

**MONITORAÇÃO DE RECALQUES DE UM EDIFÍCIO E AVALIAÇÃO
DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

GUSTAVO SAVARIS

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO - UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
SETEMBRO – 2008**

MONITORAÇÃO DE RECALQUES DE UM EDIFÍCIO E AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

GUSTAVO SAVARIS

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

Orientadora: Prof^a. Patrícia Habib Hallak

Co-orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

SETEMBRO – 2008

MONITORAÇÃO DE RECALQUES DE UM EDIFÍCIO E AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

GUSTAVO SAVARIS

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

Aprovada em 05 de setembro de 2008.

Comissão Examinadora:



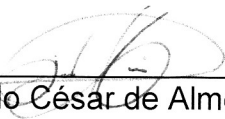
Prof^a. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc. – UFF



Prof. Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc. – UPE



Prof. Sergio Luis González Garcia, D.Sc. – UENF



Prof. Paulo César de Almeida Maia, D.Sc. – UENF (co-orientador)



Prof^a. Patrícia Habib Hallak, D.Sc. – UENF (orientadora)

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

39/2008

Savaris, Gustavo

Monitoração de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura / Gustavo Savaris. – Campos dos Goytacazes, 2008.

xiii, 177f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) --Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2008.

Orientadora: Patrícia Habib Hallak.

Co-orientador: Paulo César de Almeida Maia.

Área de concentração: Estruturas

Bibliografia: f. 106-109

1. Interação solo-estrutura 2. Recalques 3. Análise estrutural 4. Concreto armado 5. Edifício múltiplos andares I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.171

À Deus, pelo dom da existência e discernimento nas minhas decisões;

Aos meus pais, Almiro e Noeli, pela confiança que me transmitem;

A minha esposa Vaneila, por todo seu amor, incentivo e paciência;

A minha irmã Cristina, pelo apoio e amizade;

Aos amigos de todas as horas;

À vida por garantir momentos de sublime felicidade.

Dedico

AGRADECIMENTOS

À Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), por meio do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelo apoio e pela oportunidade de realização deste curso;

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ) e à Comissão de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão de bolsas de estudos;

À professora Patricia Habib Hallak, pela orientação, pelos ensinamentos, pela amizade e pelos conselhos em todos os momentos;

Ao professor Paulo César de Almeida Maia, pela co-orientação, pelo apoio, pelos conselhos em todos os momentos de desespero;

Ao professor Sergio Luis González Garcia, pela amizade, colaboração, pelo incentivo e apoio;

Aos laboratoristas do LECIV, especialmente o Milton, o André e a Vanúzia, pela valiosa colaboração, pela paciência e pela amizade;

Aos colegas, professores e funcionários do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, pelo convívio, pela atenção e pelo estímulo;

Aos amigos Jair, Edson, Fábio “Bélem”, Vinicius, pelas horas de descontração e principalmente pela valiosa colaboração e amizade;

Ao amigo, companheiro e colega, Sérgio Antônio Brum Jr. pelas horas passadas juntas entre aulas e experimentos, pelo incentivo, compreensão, convívio, colaboração, atenção e amizade, que persistem desde a graduação;

À minha amada esposa Vaneila, que sempre esteve ao meu lado, até mesmo quando essa não era sua vontade, agradeço pelo amor, carinho, ajuda e compreensão nos momentos de tensão;

A todas as pessoas que, de alguma maneira, colaboraram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	iv
Lista de Tabelas	viii
Lista de Símbolos	ix
Lista de Abreviaturas e Siglas	xi
Resumo	xii
Abstract	xiii
Capítulo 1 – Introdução	
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Justificativas	3
1.4 Escopo da dissertação	3
Capítulo 2 – Interação solo estrutura	
2.1 Recalques de uma edificação	5
2.1.1 Deslocamentos das fundações	6
2.1.2 Recalques diferenciais admissíveis e danos causados	8
2.1.3 Monitoração de recalques de edifícios	9
2.1.4 Métodos de monitoração de recalques de edifícios	10
2.1.4.1 Medição de recalques através de níveis óticos	11
2.1.4.2 Medição de recalques através de nível d'água	12
2.2 Interação solo estrutura	16
2.2.1 Fatores que influenciam na interação solo estrutura	20
2.2.1.1 Rigidez relativa estrutura-solo	20
2.2.1.2 Número de pavimentos e processo construtivo	21
2.2.1.3 Edificações vizinhas	23
2.2.2 Parâmetros para análise dos efeitos da interação solo estrutura	23
2.3 Modelos propostos para avaliação da ISE	26
2.4 Considerações finais	31

Capítulo 3 – Estudo de Caso

3.1 Descrição da obra analisada	33
3.1.1 Características da estrutura	34
3.1.2 Caracterização geotécnica	35
3.2 Sistema de medição de recalques	37
3.3 Modelagem da estrutura	45
3.3.1 Modelos tridimensionais para análise estrutural	46
3.3.2 Carregamentos	50
3.3.3 Modelagem da protensão	51

Capítulo 4 – Análise dos resultados

4.1 Análise dos recalques	55
4.1.1 Recalques totais	56
4.1.2 Recalques diferenciais máximos	67
4.1.3 Distorção angular máxima	71
4.1.4 Velocidade dos recalques	77
4.2 Análise da interação solo estrutura nas cargas dos apoios	79
4.3 Efeito da interação solo estrutura na relação carga vs. recalque	90
4.3.1 Comportamento das fundações profundas	91
4.3.2 Comportamento das fundações superficiais	93
4.4 Influência da rigidez do conjunto solo-fundação na interação solo estrutura	95
4.5 Influência da rigidez da estrutura na interação solo estrutura	99
4.6 Considerações finais	103

Capítulo 5 – Conclusões e sugestões

5.1 Conclusões	104
5.2 Sugestões	105

Referências bibliográficas	106
-----------------------------------	-----

Anexo A – Projetos Arquitetônico e Estrutural	110
--	-----

Anexo B – Tabelas das dimensões dos elementos da estrutura e forças de protensão (CCCE)	121
--	-----

Anexo C – Curvas de carga vs. recalque	150
Anexo D – Tabelas de resultados calculados	163
Anexo E – Resultados do ensaio de carregamento dinâmico	173

Lista de Figuras

Figura 2.1	Deslocamentos de uma fundação (VELLOSO e LOPES, 2004).	6
Figura 2.2	Deslocamentos de uma estrutura (I.S.E., 1989).	7
Figura 2.3	Distorções angulares e danos associados (BARROS, 2005).	8
Figura 2.4	Detalhe de pino de leitura de recalque (ALONSO, 1991).	11
Figura 2.5	Referência de nível profundo (ALONSO, 1991).	12
Figura 2.6	Sistema de medição de recalques com nível de mangueira.	13
Figura 2.7	Nível Terzaghi (USACE, 1987).	14
Figura 2.8	Nível Terzaghi com leitura através de paquímetro digital (BARROS, 2005).	15
Figura 2.9	Modelo de Interação Solo Estrutura.	16
Figura 2.10	Efeito da ISE nos recalques e reações de apoio (adaptado de GUSMÃO, 1994).	17
Figura 2.11	Analogia da viga parede (GOSHY, 1978).	18
Figura 2.12	Efeito da seqüência construtiva (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994).	22
Figura 2.13	Consideração da estrutura como uma viga de rigidez equivalente (MEYERHOF, 1953)	27
Figura 2.14	Modelos de análise da interação solo estrutura (Adaptado de MOTA <i>et al.</i> , 2007).	28
Figura 3.1	Elevação frontal do Edifício Classic em 1º/11/2007.	34
Figura 3.2	Armadura da laje protendida com cordoalhas engraxadas.	35
Figura 3.3	Localização dos pontos de sondagem à percussão.	36
Figura 3.4	Perfil geológico do local da obra.	37
Figura 3.5	Marco de referência com a haste metálica graduada.	38
Figura 3.6	Localização dos pilares, marco de referência de nível e rede de dutos.	39
Figura 3.7	Mangueira de silicone, lacre e conector plástico.	40
Figura 3.8	Haste metálica e saída d'água no marco de referência.	40
Figura 3.9	Referência e saída d'água nos pilares.	41
Figura 3.10	Sistema de proteção da referência no pilar.	41

Figura 3.11	Leitura de nível nos pilares	42
Figura 3.12	Desenho esquemático do sistema de medição nos pilares.	43
Figura 3.13	Leitura de nível no marco de referência	43
Figura 3.14	Desenho esquemático do sistema de medição no marco de referência.	44
Figura 3.15	Distâncias a serem medidas para determinação do recalque.	45
Figura 3.16	Sistema de referência local para elemento de barra e de placa.	46
Figura 3.17	Modelo tridimensional da estrutura para a 3ª laje.	47
Figura 3.18	Modelo tridimensional da estrutura para a 7ª laje.	48
Figura 3.19	Modelo tridimensional da estrutura para a 12ª laje.	49
Figura 3.20	Força de desvio no espaço e suas componentes (MENEGATTI, 2004).	52
Figura 4.1	Planta de localização dos pilares com carga de projeto e sinalização do tempo de monitoração.	56
Figura 4.2	Curvas de recalques médios de todas as fundações e agrupadas em estacas e sapatas.	57
Figura 4.3	Curvas de iso-recalque para a etapa referente à laje 4 (mm).	61
Figura 4.4	Curvas de iso-recalque para a etapa referente à laje 8 (mm).	62
Figura 4.5	Curvas de iso-recalque para a etapa referente à laje 12 (mm).	63
Figura 4.6	Corte A-A' e evolução dos recalques ao longo da construção.	64
Figura 4.7	Corte B-B' e evolução dos recalques ao longo da construção.	65
Figura 4.8	Desvio padrão dos recalques ao longo do tempo para fundações agrupadas em sapatas e em estacas.	66
Figura 4.9	Coeficiente de variação dos recalques para fundações agrupadas em sapatas, em blocos de estacas e considerando todas as fundações.	67
Figura 4.10	Curvas de recalques diferencial médio e máximo calculados ao longo da construção.	67
Figura 4.11	Curvas de iso-recalques diferenciais máximos na etapa L4 (mm).	69
Figura 4.12	Curvas de iso-recalques diferenciais máximos na etapa L8 (mm).	70

Figura 4.13	Curvas de iso-recalques diferenciais máximos na etapa L12 (mm).	71
Figura 4.14	Valores máximos, mínimos e média da distorção angular ao longo da construção.	72
Figura 4.15	Coeficiente de variação do inverso da distorção angular ao longo da construção.	73
Figura 4.16	Curvas de iso-distorção angular máxima na etapa L4 ($\alpha=1/\beta$).	74
Figura 4.17	Curvas de iso-distorção angular máxima na etapa L8 ($\alpha=1/\beta$).	76
Figura 4.18	Curvas de iso- distorção angular máxima na etapa L12 ($\alpha=1/\beta$).	77
Figura 4.19	Velocidade dos recalques ao longo da construção.	79
Figura 4.20	Valores médios das reações nos apoios para os pilares em que ocorre acréscimo de carga.	82
Figura 4.21	Valores médios das reações nos apoios para os pilares em que ocorre alívio de carga.	83
Figura 4.22	Planta de localização dos pilares no pavimento térreo com sinalização de alívio ou acréscimo de carga nos apoios devido aos recalques.	84
Figura 4.23	Variação dos máximos acréscimos e alívios de carga ao longo da construção.	85
Figura 4.24	Média da variação das reações nos apoios ao longo da construção.	86
Figura 4.25	Coeficiente de variação da redistribuição de cargas ao longo da construção.	86
Figura 4.26	Reações obtidas no apoio do pilar P32, em cada etapa da construção, para as hipóteses de apoios indeslocáveis (<i>RI</i>) e com os recalques medidos (<i>RCR</i>).	87
Figura 4.27	Reações obtidas no apoio do pilar P20, em cada etapa da construção, para as hipóteses de apoios indeslocáveis (<i>RI</i>) e com os recalques medidos (<i>RCR</i>).	88
Figura 4.28	Média das forças axiais nos pilares que suportam 12 pavimentos, para a etapa referente à laje 12.	89

Figura 4.29	Média das forças axiais nos pilares que suportam 3 pavimentos, para a etapa referente à laje 12.	89
Figura 4.30	Média das forças axiais nos pilares que suportam 2 pavimentos, para a etapa referente à laje 12.	90
Figura 4.31	Curvas das faixas de valores de carga vs. recalque para os pilares apoiados sobre estacas com comportamento esperado.	91
Figura 4.32	Curvas das faixas de valores de carga vs. recalque para os pilares apoiados sobre estacas com comportamento inesperado.	92
Figura 4.33	Curvas do coeficiente de variação das cargas das estacas ao longo da construção.	92
Figura 4.34	Curvas das faixas de valores de tensão vs. recalque para os pilares apoiados sobre sapatas.	93
Figura 4.35	Curvas das faixas de valores de tensão vs. recalque para os pilares P21 e P22.	95
Figura 4.36	Curvas do coeficiente de variação das tensões nas sapatas ao longo da construção.	95
Figura 4.37	Curvas de iso-coeficiente de mola (K_{sf}) na etapa L12 (MN/m).	97
Figura 4.38	Curvas de média do coeficiente K_{sf} para as regiões <i>SFA</i> , <i>SFB</i> , <i>SFC</i> e <i>SFD</i> ao longo do tempo de construção.	98
Figura 4.39	Curvas de iso-coeficiente de rigidez equivalente (K_e) na etapa L12 (MN/m).	100
Figura 4.40	Variação do coeficiente de rigidez equivalente (K_e) para as regiões RA, RB e RC, ao longo da construção.	101
Figura 4.41	Evolução proporcional do coeficiente de rigidez equivalente (K_e) da estrutura, para as regiões RA, RB e RC, ao longo da construção.	101
Figura 4.42	Evolução do coeficiente de variação dos recalques nas regiões RA, RB e RC, ao longo da construção.	102

Lista de Tabelas

Tabela 2.1	Valores limites de distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas (I.S.E. 1989).	9
Tabela 2.2	Estimativa de carga na estrutura (GUSMÃO e CALADO JR., 2002).	19
Tabela 2.3	Conseqüências das hipóteses de projetos em relação à ISE (GUSMÃO, 2006).	20
Tabela 3.1	Datas e etapas da obra em cada modelo tridimensional.	50
Tabela 3.2	Parâmetros físicos dos materiais de construção utilizados.	51
Tabela 4.1	Evolução dos recalques totais das fundações profundas durante a construção.	59
Tabela 4.2	Evolução dos recalques totais das fundações superficiais durante a construção.	60
Tabela 4.3	Valores admissíveis para velocidades de recalques em edifícios (ALONSO, 1991).	78
Tabela 4.4	Reações de apoio para a etapa L12.	81

Lista de Símbolos

[SM]	matriz de rigidez da estrutura
[FM]	matriz de flexibilidade da fundação
{V}	vetor de reações nos apoios da estrutura considerando a interação solo-estrutura
{V ₀ }	vetor de reações nos apoios da estrutura considerando os apoios indeslocáveis
{d}	vetor de recalques nos apoios
AR	fator de recalque absoluto
CV	coeficiente de variação de recalques
D	distâncias, segundo os eixos globais, entre o vértice do cabo onde a força de desvio atua até o eixo do centro de gravidade da seção transversal
DR	fator de recalque diferencial
E _{cl}	rigidez da viga equivalente
E _c	módulo elasticidade do material da estrutura
E _s	módulo elasticidade do solo
F _Q	coeficiente de redistribuição de carga
F _R	coeficiente de redistribuição de carga
F _i	componente de força de desvio
I _b	momento de inércia da viga típica
K _{ss}	parâmetro rigidez relativa estrutura-solo
K _{sf}	coeficiente de mola do conjunto solo-fundação
K _e	coeficiente de rigidez equivalente da estrutura no apoio
L	comprimento do vão entre pilares
P _i	forças de protensão no vértice i
Q _i	carga do pilar i estimado através da suposição de apoios indeslocáveis da estrutura
Q _{ssi}	carga do pilar i estimada considerando os recalques medidos durante a fase de construção.
R _{CR}	reações nos apoios quando considerados os recalques medidos
R _I	reações nos apoios na hipótese de apoios indeslocáveis
w _i	recalque absoluto do apoio i
w _m	recalque total médio dos apoios

w	<i>recalque</i>
w_i	recalque instantâneo
w_t	recalque no tempo
w_{total}	recalque total
w_l	levantamento
Δ	deflexão relativa
β	distorção angular
ϕ	rotação
δ_w	recalque diferencial
δ_{wmax}	recalque diferencial máximo
ω	desaprumo
σ_n	desvio padrão dos recalques
$\Sigma E_c \cdot I_c$	somatório das rigidezes das vigas da superestrutura
$\Sigma E_a \cdot I_a$	somatório da rigidez dos painéis de alvenaria.

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
CCCE	- Conjunto de Cargas Concentradas Equivalentes
I.S.E.	- Institution of Structural Engineers
ISE	- Interação solo estrutura
MEC	- Método dos elementos de contorno
MEF	- Método dos elementos finitos
PVC	- Policloreto de vinila
SPT	- Standard Penetration Test
UENF	- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
USACE	- United States Army Corps of Engineers

Resumo

O objetivo geral deste trabalho é estudar a interação entre o comportamento da estrutura e os deslocamentos das fundações e verificar a influência na redistribuição das cargas entre os pilares.

O estudo foi dividido em duas etapas, sendo a primeira a monitoração dos recalques de um edifício residencial, desde o início da construção. Para isto foi projetado e desenvolvido um sistema de monitoração de recalques de edifícios com leitura de dados através de fotografias digitais, o qual permite o acompanhamento da evolução dos recalques, através de leituras freqüentes ao longo do processo construtivo.

A segunda etapa consta de uma análise numérica tridimensional e linear da estrutura, pelo método dos elementos finitos. Esta análise constitui-se de modelos numéricos correspondentes à execução de cada pavimento, sendo consideradas duas condições de apoio: uma considerando os apoios indeslocáveis e outra admitindo a existência dos recalques totais medidos em cada apoio.

Os dados obtidos são conclusivos a respeito da influência da rigidez da estrutura nos recalques ocorridos na edificação a partir de dados de velocidade dos recalques, distorções angulares e recalques diferenciais nos diversos pontos monitorados. Comparando os resultados obtidos na análise numérica para cada condição de apoio foi possível avaliar a influência da rigidez da estrutura na transferência de cargas entre os pilares, ocorrida devido à interação solo estrutura.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura, recalques, análise estrutural, concreto armado, edifício múltiplos andares.

Abstract

The main of this work is to study the interaction between the structure behavior and the displacement of the foundations and evaluate this influence in the columns loads redistribution.

This study was divided into two stages, the first was the settlement monitoring of a residential building, since the beginning of the construction. For this was designed and developed a settlement monitoring system of buildings with data reading through digital photos, which allows frequent readings through the building process.

Second step consists of a three-dimensional and linear numerical analysis of the structure, using a software based on the finite element method. This analysis uses numerical models corresponding to the implementation of each floor, being considered two different support conditions: firstly the supports were fixed and in another condition were considered the settlements measured on each support.

The results concluded the influence of the structure rigidity on settlements occurred during the construction through data analyses from the settlements speed, angular distortion and differential settlements in different points monitored. Comparing the results obtained in numerical analysis for each support condition was possible to evaluate the influence of the rigidity of the structure in the load transfer between the columns, which occurred due to soil structure interaction.

Keywords: Soil-Structure Interaction, settlements, structural analysis, reinforced concrete, multistory buildings.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A crescente expansão imobiliária e a valorização dos terrenos nos grandes centros urbanos têm ocasionado uma tendência no mercado de verticalização das edificações. Grandes edifícios com projetos arquitetônicos ousados e a redução nos custos de construção passaram a exigir dos engenheiros calculistas modelos mais refinados para análise estrutural. Assim, o desenvolvimento de novas técnicas e os avanços da informática tem permitido a elaboração de projetos com maior precisão e velocidade nos cálculos, influenciando diretamente a segurança e custo da obra.

Tradicionalmente os projetos de edifícios são elaborados admitindo que os apoios no solo são indeslocáveis, resultando num conjunto de cargas (reações verticais, horizontais e momentos fletores) que é passado ao engenheiro de fundações, o qual considerando os resultados obtidos nos ensaios de campo, dimensiona as fundações.

Nas fundações normalmente são admitidos deslocamentos, limitados pelos danos que possam acarretar na edificação. Contudo, qualquer deslocamento do apoio ocasiona o surgimento de perturbações na estrutura. Geralmente ocorre a modificação das trajetórias de tensões, culminando na redistribuição dos esforços internos.

Na realidade o desempenho de uma edificação é governado pela interação entre a superestrutura, infra-estrutura e solo de fundação, em um mecanismo denominado de interação solo-estrutura.

Através deste mecanismo, à medida que o edifício é construído ocorre a transferência de cargas dos pilares que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos. Estes aspectos foram estudados por vários autores, por exemplo, MEYERHOF (1953), CHAMECKI (1954), GOSHY (1978), GUSMÃO (1994 e 2006), DANZIGER *et al.* (2000), GUSMÃO e CALADO JR (2002) e GONÇALVES (2004).

A transferência de cargas entre os pilares ocasiona uma tendência à uniformização dos recalques, resultando em deslocamentos menores do que os estimados. Este efeito pode ser constatado quando realizada a monitoração dos recalques das fundações durante a construção e ao longo da vida útil da edificação.

Normalmente a monitoração de recalques em obras está associada ao desempenho insatisfatório das fundações, com a ocorrência de patologias e necessidade de reforços. As principais conseqüências dos recalques são o surgimento de fissuras e as inclinações excessivas de edifícios, sendo os mais comuns a Torre de Pisa, na Itália, e os edifícios construídos na orla da Cidade de Santos – SP.

Nas construções convencionais, quando não ocorrem patologias relacionadas às fundações, geralmente não são monitorados os recalques, devido à preocupação dos construtores com a diminuição dos custos e também pela falta de uma cultura de monitoração de recalques.

Contudo a monitoração de obras durante a construção, observando o comportamento das fundações à medida que vão sendo carregadas, além de servir como um atestado de qualidade dos projetos e da execução da obra, constitui uma grande contribuição ao estudo do mecanismo de interação entre o solo e a estrutura.

1.2 Objetivos

Com este trabalho pretendeu-se realizar um estudo de caso avaliando a interação entre o comportamento da estrutura e os deslocamentos das fundações e verificar a influência na redistribuição das cargas entre os pilares, contribuindo na formação de um banco de dados sobre o comportamento das fundações de edifícios na região de Campos dos Goytacazes.

No estudo experimental busca-se apresentar um equipamento versátil para monitoração de recalques de edifícios, o qual permite o acompanhamento da evolução dos recalques, através de leituras freqüentes ao longo do processo construtivo. Devido ao custo reduzido este equipamento pode ser empregado em um grande número de obras, auxiliando no estabelecimento de uma cultura de monitoração contínua de recalques.

Busca-se através de uma análise numérica tridimensional e linear da estrutura, pelo método dos elementos finitos, quantificar as variações das cargas nas fundações ao longo da construção e avaliar a influência da rigidez da estrutura e do conjunto elemento de fundação-solo no mecanismo da interação solo-estrutura. Com este estudo espera-se auxiliar futuras pesquisas no desenvolvimento de metodologias para análise da interação solo-estrutura nos projetos de edifícios.

1.3 Justificativas

Este trabalho se justifica devido aos poucos relatos de observação do comportamento de obras de engenharia em escala natural, especialmente edifícios, durante o processo de construção. De acordo com GUSMÃO (2006) os principais relatos apresentam resultados de estudos realizados em edifícios devido ao surgimento de patologias na edificação, desde fissuras nas alvenarias a danos aos elementos estruturais.

As principais metodologias empregadas atualmente na monitoração de recalques de edifícios esbarram nas dificuldades encontradas durante a construção. A obstrução dos pontos de medição, pela estocagem de materiais nos primeiros pavimentos e, em alguns casos, a necessidade da paralisação da execução da obra para leitura dos recalques acarretam na diminuição do número de leituras realizadas durante a construção.

De longa data, o desenvolvimento de metodologias para análise das estruturas baseia-se no comportamento dos elementos e nos danos ocorridos, desta forma, a monitoração do comportamento das fundações durante a construção vem a colaborar na elaboração de métodos mais precisos de análise estrutural.

1.4 Escopo da dissertação

Os capítulos foram organizados de acordo com uma seqüência lógica de idéias, visando facilitar a leitura e possibilitar o melhor entendimento do assunto abordado.

O primeiro capítulo apresenta uma introdução sobre o tema, além dos objetivos estabelecidos e as justificativas que motivaram a pesquisa.

No capítulo 2, apresenta-se uma revisão da literatura sobre os conceitos de deslocamentos de fundações e os principais sistemas empregados na monitoração de fundações de edifícios. O mecanismo de interação solo-estrutura é descrito com os fatores que o influenciam, os parâmetros e os modelos propostos para análise

No capítulo 3, descrevem-se as principais características da edificação considerada neste estudo e o sistema empregado na monitoração dos recalques. Apresentam-se as considerações adotadas na simulação numérica do edifício.

No capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados provenientes da monitoração dos recalques e das simulações numéricas.

No último capítulo encontram-se reunidas as conclusões do trabalho, sendo também feitas algumas sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2 – INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interação solo-estrutura consiste nos efeitos recíprocos entre o maciço de fundação e a estrutura ocorridos em uma edificação durante e após a construção.

Para uma abordagem correta da interação solo-estrutura faz-se necessária então a compreensão de conceitos relativos ao comportamento do maciço de fundações e da estrutura. Neste capítulo serão apresentados alguns conceitos sobre os tipos, valores admissíveis e forma de medida de deslocamentos das fundações. Posteriormente são abordados assuntos relativos aos fatores, parâmetros e modelos estruturais para avaliação dos efeitos da interação entre o solo e a estrutura.

2.1 RECALQUES DE UMA EDIFICAÇÃO

Os solos são constituídos de um conjunto de partículas com algum líquido e ar nos espaços intermediários, cujo comportamento depende da forma com que estas partículas se encontram e de que maneira podem se deslocar. Quando o solo é submetido a solicitações externas, por meio de carregamentos, as tensões em seu interior se alteram. Partindo do princípio da mecânica dos sólidos de que todo material se deforma quando submetido a um estado tensional, as deformações do solo podem ser determinadas através da relação entre as tensões e deformações durante o carregamento.

O conhecimento do comportamento deste material, disposto na natureza em depósitos normalmente heterogêneos, consiste na principal ferramenta para o desenvolvimento de projeto de fundações. Faz-se necessário inicialmente identificar e classificar as camadas de solo do substrato, atividade que pode ser realizada através de ensaios de laboratório ou ensaios de campo. Dentre os ensaios de campo existentes destaca-se o ensaio denominado *Standard Penetration Test (SPT)*, a partir do qual se pode determinar o tipo de solo e uma estimativa da resistência oferecida pelo solo a cada metro, bem como a posição do nível d'água, quando encontrada durante o ensaio.

Conhecido o tipo e as propriedades mecânicas do maciço de fundações, cabe ao engenheiro elaborar o projeto das fundações baseado nas características da obra. Em alguns casos podem existir uma variedade de soluções para as fundações, bem como restrições a certos tipos. A escolha do tipo das fundações deve levar em consideração, principalmente, a segurança da estrutura e a ocorrência de danos à

edificação, sendo os danos, na maioria das vezes, atribuídos erroneamente a deslocamentos ocorridos nas fundações.

Apesar de existirem diversas metodologias para estimativa dos deslocamentos das fundações, a forma mais eficiente de avaliação da eficácia de um sistema empregado consiste na observação do comportamento das fundações *in situ*.

2.1.1 Deslocamentos das fundações

O maciço de solo sobre o qual se apóiam as estruturas de fundação sofre deformações quando solicitado por cargas oriundas da superestrutura. Desta forma uma fundação isolada pode sofrer deslocamentos horizontais, verticais e rotações, dependendo do tipo de esforço a que está sendo solicitada, conforme apresentado na Figura 2.1.

