR) tender a zero. Fato semelhante ocorre com o fator de redistribuição de carga (FQ). À medida que se dispersam os efeitos da interação pelo aumento da rigidez, a estrutura impõe uma uniformização dos recalques e mitigando, assim, os efeitos de redistribuição de esforços. Desta forma, através da dispersão dos pontos em relação à origem, verificados nas figuras 5.45 e 5.46, constata-se que o comportamento estrutural é fortemente influenciado pela interação nas primeiras fases do processo executivo.

Com a inserção da terceira e quarta lajes, momento em que ocorre uma alteração na velocidade dos recalques (Figura 5.9), observa-se uma alteração brusca no valor da redistribuição de esforços e deslocamentos das fundações (Figura 5.47 a 5.49). Os resultados indicam a diminuição dos efeitos da interação solo-estrutura no comportamento estrutural à medida que a construção evolui. Isto se deve a rigidez alcançada pela estrutura e ao ganho de resistência do solo, devido as maiores mobilizações de tensões, refletindo em menores valores de recalques diferenciais entre os elementos estruturais.

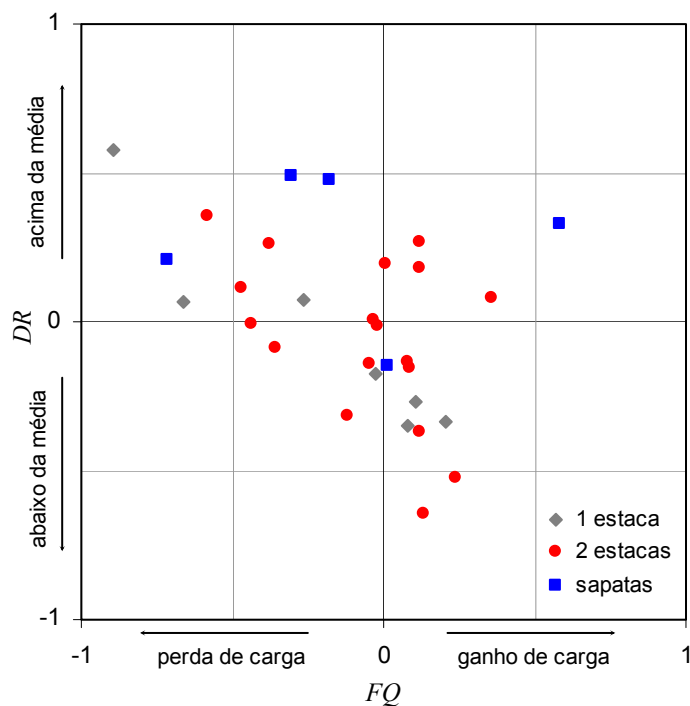


Figura 5. 45 – Avaliação da interação solo-estrutura para a primeira medição dos recalques (uma laje executada).

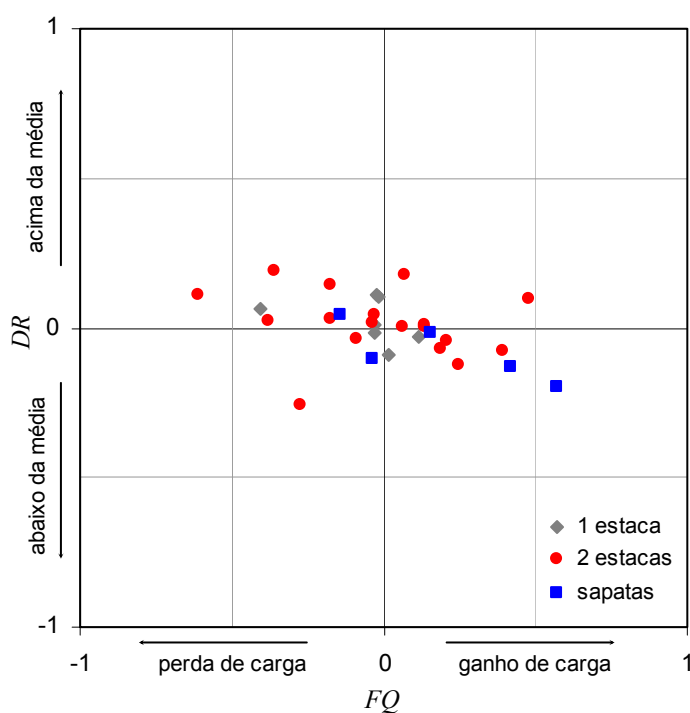


Figura 5. 46 – Avaliação da interação solo-estrutura para a segunda medição dos recalques (duas lajes executadas).