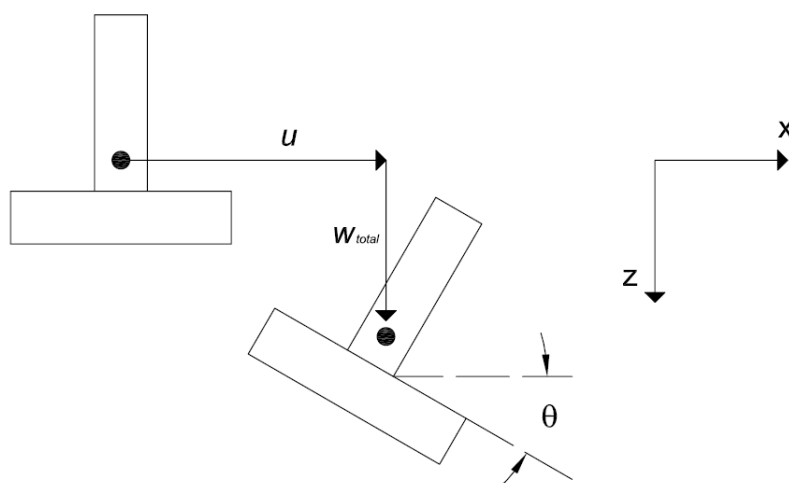


Figura 2.1 – Deslocamentos de uma fundação (VELLOSO e LOPES, 2004).

Os deslocamentos verticais ocorridos nas fundações são denominados recalques e podem ser divididos em duas parcelas: o recalque instantâneo (w_i), referente ao recalque que ocorre logo após o carregamento da fundação devido à deformação imediata do solo e o recalque no tempo (w_t), conseqüência do adensamento (migração de água dos poros com conseqüente redução do índice de vazios) e da fluência do solo. O recalque total é dado pela soma:

$$w_{total} = w_i + w_t \quad (2.1)$$

Em geral os recalques apresentam valores mais significativos com relação aos outros deslocamentos, havendo assim uma preocupação maior na sua análise. A seguir apresentam-se os principais tipos de deslocamentos de uma fundação (I.S.E., 1989), ilustrados na Figura 2.2.

- Recalque: designado por w , implica no deslocamento vertical para baixo. Quando o deslocamento é para cima é chamado de levantamento e designado por w_l .
- Recalque diferencial: designado por δ_w , definido como a diferença entre o deslocamento de duas fundações. O recalque diferencial máximo é denotado por δ_{wmax} .
- Rotação: designada por ϕ , é usada para descrever a variação da inclinação da reta que une dois pontos de referência da fundação.
- Desaprumo: designado por ω , descreve a rotação de corpo rígido da superestrutura como um todo ou de uma parte dela bem definida.
- Distorção angular: designada por β , corresponde à rotação da reta que une dois pontos de referência tomados a partir de um ponto de desaprumo.
- Deflexão relativa: designada por Δ , representa o deslocamento máximo em relação à reta que une dois pontos de referência afastados de L .
- Relação de deflexão: consiste na relação entre a deflexão relativa e a distância entre dois pilares.

Outros tipos de deslocamentos podem ocorrer sendo que suas definições podem ser encontradas em I.S.E. (1989).

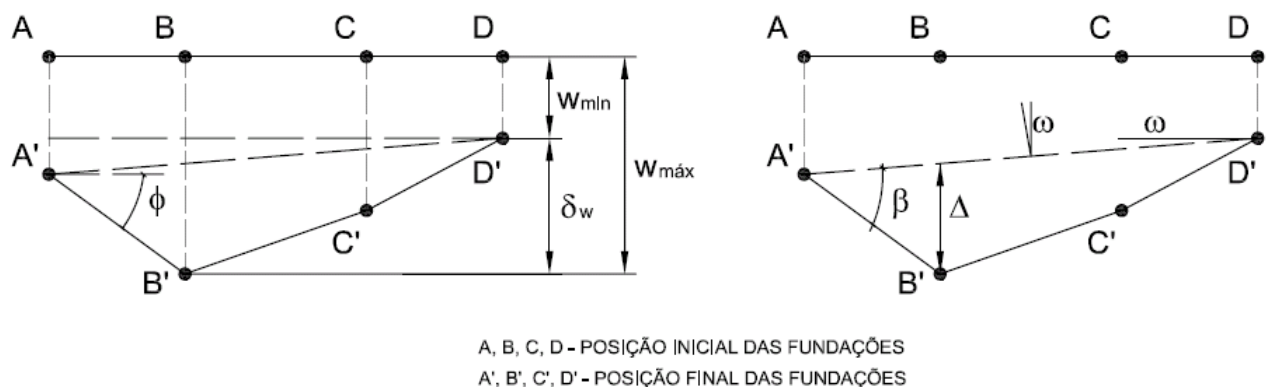


Figura 2.2 – Deslocamentos de uma estrutura (I.S.E., 1989).

2.1.2 Recalques diferenciais admissíveis e danos causados

Segundo ALONSO (1991), o conceito de recalque admissível em prédios está ligado à tradição. Os valores admissíveis são fixados pelos especialistas envolvidos com projeto, execução e acompanhamento do desempenho da obra. Seus valores decorrem da experiência local, ou seja, para determinados tipos de estruturas e tipos de solos, tais valores de recalque podem ser considerados aceitáveis e, portanto, admissíveis.

A quantificação das deformações admissíveis é feita, em geral, em termos de distorções angulares (β), conforme o tipo de estrutura, sendo estabelecidos critérios por diversos autores a partir de observações efetuadas em vários tipos de estruturas, conforme apresentado na Figura 2.3.

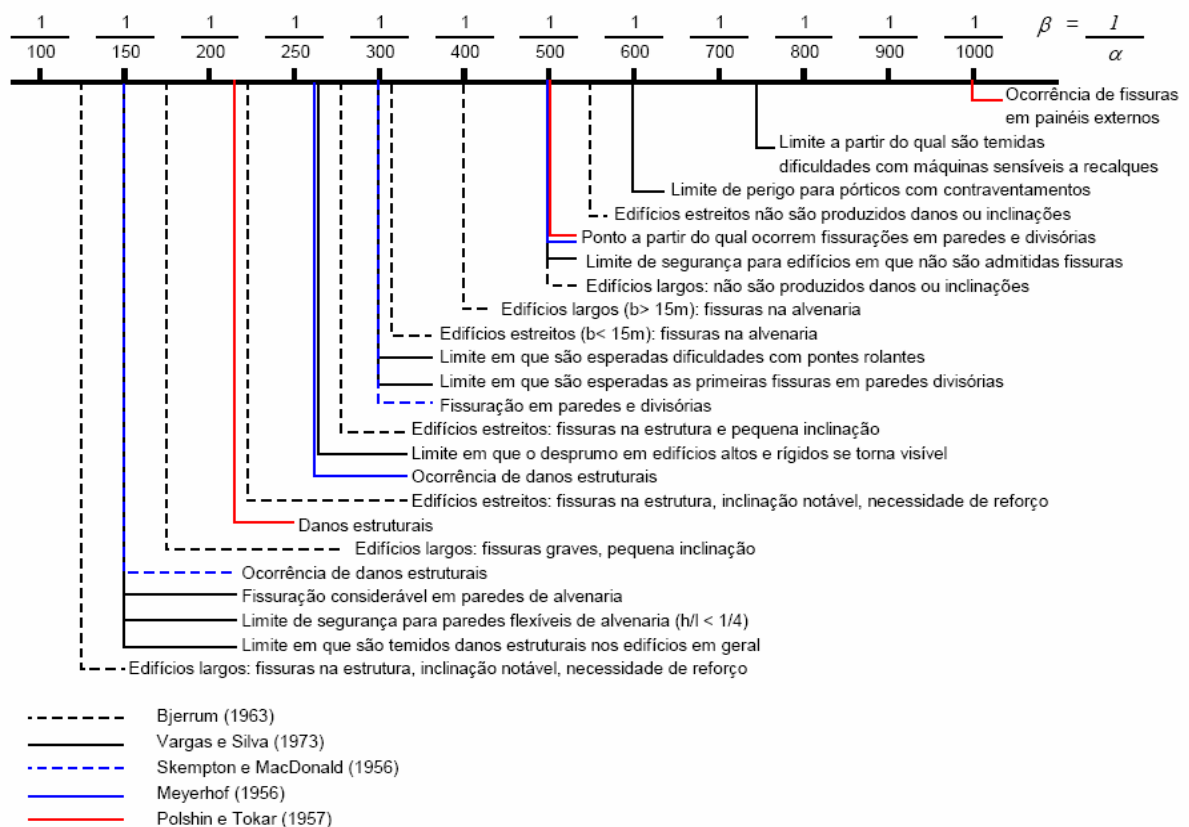


Figura 2.3. Distorções angulares e danos associados (BARROS, 2005).

A Tabela 2.1 apresenta os valores limites da distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes armadas.

Tabela 2.1 – Valores limites de distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas (I.S.E. 1989).

	Skempton e MacDonald	Meyerhof	Polshin e Tokar	Bjerrum
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém, recomendado 1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis externos)	1/500

Apesar de todos os avanços tecnológicos no campo das técnicas e materiais de construção, tem-se observado um grande número de edificações relativamente jovens apresentando patologias, conforme relatado por SILVA *et al.* (2003). A partir de uma análise das patologias ocorridas em edifícios residenciais da Cidade de João Pessoa – PB o autor constatou que dentre as patologias encontradas 14,29% são oriundas de ações mecânicas, que podem ser entendidas como as ações de recalques na fundação e ações imprevistas nos projetos.

Em um trabalho mais detalhado, PAGE e MURRAY (1996) examinaram 501 residências inglesas nas quais 63,9% apresentaram danos estruturais atribuídos a movimentos do solo. Dentre os tipos de movimento do solo analisados, 31% das patologias foram atribuídas aos recalques diferenciais.

GUSMÃO (2006) apresenta como efeitos dos recalques o aparecimento de esforços secundários tais como tensões cisalhantes nas faces das alvenarias, surgimento de momentos negativos e positivos nos apoios periféricos e centrais da viga, respectivamente, e a redistribuição das cargas dos pilares.

Acredita-se que a maioria destes danos poderiam ser evitados com um melhor entendimento por parte dos projetistas, construtores e proprietários sobre o comportamento da interação solo-estrutura.

2.1.3 Monitoração de recalques de edifícios

A monitoração de recalques durante a construção tem a finalidade de investigar o comportamento das fundações com o aumento progressivo das cargas dos pilares. Este tipo de avaliação constitui uma importante ferramenta para a compreensão do comportamento do solo e no desenvolvimento de metodologias para a estimativa de recalques.

A norma brasileira de projetos e execução de fundações NBR6122 (ABNT, 1996) não determina a obrigatoriedade da instrumentação das obras de fundação. Contudo, evidencia que a medição dos recalques constitui um recurso fundamental para a observação do comportamento da obra, recomendando que os resultados

obtidos sejam divulgados, quaisquer sejam eles. No item 9.1.1 da referida Norma são definidos os seguintes objetivos da observação do comportamento e instrumentação das fundações:

- acompanhar o funcionamento da fundação, durante e após a execução da obra, para permitir tomar, em tempo, as providências eventualmente necessárias, a fim de garantir a segurança da obra;
- esclarecer anormalidades constatadas 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 de cargas admissíveis.

Na prática, as medidas dos recalques e das deformações ocorrem normalmente em situações onde são observados problemas em edificações, como trincas ou rachaduras, ou quando da realização de escavações adjacentes, como no caso de subsolos de prédios vizinhos ou metrô. Nestes casos a velocidade dos recalques fornece elementos para uma tomada de decisão quanto à necessidade de intervenção (reforço) ou eventual medida de emergência, como a desocupação da edificação. Obtém-se assim dados sobre os recalques a partir da data de instalação do sistema de medição, porém, sem se ter uma idéia do desempenho das fundações até então (DANZIGER *et al.*, 2000).

No entanto, há de se considerar que as medições de recalques durante longos períodos nas obras da Cidade de Santos-SP constituem importantes contribuições para a engenharia brasileira, revelando o comportamento real destas obras e norteando projetos mais recentes de fundações.

GUSMÃO (2006) destaca que a monitoração representa um custo muito baixo em comparação com o custo total da obra, ou mesmo em comparação com o custo de outros ensaios e controles.

2.1.4 Métodos de monitoração de recalques de edifícios

A instrumentação dos recalques é uma ferramenta importante para o desenvolvimento da engenharia, sendo que a partir de estudos experimentais são

desenvolvidos e aprimorados os modelos teóricos para simulação do comportamento dos solos.

O sistema de monitoração deve ser escolhido de acordo com os tipos de resultados que se espera obter. A adoção de equipamentos inadequados ou a instalação de forma inapropriada conduz a resultados confusos que em muitos casos não podem ser empregados na análise do fenômeno.

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

2.1.4.1 Medição de recalques através de níveis óticos

O sistema mais usual para medição dos recalques em edificações é o nivelamento através de nível ótico, de pontos de referência fixados nos pilares em relação a uma referência indeslocável. Atualmente, os equipamentos mais modernos permitem o uso da técnica de posicionamento global para medidas de recalque, no entanto, em edifícios, os equipamentos utilizados nesta técnica podem apresentar dificuldades de leitura devido as barreiras geradas pelas lajes e paredes, ocasionando erros de medição.

Os pontos de referência são constituídos de pinos metálicos, como apresentado na Figura 2.4, geralmente localizados nos pilares, próximo ao nível do piso. Os pinos são constituídos de duas partes roscáveis, sendo uma fixa à estrutura e outra que é instalada somente durante as leituras.

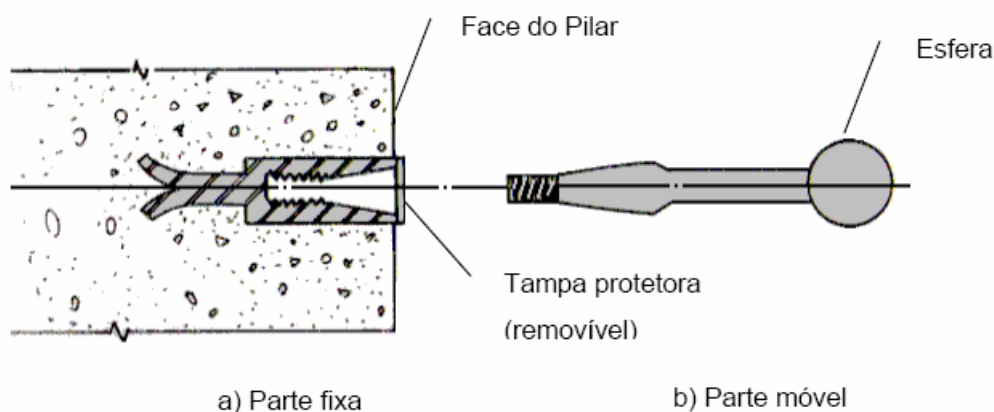


Figura 2.4 Detalhe de pino de leitura de recalque (ALONSO, 1991).

A referência de nível indeslocável costuma ser instalada de forma a não sofrer a influência da própria obra ou outros fatores externos. Normalmente é utilizada uma referência de nível indeslocável, do tipo “*bench mark*”. Esta referência é constituída de um tubo com uma polegada de diâmetro, instalado em um furo de sondagem à percussão, e protegido por outro tubo externo, com duas polegadas de diâmetro. Para evitar a influência do tubo externo sobre o interno injeta-se graxa grafitada e anticorrosiva entre os mesmos, como mostrado na Figura 2.5.

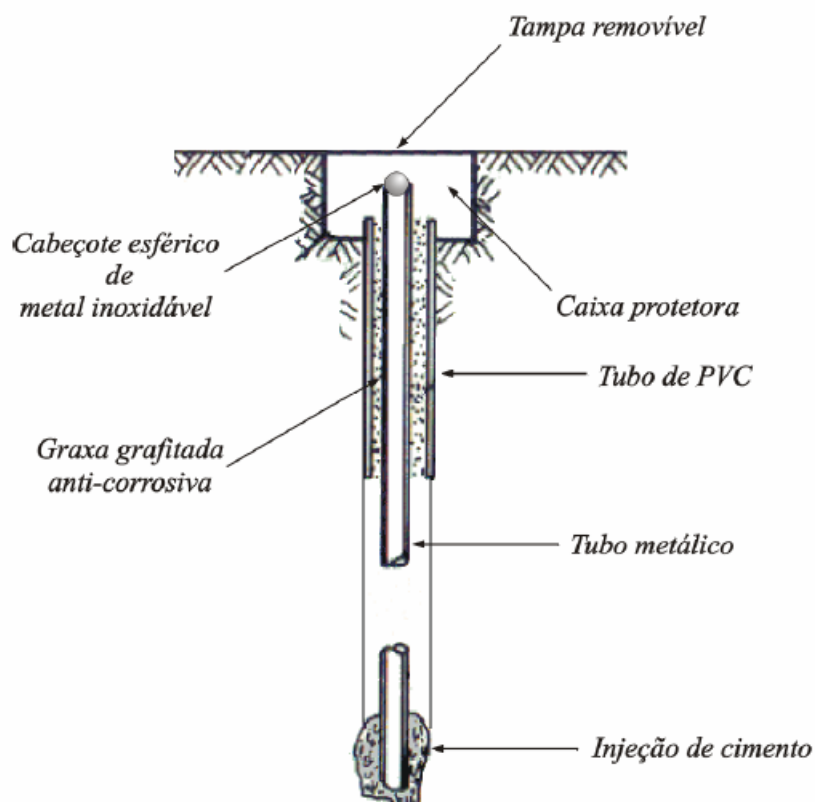


Figura 2.5 Referência de nível profundo (ALONSO, 1991).

A medição dos recalques é feita utilizando nível ótico de precisão e uma mira com escala graduada em chapa de ínvar que é posicionada sobre os pinos.

2.1.4.2 Medição de recalques através de nível d'água

Nestes instrumentos utiliza-se uma tubulação preenchida com líquido, normalmente água, e um sistema de medição para determinar a diferença entre o nível do líquido nos pilares e no marco de referência.

De acordo com o princípio dos vasos comunicantes, se uma tubulação formada por vários ramos que se comunicam entre si for preenchida com um líquido,

sob mesmas condições de pressão atmosférica e temperatura, o nível d'água nos diferentes ramos permanece o mesmo em relação à horizontal.

O nível de referência deve ser executado conforme apresentado na Figura 2.5. Nos pontos a serem monitorados são instalados pinos metálicos devidamente nivelados com o ponto de referência. As leituras podem ser feitas através de escalas graduadas instaladas junto aos pinos fixos ou através da instalação de manômetros acoplados ao sistema para medição da pressão da coluna d'água como pode ser visto na Figura 2.6.

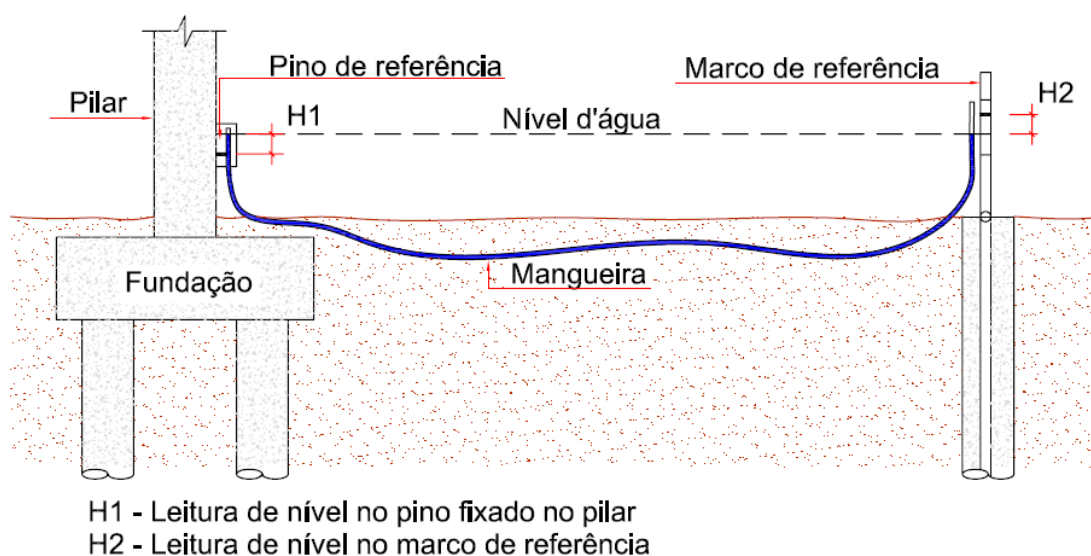


Figura 2.6 – Sistema de medição de recalques com nível de mangueira.

A utilização de escalas graduadas fornece diretamente o valor da elevação relativa entre o pilar referência de nível, porém, os líquidos quando contidos em um tubo formam uma superfície curva, denominada menisco, que dificulta a leitura do nível d'água com a acurácia necessária.

Na utilização de manômetros, as medições de pressão são convertidas em comprimento de acordo com a lei de Stevin, a qual estabelece que a diferença de elevação é igual à diferença de pressão dividida pela densidade do líquido que preenche a tubulação.

Os níveis d'água apresentam algumas vantagens perante outros sistemas, tais como o baixo custo do equipamento, a possibilidade de instalação sem interrupção dos trabalhos das obras e a facilidade de leitura dos dados. Contudo, alguns cuidados devem ser tomados para evitar vazamentos na tubulação, congelamento do líquido em algumas regiões de clima frio, infestação do líquido e

da tubulação por fungos e insetos e a variação da densidade da água causada pela oscilação de temperatura e pressão do ambiente.

Dentre os diversos tipos de medidores de níveis d'água destacam-se os níveis de mangueira, também denominado Medidor de Nível d'água Terzaghi, cujas versões mais atuais são utilizadas para acompanhamento de recalques diferenciais em edificações, onde as condições operacionais podem ser bem controladas.

O nível Terzaghi consiste em duas buretas, normalmente de 10 mm de diâmetro interno, conectadas em suas extremidades por um tubo preenchido com água. 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 fato do nível ser removível dos pontos de apoio garante a versatilidade de um único equipamento ser capaz de medir uma grande quantidade de pontos. Os primeiros níveis eram capazes de medir diferença de altura entre dois pinos com uma acurácia de 0,12 mm. Na Figura 2.7 observa-se uma das primeiras versões de nível Terzaghi idealizadas.

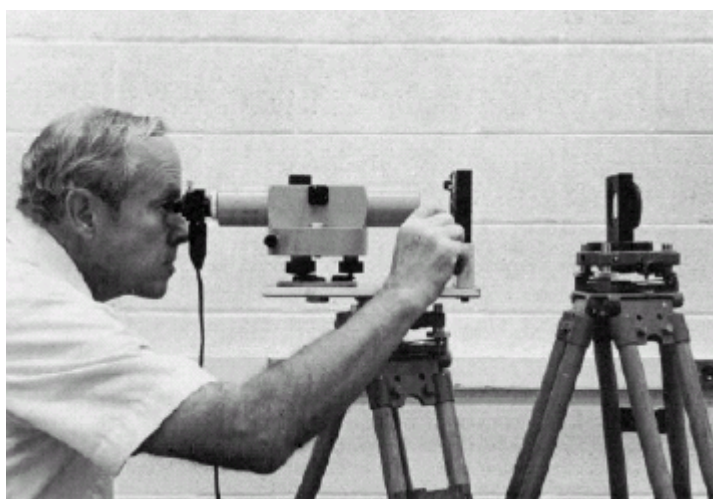


Figura 2.7 – Nível Terzaghi (USACE, 1987).

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. Utilizando um equipamento de aumento ótico são tomadas várias leituras da distância percorrida pelo micrômetro. A paralaxe entre o alinhamento do olho do observador e o nível

d'água e o fato da ponta do micrômetro necessitar de tocar a água para leitura ocasionam uma baixa acurácia e perda na precisão.

Visando minimizar os erros de leitura do nível Terzagui, BARROS (2005) apresenta um equipamento no qual as extremidades da mangueira possuem tubos de vidro, fixados em bases rígidas que possuem um suporte para paquímetro digital (Figura 2.8(b)). Um dos suportes é fixado no marco de referência enquanto o outro é fixado em um dos pilares, assim mede-se com o paquímetro a distância entre o ponto de referência, fixado no marco e no pilar, até o menisco d'água no tubo de vidro (Figura 2.8(a)).

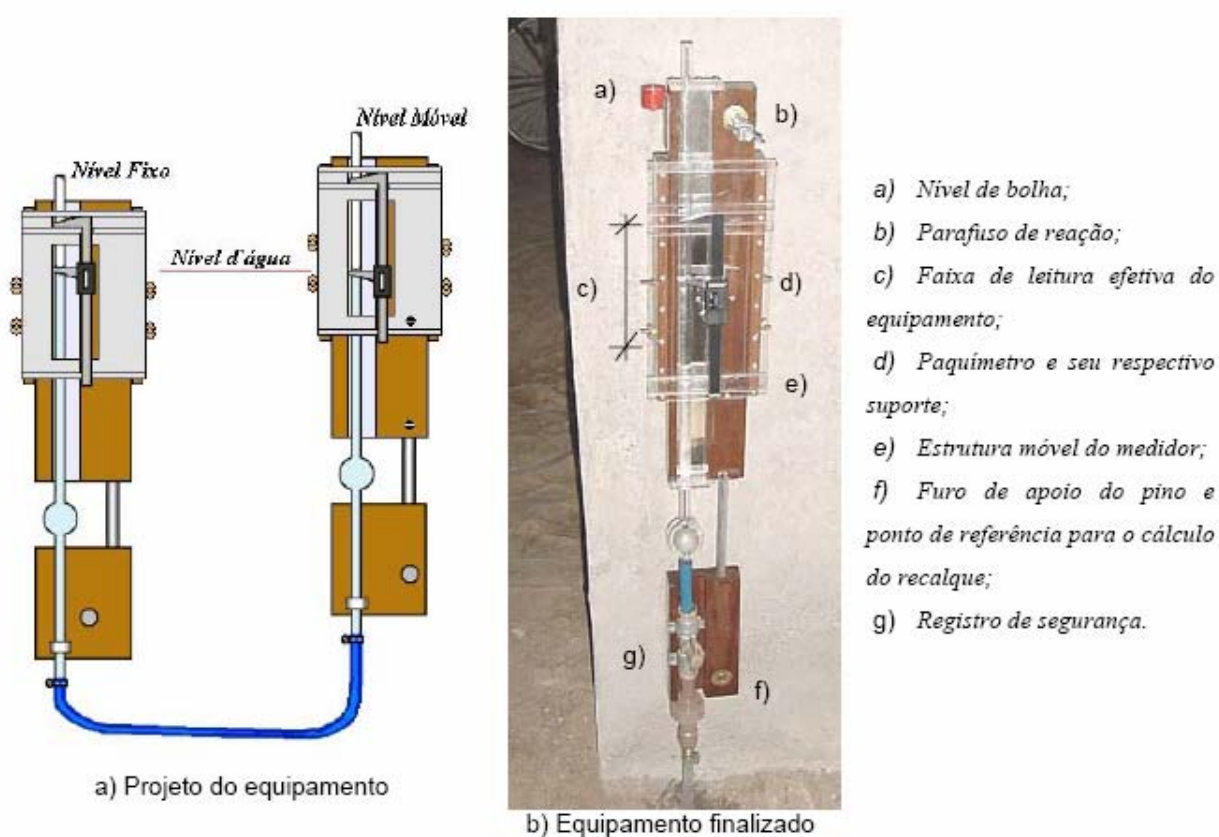


Figura 2.8 – Nível Terzaghi com leitura através de paquímetro digital (BARROS, 2005).

Este equipamento foi empregado na monitoração dos recalques durante a construção de um edifício de treze pavimentos, conforme pode ser verificado em BARROS (2005). De acordo com o autor o equipamento apresentou ser bastante eficaz na monitoração de recalques de edificações, devido principalmente a realização das medições sem paralisação das atividades da obra. Nas calibrações realizadas sob condições controladas de temperatura o aparelho desenvolvido

mostrou um erro padrão da ordem de 0,07 mm, com acurácia de 0,26 mm, sendo esta afetada principalmente pelo operador.

2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O mecanismo da interação solo-estrutura pode ser observado, por exemplo, através da análise estática de um sistema composto por uma viga suportada por três pilares, sujeito a um carregamento distribuído uniformemente, conforme apresentado na Figura 2.9(a). Neste caso, a carga atuante no pilar central, determinada pela análise estática convencional, corresponde a duas vezes a carga dos pilares laterais. Devido ao maior carregamento, a fundação do pilar central tende a sofrer maiores deslocamentos, entretanto, dependendo da magnitude da rigidez da viga, este deslocamento é restringido provocando a transferência de cargas para os pilares laterais. Conseqüentemente, o deslocamento do pilar central é menor do que o esperado, enquanto que os deslocamentos dos pilares laterais serão maiores.