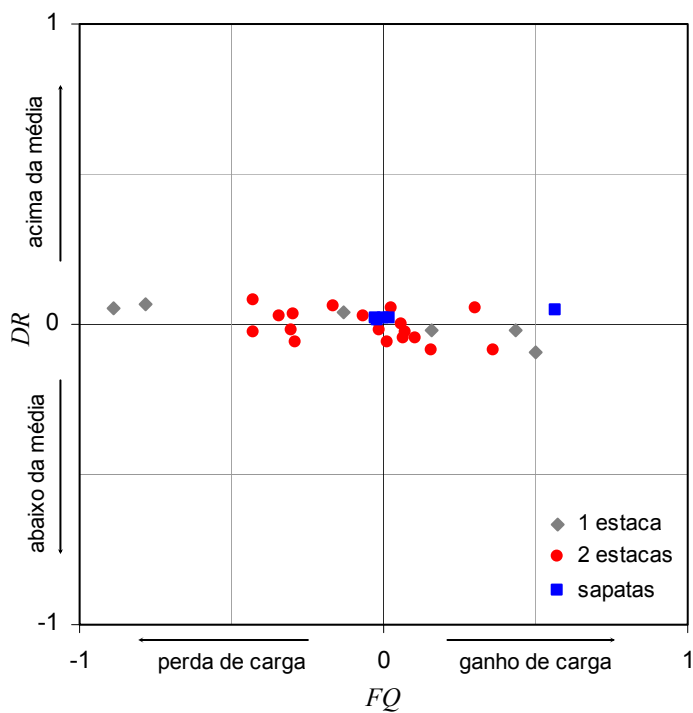


Figura 5. 47 – Avaliação da interação solo-estrutura para a terceira medição dos recalques (três lajes executadas).

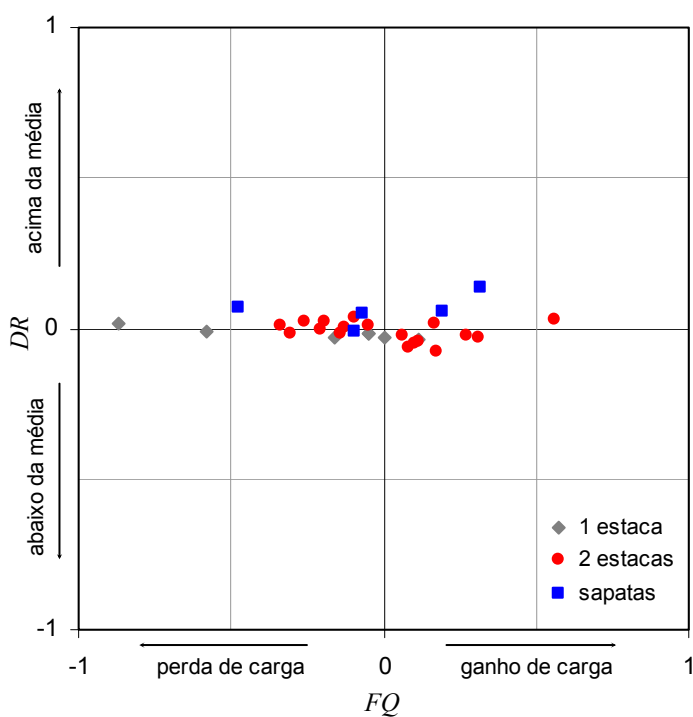


Figura 5. 48 – Avaliação da interação solo-estrutura para a quarta medição dos recalques (quatro lajes executadas).

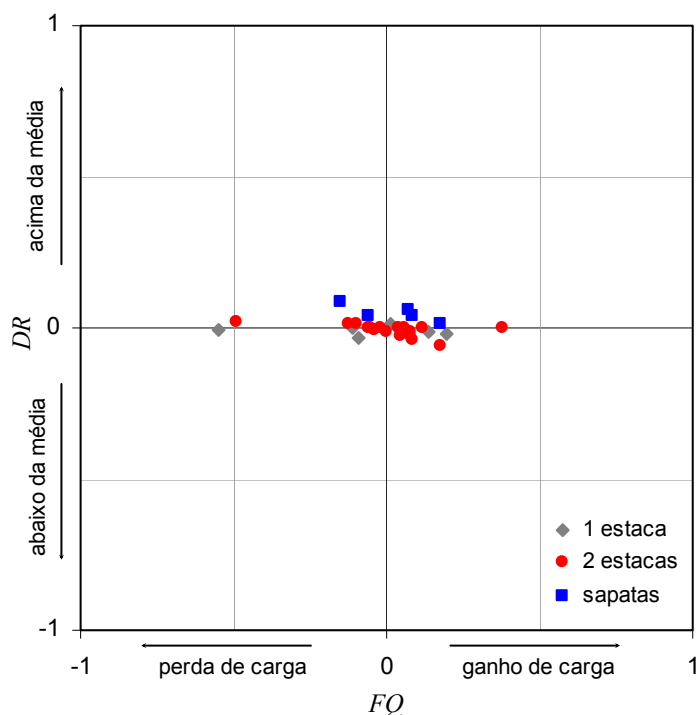


Figura 5. 49 – Avaliação da interação solo-estrutura para a quinta medição dos recalques (cinco lajes executadas).