Além dos efeitos da rigidez da estrutura nos deslocamentos das fundações, estes deslocamentos irão também influenciar na deformada da estrutura. Isto pode ser observado quando se comparam as deformações dos elementos da estrutura nas Figuras 2.9(a), 2.9(b) e 2.9(c). Em uma análise linear observa-se que as condições finais de deformação de uma estrutura consistem na soma das deformações dos elementos devido aos carregamentos e aos recalques, podendo ser obtidas somente através de uma análise interativa do sistema solo-fundação-estrutura.

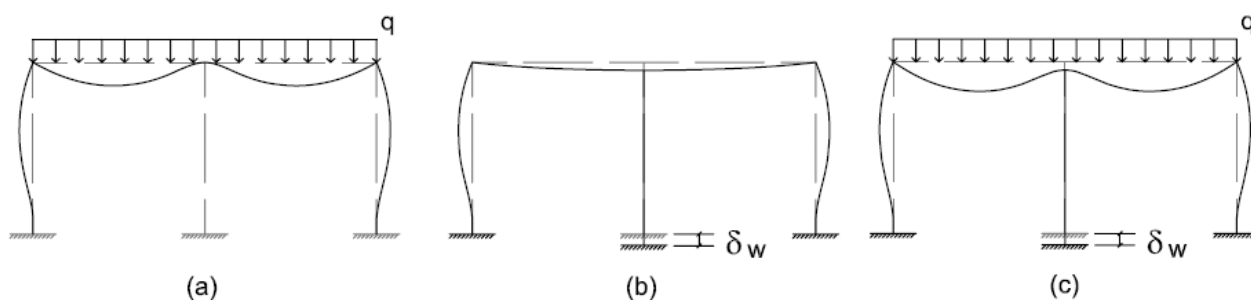


Figura 2.9. Modelo de Interação Solo-estrutura.

Deste modo, o estudo dos recalques pode ser utilizado como uma ferramenta para análise dos mecanismos da interação solo-estrutura. Para isto é feita a previsão inicial dos recalques, considerando as fundações isoladas, e a monitoração dos recalques da obra ao longo da construção e vida útil da edificação.

O desempenho de uma edificação qualquer pode ser avaliada através de dois modelos de análise: no primeiro modelo (Figura 2.10(a)), as fundações são dimensionadas e os recalques estimados considerando somente o carregamento advindo da estrutura e no segundo modelo (Figura 2.10(b)) a rigidez da estrutura é considerada na estimativa dos recalques. Verifica-se que a deformada de recalques torna-se mais suave devido à influência da interação entre o solo e a estrutura, com os apoios centrais tendendo a recalcar menos que o previsto e os apoios da periferia recalcando mais.

O impedimento dos recalques causado pela rigidez da estrutura altera os recalques máximo e mínimo, e, conseqüentemente os recalques diferenciais. Contudo os recalques totais médios estimados não se alteram significativamente. Desta forma as distorções angulares causadas pelos recalques diferenciais são minimizadas, viabilizando fundações que não seriam possíveis pelos estudos convencionais (GUSMÃO e CALADO JR., 2002).

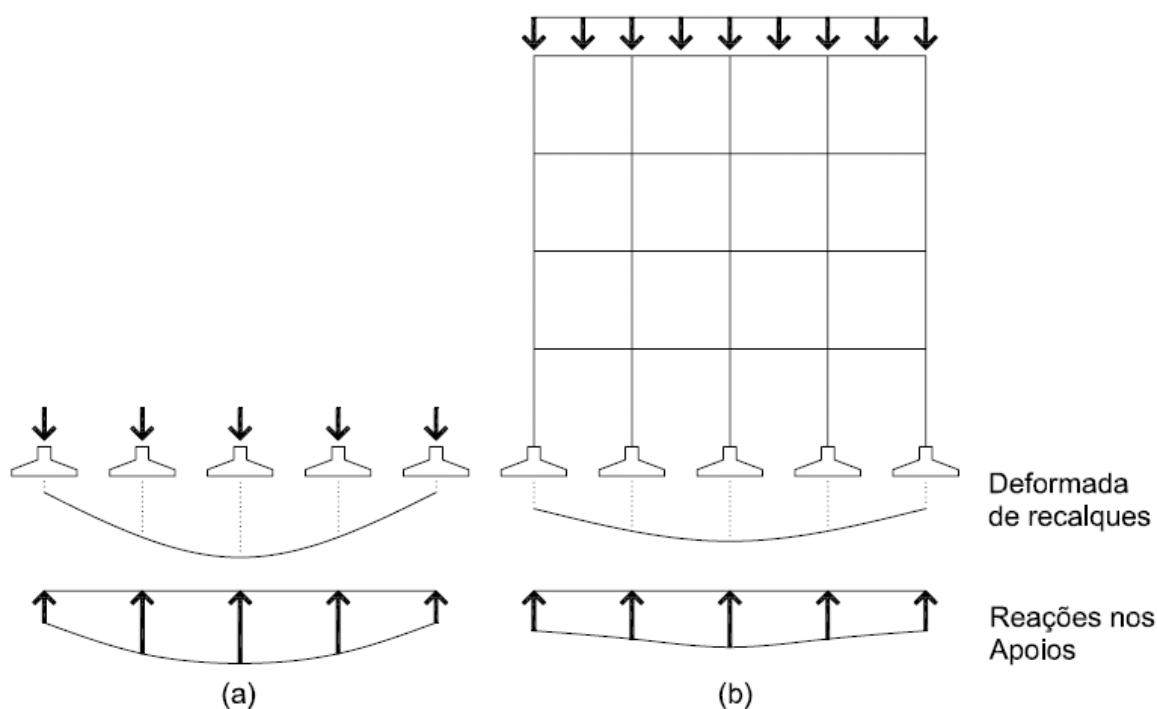


Figura 2.10 – Efeito da ISE nos recalques e reações de apoio (adaptado de GUSMÃO, 1994).

A redistribuição dos esforços nos elementos da estrutura é uma conseqüência da uniformização dos recalques. Segundo GOSHY (1978), isto ocorre com maior intensidade nos pavimentos inferiores dos edifícios, onde a estrutura apertada

aberta com painéis se comporta como planos verticais, semelhantemente a uma viga parede. Com isso, as partes mais baixas da estrutura sofrem preferencialmente deformações de flexão, como mostrado na Figura 2.11.

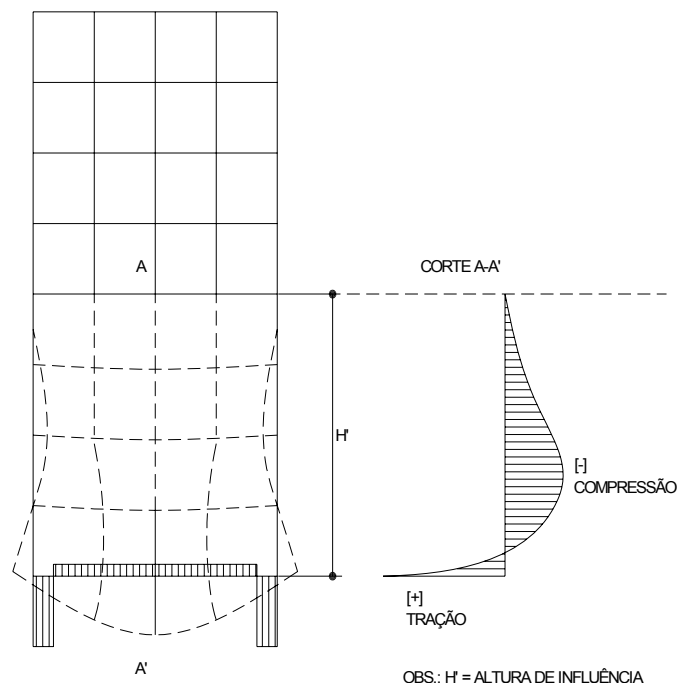


Figura 2.11 – Analogia da viga parede (GOSHY, 1978).

De acordo com GUSMÃO e CALADO JR. (2002), a variação dos momentos fletores, torçores e esforços cortantes são desprezíveis, em comparação com os esforços axiais. A redistribuição de carga nos pilares gera a transferência da carga dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos. Estes acréscimos de carga são significativos, podendo atingir variações de até 30% da carga prevista no modelo rígido (GUSMÃO e CALADO JR., 2002) e (GONÇALVES, 2004). Estes acréscimos de cargas podem causar patologias nos elementos estruturais como a fissuração de vigas e lajes e o esmagamento de pilares.

A determinação das cargas atuantes nos pilares de edifícios tem sido realizada de duas maneiras: a partir da medição da deformação dos pilares, empregando conceitos definidos na resistência dos materiais para determinação das cargas, ou através da estimativa ou medição dos recalques, utilizando programas computacionais para análise de estruturas, nos quais os recalques medidos são aplicados como deslocamentos prescritos nos apoios.

RUSSO NETO *et al.* (2002) demonstram um sistema para medição da deformação dos pilares, no qual se utiliza um extensômetro digital acoplado em uma

barra de invar, para medição da distância entre dois pinos fixados nos pilares, distantes inicialmente 250 mm entre si. Este sistema foi calibrado em laboratório apresentando uma margem de erro de aproximadamente 10%.

Esta forma de medição foi utilizada por GONÇALVES (2004) e por SILVA *et al.* (2006) ressaltando sobre dificuldade na determinação das cargas dos pilares, devido à fatores que influenciam os resultados, tais como fluência, retração e dilatação térmica do concreto, entre outros.

Como uma alternativa para a estimativa de cargas nos pilares GUSMÃO e CALADO JR. (2002) elaboraram a Tabela 2.2, através de consultas junto aos principais escritórios de projeto estrutural da Cidade do Recife-PE. Nesta tabela são apresentadas as parcelas de contribuição de cada elemento da construção na carga total da edificação. As cargas devem ser estimadas proporcionalmente ao número de pavimentos completados, cujos quantitativos são levantados através de medições. Contudo, estas cargas não consideram o efeito da redistribuição de cargas devido aos recalques.

Tabela 2.2. Estimativa de carga na estrutura (GUSMÃO e CALADO JR., 2002).

TIPO	CARREGAMENTO PARCIAL (%)
Estrutura de concreto armado	40,0
Alvenarias	20,0
Revestimento externo	7,5
Revestimento interno	7,5
Pisos	10,0
Sobrecargas	15,0
TOTAL	100,0

Na modelagem da estrutura, geralmente, são feitas algumas simplificações, diretamente relacionadas às conseqüências no produto final edificado. Algumas destas hipóteses simplificadas e suas respectivas conseqüências foram relacionadas por GUSMÃO (2006) e são apresentadas na Tabela 2.3.

Observa-se assim, a necessidade de consideração da interação entre o solo e a estrutura na elaboração de projetos de edifícios, visando, sobretudo, a minimização de patologias.

Tabela 2.3. Conseqüências das hipóteses de projetos em relação à ISE (GUSMÃO, 2006).

Hipótese de projeto	Conseqüência na edificação
Apoios são considerados indeslocáveis.	Redistribuição de cargas e esforços nos elementos estruturais, especialmente vigas e pilares. Alívio de carga nos pilares mais carregados e sobrecarga nos pilares menos carregados. Pode haver danos nos elementos estruturais.
Apoios podem recalcar de maneira independente uns dos outros.	A ligação entre os elementos estruturais confere à estrutura uma rigidez, que restringe os recalques diferenciais. A deformada de recalques medida é mais suave que a estimada convencionalmente. Há uma tendência de uniformização dos recalques.
O carregamento do prédio só ocorre ao final da sua construção	À medida que a estrutura vai sendo construída, vai havendo um aumento do seu carregamento e dos recalques absolutos. Há, no entanto, um aumento da rigidez da estrutura, que faz com que haja uma tendência de uniformização dos recalques. Há uma altura limite, correspondente aos cinco primeiros pavimentos, em que praticamente não há mais aumento da rigidez para fins de uniformização dos recalques.

2.2.1 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura

A análise dos resultados obtidos através da monitoração dos recalques das edificações possibilita definir alguns fatores que representam a maior ou menor influência da rigidez da estrutura no mecanismo da interação solo-estrutura. A seguir são relacionados alguns destes fatores encontrados na literatura.

2.2.1.1 Rigidez relativa estrutura-solo

Uma análise considerando a interação solo-estrutura mostra que tanto o recalque máximo quanto o diferencial máximo diminuem de magnitude com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, enquanto que em uma análise convencional a magnitude dos recalques independe desta rigidez relativa. Segundo GUSMÃO (1994), a rigidez da estrutura mostra maior influência na variação do recalque diferencial que na variação do recalque absoluto.

LOPES e GUSMÃO (1991), após analisarem o comportamento de um edifício de concreto armado modelado como um pórtico apoiado sobre meio elástico, propuseram, através da Equação 2.2, o parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{SS}) para avaliar, de forma aproximada, a variação da ordem de grandeza dos recalques.

$$K_{SS} = \frac{E_c I_b}{E_s L^4} \quad (2.2)$$

Nesta equação, E_c e E_s representam o módulo elasticidade do material da estrutura (concreto) e do solo, respectivamente, I_b representa o momento de inércia da viga típica e L representa o comprimento do vão entre pilares.

Avaliando diversos pórticos com número de pavimentos diferentes, os autores verificaram que quanto maiores os valores de K_{SS} , menores são os recalques máximos absoluto e diferencial, sendo este último mais afetado. Contudo, observou-se que em edifícios altos os valores de K_{SS} apresentam resultados menos significativos.

2.2.1.2 Número de pavimentos e processo construtivo

Normalmente, admite-se a hipótese de que o carregamento da estrutura ocorre apenas no final da construção. Entretanto, em um edifício em construção, há um aumento monotônico do carregamento durante a obra. Assim, o recalque das fundações ocorre continuamente, gerando a transferência gradativa de carga entre os elementos da estrutura.

Como os elementos da superestrutura são geralmente engastados entre si, há uma restrição dos recalques diferenciais. Além disso, a minimização dos recalques diferenciais em estruturas fechadas não é aleatória, pois enquanto o comportamento interativo dos elementos de fundações induz maiores recalques nos apoios centrais, as restrições oferecidas pelo pórtico espacial tendem a transferir parcelas de carga aos apoios do contorno fazendo com que haja homogeneização dos recalques (MENDONÇA *et al.*, 1998).

FONTE *et al.* (1994) apresentam a análise da influência do processo executivo no estudo de um edifício de quatorze andares. Observa-se que quando se estimam os recalques sem se 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.

Segundo GUSMÃO (2006), o aumento do número de pavimentos da edificação promove um aumento da rigidez da estrutura à flexão e diminui a dispersão dos recalques, contudo, esta tendência à uniformização dos recalques não cresce de maneira linear com o número de pavimentos.

A utilização do coeficiente de variação de recalques (CV), definido pela relação entre o desvio padrão e a média dos recalques, permite avaliar o efeito de tendência à uniformização dos recalques, ocasionado pelo aumento da rigidez do edifício. Na Figura 2.12 observa-se que com o aumento do número de pavimentos, os recalques diferenciais diminuem enquanto a média dos recalques aumenta, ocasionando a diminuição do coeficiente CV .

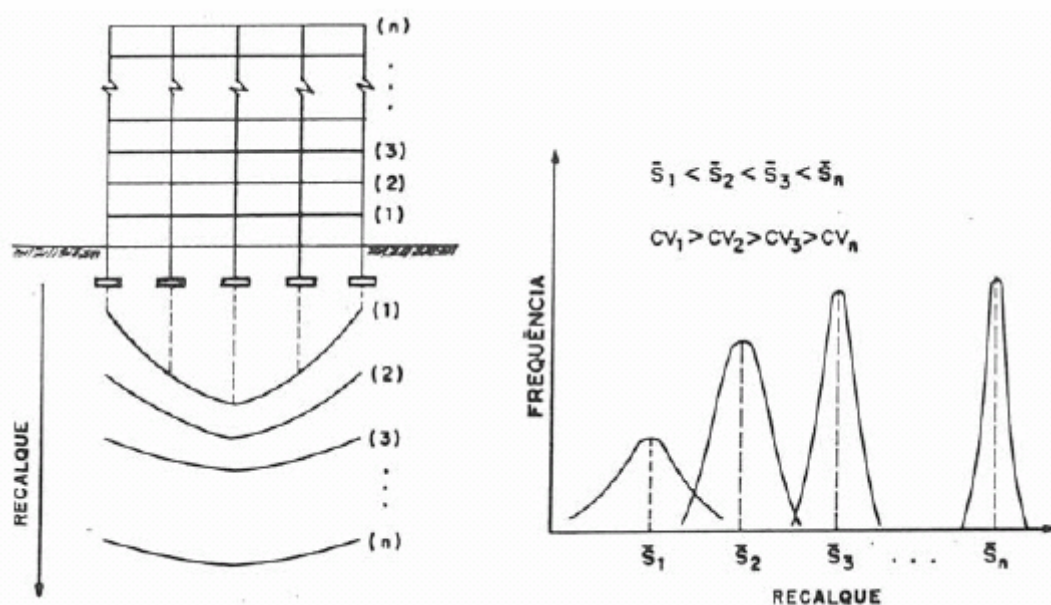


Figura 2.12. Efeito da seqüência construtiva (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994).

Avaliando 12 edifícios com recalques monitorados na Cidade do Recife-PE, GUSMÃO e CALADO JR. (2002) observaram que o coeficiente de variação tende a diminuir com o tempo, à medida que a estrutura vai ganhando rigidez e as cargas vão sendo redistribuídas. Contudo, os autores observaram a maior influência dos primeiros pavimentos na diminuição do CV .

A variação dos recalques também foi constatada por GONÇALVES (2004) através da medição de recalques em um edifício de 4 pavimentos, situado na Cidade

do Rio de Janeiro – RJ. A autora observou que o *CV* apresenta um decréscimo acentuado a partir da terceira leitura, a qual correspondeu à conclusão da estrutura e início de execução das alvenarias.

2.2.1.3 Edificações vizinhas

No estudo da interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole tem-se o trabalho de REIS (2000), o qual adotou as seguintes hipóteses simplificadoras: considerou a superestrutura constituída por material elástico linear e o maciço de solo constituído por material elástico linear (camadas arenosas) e por material viscoelástico (camadas de argila mole). Para a previsão do comportamento mecânico ao longo do tempo das camadas de argila mole, adotou o modelo reológico de Kelvin. Os resultados obtidos mostraram que os recalques calculados, considerando a influência do grupo de edifícios, foram maiores que os calculados considerando cada bloco isolado. Por outro lado, o efeito de grupo diminuiu com o aumento da distância entre os blocos vizinhos e os pontos em que os recalques foram calculados.

RIBEIRO (2005) analisou, através de ferramenta computacional, primeiramente um bloco assentado sobre meio elástico, linear e semi-infinito e, em seguida, dois blocos, idênticos ao primeiro, apoiados sobre o mesmo meio contínuo. Comparando os recalques nas duas situações, verificou-se um aumento de 7% para a segunda situação, representando uma considerável influência de um bloco sobre o outro.

Verifica-se assim que a interação solo-estrutura ocorre devido aos deslocamentos dos elementos de uma edificação e também devido à construção de edificações na vizinhança.

2.2.2 Parâmetros para análise dos efeitos da interação solo-estrutura

A partir de estudos de monitoração de recalques em edificações, alguns autores definiram parâmetros para avaliar tanto o comportamento conjunto da estrutura com as fundações como também os efeitos da interação solo-estrutura.

Com o objetivo de analisar alguns efeitos da interação solo-estrutura em edificações, GUSMÃO (1994) definiu três parâmetros para analisar os efeitos da redistribuição de carga nos pilares e a tendência à uniformização dos recalques.

O primeiro deles é o fator de recalque absoluto (AR) (Equação 2.3), definido pela relação entre o recalque absoluto do (w_i) de um apoio e o recalque total médio de todos os apoios (w_m).

$$AR = \frac{w_i}{w_m} \quad (2.3)$$

Considerando o fator AR para avaliar os efeitos da interação solo-estrutura, são observados alívios para os pilares que possuem recalques medidos maiores que a média, ou seja, $AR > 1$, no caso contrário, quando $AR < 1$, verifica-se um acréscimo de carga nos pilares.

A simples comparação entre os recalques medidos e estimados convencionalmente, por um processo de previsão de recalques, pode levar a erros de interpretação se os seus valores médios não tiverem a mesma ordem de grandeza. Constata-se que, nos casos em que AR para recalques estimados é menor do que AR para recalques medidos, existe uma tendência ao acréscimo de carga no apoio, no caso contrário, quando AR medido é menor que AR estimado, ocorre uma tendência ao alívio de carga do apoio.

Outro parâmetro é o fator de recalque diferencial (DR) (Equação 2.4), definido pela relação entre a dispersão do recalque absoluto (w_i) do apoio i e o valor absoluto médio de todos os apoios (w_m) pelo recalque absoluto médio de todos os apoios (w_m).

$$DR = \frac{(w_i - w_m)}{w_m} \quad (2.4)$$

O fator DR informa o desvio percentual do recalque do pilar i em relação à média dos recalques de todos os apoios. 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. Para valores de DR estimados convencionalmente

maiores que os medidos é evidenciada a suavização da deformada de recalques do prédio.

O terceiro parâmetro, denominado coeficiente de variação dos recalques (CV) (Equação 2.5), é definido como a relação entre o desvio padrão dos recalques (σ_n) e o recalque médio absoluto (w_m).

$$CV = \frac{\sigma_n}{w_m} \quad (2.5)$$

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 uma tendência à uniformização dos recalques com conseqüente diminuição dos valores do coeficiente CV , conforme apresentado no item 2.2.1.2.

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 avaliar o comportamento das fundações. Isto se justifica pela possibilidade de ocorrer valores médios significativamente diferentes.

De acordo com BARROS (2005), a avaliação do comportamento das fundações através da variação do coeficiente CV pode ser feita de duas maneiras. Na primeira hipótese, avaliando a distribuição dos recalques em relação à geometria da edificação, sendo, para isto, suficiente comparar o CV de regiões isoladas da estrutura. Na segunda hipótese, procura-se identificar o efeito da interação solo-estrutura sobre cada tipo de fundação comparando o CV das fundações que possuem as mesmas características.

Para avaliação da redistribuição de cargas dos pilares BARROS (2005) define o coeficiente de redistribuição de carga (FQ) como:

$$FQ = \frac{Q_{ssi} - Q_i}{Q_i}, \text{ para as situações em que } Q_i \geq Q_{ssi} \quad (2.6)$$

$$FQ = \frac{Q_{ssi} - Q_i}{Q_{ssi}}, \text{ para as situações em que } Q_i < Q_{ssi} \quad (2.7)$$

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.

O coeficiente FQ informa sobre a variação de cargas entre os pilares, sendo os valores obtidos pelas equações 2.6 e 2.7 compreendidos entre -1 e 1 . Constatase que para valores de FQ entre -1 e 0 ocorre um alívio no esforço transmitido ao apoio e para valores de FQ entre 0 e 1 ocorre o sobre-carregamento do pilar. As situações onde FQ igual a 0 (zero) indicam ausência da interação solo-estrutura.

2.3 MODELOS PROPOSTOS PARA AVALIAÇÃO DA ISE

MEYERHOF (1953) apresentou um dos primeiros trabalhos considerando os efeitos da interação solo-estrutura em edificações. Sua análise está baseada na teoria da elasticidade tanto para o solo quanto para a estrutura. O autor propôs que a rigidez da superestrutura poderia ser quantificada através do conceito de viga equivalente, mostrada na Figura 2.13, onde um pórtico poderia ser representado por uma viga de rigidez igual ao somatório das rigidezes à flexão das barras que compõem o pórtico e dos painéis de fechamento em alvenaria, ou seja:

$$EcI = \sum Ec \cdot Ic + \sum Ea \cdot Ia \quad (2.8)$$

onde, EcI é a rigidez da viga equivalente, $\sum Ec \cdot Ic$ é o somatório das rigidezes das vigas da superestrutura e $\sum Ea \cdot Ia$ é o somatório da rigidez dos painéis de alvenaria.

A primeira manifestação no Brasil sobre a interação entre fundações e estruturas deve-se a CHAMECKI (1954), o qual propôs um método iterativo para análise da interação solo-estrutura. A partir das reações de apoio da estrutura considerada como indeslocável e dos coeficientes de transferência de carga, que são as reações verticais dos apoios provenientes de recalques unitários de cada apoio em separado, calculam-se os recalques da fundação. Desse modo inicia-se um processo iterativo com a consideração da rigidez da estrutura, no qual, através do uso de expressões estabelecidas, são fornecidas as novas reações de apoio, sendo, em seguida, obtidos os valores dos novos recalques. Esse processo é repetido até que os valores das reações de apoio e recalques convirjam entre si. Com o uso desta metodologia, observou-se que os recalques diferenciais passavam

a ser menos acentuados quando se considerava a rigidez da estrutura no cálculo dos recalques, o que se ajustava aos resultados das medições em estruturas reais.

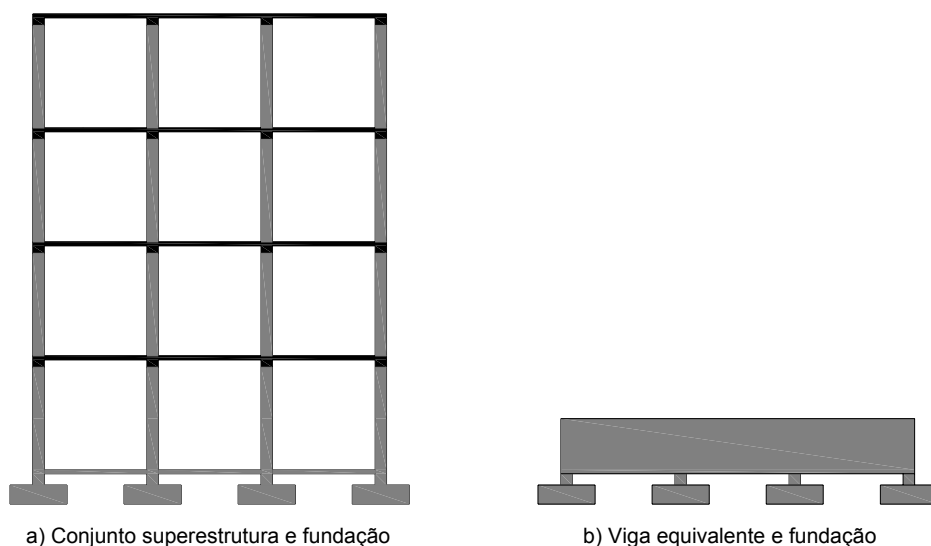


Figura 2.13 – Consideração da estrutura como uma viga de rigidez equivalente (MEYERHOF, 1953)

Este processo pode ser expresso segundo notação matricial, conforme proposto por POULOS (1975), sendo a análise baseada em dois sistemas de equações:

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]\{d\}, \text{ para a estrutura e,} \quad (2.9)$$

$$\{d\} = [FM]\{V\}, \text{ para as fundações.} \quad (2.10)$$

onde, $\{V\}$ é o vetor de reações nos apoios da estrutura considerando a interação solo-estrutura, $\{V_0\}$ é o vetor de reações nos apoios da estrutura considerando os apoios indeslocáveis, $\{d\}$ é o vetor de recalques nos apoios, $[SM]$ é a matriz de rigidez da estrutura, determinada pela imposição de deslocamentos unitários para cada direção dos apoios da estrutura e $[FM]$ é a matriz de flexibilidade da fundação, determinada de acordo com o tipo de solo e das fundações adotadas.

Considerando que os deslocamentos devem ser iguais para a estrutura e para as fundações, pode-se combinar as equações 2.9 e 2.10, em um sistema que leva em conta a rigidez da estrutura e do solo em conjunto:

$$\{V_0\} = ([I] - [SM][FM])\{V\} \quad (2.11)$$

A resolução da Equação 2.11 fornece as incógnitas do vetor $\{V\}$ das reações nos apoios e com isso pode-se determinar os recalques $\{d\}$ através da Equação 2.10.

O avanço da ciência tem motivado o desenvolvimento de métodos matemáticos para estudo do comportamento de sistemas físicos, propiciando modelagens realísticas, confiáveis e de aplicações práticas na engenharia, muito mais econômicas do que os modelos físicos (SORIANO, 2003).

Atualmente encontram-se na literatura estudos da análise da interação solo-estrutura baseados na formulação e utilização de métodos numéricos, destacando-se entre eles o método dos elementos finitos. A partir destes métodos é possível simular a heterogeneidade do solo, considerando camadas estratificadas e a não-linearidade física e geométrica da estrutura.