A partir da sexta medição (Figura 5.50), momento em que a rigidez estrutural aumenta com a construção da alvenaria, os resultados indicam que nesta fase do processo construtivo a interação solo-estrutura não influencia mais de forma preponderante no comportamento estrutural, e que as cargas transmitidas às fundações, estimadas a partir do modelo numérico de apoios hiperestáticos, são bastante semelhantes aos do caso real, cujos apoios foram influenciados pela interação solo-estrutura.

Desta forma, qualquer estimativa de carregamento transmitido às fundações para estruturas que se encontrem em fase inicial de construção, ou para aquelas que possuam baixa rigidez, deve-se levar em conta os efeitos de redistribuição de esforços devido à influência da interação entre a estrutura e o solo. Para as estimativas que envolvam estruturas de múltiplos andares que se encontram em processo de término de execução, ou estruturas antigas cujos recalques já estabilizaram devido ao adensamento no solo, a consideração de apoios indeslocados poderá prover resultados satisfatórios, devido à similaridade entre os resultados de carga entre os modelos de apoios admitidos (figuras 5.51 e 5.52).

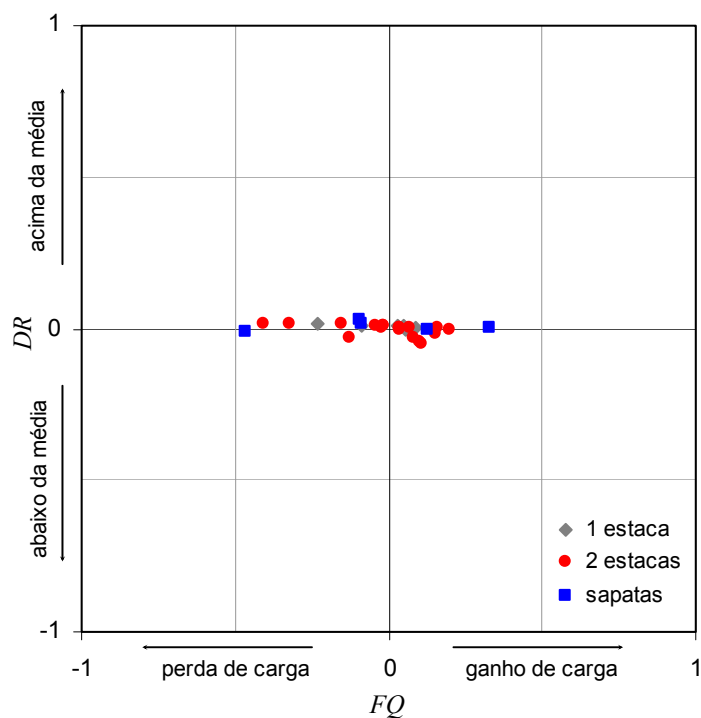


Figura 5. 50 – Avaliação da interação solo-estrutura para a sexta medição dos recalques (seis lajes executadas e início da construção da alvenaria).