AOKI e CINTRA (2004) definem três modelos básicos para a análise da interação solo-estrutura, nos quais se adota como referência um ponto sobre a superfície indeslocável do maciço de solo, conforme apresentado na Figura 2.14.

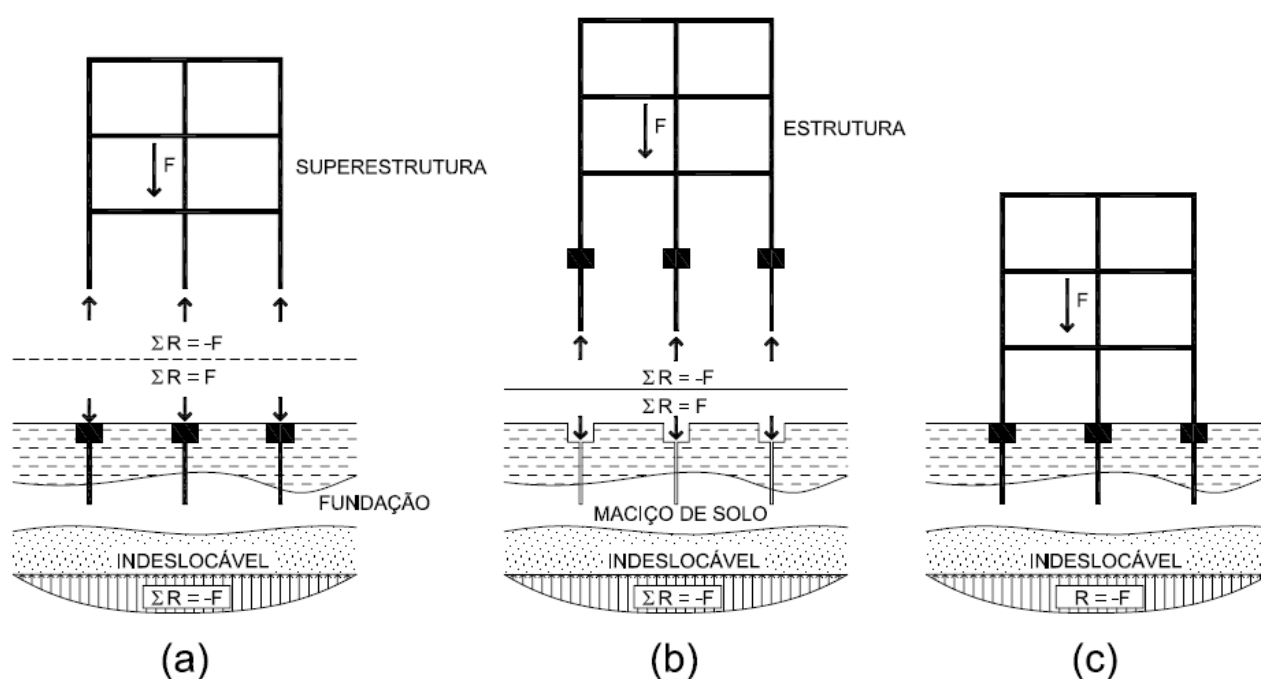


Figura 2.14 – Modelos de análise da interação solo-estrutura (Adaptado de MOTA et al., 2007).

Na Figura 2.14(a) são considerados dois corpos em equilíbrio; o primeiro formado pela superestrutura, com contorno inferior limitado pela superfície das bases dos pilares, e o segundo formado pela fundação e o solo, com contorno limitado pela superfície das bases dos pilares e o maciço indeslocável. São montados dois sistemas de equações, um para cada corpo, garantido-se no modelo matemático que o deslocamento no ponto de união da superestrutura e das fundações seja igual.

Para simplificação deste modelo podem ser consideradas nas análises as estruturas apoiadas sobre molas, que representam o conjunto formado pelo elemento de fundação e o solo. Empregando o método das forças, no qual a rigidez equivalente pode ser determinada como a força necessária para deslocar um ponto na face superior da fundação em uma unidade de comprimento, determina-se, utilizando os parâmetros do solo obtidos por ensaios de campo e metodologias de estimativa de recalques encontradas na literatura, a rigidez equivalente de um elemento de fundação em conjunto com o solo, conforme proposto por CRESPO (2004).

Devido à variedade de tipos de fundações e a heterogeneidade do solo, este processo pode se tornar trabalhoso e ineficaz, uma vez que cada combinação de um elemento de fundação com um tipo de solo apresenta um valor de rigidez equivalente diferente.

Baseado nesse modelo, IWAMOTO (2000) desenvolveu um programa computacional, para análise de estruturas de edifícios com fundações profundas em estacas verticais, ligadas ao bloco suposto rígido, que considera a rigidez equivalente de cada elemento de fundação. O programa implementado realiza um processo iterativo no qual são calculadas as cargas nas fundações, determinadas as rigidezes dos blocos e estacas e estimados os recalques utilizando os modelos teóricos conhecidos da literatura. Estes modelos consideram a rigidez das estacas individualmente, as propriedades do solo, o número de estacas e o efeito de grupo. A rigidez equivalente de cada apoio é determinada dividindo-se a reação oriunda da estrutura pelos respectivos recalques. Considerando as rigidezes equivalentes nos respectivos apoios, realiza-se o processo iterativo até a convergência dos recalques.

Na Figura 2.14(b) são considerados dois corpos em equilíbrio sendo a estrutura, com o contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais de

fundação, e o maciço de solos, com contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais de fundação e o maciço indeslocável.

Considerando este modelo, COLARES (2006) apresenta uma ferramenta para análise de edifícios de concreto armado assentados sobre sapatas, capaz de avaliar os efeitos decorrentes da deformabilidade do maciço de solos nas peças da superestrutura, lajes, vigas e pilares, e nos elementos estruturais de fundação. O método dos elementos finitos é empregado na modelagem dos elementos de fundação como elementos de casca planos, para determinação das componentes de deslocamentos nas três direções principais. A rede de nós da malha dos elementos fundação é espelhada no solo, permitindo a compatibilização de deslocamentos na região de contato entre a superfície de assentamento e a face inferior das sapatas; esta é a condição necessária e suficiente para garantir o equilíbrio e a continuidade do sistema. Os deslocamentos do solo são determinados através de métodos baseados na teoria da elasticidade, tratando o solo como um meio heterogêneo.

Analizando o comportamento de fundações em estacas, MOTA *et al.* (2007) apresenta um método para análise de estruturas no qual a estrutura e os elementos de fundação são modelados como barras, pelo método dos elementos finitos e o comportamento do solo é representado baseado nas equações da teoria da elasticidade. Os elementos das estacas possuem nós em contato com os elementos do solo, permitindo que seja estabelecido o equilíbrio do modelo.

Na Figura 2.14(c) considera-se um só corpo em equilíbrio sendo o sistema global formado pela estrutura e o maciço de solos com contorno limitado pelo maciço indeslocável.

A superestrutura, os elementos estruturais de fundação e o solo formam um único conjunto, obtendo-se uma matriz de rigidez de toda a estrutura. A análise do conjunto inicia através da aplicação das forças externas, obtendo-se os deslocamentos em determinados pontos da estrutura e do solo. Este consiste no modelo de análise mais realista, porém devido a grande quantidade de dados gerados para todo o modelo e do alto número de operações numéricas envolvidas ao longo da montagem do sistema final, necessita-se de computadores de grande memória e altas velocidades de processamento.

Baseado neste modelo, ALMEIDA (2003) desenvolveu uma ferramenta numérica na qual o solo é modelado pelo método dos elementos de contorno (MEC), composto por camadas de diferentes características físicas, apoiadas em uma

superfície de deslocamento nulo e enrijecidas por elementos de fundação, também modelados pelo MEC tridimensional. A superestrutura, considerada como elementos laminares, é modelada pelo método dos elementos finitos, através de elementos com propriedades de membrana e de placa. São modeladas placas, estacas e radiers demonstrando a potencialidade da aplicação destes dois métodos na análise conjunta da estrutura com o solo e evidenciando os efeitos da interação entre o solo e a estrutura.

RIBEIRO (2005) introduz alguns recursos na ferramenta numérica desenvolvida por ALMEIDA (2003), sendo a superestrutura tridimensional simulada pelo MEF composta por elementos planos e reticulares com seis graus de liberdade por nó. Introduce-se no programa o recurso de simular um número qualquer de blocos, modelados pelo MEC tridimensional, apoiados sobre o solo. A interação entre os métodos numéricos foi resolvida aplicando condições de compatibilidade de deslocamentos e equilíbrio de forças nos nós de contato entre os dois meios. Apresenta-se alguns modelos, utilizando um único sistema de equações para representar os dois meios, como forma de análise da interação do solo com o edifício de forma acoplada, que comprovam a eficácia da utilização deste modelo para análise da interação solo-estrutura.

2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido ao desconhecimento do comportamento das fundações a maioria dos danos ocorridos nos edifícios são atribuídos às fundações. A realização da monitoração dos recalques, desde o início da construção, permite avaliar o sistema de fundações adotado no projeto, devendo se tornar uma prática indispensável a rotina de qualquer obra.

Durante a construção do edifício, as prumadas dos pilares são verificadas a cada pavimento, corrigindo assim os possíveis desaprumos ocasionados pelos recalques diferenciais. Ressalta-se então que a monitoração dos desaprumos em edifícios após a ocupação apresenta resultados mais significativos que quando realizada durante a construção.

Na definição do sistema de monitoração de recalques a ser adotado em um edifício, devem ser considerados alguns fatores como a idade da edificação, a finalidade e a duração da monitoração. Assim como o sistema de nível d'água não é recomendado para os casos de edifícios concluídos, nos quais a instalação das

tubulações pode gerar custos elevados, inviabilizando o sistema, também não se recomenda o sistema ótico em obras sobre terrenos de pequenas dimensões, nas quais a deposição dos materiais no canteiro de obras pode dificultar a leitura das medidas.

Os estudos sobre o mecanismo da interação solo-estrutura apresentados neste capítulo de revisão bibliográfica confirmam, através de diferentes casos de obras, a importância da análise das estruturas contemplando os deslocamentos das fundações. Ressalta-se nestes estudos que a consideração destes de deslocamentos na análise estrutural pode ser vantajosa, possibilitando a realização de fundações que seriam inviáveis, como também pode alertar ao projetista sobre a ocorrência de danos na edificação.

A consideração da estrutura como uma viga equivalente, proposta por MEYERHOF (1953), pode ser empregada para análise da interação solo-estrutura em edifícios formados por pórticos, com pequenos desvios nos alinhamentos dos pilares. Em outros casos torna-se difícil determinar a viga equivalente devido à variação da rigidez entre os vãos.

Com os avanços da informática e o desenvolvimento de modelos matemáticos refinados para análise de estruturas torna-se, atualmente, possível analisar em conjunto a estrutura, as fundações e o maciço de fundações, obtendo-se resultados com soluções bastante aproximadas e em tempos reduzidos. Dentre os métodos numéricos empregados no estudo da interação solo-estrutura têm se destacados o método dos elementos finitos e o método dos elementos de contorno, sendo possível através de simplificações efetuar a análise de diversos tipos de estruturas.

Enfim, observando as conseqüências das simplificações de projeto apresentadas por GUSMÃO (2006), constata-se que o aprimoramento dos processos de cálculo e o refinamento do detalhamento das estruturas pouco influenciam no resultado final da edificação, quando se realiza a modelagem da estrutura desprezando efeitos que são importantes e que podem gerar danos à edificação.

CAPÍTULO 3 – ESTUDO DE CASO

Neste capítulo apresenta-se o edifício residencial que servirá de exemplo para as análises, pois teve suas fundações monitoradas desde as fases iniciais de construção. Descreve-se, de forma detalhada, o sistema de monitoração de recalques baseado em nível d'água, com obtenção de medidas através de fotografias digitais.

Para análise dos efeitos dos recalques na estrutura, os dados obtidos na monitoração foram utilizados em uma análise numérica da estrutura, cujos resultados são apresentados no Capítulo 4. A análise foi realizada em um programa comercial de análise estrutural, baseado no método dos elementos finitos. O edifício foi modelado tridimensionalmente, considerando o processo construtivo através de modelos que representam as etapas da construção referentes à execução de cada laje.

3.1 Descrição da obra analisada

O estudo desenvolveu-se em um edifício residencial, denominado Edifício Classic, localizado na cidade de Campos dos Goytacazes – RJ. Na Figura 3.1 apresenta-se uma foto do edifício, em fase de acabamento final. Seguindo a tendência de verticalização das edificações da cidade, este edifício é constituído de 12 pavimentos, construídos acima da superfície do terreno, com pé-direito de 3 metros em cada pavimento. No térreo encontram-se a entrada social e as garagens, sendo estas estendidas também aos dois pavimentos seguintes. Na seqüência encontram-se nove pavimentos tipo, compostos por quatro unidades residenciais cada, e o pavimento de cobertura com área de festas, casa de máquinas e reservatório elevado.



Figura 3.1 – Elevação frontal do Edifício Classic.

Os croquis dos pavimentos térreo, garagens, tipo e cobertura estão ilustrados nas figuras A.1 à A.5, respectivamente, no Anexo A.

3.1.1 Características da estrutura

A estrutura do edifício é formada por pilares, vigas de borda, rampa e escadas em concreto armado convencional, lajes lisas e duas vigas de transição em concreto armado protendido, utilizando sistema de protensão não aderente, com monocordoalhas engraxadas como mostrado na Figura 3.2. O edifício possui 35 pilares nos três primeiros pavimentos, partindo das fundações, sendo que para o pavimento tipo seguem 18 pilares, ocorrendo a transição de três pilares sobre vigas protendidas.



Figura 3.2 – Armadura da laje protendida com cordoalhas engraxadas.

O fechamento do edifício e as divisórias internas foram feitos com alvenaria de tijolos cerâmicos furados e para o fechamento da escada foram utilizados blocos de concreto.

As cargas de fundações variam entre 300 kN e 5200 kN, sendo projetadas e executadas dois tipos de fundações: sapatas nos pilares de divisa e estacas nos pilares centrais. As sapatas estão assentadas a 1,80 m da superfície do terreno, sobre uma camada compactada de solo melhorado, através da mistura de areia com cimento. As estacas foram executadas por equipamento de hélice contínua monitorada, com diâmetro de 400 mm e profundidade média de 12,5 m, armadas nos três primeiros metros.

Os croquis das fundações e formas das lajes com os cabos protendidos são apresentados nas figuras A.6 à A.10 do Anexo A.

3.1.2 Caracterização geotécnica

De acordo com TEIXEIRA (2000) o solo da Cidade de Campos dos Goytacazes é formado por sedimentos fluvio-lacustres e sedimentos da formação de Barreiras, apresentando camadas constituídas por argilas, siltes, areias quartzozas, e turfa, variando de acordo com a profundidade e localização.

O subsolo do edifício analisado foi caracterizado através de dois furos de sondagem à percussão (SPT), cuja locação encontra-se na Figura 3.3. A partir dos

laudos do SPT foi determinado o perfil estratigráfico apresentado na Figura 3.4. No perfil do solo observam-se dois horizontes bem definidos, ao longo de 3 m ocorre uma camada de argila siltosa, com coloração variegada, e, subjacente a esta camada até a profundidade onde foi encerrada a sondagem, ocorrem camadas de areia siltosa, variando entre fofa, medianamente compacta e compacta, com coloração variegada.

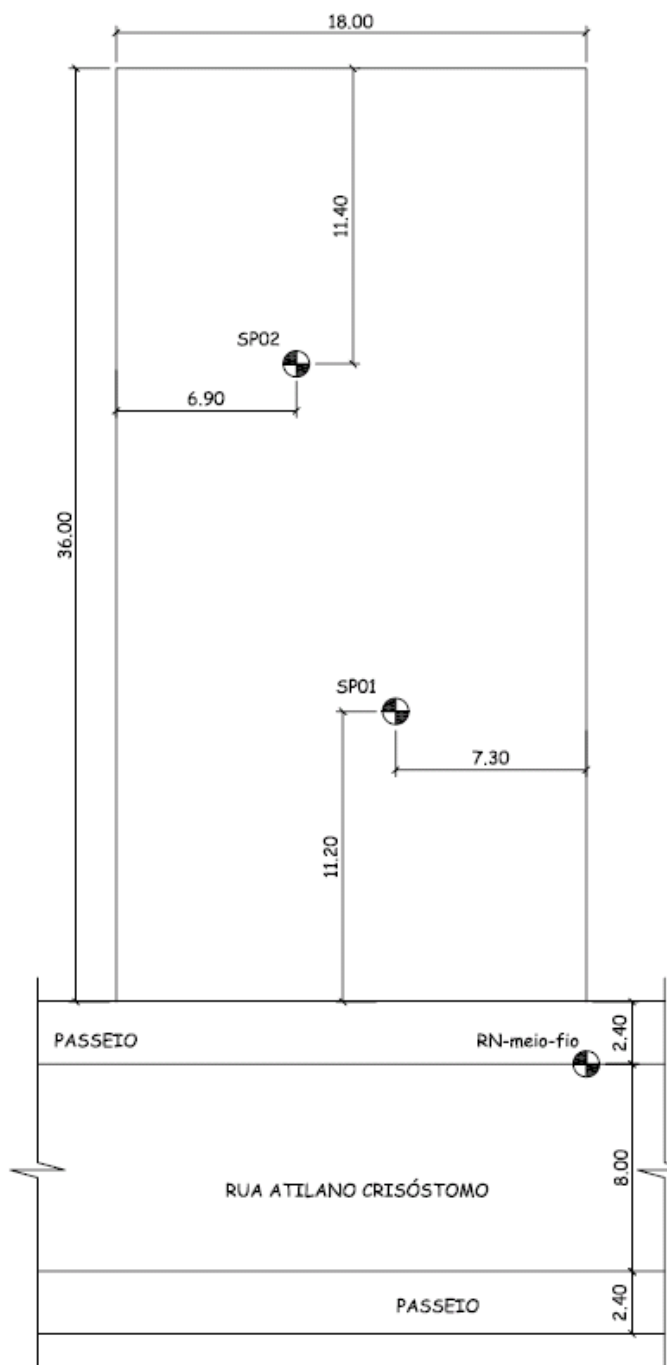


Figura 3.3 – Localização dos pontos de sondagem à percussão.

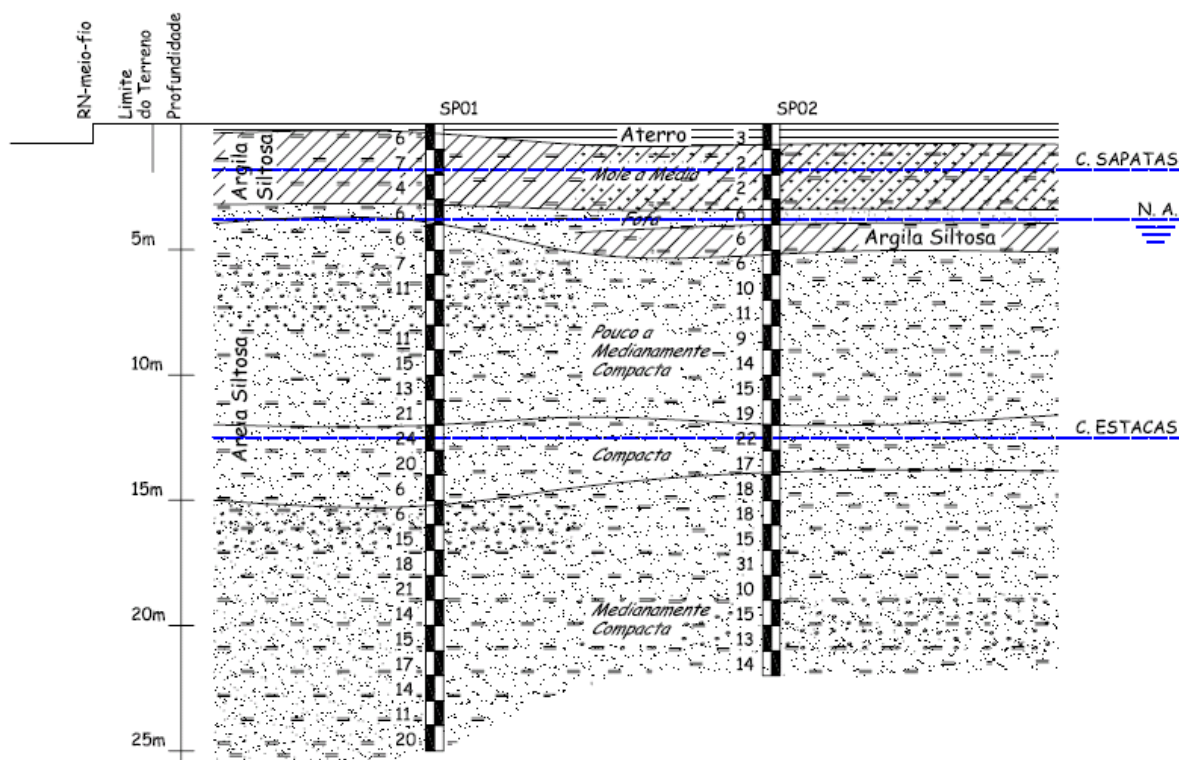


Figura 3.4 – Perfil geológico do local da obra

3.2 Sistema de medição de recalques

A monitoração dos recalques foi realizada utilizando um sistema desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Buscou-se desenvolver um sistema de monitoração compatível com as características das construções de edifícios, possibilitando a monitoração durante toda a fase de construção. Este sistema foi projetado para oferecer baixo custo de instalação e fácil manutenção, ser robusto para evitar danos durante o período de monitoramento, não interromper as atividades dos trabalhadores e possibilitar leituras constantes, de forma rápida, com precisão e confiabilidade compatível com a esperada.

O sistema de monitoração dos recalques é baseado no princípio dos vasos comunicantes, semelhante ao sistema Terzaghi. No entanto este sistema é constituído por dutos interligados, com saídas d'água em todos os pilares da obra e no marco de referência, possibilitando observar o nível d'água em cada um dos pilares do edifício e no marco, simultaneamente.

Como referência para as medidas dos níveis dos pilares foi instalado um marco de referência de nível em uma região que não sofresse influência dos elementos de fundação da obra. Este marco é constituído por uma estaca escavada

com comprimento de 10 metros, na qual foi ancorada uma haste metálica graduada, calibrada em laboratório, executado utilizando os procedimentos apresentados no capítulo 2.

A Figura 3.5 apresenta parte superior do marco de referência com a haste metálica. Para evitar o soterramento do marco e prevenir acidentes na obra foi construída uma caixa com blocos de concreto.



Figura 3.5 – Marco de referência com a haste metálica graduada.

Interligando o marco de referência e os pilares foi montada uma rede hidráulica, conforme apresentado na Figura 3.6. A tubulação foi enterrada em valas de, no mínimo, 30 cm de profundidade, possibilitando as atividades dos funcionários durante a obra e evitando danos ao sistema. Inicialmente foram utilizados tubos de policloreto de vinila (PVC), soldável, com 20 mm de diâmetro, comumente empregados em instalações prediais de água fria. A montagem desta tubulação apresentou algumas dificuldades, devido a obrigatoriedade de tubulação em linha reta, imposta pela rigidez do tubo, e a necessidade de utilização de conexões rígidas para execução de curvas e emendas. Foram observados vazamentos nas conexões da tubulação, inviabilizando o uso deste tipo de material.

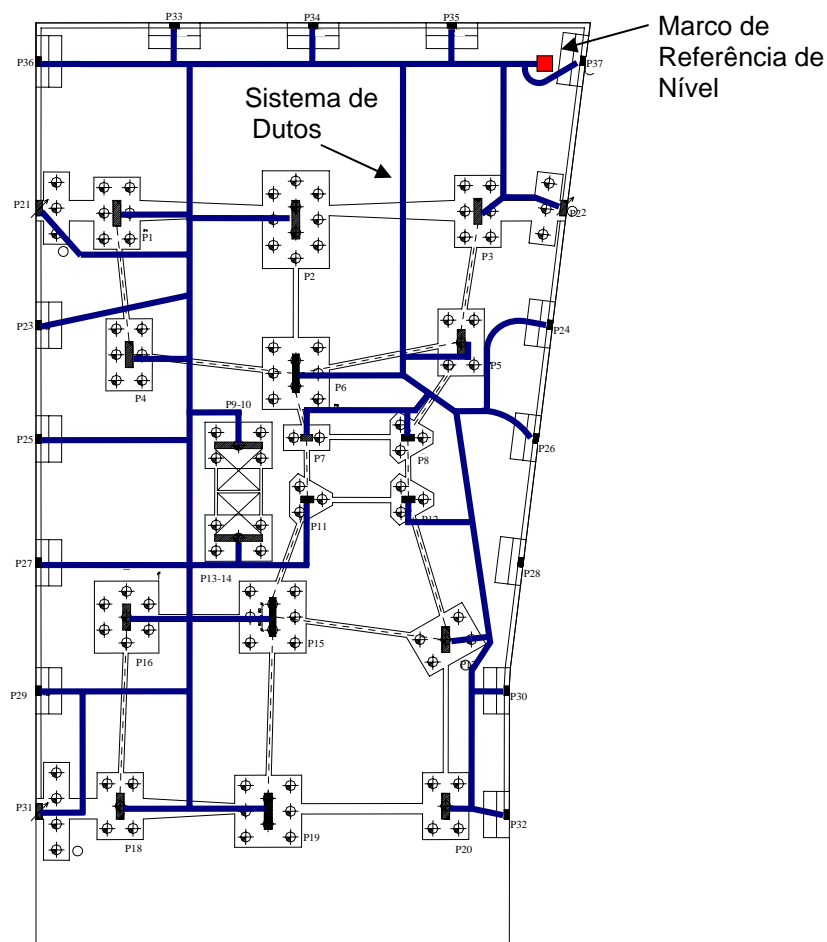


Figura 3.6 – Localização dos pilares, marco de referência de nível e rede de dutos.

Por este motivo buscou-se outro material para a tubulação, sendo adotadas mangueiras flexíveis de silicone, com diâmetro externo de 10 mm, espessura de parede de 2,5mm, conectores plásticos para as ramificações e lacres para garantir a união da mangueira no conector, conforme apresentado na Figura 3.7. A utilização destas mangueiras facilitou a montagem da rede, permitindo a realização de curvas e desvios. Deste modo, os vazamentos foram sanados, uma vez que a mangueira acompanha os deslocamentos do solo.

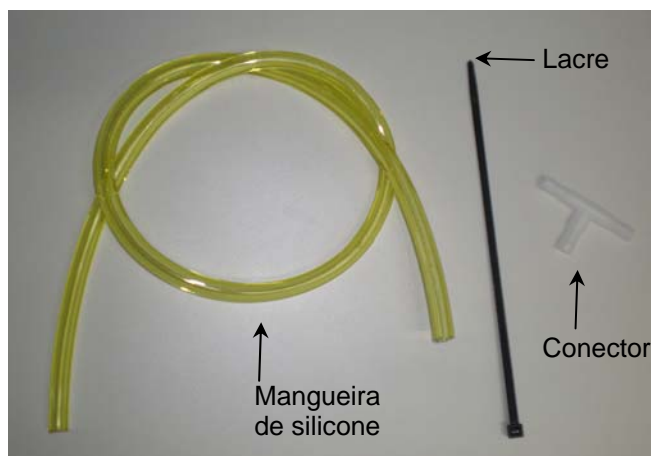


Figura 3.7 – Mangueira de silicone, lacre e conector plástico.

Nas extremidades da rede de tubulação, localizadas no marco de referência e em cada um dos pilares, foram instalados tubos de vidro transparente, com diâmetro externo de 12 mm, diâmetro interno igual a 10 mm e comprimento de 10 cm (Figura 3.8).

No marco de referência o tubo de vidro da saída d'água foi fixado na lateral da haste graduada. A posição do nível d'água em relação ao topo do marco de referência é determinada pela distância do menisco até a graduação da haste metálica, conforme mostrado na Figura 3.8.

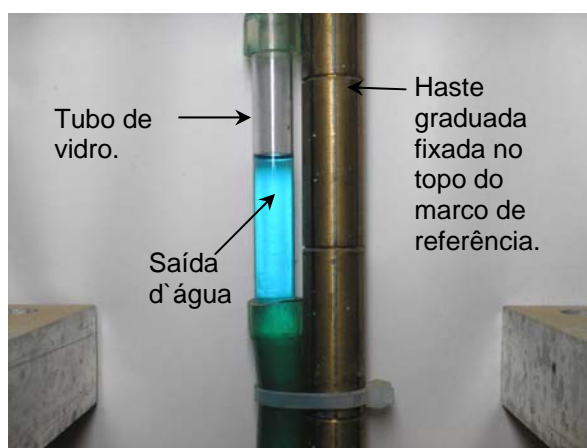


Figura 3.8 – Haste metálica e saída d'água no marco de referência.

Nos pilares, o tubo de vidro da saída d'água é preso a uma referência de nível no pilar (Figura 3.9). Esta referência é constituída por uma barra chata de alumínio fixada ao pilar através de dois chumbadores. Nas laterais da haste de alumínio são fixadas duas barras de metal de seção quadrada e lado igual à metade do diâmetro externo do tubo de vidro (6 mm). Em cada extremo das barras de metal

foram executados orifícios com diâmetro igual a 2 mm. A posição do nível d'água em relação à referência no pilar é determinada pela distância do menisco até os orifícios nas barras metálicas (Figura 3.9). Destaca-se que a distância entre os extremos dos dois orifícios de cada barra é medida em laboratório através de paquímetro com precisão igual a 0,001mm.

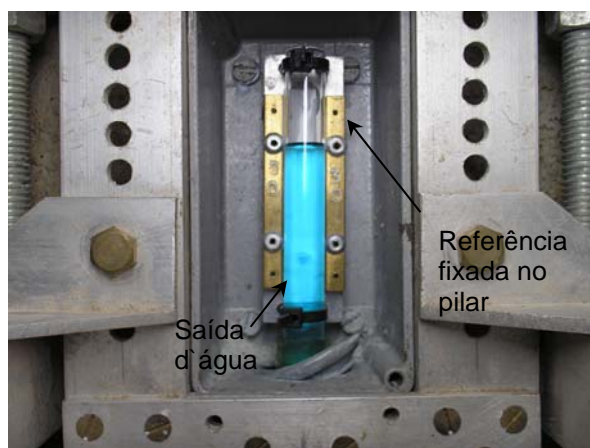


Figura 3.9 – Referência e saída d'água nos pilares.

Devido às condições adversas da obra, foi elaborado um sistema de proteção para as saídas d'água nos pilares. O tubo de vidro e a referência de nível nos pilares foram instalados dentro de caixas de alumínio com tampa removível, fixadas no pilar de forma isolada da barra metálica (Figura 3.10). No marco de referência, durante a execução da obra, foi construída uma proteção com chapas de madeira compensada.



Figura 3.10 – Sistema de proteção da referência no pilar.

Os sistemas de medidas de nível através do Nível Terzaghi possuem várias restrições de uso (BARROS 2005), especialmente face à variação da temperatura e pressão da água dentro do nível e à forma de medida do nível d'água. A medida do nível d'água é, talvez, a maior das limitações deste tipo de equipamento. Neste sentido, o sistema de monitoração implementado neste trabalho utiliza o processo digital como ferramenta de registro de imagem para determinação da posição do menisco. Após a obtenção da fotografia do menisco no campo, a imagem é tratada e analisada no laboratório através de programa de manipulação de imagens. Deste modo, é possível a determinação da medida da altura do menisco com considerável precisão e acurácia.

A fotografia dos meniscos foi feita através de máquina digital utilizando-se uma resolução mínima igual a 4Mpixels. Para a tomada da foto em cada pilar foi construído um suporte em alumínio que se encaixa perfeitamente nas caixas de proteção das saídas d'água em cada pilar, conforme apresentado na Figura 3.11.



Figura 3.11 – Leitura de nível nos pilares

A Figura 3.12 apresenta um corte esquemático do equipamento de medição e do suporte com a máquina fotográfica para leitura dos níveis nos pilares. O suporte foi projetado para manter a máquina fotográfica na vertical e com centro próximo ao centro da referência no pilar. A distância da máquina até o menisco é da ordem de $20 \pm 0,3$ cm. Esta distância garante a boa qualidade da foto em termos de foco e iluminação. Para a iluminação, foi utilizada uma lanterna com lâmpadas fluorescentes. Destaca-se que outros tipos de iluminação foram testados com resultados pouco satisfatórios.

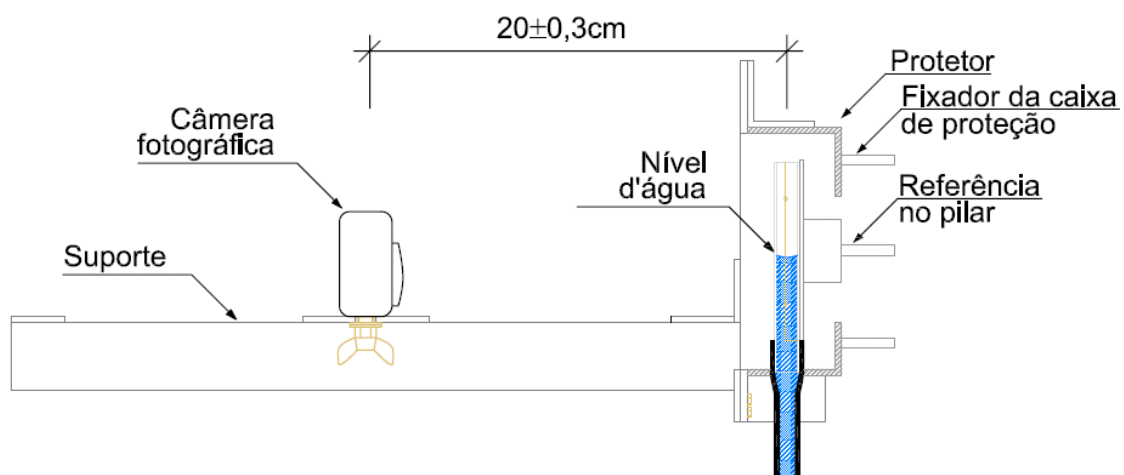


Figura 3.12 – Desenho esquemático do sistema de medição nos pilares.

Para a aquisição da foto do menisco no marco de referência foi utilizado um segundo suporte para a máquina fotográfica fixado próximo à haste graduada, como se vê na Figura 3.13.



Figura 3.13 – Leitura de nível no marco de referência

A Figura 3.14 apresenta um corte esquemático do equipamento de medição e do suporte com a máquina fotográfica para leitura do nível no marco de referência. Este suporte garante a mesma distância da máquina ao menisco que o suporte usado para fotografia do marco nos pilares.

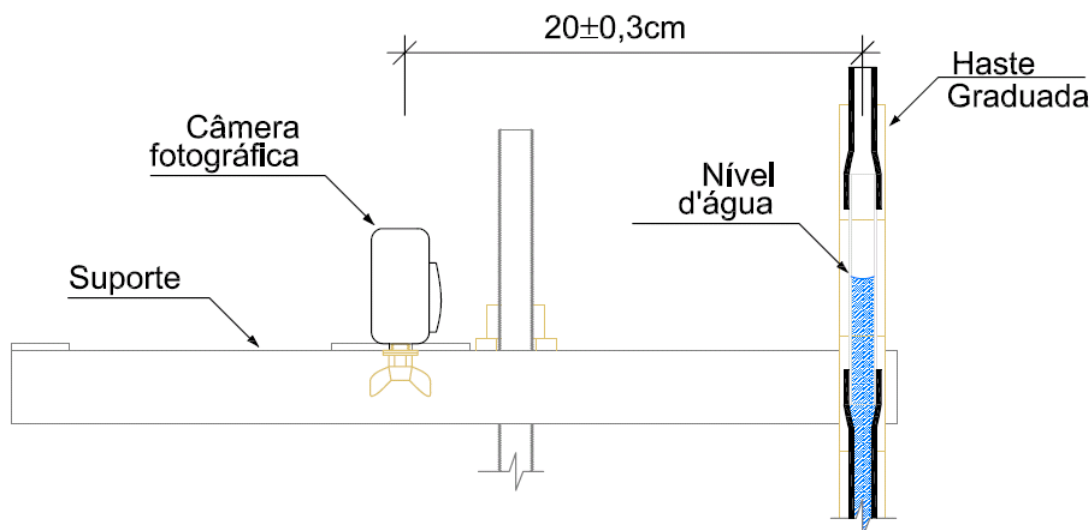


Figura 3.14 – Desenho esquemático do sistema de medição no marco de referência.

Para o uso de fotografias para determinação da posição do menisco faz-se necessária a consideração do efeito paralaxe, da distorção provocada pela curvatura da lente e do efeito de escala. O efeito Paralaxe é corrigido através de calibração de laboratório medindo-se a altura do menisco na mesma posição para várias alturas da câmara. A curvatura da lente pode ser minorada também através desta mesma calibração. Adicionalmente, faz-se a determinação das medidas nas fotos tomando-se como referência sempre o centro da foto. O efeito escala é corrigido através de fatores de correção determinados pela relação entre um objeto de dimensão conhecida e a dimensão do mesmo objeto na fotografia. Nos pilares utiliza-se a distância entre os orifícios $H_1 + H_3$ e $H_2 + H_4$ (Figura 3.15) nas barras metálicas e no marco utiliza-se o diâmetro da haste graduada.

Utilizando-se um programa de interpretação de fotografias digitais são determinadas, nas fotografias dos pilares, as distâncias H_m , entre o menisco e o centro da fotografia (Figura 3.15), e na fotografia do marco mede-se a distância entre o menisco e a graduação da barra metálica (Figura 3.8). As cotas de cada pilar são determinadas utilizando-se planilha de cálculo, com os resultados interpretados imediatamente após cada medição.

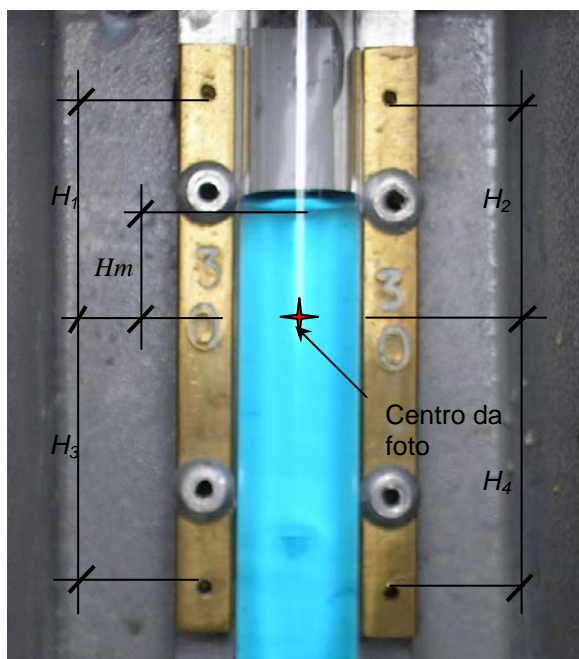


Figura 3.15 – Distâncias a serem medidas para determinação do recalque.

3.3 Modelagem da estrutura

A estrutura do Edifício Classic foi discretizada em elementos finitos permitindo a realização de uma análise numérica estática e linear, empregando um programa computacional de análise estrutural. Foram definidos modelos tridimensionais compostos por elementos de barra e de placa, sendo os modelos referenciados em um sistema de eixos coordenados globais perpendiculares entre si e denotados X, Y e Z, e os elementos referenciados individualmente em um sistema local de eixos cartesianos, com direções denotadas por 1, 2 e 3, conforme apresentado na Figura 3.16 para elementos de barra e de placa.

As vigas e pilares foram modelados como elementos uniaxiais de barra, definidos por dois nós localizados na linha que passa pelo centro de gravidade da seção. Estes elementos possuem capacidades de tração, compressão, torção e flexão. Os elementos possuem seis graus de liberdade em cada nó, sendo três rotações e três translações. Nos pilares foram desconsideradas as excentricidades das vigas, exceto nos pilares da caixa do elevador, onde foram inseridos elementos de barra rígida, os quais transferem as cargas das vigas diretamente para eixo dos pilares.

As lajes foram consideradas como elementos de placa, definidos por quatro nós, com seis graus de liberdade em cada nó sendo três rotações e três translações.

Estas foram discretizadas de acordo com o traçado dos cabos de protensão, em elementos quadrangulares de grandes dimensões. Realizou-se uma calibração da malha das lajes buscando um refinamento dos resultados, para isto subdividiu-se os elementos, estabelecendo a dimensão máxima de 50 cm para os elementos.

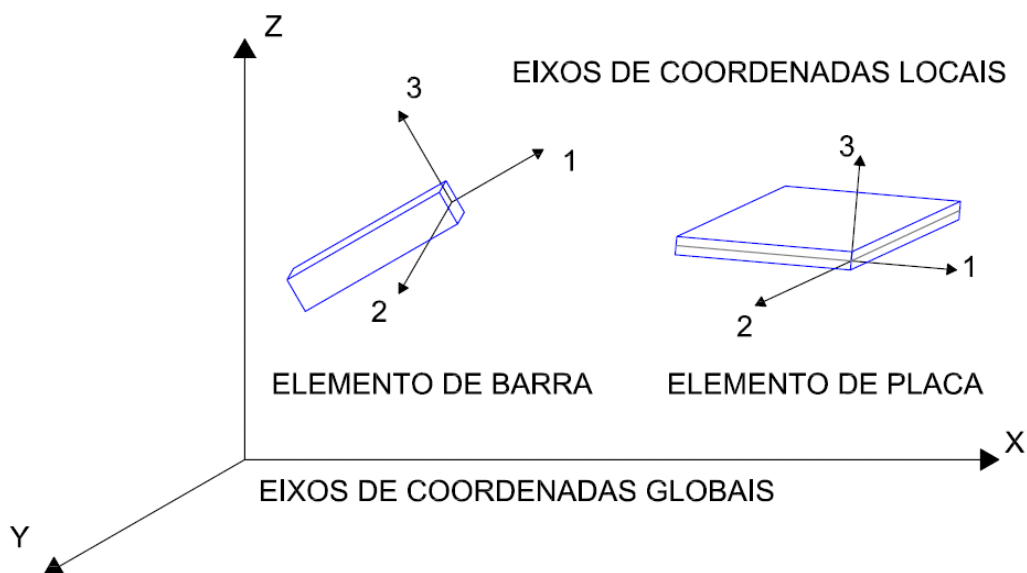


Figura 3.16 – Sistema de referência local para elemento de barra e de placa.

As dimensões das vigas, dos pilares e as espessuras de lajes, rampas e escadas foram consideradas de acordo com os dados obtidos no projeto estrutural do edifício, conforme apresentado na Tabela B.1 do Anexo B.

Após análise da estrutura, o programa computacional fornece como resultados deslocamentos, esforços solicitantes internos e reações devidas ao carregamento.

3.3.1 Modelos tridimensionais para análise estrutural

A análise da estrutura levou em consideração o processo evolutivo da edificação através do desenvolvimento de doze modelos tridimensionais, correspondentes à concretagem de cada uma das lajes do edifício. Foram consideradas somente as etapas de construção em que foram monitorados os recalques de todos os pilares. Nas Figuras 3.17, 3.18 e 3.19 são apresentados os modelos referentes à execução da 3ª, 7ª e 12ª lajes, respectivamente.

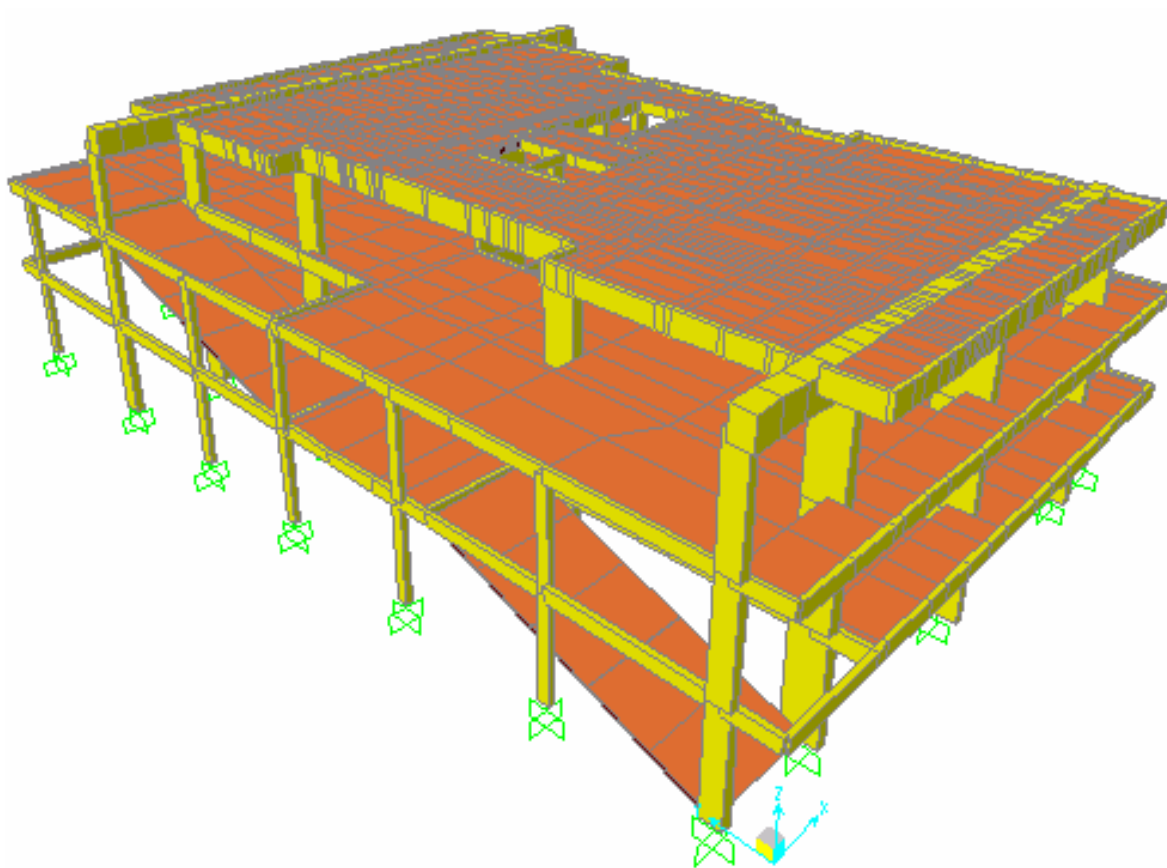


Figura 3.17. Modelo tridimensional da estrutura para a 3ª laje.

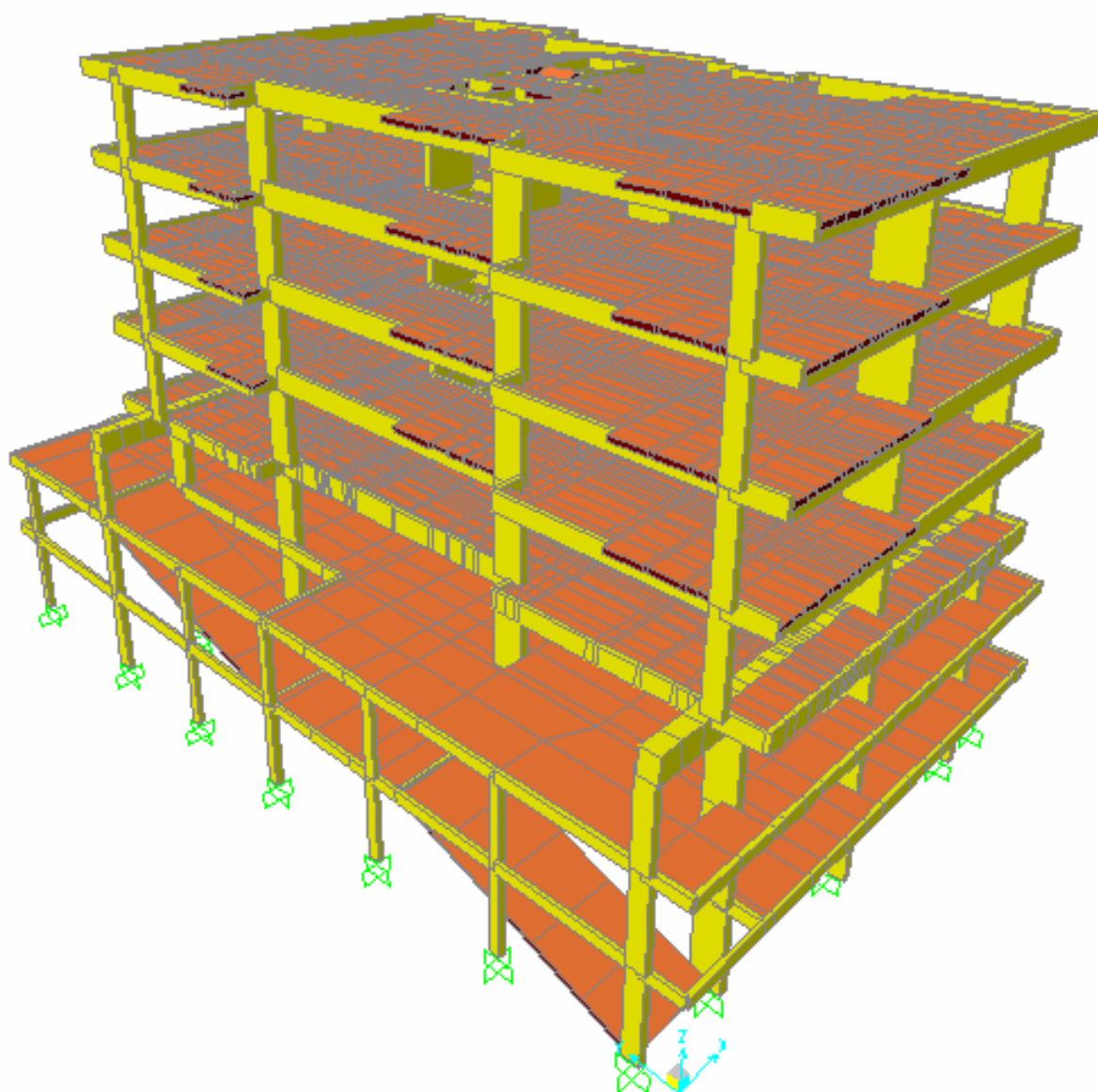


Figura 3.18. Modelo tridimensional da estrutura para a 7ª laje.

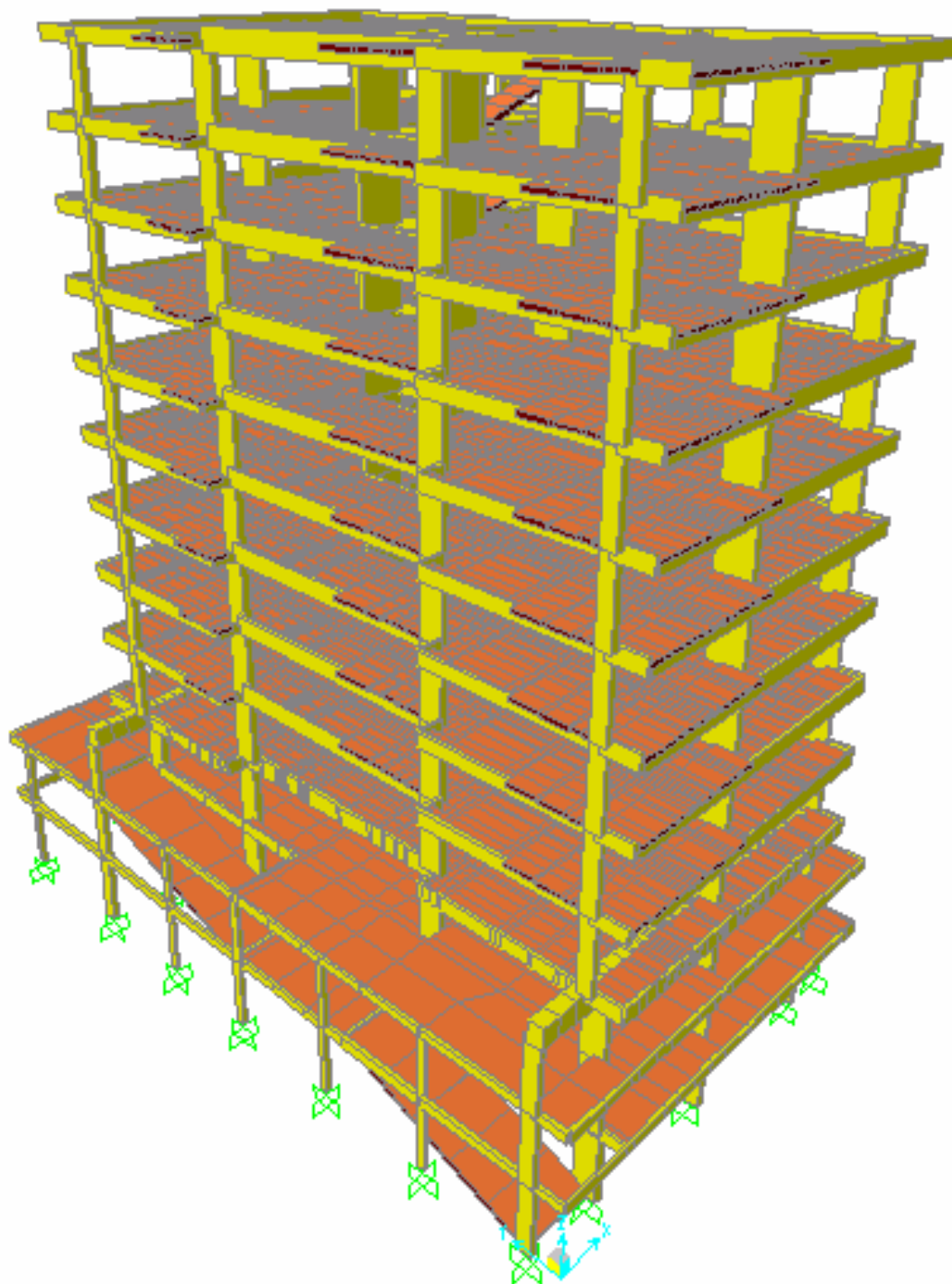


Figura 3.19. Modelo tridimensional da estrutura para a 12^a laje.

Uma vez que as medições de recalques foram realizadas em pontos localizados na extremidade inferior dos pilares do pavimento térreo, os modelos tridimensionais não levaram em consideração os elementos de fundação e o solo, sendo considerada a continuidade da estrutura nos pontos de medição através da restrição dos deslocamentos e das rotações nas três direções do sistema global de referência.

3.3.2 Carregamentos

Através do acompanhamento do cronograma da obra foram obtidas as datas de execução das alvenarias em cada pavimento, apresentadas na Tabela 3.1, sendo então lançados os carregamentos devido às alvenarias nos modelos referentes às respectivas etapas do processo construtivo. As paredes foram consideradas com espessura de 12 cm para as divisórias internas com tijolos cerâmicos e de 15 cm para as paredes da escada, construídas com blocos de argamassa.

Tabela 3.1 – Datas e etapas da obra em cada modelo tridimensional.

Modelo	Data	Tempo decorrido (dias)	Etapa da obra
1	15/08/2005	0	Concretagem da laje 1
2	22/09/2005	37	Concretagem da laje 2
3	27/10/2005	73	Concretagem da laje 3
4	25/11/2005	101	Concretagem da laje 4 e alvenaria na laje 1
5	14/12/2005	120	Concretagem da laje 5
6	29/12/2005	135	Concretagem da laje 6
7	14/01/2006	151	Concretagem da laje 7 e alvenaria na laje 2
8	31/01/2006	167	Concretagem da laje 8 e alvenaria na laje 3
9	17/02/2006	184	Concretagem da laje 9 e alvenaria na laje 4
10	16/03/2006	211	Concretagem da laje 10 e alvenaria na laje 5
11	15/04/2006	240	Concretagem da laje 11 e alvenaria na laje 6
12	17/07/2006	331	Concretagem da laje 12 e alvenaria na laje 7
F.E.*	04/10/2006	413	Estrutura completa e alvenaria na laje 10
L.F.*	02/07/2007	681	Fase de acabamento de contrapiso e reboco.

* Não foram elaborados modelos numéricos para estas etapas.

O peso próprio da estrutura foi automaticamente calculado pelo programa computacional a partir das dimensões dos elementos e das propriedades físicas dos materiais. Os carregamentos acidentais foram desconsiderados nas análises.

As especificações dos materiais utilizados na construção foram obtidas nos projetos arquitetônico e estrutural, ocasionalmente para os materiais com propriedades não especificadas foram adotadas as recomendações das normas brasileiras NBR 6118 (ABNT, 2003) e NBR 6120 (ABNT,1980), conforme apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Parâmetros físicos dos materiais de construção utilizados.