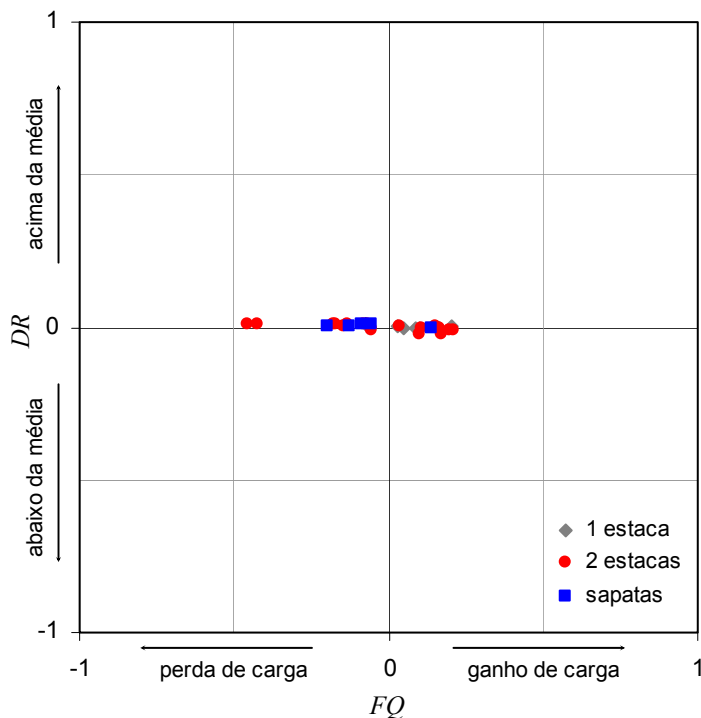


Figura 5. 51 – Avaliação da interação solo-estrutura para a sétima medição dos recalques (sete lajes executadas).

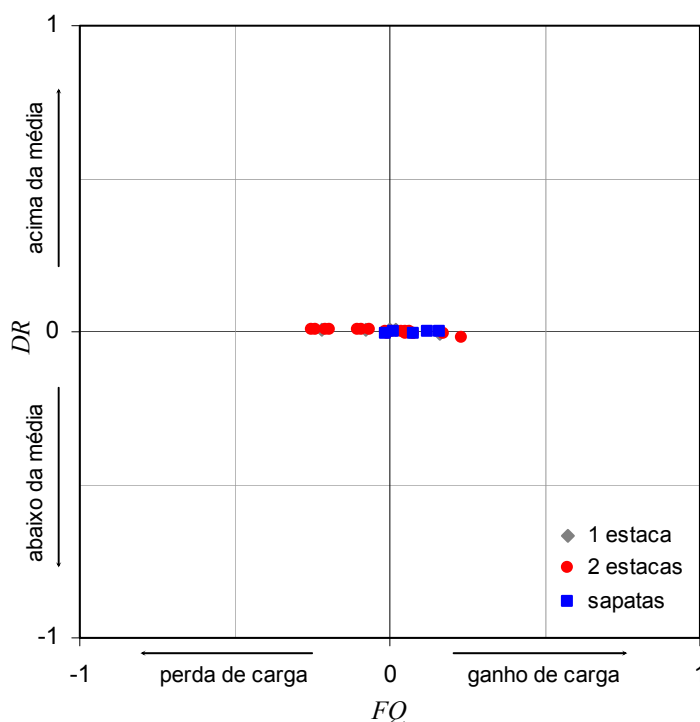


Figura 5. 52 – Avaliação da interação solo-estrutura para a oitava medição dos recalques (nove lajes executadas).

Observa-se que os valores de Dr convergem para *zero*, porém o mesmo não ocorre completamente com FQ . Consta-se que permanece uma parcela de carregamento residual referente à fase em que o comportamento estrutural era regido pela forte presença da interação. A parcela de carregamento resiliente é justificada devido às simulações numéricas, para ambas condições de apoios, terem simulado a evolução de carregamento da estrutura, sem admitir contudo a evolução de deformação que o processo construtivo exige dos elementos estruturais. Espera-se que, a partir de resultados provenientes de trabalhos futuros, e de simulações numéricas que admitam os acréscimos de deformação ao longo da construção, se possa concluir se este resíduo de carregamento é preponderante ao longo de toda vida útil da edificação ou cessa no final da conclusão da obra.

5.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os dados apresentados neste capítulo, observa-se que a metodologia utilizada definiu satisfatoriamente o comportamento das fundações do caso de estudo, possibilitando avaliar, não apenas, o comportamento das fundações

em estaca hélice e as sapatas, mas também a interação solo-estrutura de todo o conjunto.

Foi observado que existem duas velocidades diferentes que caracterizaram o comportamento das fundações profundas estudadas, e que a diferença entre os valores máximos e mínimos tendem a diminuir na medida em que a estrutura adquire rigidez.

Menciona-se a existência de pequena quantidade de trabalhos atuais que tratam da associação de parâmetros tais como os recalques diferenciais e as distorções angulares, medidas nas fundações, aos efeitos patológicos gerados na superestrutura, impedindo, assim, uma análise mais criteriosa do assunto.