Material	Propriedade	Valor adotado
Concreto armado	Peso específico aparente (kN/m ³)	25
	Coeficiente de Poisson	0,2
	fck (MPa)	30
	Módulo de elasticidade (GPa)	30,67
Aço de protensão	Diâmetro (mm)	15,2
	fptk (MPa)	1900
	fpyk (MPa)	1710
Tijolos cerâmicos furados	Peso específico aparente (kN/m ³)	18
Blocos de argamassa	Peso específico aparente (kN/m ³)	22

3.3.3 Modelagem da protensão

A protensão efetuada nas lajes e nas vigas de transição foi considerada como um Conjunto de Cargas Concentradas Equivalentes (CCCE), conforme apresentado por MENEGATTI (2004). Esta metodologia proposta para consideração da protensão em elementos de concreto protendido contribui na otimização da tarefa de modelagem da estrutura, devido à simplicidade de obtenção dos esforços e à facilidade de aplicação em programas comerciais de análise estrutural.

No CCCE os cabos de protensão são discretizados em segmentos retos, sendo idealizados em forma de uma poligonal. Quanto maior o número de segmentos mais a poligonal se assemelha à curvatura do cabo e conseqüentemente maior será a precisão dos resultados.

Os cabos de protensão foram discretizados de acordo com seus números de inflexões e intersecções com outros cabos. Nas figuras A.7 à A.10 do Anexo A são apresentados as formas das lajes e vigas protendidas com a numeração dos pontos de discretização dos cabos. Para cada ponto de discretização foi calculada a força de protensão atuante.

Conhecida a força de protensão aplicada nas extremidades do cabo calculam-se as perdas de protensão ao longo do cabo, sendo a força de tração variável ao longo do cabo, conforme determinado pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003) e determina-se a força atuante em cada extremidade dos segmentos discretizados do cabo.

Como os projetos não apresentavam as forças de protensão aplicadas em cada cabo, estimou-se estas forças a partir das tensões máximas para cabos de protensão determinadas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2003).

Consideraram-se como perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor as perdas imediatas referentes ao atrito do cabo nos pontos de desvio da armadura e ao deslizamento da cunha na ancoragem.

As perdas por atrito do cabo foram calculadas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003) e para acomodação da ancoragem foi considerado uma perda de 5 mm do alongamento inicial ao qual se chegou antes da cravação, conforme determinado por SCHMID (1998).

Baseado no conceito físico e intuitivo de que ao ser tracionado o cabo tende a se tornar reto, surgem então forças transversais de desvio e longitudinais de atrito em cada vértice da poligonal. No estudo de cabos que apresentem curvas na planta e na elevação, o cabo deve ser considerado como elementos no espaço tridimensional, resultando em um conjunto de forças representadas como vetores nas três dimensões, sendo para isto conveniente adotar um sistema de referência global, conforme apresentado na Figura 3.20.

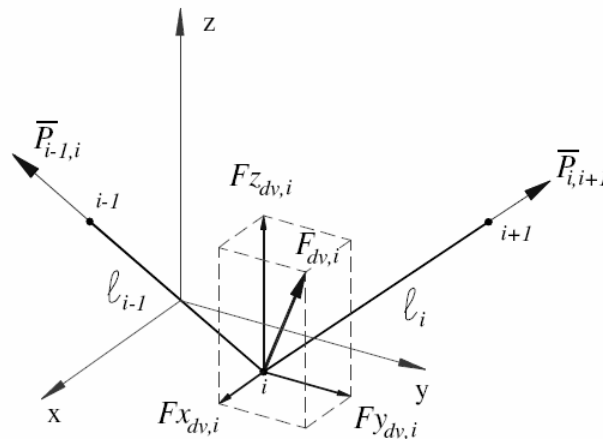


Figura 3.20 – Força de desvio no espaço e suas componentes (MENEGATTI, 2004).

As forças de desvio em cada vértice são determinadas a partir da média da força de protensão entre dois vértices subsequentes de um segmento. Conhecidas as forças médias dos dois segmentos concorrentes no vértice i , $P_{i-1,i}$ e $P_{i,i+1}$, e a geometria dos segmentos no espaço, o cálculo das forças de desvio pode ser efetuado pela multiplicação dessas forças médias pelos co-senos diretores em cada uma das três direções do sistema global considerado, determinadas por:

$$F_{x_{dv,i}} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2l_i}(x_{i+1} - x_i) - \frac{P_{i-1} + P_i}{2l_{i-1}}(x_i - x_{i-1}) \quad (3.1)$$

$$Fy_{dv,i} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2l_i}(y_{i+1} - y_i) - \frac{P_{i-1} + P_i}{2l_{i-1}}(y_i - y_{i-1}) \quad (3.2)$$

$$Fz_{dv,i} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2l_i}(z_{i+1} - z_i) - \frac{P_{i-1} + P_i}{2l_{i-1}}(z_i - z_{i-1}) \quad (3.3)$$

onde:

P_{i-1} , P_i e P_{i+1} são as forças de protensão nos vértices $i-1$, i e $i+1$ respectivamente.

$Fx_{dv,i}$, $Fy_{dv,i}$ e $Fz_{dv,i}$ são as componentes de forças de desvio nos eixos x , y e z respectivamente.

x , y e z são as coordenadas cartesianas dos respectivos vértices.

Além da aplicação das componentes de forças de desvio é necessário considerar os momentos devidos à translação em relação ao centro de gravidade da seção. Os momentos, em torno de cada um dos eixos globais são dados por:

$$Mx_{dv,i} = Fz_{dv,i} \cdot D_y - Fy_{dv,i} \cdot D_z \quad (3.4)$$

$$My_{dv,i} = Fx_{dv,i} \cdot D_z - Fz_{dv,i} \cdot D_x \quad (3.5)$$

$$Mz_{dv,i} = Fy_{dv,i} \cdot D_x - Fx_{dv,i} \cdot D_y \quad (3.6)$$

onde D_x , D_y e D_z são as distâncias, segundo os eixos globais, entre o vértice do cabo onde a força de desvio $F_{dv,i}$ atua até o eixo do centro de gravidade da seção transversal. Sendo as excentricidades dadas por:

$$D_x = x_i - x_j \quad (3.7)$$

$$D_y = y_i - y_j \quad (3.8)$$

$$D_z = z_i - z_j \quad (3.9)$$

Empregando planilhas eletrônicas foram calculadas as forças de desvio e os momentos através da força de protensão e das coordenadas dos vértices dos segmentos do cabo. As configurações geométricas dos cabos, os valores de força de protensão aplicada, as perdas calculadas e as forças aplicadas nas lajes estão apresentadas nas Tabelas B.2, B.3, B.4 e B.5, do Anexo B.

A partir da aplicação desses esforços equivalentes e da resolução da estrutura através do método dos elementos finitos, obtêm-se os esforços gerados pela protensão dos elementos de concreto da estrutura.

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados das medições de campo, referentes à monitoração dos recalques, efetuada em pontos próximos à base dos pilares. São avaliados os recalques totais, os recalques diferenciais máximos, as rotações máximas e a velocidade dos recalques. Posteriormente, apresentam-se os resultados da análise numérica da estrutura sob duas hipóteses, com apoios indeslocáveis e considerando os recalques medidos como deslocamentos nos apoios. Avaliam-se os efeitos dos recalques na variação das cargas dos pilares nos pontos monitorados. No final do capítulo apresenta-se uma análise dos coeficientes de mola do conjunto solo-fundação, bem como a rigidez da estrutura nas regiões dos pilares, avaliando a relação entre a rigidez e a variação dos recalques e das cargas entre os pilares.

4.1 ANÁLISE DOS RECALQUES

A monitoração dos recalques foi realizada no período compreendido entre a execução da primeira laje e as etapas de acabamento da construção, compreendido entre os dias 14 de agosto de 2005 e 29 de outubro de 2007, conforme cronograma apresentado na Tabela 3.1.

Foram monitorados os recalques de todos os pilares desde o início da obra até a data de concretagem da 12ª laje, ocorrida no dia 18 de julho de 2006. Após esta data realizaram-se algumas alterações no sistema de monitoração e as medidas de recalque de alguns pilares foram interrompidas. Isto foi devido a obras no piso térreo onde foram implantadas as tubulações do sistema de monitoração. Após a conclusão da obra a monitoração foi restrita a somente cinco pilares, os quais suportam uma das vigas de transição da estrutura, possibilitando futuras medições durante a fase de utilização do edifício. A Figura 4.1 apresenta a localização dos pilares no pavimento térreo, sendo diferenciados conforme a duração da monitoração dos recalques.

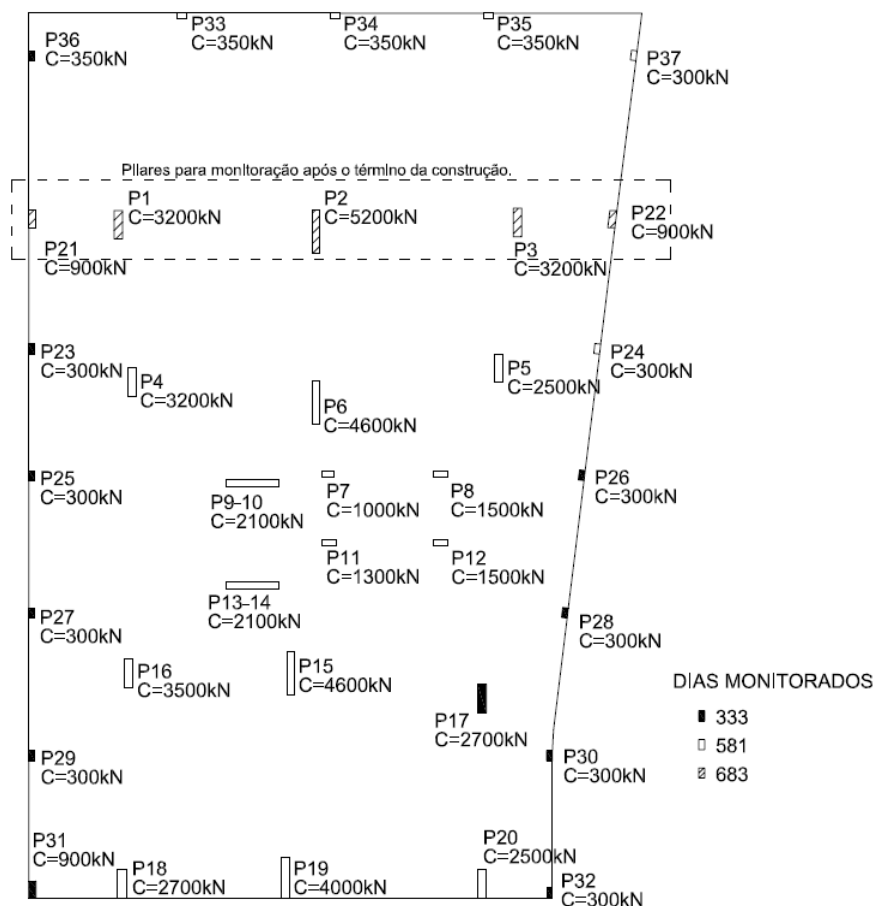


Figura 4.1 – Planta de localização dos pilares com carga de projeto e sinalização do tempo de monitoração.

4.1.1 Recalques totais

Através da interpretação das fotografias digitais, obtidas em cada medição, utilizando um programa computacional de manipulação de imagens, foram determinadas as diferenças de nível de cada ponto de referência, localizados nas bases dos pilares, em relação ao marco de referência. Estes níveis foram transformados em recalques, considerando o topo do marco na cota zero e adotando deslocamentos no sentido da gravidade com valores negativos, sistema de referência usualmente utilizado pela engenharia de estruturas.

O sistema de monitoração dos recalques foi instalado antes da concretagem da primeira laje. A cota inicial dos pilares foi determinada em uma medição realizada no dia 15 de agosto de 2005, antes da retirada do escoramento da primeira laje, referente à concretagem desta laje. Destaca-se que a grande quantidade de escoras nesta fase da construção absorve as cargas da primeira laje, impedindo o recalque

das fundações. O escoramento da primeira laje foi retirado somente após a concretagem da segunda laje.

A partir dos resultados experimentais de cada pilar foram traçadas curvas de tendência de recalque ao longo do tempo, apresentadas nas figuras C.1 à C.35 do Anexo C.

Para análise do comportamento das fundações os resultados são agrupados em fundações profundas, para os blocos de estacas, e fundações superficiais, para as sapatas.

Na Figura 4.2 são apresentadas as curvas de evolução dos recalques totais médios ao longo do tempo de construção, agrupados por tipo de fundação e considerando todas as fundações.

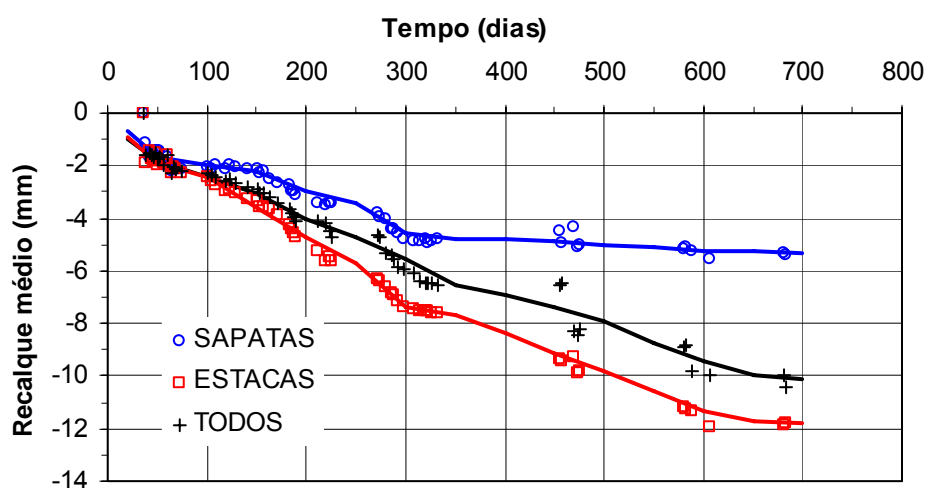


Figura 4.2 – Curvas de recalques médios de todas as fundações e agrupadas em estacas e sapatas.

Apesar das medições de recalques ocorrerem constantemente, para análise dos resultados os valores medidos foram classificados em cada etapa correspondente à concretagem das lajes, à conclusão da estrutura e ao final da obra, conforme apresentado nas tabelas 4.1 e 4.2.

Constata-se que a fase inicial dos recalques foi marcada por um grande deslocamento, ocasionado pela retirada das escoras da primeira laje juntamente com a concretagem da segunda laje. Observa-se um acréscimo uniforme dos recalques com o tempo de construção. Isto se justifica pela velocidade aproximadamente constante imposta à construção. Destaca-se que as lajes foram executadas com intervalos de aproximadamente 15 dias.

A variação nas magnitudes dos recalques entre as sapatas e as estacas é reflexo das variações das cargas das fundações e do tempo de carregamento. Devido à geometria do edifício, os pilares de periferia, sob os quais estão localizadas as fundações superficiais, terminam na terceira laje, enquanto que os pilares centrais, assentados sobre as fundações profundas recebem o carregamento de todo o edifício.

Observa-se que as fundações rasas apresentam recalques médios maiores que as fundações profundas nas primeiras etapas da construção e uma tendência à estabilização nas últimas medições. O acréscimo de recalques nas fundações rasas após a execução da terceira laje sugere que, devido à rigidez da estrutura, ocorreu a transferência de cargas dos pilares centrais para os da periferia, efeito típico do mecanismo de interação solo-estrutura.

As fundações profundas apresentam aumento nos valores dos recalques médios até as últimas etapas de monitoração. Nestas etapas ainda ocorrem carregamentos pela regularização de pisos e assentamento de revestimento cerâmico.

Utilizando os valores de recalques medidos para cada pilar foram geradas curvas de iso-recalque para as etapas de execução das lajes 4, 8 e 12, conforme apresentados nas figuras 4.3 a 4.5, respectivamente. Definiram-se estas etapas por representarem o início, a fase intermediária e a conclusão da inserção dos pavimentos tipo, respectivamente.

Observa-se na Figura 4.3 que para as primeiras etapas de construção da obra os recalques ocorreram de forma uniforme nos elementos de fundação. Observam-se apenas pequenas variações entre os recalques das fundações de periferia e das centrais.

Com o aumento do número de pavimentos constata-se, nas figuras 4.4 e 4.5, a formação de uma bacia de recalque, com as maiores depressões na região central do terreno. Verifica-se, através da geometria do edifício mostrada na Figura 3.20, que os pavimentos tipo geram o carregamento responsável pelo acréscimo dos recalques nesta região.

Tabela 4.1 – Evolução dos recalques totais das fundações profundas durante a construção.

		Recalques Totais (mm)												
Etapa	Ref. ¹	L.2	L.3	L.4	L.5	L.6	L.7	L.8	L.9	L.10	L.11	L.12	F.E. ²	L.F. ³
Pilar														
1	0,00	-2,08	-2,22	-2,38	-2,89	-3,14	-3,21	-3,53	-3,90	-4,38	-4,92	-6,27	-6,76	-8,86
2	0,00	-2,09	-2,52	-2,89	-3,65	-3,99	-4,83	-5,78	-6,19	-6,94	-7,72	-10,08	-11,40	-15,54
3	0,00	-0,85	-1,56	-1,64	-1,80	-2,12	-2,47	-2,80	-2,98	-3,27	-3,99	-5,74	-6,01	-8,17
4	0,00	-1,93	-2,17	-2,57	-2,99	-3,19	-3,66	-3,92	-4,21	-4,79	-5,47	-6,84	-8,21	*
5	0,00	-2,00	-2,52	-2,87	-3,20	-3,47	-3,89	-4,02	-4,70	-5,49	-6,51	-8,02	-9,28	-12,32
6	0,00	-2,14	-2,49	-2,96	-3,47	-3,99	-4,42	-5,05	-5,91	-7,06	-7,89	-10,86	-11,49	-15,96
7	0,00	-2,37	-2,97	-3,25	-3,78	-4,05	-4,43	-5,32	-5,93	-7,01	-7,98	-10,55	-11,85	-16,03
8	0,00	-0,47	-1,08	-1,67	-2,13	-2,31	-2,71	-3,35	-3,79	-5,48	-6,28	-8,07	-9,89	-14,21
9	0,00	-1,59	-2,01	-2,12	-2,46	-2,96	-3,30	-3,81	-4,44	-5,66	-6,81	-9,24	-10,32	-13,68
11	0,00	-2,63	-3,23	-3,57	-3,99	-4,43	-4,73	-5,40	-5,88	-7,20	-7,97	-9,87	-11,40	-15,08
12	0,00	-0,90	-1,18	-1,51	-1,80	-2,08	-2,50	-2,95	-3,73	-4,62	-5,87	-8,09	-9,54	-13,86
13	0,00	-2,09	-2,73	-3,03	-3,33	-3,85	-4,13	-4,89	-5,50	-6,51	-7,46	-9,70	-11,18	-14,68
15	0,00	-2,11	-3,33	-3,58	-4,53	-4,89	-5,17	-5,64	-6,68	-7,71	-8,48	-11,60	-12,53	-14,15
16	0,00	-1,96	-2,43	-2,62	-3,15	-3,30	-3,78	-4,01	-4,55	-5,39	-6,15	-7,75	-8,58	-11,36
17	0,00	-1,51	-2,1	-2,49	-2,73	-3,05	-3,28	-3,62	-4,07	-4,99	-5,48	-7,10	*	*
18	0,00	-1,79	-2,24	-2,32	-2,41	-2,73	-2,85	-3,01	-3,43	-3,99	-4,43	-5,21	-5,66	-7,30
19	0,00	-1,86	-2,68	-2,72	-3,38	-3,56	-3,78	-3,85	-4,45	-5,17	-5,48	-6,89	-7,65	-10,16
20	0,00	-1,38	-1,77	-1,96	-2,42	-2,64	-2,94	-3,12	-3,46	-3,98	-4,29	-5,30	*	*
21	0,00	-1,68	-1,97	-2,28	-2,52	-2,62	-2,68	-2,73	-3,01	-3,40	-3,81	-4,98	-5,20	-5,30
22	0,00	-1,17	-1,46	-1,71	-1,86	-1,92	-1,94	-1,95	-2,56	-3,12	-3,32	-3,66	-3,92	-4,47
31	0,00	-1,70	-1,96	-2,07	-2,39	-2,46	-2,52	-2,61	-2,85	-2,92	-3,05	-3,49	*	*
Média	0,00	-1,73	-2,22	-2,49	-2,90	-3,18	-3,49	-3,87	-4,39	-5,19	-5,87	-7,59	-8,94	-11,83

¹ – Referência.

² – Medição correspondente ao final da estrutura.

³ – Última medição realizada.

* – Sem medição.

Tabela 4.2 – Evolução dos recalques totais das fundações superficiais durante a construção.

		Recalques Totais (mm)												
Etapa Pilares	Ref. ¹	L.2	L.3	L.4	L.5	L.6	L.7	L.8	L.9	L.10	L.11	L.12	F.E. ²	L.F. ³
	23	0,00	-1,45	-2,01	-2,15	-2,59	-2,77	-2,83	-2,95	-3,24	-3,71	-3,83	-4,25	*
24	0,00	-1,38	-1,68	-1,93	-2,05	-2,15	-2,31	-2,52	-2,80	-3,34	-4,05	-5,09	-5,23	-5,71
25	0,00	-2,11	-2,86	-3,21	-3,58	-3,79	-4,08	-4,36	-5,39	-6,80	-7,16	7,45	*	*
26	0,00	-1,71	-2,11	-2,33	-2,77	-2,87	-2,95	-3,01	-3,64	-4,14	-4,32	-5,49	*	*
27	0,00	-1,94	-2,19	-2,36	-2,69	-2,72	-2,89	-3,30	-3,47	-3,80	-4,25	-4,58	*	*
28	0,00	-1,24	-1,36	-1,45	-1,58	-1,70	-1,94	-2,10	-2,41	-2,98	-3,43	-4,15	*	*
29	0,00	-1,91	-2,14	-2,46	-2,69	-2,78	-2,93	-3,14	-3,39	-3,82	-4,14	-4,53	*	*
30	0,00	-1,60	-2,40	-2,65	-2,81	-2,88	-2,94	-3,13	-3,25	-3,65	-3,88	-4,38	*	*
32	0,00	-2,01	-3,78	-3,90	-3,95	-3,97	-4,01	-4,05	-4,15	-4,22	-4,28	-4,35	*	*
33	0,00	-2,33	-2,85	-3,17	-3,25	-3,47	-3,56	-3,65	-4,04	-4,36	-4,43	-4,89	-5,15	-5,47
34	0,00	-2,78	-3,81	-3,93	-4,03	-4,15	-4,31	-4,35	-4,66	-5,13	-5,44	-5,77	-5,98	-6,54
35	0,00	-1,52	-2,26	-2,37	-2,40	-2,44	-2,50	-2,61	-2,98	-3,15	-3,22	-3,53	-4,06	-4,81
36	0,00	-1,72	-2,10	-2,20	-2,22	-2,26	-2,32	-2,45	-2,54	-2,65	-2,78	-3,18	*	*
37	0,00	-1,73	-1,80	-2,04	-2,15	-2,22	-2,24	-2,31	-2,34	-2,45	-2,76	-3,92	-4,11	-4,14
Média	0,00	-1,82	-2,38	-2,58	-2,77	-2,87	-2,99	-3,14	-3,45	-3,87	-4,14	-3,62	-4,91	-5,33

¹ – Referência.

² – Medição correspondente ao final da estrutura.

³ – Última medição realizada.

* – Sem medição.

Na etapa de construção referente à execução da 12ª laje, a maior depressão da bacia de recalque encontra-se na região dos pilares P2, P6 e P15, os quais apresentam as maiores cargas de projeto. Os valores das cargas de projeto podem ser observados na Figura A.6 do Anexo A. Observa-se que os pilares P7 e P11 apresentam recalques incompatíveis com suas cargas de projeto. Consta-se que nestes pilares os recalques foram induzidos pelos recalques dos pilares próximos, devido à maior rigidez da estrutura nesta região, ocasionada pela escada.

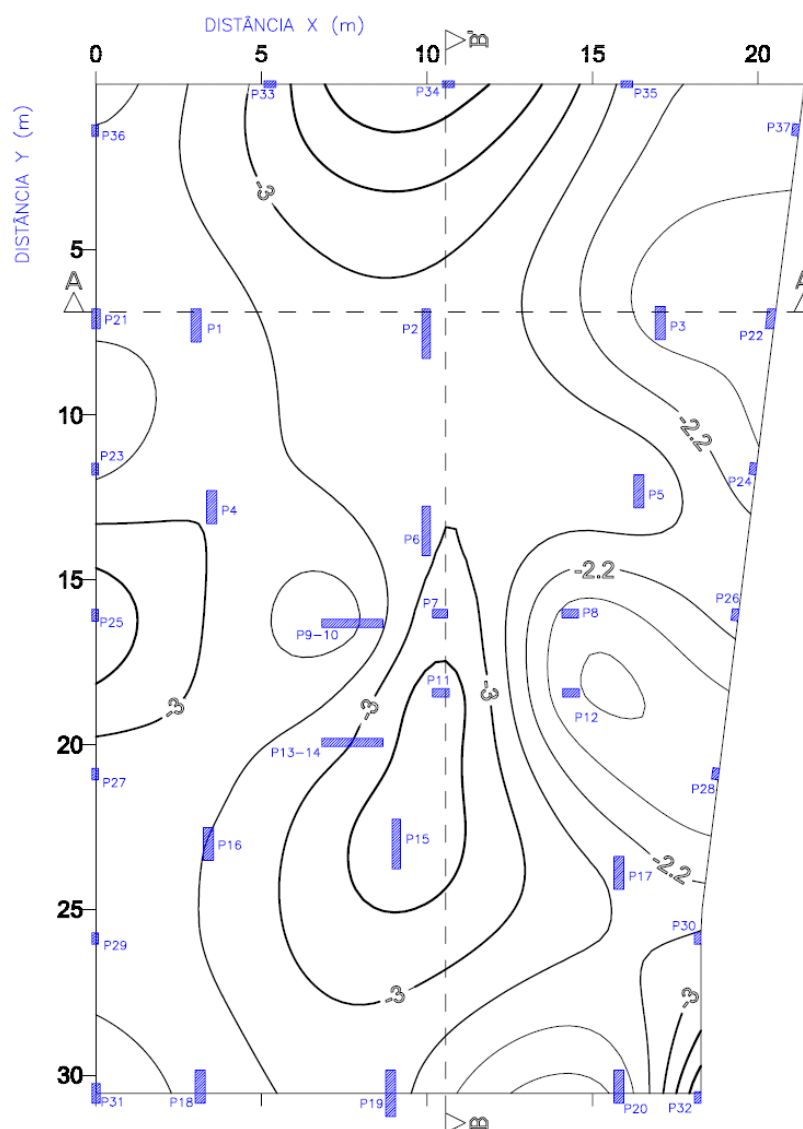


Figura 4.3 – Curvas de iso-recalque para a etapa referente à laje 4 (mm).

Dentre os pilares de periferia observam-se pequenas variações de recalque, com exceção do pilar P25. O maior carregamento deste pilar ocasionado pela presença da rampa foi o responsável pela variação dos recalques em relação às outras fundações de divisa.

As figuras 4.6 e 4.7 apresentam os cortes A-A' e B-B', respectivamente, e a evolução dos recalques nestas seções ao longo da construção do edifício.

Na Figura 4.6 observa-se que os recalques totais dos pilares apresentam pequenas variações nas primeiras etapas. Com a transição para os pavimentos tipo, após a execução da quarta laje, verifica-se que os pilares centrais passam a apresentar maiores recalques. Observa-se que com a execução das alvenarias, após a sétima laje, os recalques das fundações de periferia aumentam, ao acréscimo de rigidez à estrutura. As paredes passam a restringir a flexão do pórtico, impondo a transferência de carga entre os pilares, conforme apresentado por GUSMÃO (2006). Contudo verifica-se que a rigidez da estrutura não é suficiente para ocasionar a uniformização dos recalques, uma vez que os recalques dos pilares centrais continuam a aumentar.

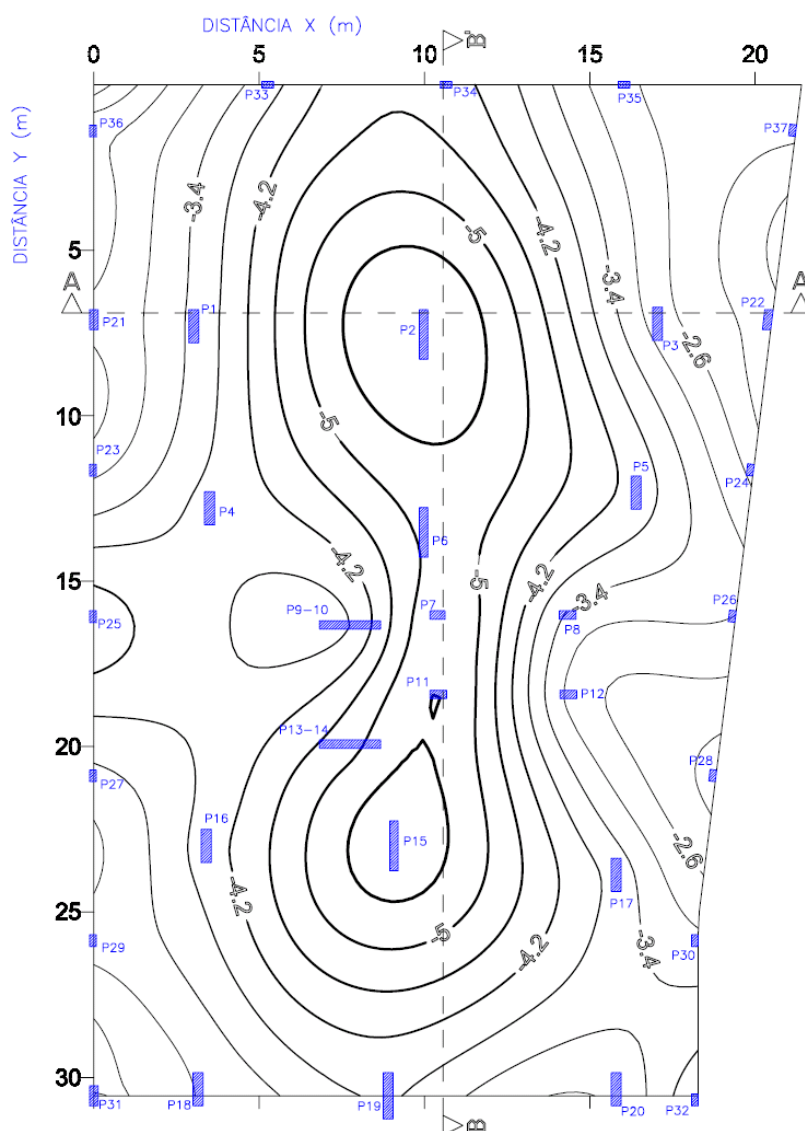


Figura 4.4 – Curvas de iso-recalque para a etapa referente à laje 8 (mm).

No corte B-B', apresentado na Figura 4.7, constata-se um comportamento semelhante ao da seção A-A'. Verifica-se uma uniformidade nos recalques até a execução da sétima laje, sendo que, devido aos carregamentos, os pilares centrais passam a apresentar maiores recalques. Constata-se que a região da escada, pilares P7 e P11, apresenta menor acréscimo nos recalques, devido à maior rigidez desta região.

Na Figura 4.8 apresentam-se as curvas de variação do desvio padrão dos recalques ao longo do tempo, para as fundações em estacas e em sapatas. Foram analisados somente os dados obtidos até a execução da 12^a laje, pois após esta etapa a maioria das fundações superficiais parou de ser monitorada, impossibilitando a avaliação completa do comportamento das fundações.

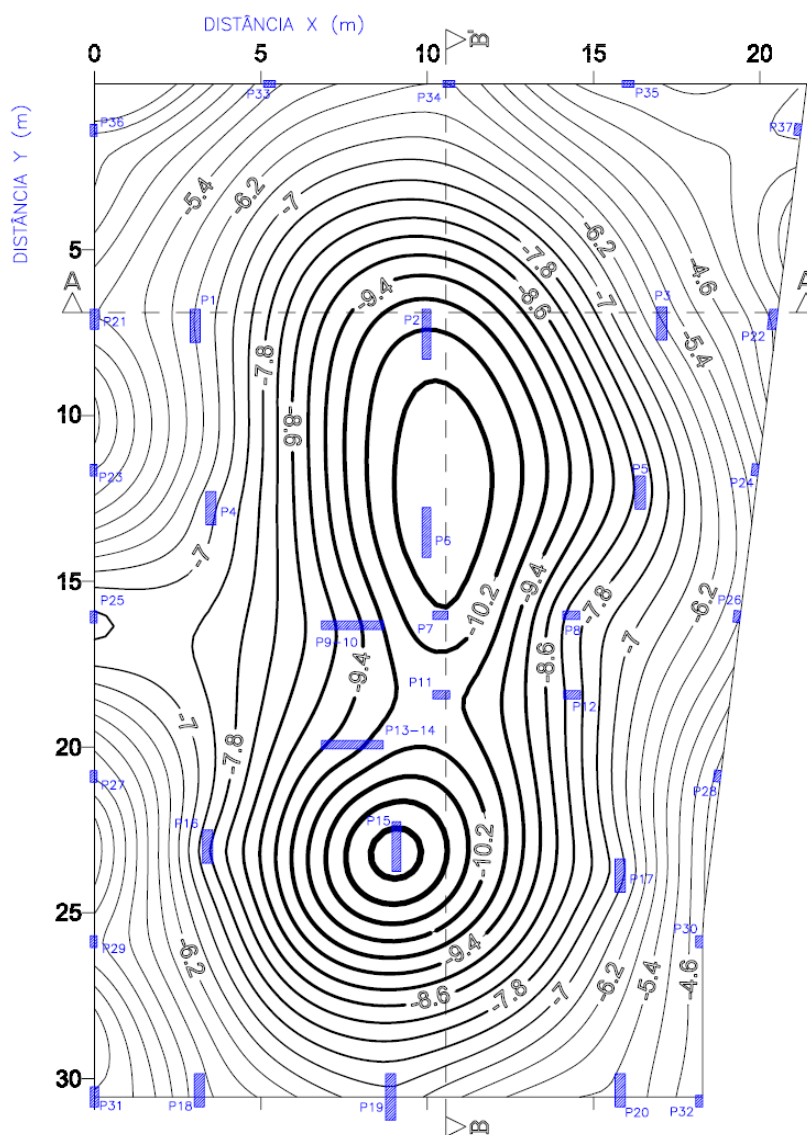


Figura 4.5 – Curvas de iso-recalque para a etapa referente à laje 12 (mm).

Observam-se variações no desvio padrão proporcionais aos recalques totais medidos ao longo da construção. Devido à tendência à estabilização dos recalques das sapatas, verifica-se a estabilização do desvio padrão após os 200 dias de construção. Para as fundações em estacas verifica-se que as variações das cargas dos pilares ocasionadas pelas alvenarias nos pavimentos tipo ocasionam acréscimos nos valores do desvio padrão.

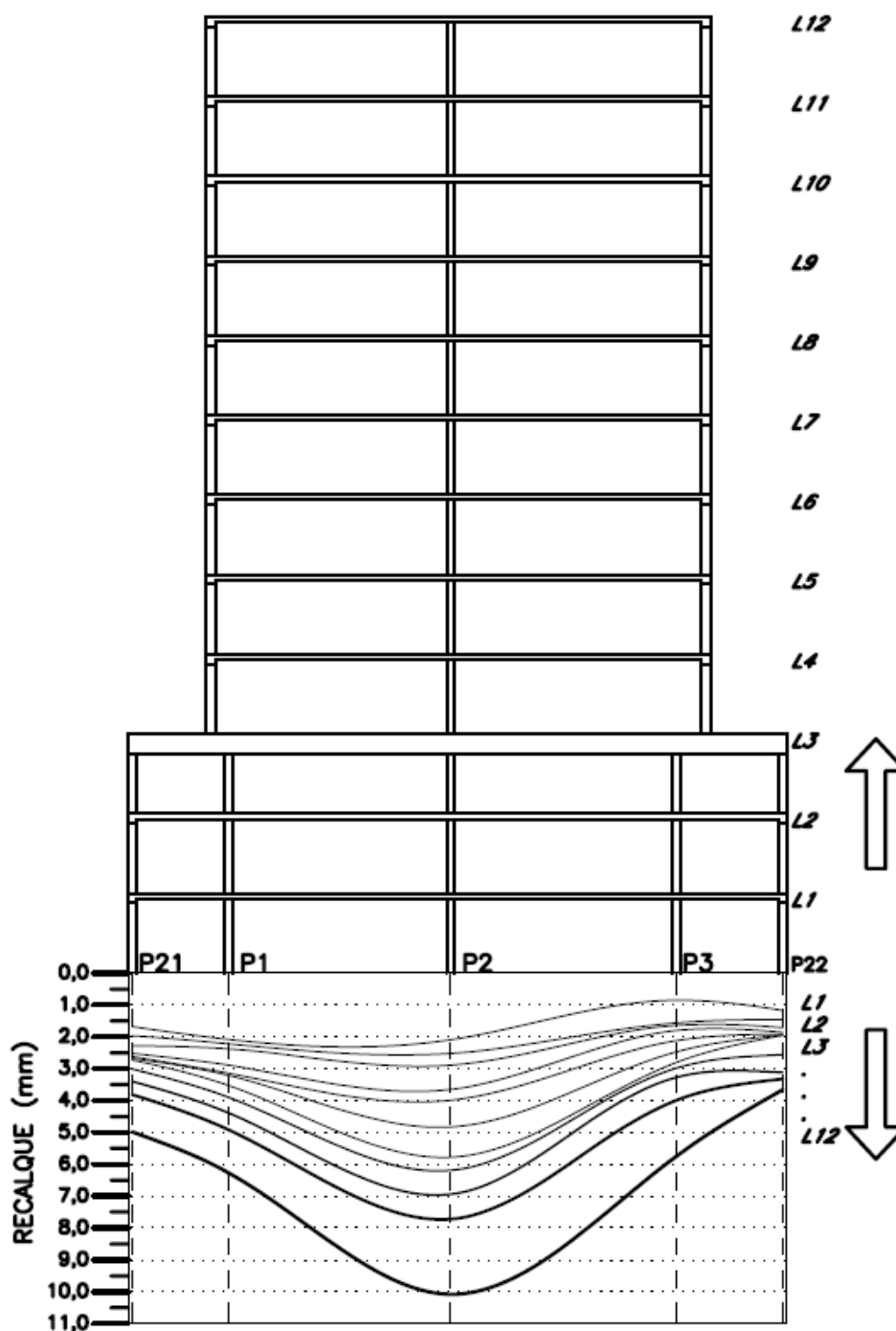


Figura 4.6 – Corte A-A' e evolução dos recalques ao longo da construção.

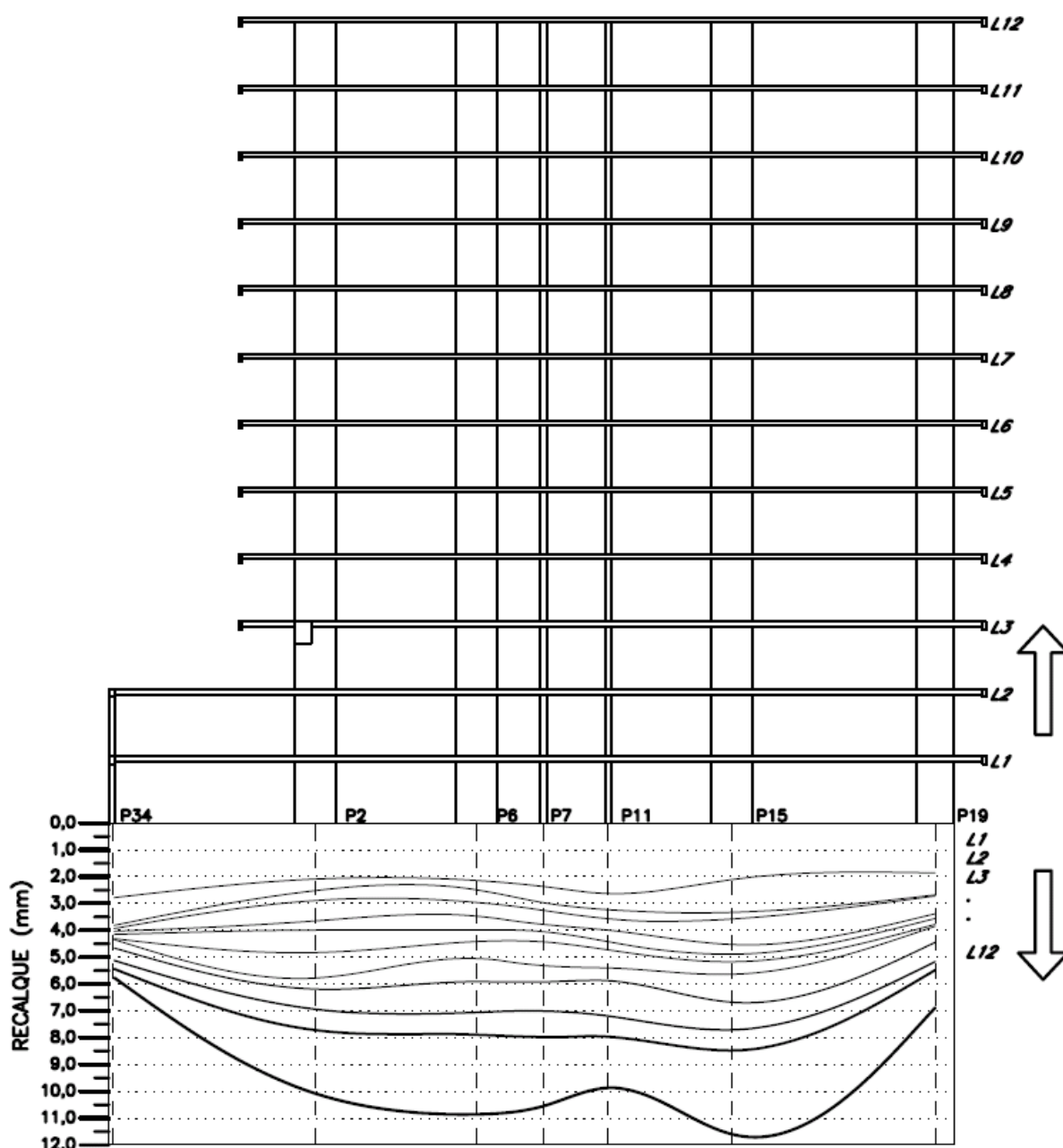


Figura 4.7 – Corte B-B' e evolução dos recalques ao longo da construção.

Na Figura 4.9 são apresentadas as variações do coeficiente CV ao longo do tempo quando consideradas todas as fundações e agrupadas em estacas e sapatas.

Analisando o comportamento conjunto de todas as fundações, observa-se a redução seguida do aumento do coeficiente CV ao longo do tempo. Isto se deve ao aumento da variação dos recalques das fundações, constatada nas figuras 4.4 e 4.5 através da formação da bacia de recalques. Verifica-se que a geometria do edifício e a adoção de lajes planas, conferem à estrutura baixa rigidez à flexão, diminuindo o efeito de redistribuição de tensões e recalques entre os elementos de fundação.

Analisando as fundações de forma isolada, observa-se para as sapatas a ocorrência de um pequeno aumento do coeficiente CV, até aproximadamente 150 dias de monitoração. Destaca-se que esta data é referente ao início da execução das alvenarias da obra. Verifica-se no projeto estrutural que as bordas das lajes possuem vigas, interligando os pilares de periferia e aumentando a rigidez da estrutura nessa região. Constata-se que a utilização de vigas na borda das lajes auxilia na uniformização dos recalques. Após a execução das alvenarias verifica-se na Figura 4.2 que os recalques médios destas fundações aumentam em maior proporção que o desvio padrão, ocasionando a diminuição do coeficiente CV. Isto evidencia a tendência à uniformização dos recalques para estas fundações.

Para as fundações profundas observa-se que o desvio padrão tende a aumentar ao longo do tempo, principalmente após 150 dias do início da monitoração, época da inserção das alvenarias nos pavimentos tipo. De acordo com CRESPO (2004), quando as alvenarias são inseridas entre os pilares, ocorre um travamento da estrutura, aumentando a rigidez à flexão. Neste caso, se verifica que, devido à estrutura ser formada por lajes planas, com poucos pilares, e pelo encunhamento da alvenaria ser realizado posteriormente, os incrementos de carga nos pilares centrais são maiores do que a rigidez conferida pelas alvenarias. Desta forma a uniformização dos recalques entre estes pilares ocorre com pouca intensidade, como pode ser verificado na Figura 4.9, através do pequeno aumento do valor do coeficiente CV das fundações profundas.

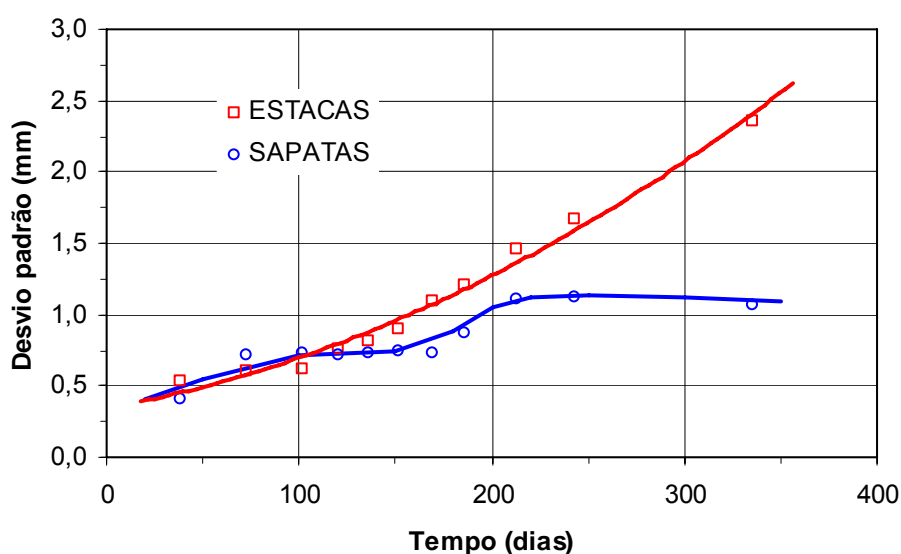


Figura 4.8 – Desvio padrão dos recalques ao longo do tempo para fundações agrupadas em sapatas e em estacas.

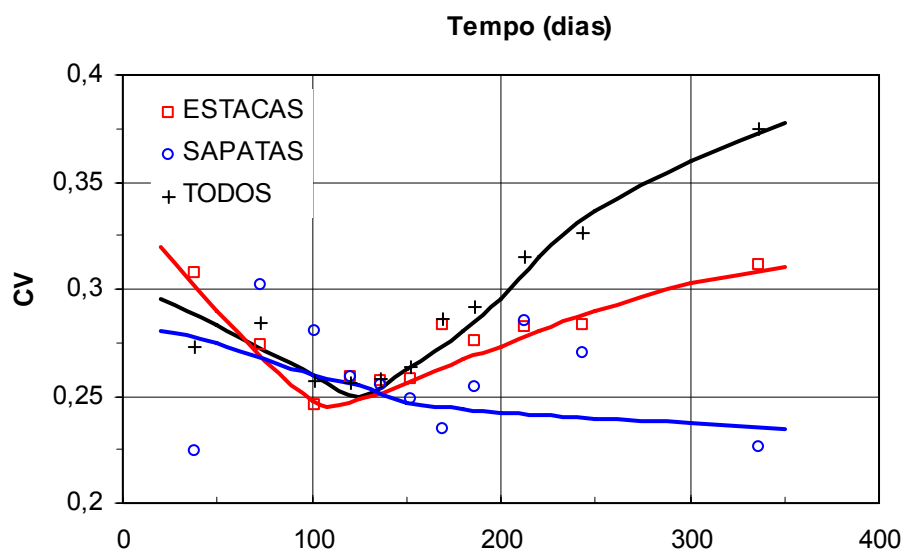


Figura 4.9 – Coeficiente de variação dos recalques para fundações agrupadas em sapatas, em blocos de estacas e considerando todas as fundações.

4.1.2 Recalques diferenciais máximos

Na Figura 4.10 são apresentadas as curvas dos valores máximos e das médias dos recalques diferenciais. Os valores dos recalques diferenciais máximos foram calculados para todos os pilares em cada etapa de construção referente à execução de laje, através da diferença entre os recalques totais medidos em cada pilar. Na Tabela D.1 do Anexo D são apresentados todos os resultados de recalques diferenciais calculados.

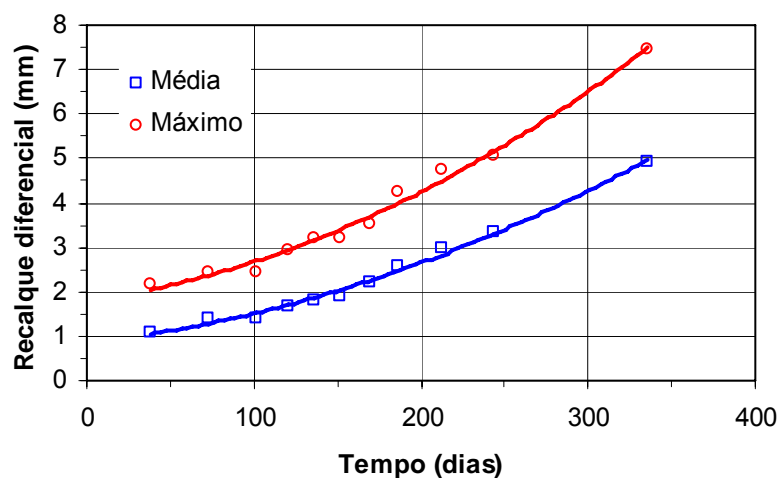


Figura 4.10 – Curvas de recalques diferencial médio e máximo calculados ao longo da construção.

Observa-se que as médias e os valores máximos dos recalques diferenciais tendem a aumentar à medida que a estrutura é construída, também observado pela formação da bacia dos recalques, apresentada na Figura 4.5.

Utilizando os valores de recalques diferenciais calculados foram geradas as iso-curvas apresentadas nas figuras 4.11 a 4.13, referentes às etapas de construção das lajes 4, 8 e 12, respectivamente. Através destas iso-curvas torna-se possível determinar as regiões em que os recalques diferenciais são maiores.

Na Figura 4.11 verifica-se que até a etapa referente à execução da quarta laje os recalques diferenciais máximos apresentam pequena magnitude, ocorrendo pequenas variações entre os pilares. Isto pode ser justificado pela pequena variação nos recalques totais, conforme apresentado na Figura 4.3. Constata-se que, nesta fase, os recalques diferenciais máximos ocorrem entre os pilares localizados na periferia e na região central do edifício, conforme apresentado nas áreas sombreadas na Figura 4.11.

Para a etapa referente à oitava laje, apresentada na Figura 4.12, observa-se a tendência dos recalques diferenciais máximos ocorrerem entre os pilares de periferia e centrais. Observa-se que os recalques diferenciais máximos ocorrem nas mesmas regiões da etapa referente à quarta laje, conforme apresentado na Figura 4.11. A variação dos recalques ocorre devido à diferença de carga entre os pilares, sendo que nesta etapa foi iniciada a execução das alvenarias nos pavimentos tipo, acarretando o acréscimo das cargas dos pilares da região central.

A Figura 4.13 apresenta as iso-curvas para última etapa em que foram medidos os recalques de todos os pilares. Verifica-se a concentração dos recalques diferenciais máximos na região central, principalmente no pilar P15 e na região das escadas e caixa dos elevadores, e nas regiões de periferia. Constata-se que os recalques diferenciais máximos estão relacionados à diferença entre os recalques totais, ocorridos entre as fundações de periferia, as quais apresentaram menores recalques, e as fundações em estacas, com maiores valores de recalque total, conforme pode ser observado na Figura 4.5.

Em termos gerais verifica-se que os recalques diferenciais máximos aumentam devido à geometria do edifício, concentrando-se na região central e nos pilares de periferia. A diferença da magnitude das cargas destes pilares relacionada à variação da rigidez do edifício ocasiona o aumento dos recalques diferenciais, à medida que os pilares centrais são carregados.

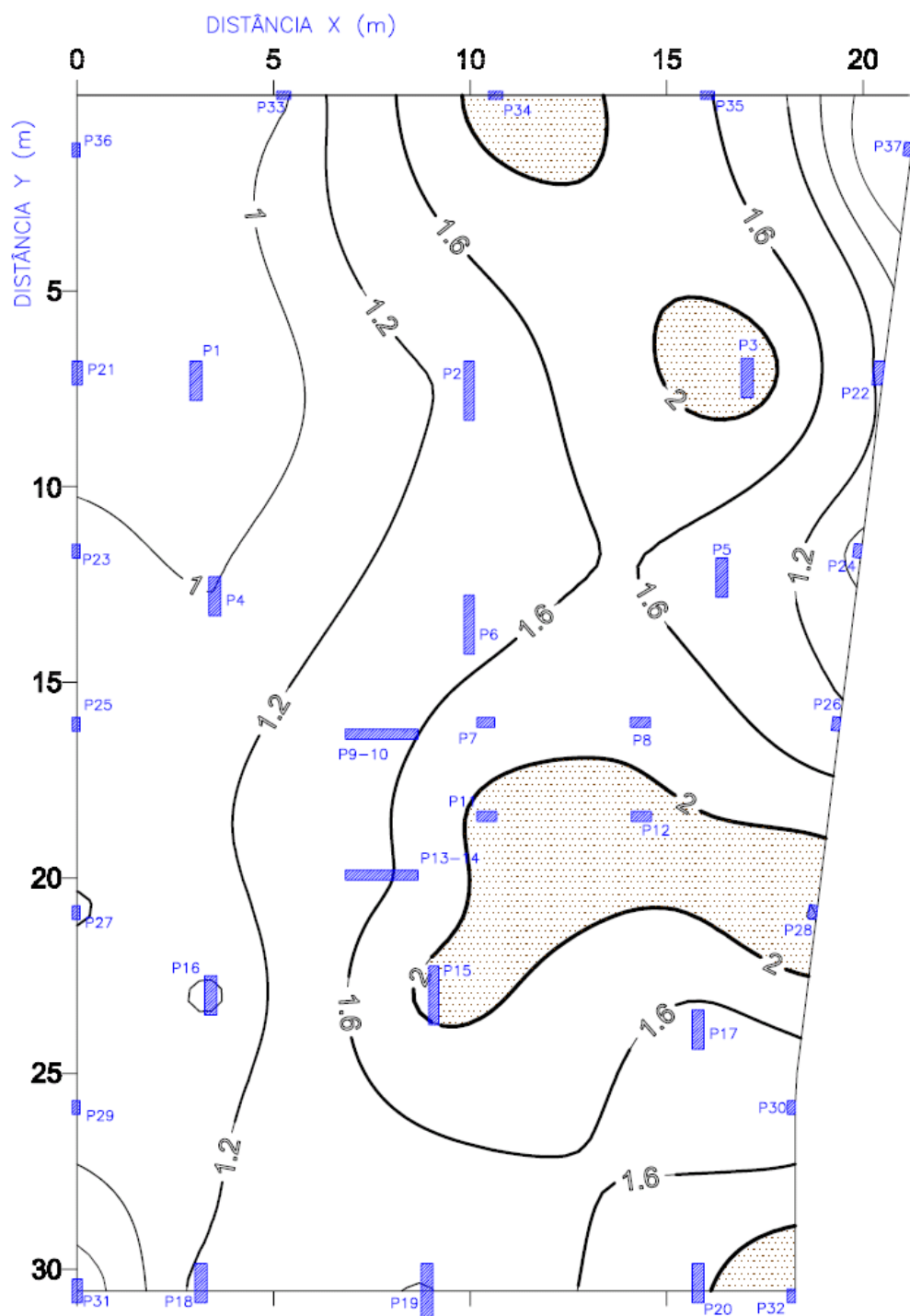


Figura 4.11 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos na etapa L4 (mm).