A metodologia proposta para verificação da interação solo-estrutura permitiu acompanhar numericamente a variação da influência da interação solo-estrutura em função da evolução da obra através da evolução do carregamento da estrutura. Nos modelos numéricos adotados as deformações somente são admitidas devido ao carregamento em função da condição executiva da estrutura em cada etapa monitorada, não correlacionando as deformações existentes ocorridos nas etapas anteriores. Porém, na realidade, associada à evolução de carregamento, tem-se também a evolução das deformações acumuladas de todos os elementos estruturais solicitados. Tais deformações, mesmo imperceptíveis a olho nu, podem ao final da obra gerar acréscimos de esforços que através da metodologia de análise foram observados como carregamentos residuais. Desta maneira conclui-se que, devido à dispersão entre as cargas dos modelos numéricos e as de projeto, as deformações estruturais são de extrema importância nos efeitos de redistribuição de esforços, não somente ao longo da estrutura, mas também nos diversos pontos das fundações.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 CONCLUSÕES

Através de dados originados do acompanhamento de recalques consorciados a estimativas de carregamento provenientes da simulação numérica tridimensional da estrutura foi possível a avaliação da interação solo-estrutura do caso de estudo foi avaliada.

Os resultados deste trabalho comprovam a importância que o coeficiente de variação dos recalques CV tem como fonte de indicação do comportamento solo-estrutura.

O Nível Terzaghi projetado e desenvolvido apresentou ser um equipamento bastante eficaz na monitoração de recalques de edificações. Menciona-se o fato de que em nenhuma das medições realizadas, ocorreu paralisação na rotina dos trabalhos de construção, nem tão pouco, qualquer medição deixou de ser realizada devido a alguma etapa do processo construtivo. Com o equipamento desenvolvido, foi possível a medição da altura de referência de cada pino fixado nos pilares com a primeira laje ainda escorada. Esta condição impõe uma baixa iluminação ao interior da obra, devido à quantidade de escoras, impedindo a utilização, neste estágio do processo construtivo, de níveis óticos.

Através da análise do coeficiente de variação dos recalques (CV) foi constatado que existem diferentes rigidezes que, quando alcançadas pelo elemento estrutural durante sua fase construtiva, influenciam de formas distintas no comportamento das fundações.

A simulação numérica do caso de estudo proporcionou, ainda, verificar a importância da consideração das deformações acumuladas na estrutura sobre a redistribuição de esforços ao longo da fundação. Apesar dos resultados dos modelos numéricos indicarem que existe uma tendência à diminuição na dispersão dos resultados de esforços simulados sem a influência da interação solo-estrutura, apoios indeslocados, e com a interação, apoios com recalques, os resultados foram maiores que os definidos para as cargas de trabalho.

6.2 SUGESTÕES

Em contraste a sua importância, existem poucos trabalhos contemporâneos que abordam a distorção angular de forma aprofundada, enquanto isso, grande parte dos profissionais insistem em dar extrema atenção somente aos valores dos recalques diferenciais sem, contudo avaliar sua real influência, sobre os diversos pontos da fundação. Desta forma, devem ser realizados estudos sobre as distorções angulares correlacionando seus valores aos respectivos danos estruturais.

Menciona-se a necessidade de que sejam realizadas pesquisas de forma a padronizar os valores limites dos coeficientes de variação dos recalques, assim como a elaboração de uma metodologia de padronização das diversas rigidezes em função da evolução dos recalques, de maneira que se estabeleça a consolidação do conhecimento da influência da evolução da rigidez estrutural sobre o comportamento dos diferentes tipos de fundações.

Ressalta-se a importância de que seja feita, consorciada ao acompanhamento de recalques, uma monitoração da evolução das cargas que incidem nos pilares. Sugere-se esta medida como forma de comparação e ajuste dos resultados de cargas transmitidas às fundações, oriundas do modelo numérico sob influência dos recalques medidos, em relação às cargas reais que ocorrem em campo. Principalmente nos casos de estruturas de múltiplos andares com rigidez elevada, isto é importante pois, na medida em que se eleva a rigidez, maior é a influência que o erro inerente à medição do recalque tem sobre o resultado da redistribuição de esforços nas fundações do modelo numérico.

A continuidade no aperfeiçoamento do Nível Terzaghi trará somente benefícios, sendo algumas delas o aumento de sua precisão e miniaturização, tornando-se cada vez mais uma opção viável e presente nos diversos tipos de obras geotécnicas.

Como sugestão final, cita-se a necessidade da realização de monitorações de recalques em estruturas de alvenaria estrutural, devido sua baixa capacidade em absorver os efeitos dos recalques diferenciais e, também, como forma de avaliar a influência da interação solo-estrutura em projetos que possuem maiores velocidades de execução. Obtendo, desta forma, conclusões sobre o como o fator tempo de construção pode influenciar na eficiência do conjunto estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). *Projeto e execução de fundações*. Designação da norma: NBR 6122/96, 33 p.
- [2] ALBUQUERQUE, P.J.R. (2001). *Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de cargas instrumentadas em profundidade*. 260p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [3] ALMEIDA NETO, J.A. (2002). *Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos*. Dissertação de mestrado em engenharia. São Pulo – SP, Escola politécnica da Universidade de São Paulo.
- [4] ALONSO, U.R. (1991). *Previsão e controle das fundações*. Editora Edgard Blücher, São Paulo, 142p.
- [5] ANTUNNES, W.R., TAROZZO, H. (1996). *Estacas tipo hélice contínua*. In: HACHICH, W.; *et al.* *Fundações: Teoria e prática*. São Paulo: Ed. PINI. Cap. 9, p. 345-348.
- [6] BARATA, F.E. (1984). *Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura*. Tese de Concurso para Professor Titular, Departamento de Construção Civil, Escola de Engenharia da UFRJ, 178p.
- [7] BJERRUM, L. (1963). *Interaction between structure and soil*. *Proceedings European CSMFE*, Wiesbaden, Vol. 2, pp. 135-137. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [8] BURLAND, J.B., e COOKE, R.W. (1974). *The design of bored piles in stiff clay*, *Ground Engineer*, vol. 7 – nº 4, pp. 43-60 *Apud* VELLOSO e LOPES (2002).
- [9] CAPUTO, A.N.; TAROZZO, H.; ALONSO, U.R.; ANTUNES, W.R. (1997). *Estacas hélice contínua: projeto, execução e controle*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo Regional de São Paulo. 59 p.

- [10] CHAMECKI, S. (1954), *Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação*. Anais I, COBRAMSEF, Vol. I, pp. 35-80, Porto Alegre.
- [11] CHAMECKI, S. (1961), *Novo conceito de recalque diferencial admissível*. Anais II, COBRAMSEF, Recife e Campina Grande, Vol. I, pp. 3-6.
- [12] CINTRA, J.C.A; AOKI, N. (1999). *Carga admissível em fundações profundas*. São Carlos : EESC-USP, p.61.
- [13] CRESPO, V.A.S. (2004). *Dimensionamento de Estruturas considerando a sensibilidade da estrutura em relação ao solo*. Dissertação de mestrado em engenharia civil. Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF.
- [14] DANZIGER F. A.B.; DANZIGER B.R.; CRISPEL F.A. (2000). *A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, p. 191-202.
- [15] DECOURT, L.C. (1998). *Discussão: Interpretação de provas de carga axial em estacas hélices contínuas monitoradas na execução*. Revista Solos e Rochas. Vol. 1, 1998. São Paulo.
- [16] DECOURT, L. e NIYAMA, S. (1994). *Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils*. *Proceedings XII ICSMFE*, New Delhi, V. 2, pp. 477-486. New Delhi.
- [17] FELLENIUS, B.H. (2001a), *What capacity value to choose from the results of static loading test*. Deep Foundation Institute, Fulcrum, pp 19-22.
- [18] FELLENIUS, B.H. (2001b). *We have determined the capacity. Then what?* Deep Foundation Institute, Fulcrum, pp 23-26.
- [19] FONTE, A.O.C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J.T.F. (1994). *Interação solo-estrutura em edifícios altos*. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol. 1, pp. 239-46 Foz do Iguaçu, Brasil; *Apud* HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- [20] FRANTZISKONIS, G., BREYSSE, D. *Influence of soil variability on differential settlements of structures*. Computers and Geotechnics. Disponível na INTERNET via www.elsevier.com/locate/compgeo. Arquivo consultado em 2003.

- [21] GONÇALVES, J.C. (2004). *Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício*. 126p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro.
- [22] GOSCHY, B. (1978). *Soil-foundation-structure interaction*. Journal Structural Division ASCE, Vol. 104, St-5, pp. 749-761; *Apud* IWAMOTO (2000).
- [23] GUIMARÃES, L.J.N.; e GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). *Prática de fundações na Cidade de Recife – Uma contribuição ao estudo de interação solo-estrutura*. Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, 50 p.
- [24] GUIMARÃES, R.C., MOTA, N.M.B., ABREU, P.S.B., PEREIRA, J.H.F. e CARVALHO, J.C. (2002). *Prova de Carga estática em estaca hélice contínua no DF. Comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga*. COBRAMSEF XII.
- [25] GUSMÃO, A.D., LOPES, F.R. (1990). *Um método simplificado para consideração da interação solo-estrutura em edificações*. 6º CBGE/ IX COBRAMSEF. P. 447-454.
- [26] GUSMÃO, A.D. (1994a), *Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações*. Revista Solos e Rochas, Vol. 17, Nº 1, pp.47-55. São Paulo.
- [27] GUSMÃO, A.D. (1994b), *Avaliação da influência da interação solo-estrutura em fundações*. Anais, X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp.67-74.
- [28] GUSMÃO FILHO. J.A. (1995), *Contribuição à prática de fundações: a experiência do Recife*. Tese de Concurso de Professor Titular, Departamento de Tecnologia e Geotecnia, Escola de Engenharia da UFPE.
- [29] GUSMÃO FILHO, J.A., GUIMARÃES, L.J.N. (1997). *Limit stiffness in soil structure interaction of building*. In: XIV ICSMFE, Hamburgo, Ed. A.A. Balkema. *Proceedings* Vol. 2, P. 807-808.
- [30] GUSMÃO FILHO, J.A. (2002). *Fundações – do conhecimento geológico à prática da engenharia*. Editora Universitária – UFPE, 345 p.
- [31] GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A. (1990). *Um caso prático dos efeitos da interação solo-estrutura em edificações*. Anais, IX COBRAMSEF, Salvador, Vol. 2, pp.437-446.

- [32] GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A. (1994a). *Avaliação da Influência da interação solo-estrutura*. In: X COBRANSEF, Foz do Iguaçu, PR, ABMS, Anais, Vol.1, p. 68-74.
- [33] GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A. (1994), *Construction sequence effect on settlements of buildings*. *Proceedings XIII ICOSOMEFE*, New Delhi, Vol. 2, pp. 1803-1806.
- [34] HOLANDA Jr, O.G. (1998). *Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas*. São Carlos. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- [35] ISE – INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (1989). *Structure-soil interaction: The real behavior of structures*, London. *Apud VELLOSO e LOPES* (1997).
- [36] IWAMOTO, R.K. (2000). *Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda*. São Carlos. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- [37] LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1974). *Mecânica del suelos*. Primeira reimpressão. Ed. Limusa, México, 582 p.
- [38] LIEBMANN, H. (1979). *Terra, um planeta inabitável: da Antigüidade ,até os nossos dias, toda a trajetória poluidora da humanidade*. Rio de Janeiro: Biblioteca do Exército. *Apud Silva* (1998).
- [39] LOBO, A.S.; FERREIRA, C.V.; ALBIERO J.H.; ANUNCIAÇÃO R.G. (2000). *Recalques dos tubulões durante a construção de um edifício*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, p. 45-57
- [40] LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. (1991). *On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements*. *Proceedings X ECOSOMEFE*, Florence, Vol. 1, pp. 475-478.
- [41] MACHADO, J. (1958), *Estudo comparativo de recalques calculados e observados em fundações diretas em Santos*. Anais, II COBRAMSEF, Recife e Campina Grande, Vol. 1, pp. 21-36.
- [42] MACHADO, J. (1961), *Settlement of structures in the city of Santos, Brazil*. *Proceedings V ICOSOMEFE*, Paris, Vol. 1, pp. 719-725.

- [43] MAIA, P.C.A. ; BARROS, R.A. ; SABOYA Jr, F. (2004). *Acompanhamento de recalques em estacas hélice na região de Campos dos Goytacazes*. In: Seminário de Fundações Especiais, 2004, São Paulo. V SEFE, v. 01. p. 1-8.
- [44] MENZIES, B.K.; SIMONS N.E. (1981). *Introdução a Engenharia de Fundações*. Tradução de Luciano J. Moraes Jr. e Esther Horovitz de Beermann; revisão técnica de João Luís Escosteguy Merino - Rio de Janeiro, Editora Interciência.
- [45] MEYERHOF, G.G. (1953). *Some recent foundation research and its application to design*. *Structural Engineering*. V. 13, pp. 151-167. Londres.
- [46] MEYERHOF, G.G. (1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*, J.S.M.F.D., A.S.C.E., Vol. 82, nº SM1, pp. 866-1. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [47] OLIVEIRA J.T.R.; GUSMÃO A.D.; ARAÚJO A.G. (2002). *Comportamento tensão-deformação das fundações de três edifícios monitorados*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XII COBRAMSEG, p. 1701-1710.
- [48] ORTIGÃO J.A.R. (1995). *Introdução à Mecânica dos solos dos Estados Críticos* - .LTC – Livros Técnicos e Científicos S.A.- Rio de Janeiro.
- [49] PEDREIRA C.L.S.; DIAS C.R.R.; SCHNAID F. (2002). *Recalques de edificação construída sobre camada tratada apoiada em solo compressível: estudo de caso*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XII COBRAMSEG, p. 1803-1814.
- [50] PENNA, A.S.D.; CAPUTO, A.N.; MAIA, C.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S. C.; ALONSO, U.R. (1999). *A estaca hélice contínua – a experiência atual*. 1ª ed. São Paulo: FALCONI, F. F.; MARZIONNA, J. D. (ed.). ABMS/ABEF/IE, 162p.
- [51] POULOS, H.G. (1995). *Settlement analysis of structural foundation systems*. Research Report Civil Engineering Department. University of Sidney, Australia.
- [52] POULOS, H.G. (2000). *Foundation settlement analysis practice vs. research*. The Eighth Spencer J. Buchana Lecture.
- [53] Poulos, H.G. (2005). *Pile Behavior – Consequences of geological and construction imperfections*. ASCE, Vol. 131, St-5, pp. 538-563;

- [54] POLSHIN, D.E. e TOKAR, R.A. (1957). *Maximum allowable non-uniform settlement of structures*, *Proceedings* 4th. ICSMFE, London, Vol. 1, pp. 402-405. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [55] REZENDE M.E.B.; MORAIS R. N. (2000). *Recalques de um edifício por colapso do solo*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, p. 304-311.
- [56] SANTA MARIA, P.E.L., SANTA MARIA, F.C.M., SANTOS, A.B., (1999). *Análise de vigas contínuas com apoios viscoelásticos e sua aplicação a problemas de interação solo-Estrutura*, Solos e Rochas, v. 22, n. 3 (dezembro), pp. 179-194.
- [57] SILVA, E.R. (1998). *O curso da água na história: simbologia, moralidade e a gestão de recursos hídricos*. Tese apresentada para titulação de Doutorado. Fundação Oswaldo Cruz Escola Nacional de Saúde Pública, Pós-Graduação em Saúde Pública. Orientador: Fermin Roland Schramm.
- [58] SOARES V. B., SOARES W.C. (2002). *Fundações de grandes edifícios com estacas e blocos de coroamento, participando das reações do solo e medições do recalques obtidos*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XII COBRAMSEG, p. 1765-1772.
- [59] SKEMPTON A.W.; MACDONALD D.H. (1956), *Allowable settlements of buildings*. *Proceedings* Institution of Civil Engineers, London, Part 3, Vol. 5, pp. 727-768. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [60] SOARES V.B., SOARES W.C. (2002). *Fundações de grandes edifícios com estacas e blocos de coroamento, participando das reações do solo e medições do recalques obtidos*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XII COBRAMSEG, p. 1765-1772.
- [61] TEIXEIRA, A.H. (1960a). *Typical subsoil conditions and settlement problems in Santos, Brasil*. *Proceedings* I PACOSOMEFE, Mexico, Vol. 1, pp. 149-177.
- [62] TEIXEIRA, A.H. (1960b). *Contribution to the study of the time – settlement relation of actual structures*. *Proceedings* I PACOSOMEFE, Mexico, Vol. 1, pp. 179-200.
- [63] TEIXEIRA, A.H. (1960c). *Case history of building underlain by usual condition of preconsolidated clay layer (Santos)*. *Proceedings* I PACASOMEFE, México, Vol. 1, pp. 201-215.

- [64] TEIXEIRA, A.H. (1993). *Fundações rasas na Baixada Santista*. In *Solos do Litoral de São Paulo*, capítulo 6, pp. 137-154.
- [65] TEIXEIRA, A.H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. Anais , 3º SEFE, São Paulo, Vol. 1. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [66] TEIXEIRA, L.M. (2000). *Ocorrência de solos moles na região metropolitana de Campos dos Goytacazes – Um enfoque probabilístico*. Dissertação de mestrado em ciências de engenharia com ênfase em geotecnia. Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF. pp 59.
- [67] USACE– UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (1987). *Engineering and Design - Instrumentation for Concrete Structures*. Washington, DC 20314-1000, Department of the Army.
- [68] USACE– UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995). *Engineering and Design - Instrumentation of Embankment Dams and Levees*. Washington, EM 1110-2-1908, Department of the Army.
- [69] VARGAS, M. (1948). *Buildings settlement observations in São Paulo*. *Proceedings* II International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 4, pp. 13-21. Rotterdam.
- [70] VARGAS, M. (1961). *Foundations of tall buildings on sand in São Paulo*. *Proceedings* V ICOSOMEFE, Paris.
- [71] VARGAS, M. E LEME DE MORAES, J. T. (1989), *Long term settlements of tall buidings on sand*. *Proceedings* XII ICOSOMEFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 765-768.
- [72] VARGAS, M. e SILVA, F.R. (1973). *O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo*, Anais, Conferência Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos, Porto Alegre. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [73] VELLOSO, P.P.C. (1981). *Estacas em solos: dados para a estimativa do comprimento*. Ciclo de palestras sobre estacas escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro. *Apud* VELLOSO e LOPES (1997).
- [74] VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (1997). *Fundações*. Volumes 1. Ed. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 290p.
- [75] VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2002). *Fundações*. Volumes 2. Ed. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 472p.