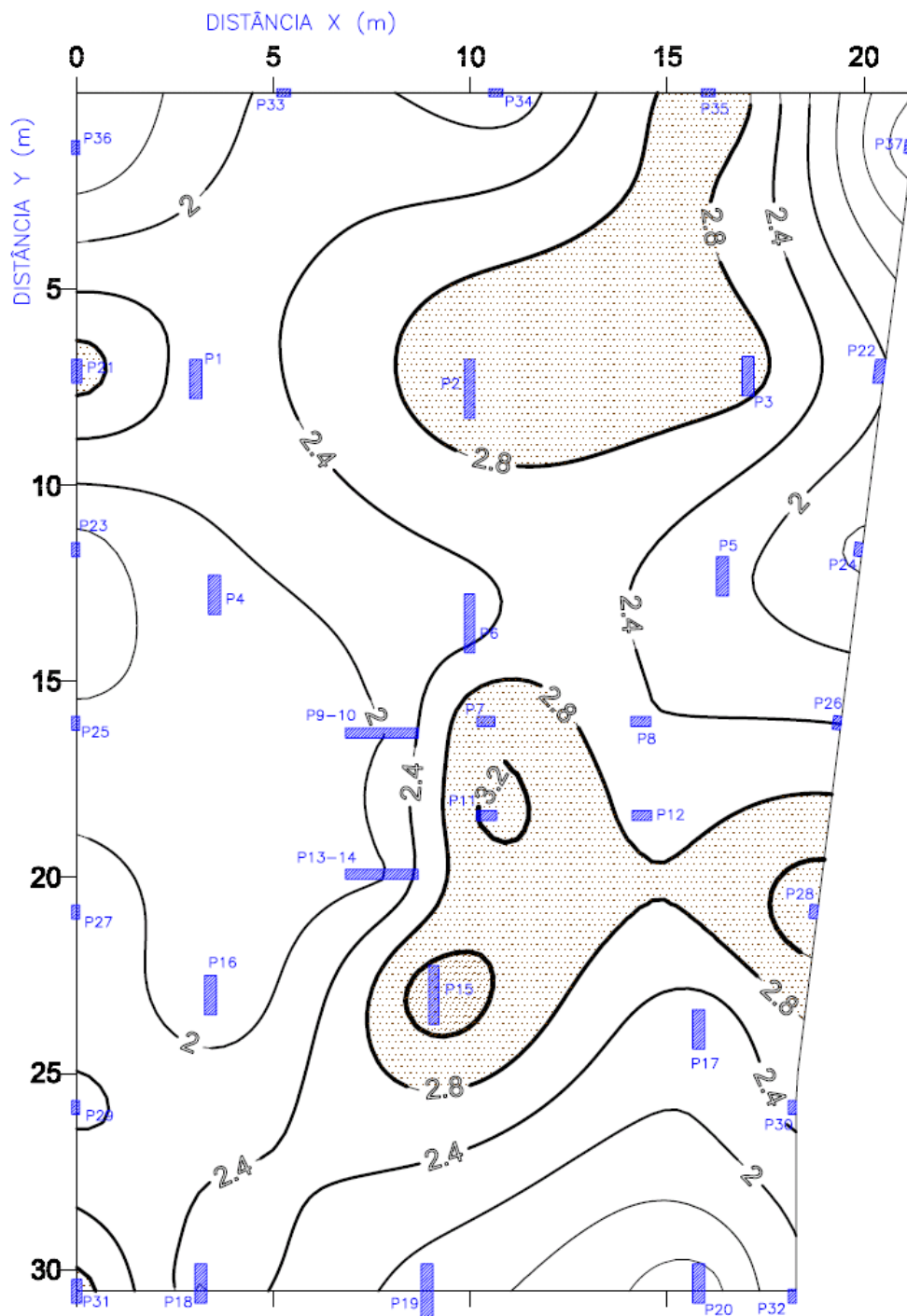


Figura 4.12 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos na etapa L8 (mm).

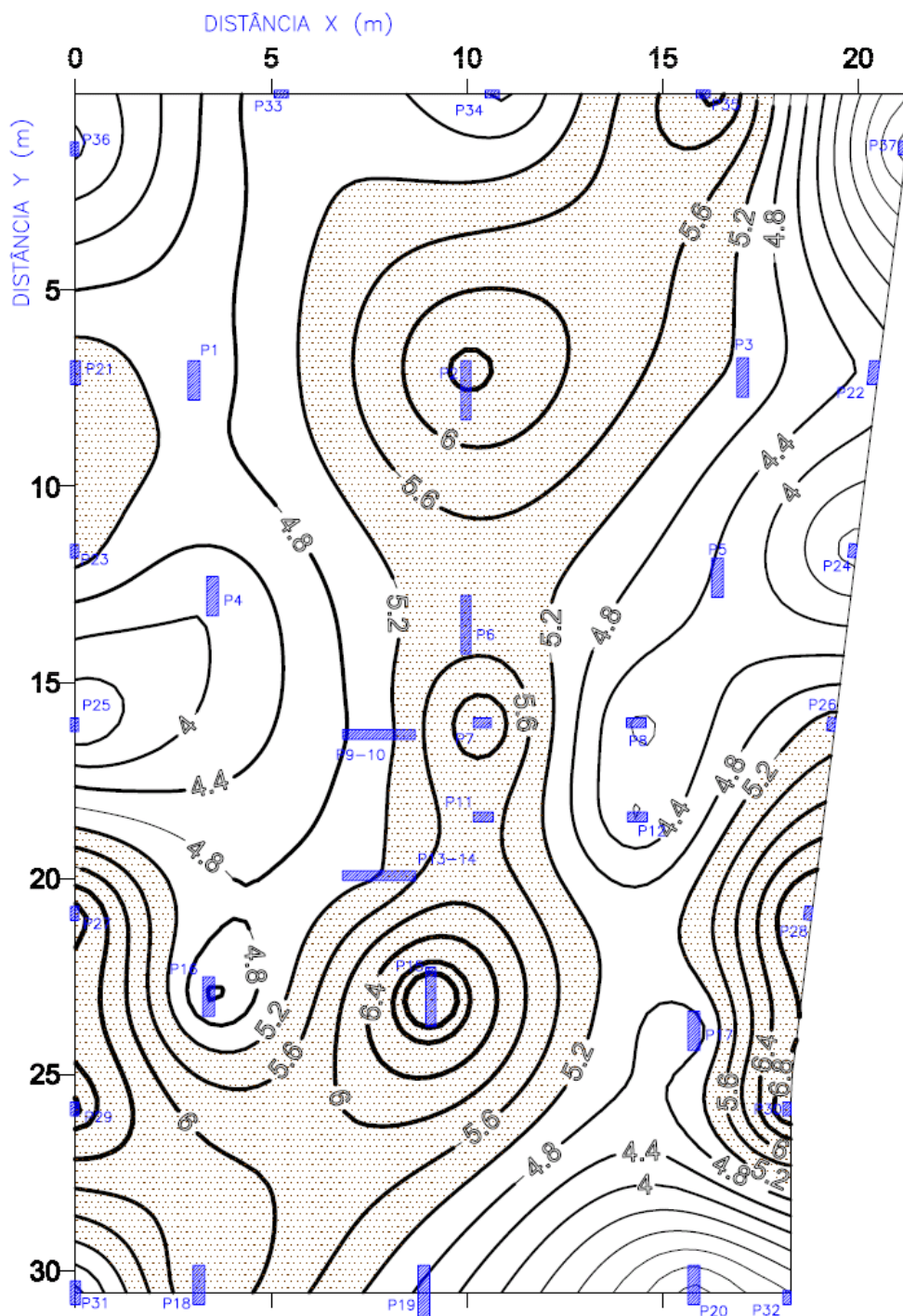


Figura 4.13 – Curvas de iso-recalques diferenciais máximos na etapa L12 (mm).

4.1.3 Distorção angular máxima

Os danos causados pelos recalques diferenciais são tanto maiores quanto menor a distância entre os pilares. Desta forma através do cálculo da distorção angular é possível avaliar se os valores dos recalques diferenciais são ou não prejudiciais ao comportamento da edificação. Conforme apresentado na revisão da

literatura, Capítulo 2, diversos autores estudaram este parâmetro. Entretanto não existe um consenso quanto aos valores limites referentes à distorção angular.

A ocorrência de grandes distorções angulares em uma região do terreno pode representar a tendência à inclinação do edifício. Para o cálculo da distorção angular, faz-se necessária a determinação de um plano de referência que passe por, pelo menos, três pontos de menores recalques totais. Considerando que durante a construção o desaprumo da obra é corrigido laje a laje, adotou-se o plano paralelo à superfície do terreno como sendo o plano de referência para o cálculo das distorções angulares máximas em cada pilar. Na Tabela D.2 do Anexo D são apresentados os valores do inverso da distorção angular máxima ($\alpha=1/\beta$) calculados para cada um dos pilares.

A Figura 4.14 apresenta as variações dos valores máximos, mínimos e da média da distorção angular para cada etapa da construção.

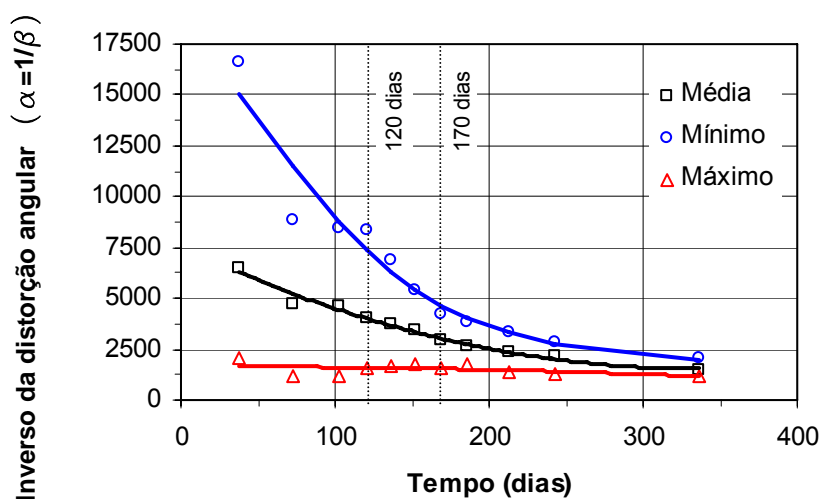


Figura 4.14 – Valores máximos, mínimos e média da distorção angular ao longo da construção.

Constata-se que os valores máximos da distorção angular permanecem constantes ao longo da construção. Os valores mínimos, bem como a média do inverso da distorção angular aumentam ao longo da construção, apresentando na última medição realizada valores bem próximos aos máximos calculados.

No início da construção dos pavimentos tipos, por volta dos 120 dias, os valores mínimos da distorção angular passam a aumentar de forma menos acentuada, devido aos maiores recalques ocorridos nas fundações centrais. Observa-se que com a inserção das paredes, aproximadamente 170 dias, a

distorção angular mínima passa a estabilizar, evidenciando o aumento da rigidez à flexão da estrutura e a redistribuição das cargas entre os pilares.

Observa-se na Figura 4.15 a tendência à uniformização das distorções angulares devido à diminuição do coeficiente de variação do inverso das distorções angulares.

Verifica-se que os valores máximos da distorção angular apresentam-se uniformes ao longo da construção, com valores entre $1/1137$ e $1/2068$. Estes valores representam as maiores distorções angulares ocorridas entre as fundações, contudo, de acordo com a literatura (Figura 2.3), valores de distorção angular desta magnitude não oferecem riscos ao desempenho da edificação.

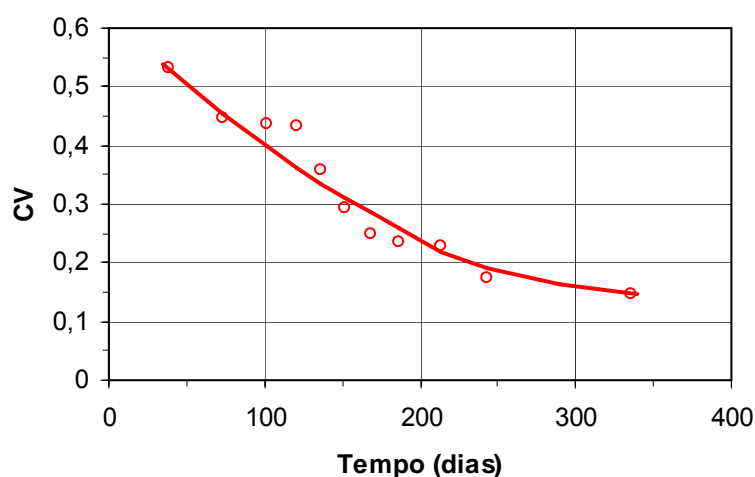


Figura 4.15 – Coeficiente de variação do inverso da distorção angular ao longo da construção.

Para determinar as regiões onde ocorrem as maiores distorções angulares foram traçadas iso-curvas da distorção angular, conforme apresentado nas figuras 4.16 a 4.18, referentes às etapas L4, L8 e L12, respectivamente.

Na Figura 4.16 são apresentadas as curvas de iso-distorção angular máxima referentes à etapa de construção da quarta laje. Verificam-se as maiores distorções angulares na região dos pilares P32 e P20. Constata-se que esta distorção ocorre devido à pequena distância entre estes pilares e ao recalque ocorrido no pilar P32 quando da retiradas das escoras, o qual foi superior à média dos recalques dos pilares próximos. Observa-se também a concentração das maiores distorções angulares na região central da obra, principalmente próximo à caixa dos elevadores e às escadas, locais que possuem menores distâncias relativas entre os elementos de fundação. Nota-se que na periferia do terreno a distorção angular diminui, principalmente no alinhamento dos pilares P36 à P31.

Para a etapa referente à oitava laje (Figura 4.17), observa-se a concentração das maiores distorções angulares na região do poço dos elevadores e das escadas. Nota-se um acréscimo nos valores das distorções angulares em relação à etapa L4, contudo estes valores ainda não representam possibilidade de danos à edificação, (Figura 2.3).

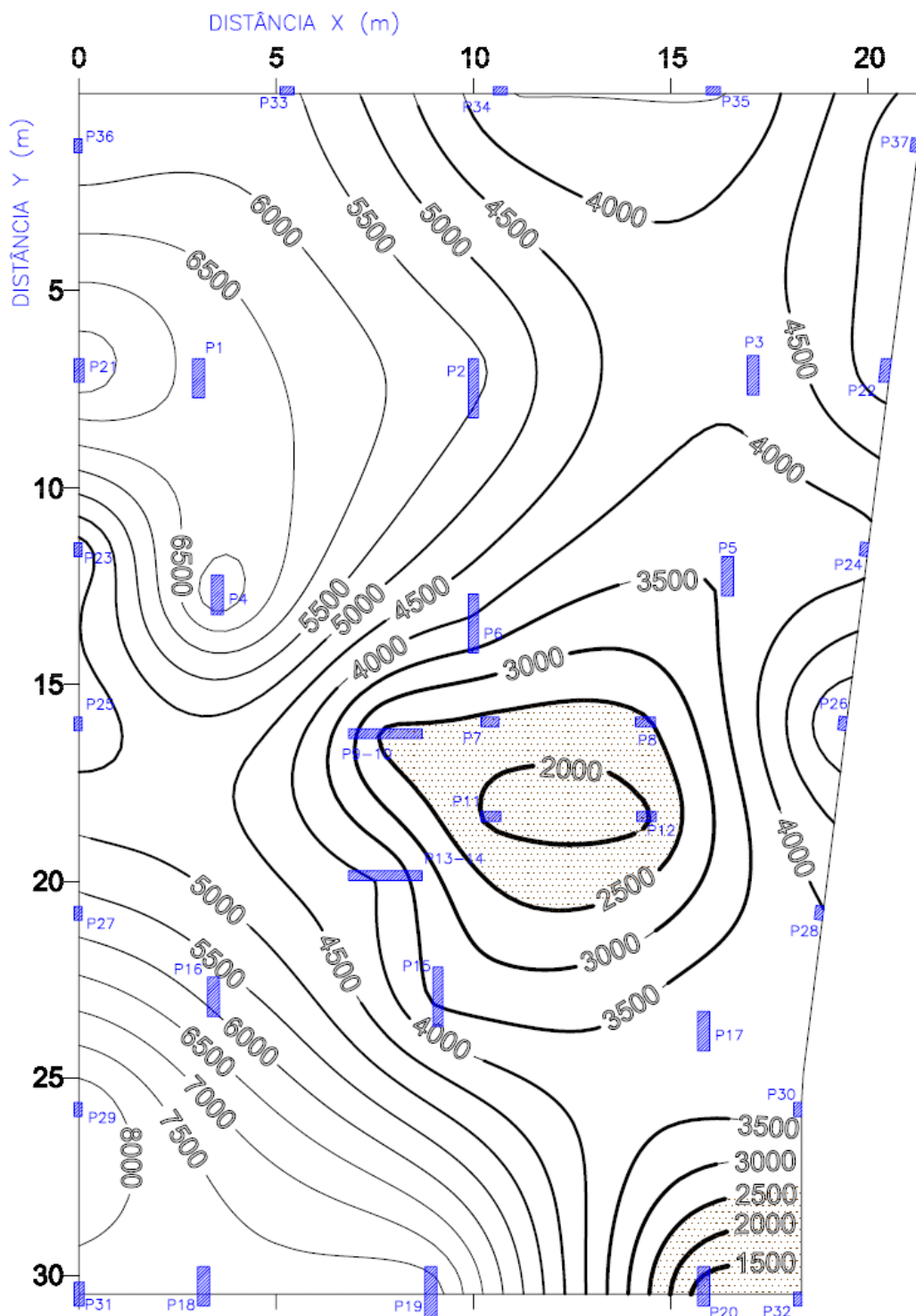


Figura 4.16 – Curvas de iso-distorção angular máxima na etapa L4 ($\alpha=1/\beta$).

A Figura 4.18 apresenta as curvas de iso-distorção angular máxima para a etapa referente à décima segunda laje. Observa-se que as maiores distorções passam a ocorrer na região dos pilares de periferia. Isto é, devido à variação dos recalques ocorridos entre a região da periferia e a região sob os pavimentos tipo. Nota-se que a região do poço dos elevadores e das escadas apresenta pequenas distorções, mesmo com a proximidade dos pilares, evidenciando a redistribuição das cargas entre estes pilares e a atenuação dos recalques diferenciais nesta região.

Em geral, verifica-se que as distorções angulares sofrem significativos aumentos durante a construção. Nas primeiras etapas as regiões com maiores distorções concentram-se no poço dos elevadores e escadas. Contudo, devido ao formato do edifício e à variação das cargas dos pilares as distorções maiores passam a ocorrer entre os pilares centrais e os de periferia. Este fato era esperado, como reflexo dos aumentos dos recalques diferenciais, devido à formação da bacia de recalques, com maiores valores de recalques totais na região central do edifício.

O valor máximo da distorção angular calculado foi igual a $1/1137$, para a etapa referente à laje 12. De acordo com a literatura apresentada no item 2.1.2, as fissuras na alvenaria de edifícios ocorrem para valores de distorções angulares maiores que $1/600$, e os danos estruturais surgem para valores maiores que $1/250$. Ressalta-se que durante a monitoração não foram encontradas fissuras na alvenaria ou na estrutura provocadas por efeitos dos recalques.

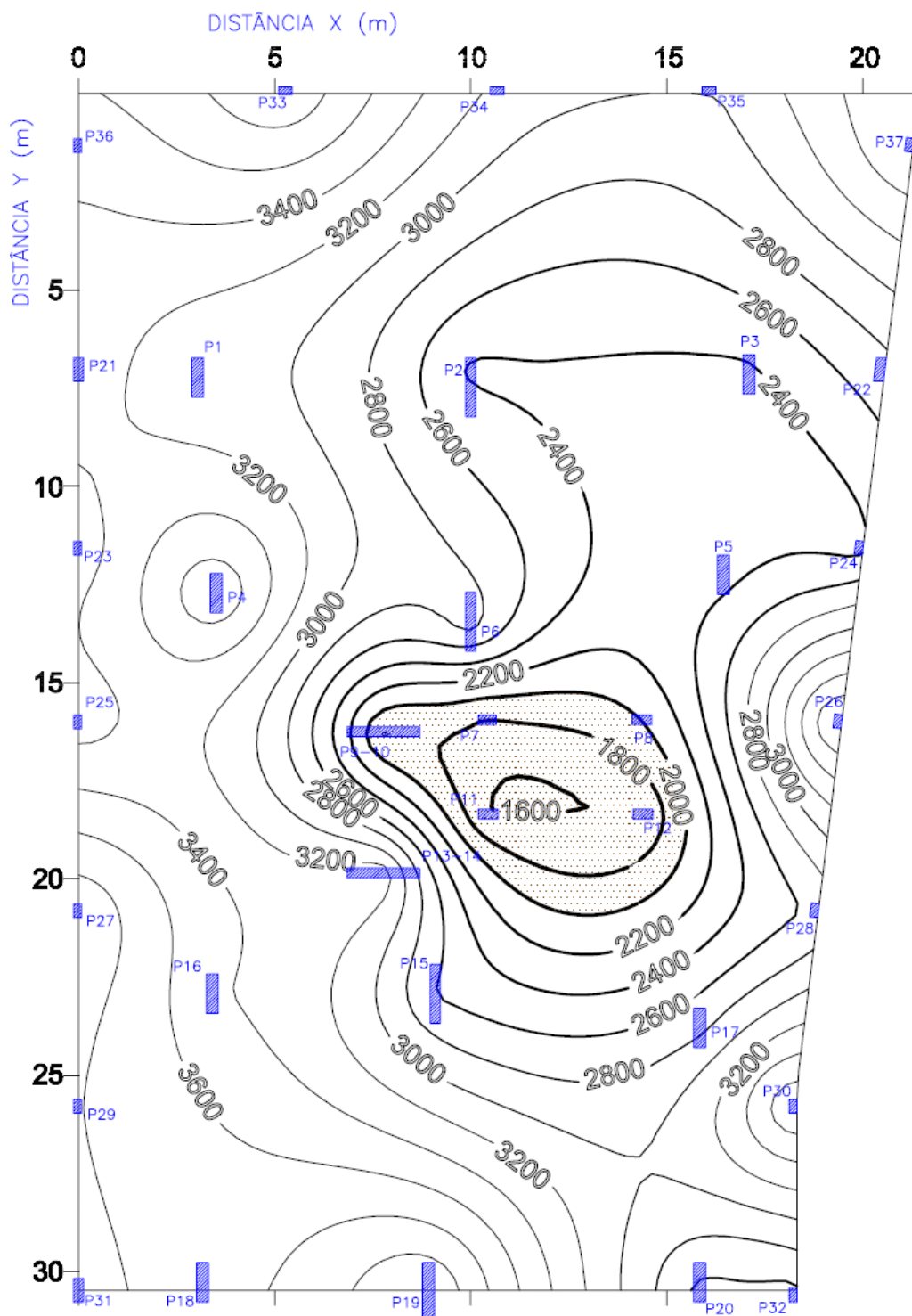


Figura 4.17 – Curvas de iso-distorção angular máxima na etapa L8 ($\alpha=1/\beta$).

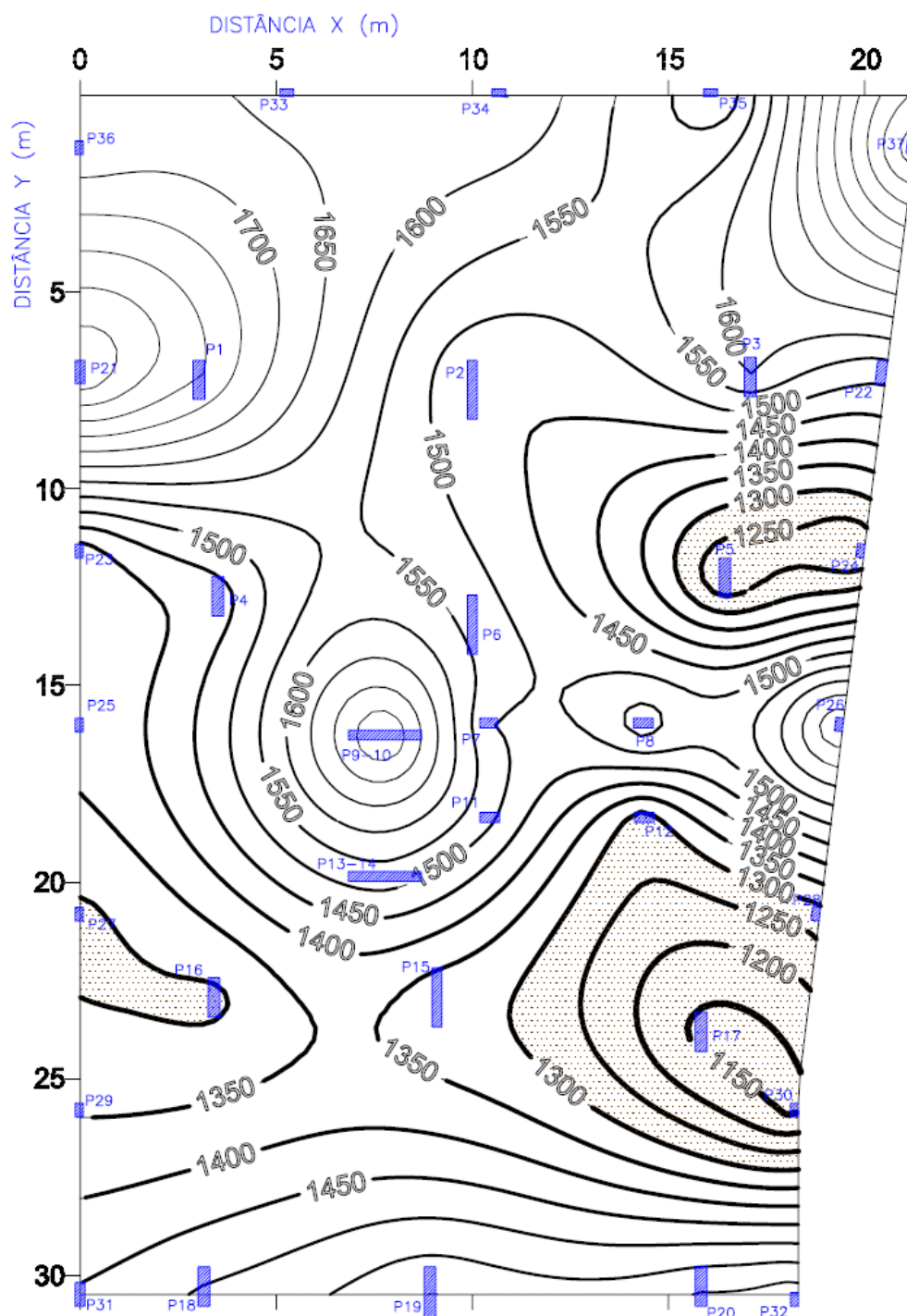


Figura 4.18 – Curvas de iso- distorção angular máxima na etapa L12 ($\alpha=1/\beta$).

4.1.4 Velocidade dos recalques

A análise da velocidade dos recalques das fundações serve como um parâmetro para avaliar o desempenho das fundações, indicando tendências do comportamento da obra. Alguns profissionais consideram valores aceitáveis de velocidade de recalques de acordo com a idade da edificação, conforme

apresentado na Tabela 4.3, entretanto em nenhum destes casos é levado em consideração a influência do processo construtivo nos recalques.

A Figura 4.19 apresenta a variação das velocidades médias de recalques ao longo da construção do edifício, agrupadas de acordo com os tipos de fundações.

Verifica-se que o início da construção é marcado pelas maiores velocidades, devido principalmente ao carregamento gerado pela retiradas das escoras da primeira laje e execução da segunda laje. Este carregamento acarretou velocidades de 47,8 e 45,49 $\mu\text{m}/\text{dia}$ para fundações em sapatas e em estacas, respectivamente. Constata-se um comportamento similar na velocidade dos recalques para os diferentes tipos de fundações durante as primeiras etapas da obra.

Tabela 4.3 – Valores admissíveis para velocidades de recalques em edifícios (ALONSO, 1991).

Condição da edificação	Velocidade	Característica
Prédios com mais de 5 anos de construção, se estabilizados	Acima de 40 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Muito alta
	De 20 a 40 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Moderada a alta
	Abaixo de 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
Prédios com idade entre 1 e 5 anos	Até 30 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Aceitável
Prédios em construção	Fundações Rasas Até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal
	Fundações profundas Até 100 $\mu\text{m}/\text{dia}$	Normal

Observa-se que após a execução da 4^a laje a velocidade de recalque das sapatas passa a ser menor que a das estacas. A acentuada diminuição dos valores de velocidade média dos recalques das sapatas pode ser justificado por estas fundações que recebem grande parte da carga de projeto nas primeiras etapas da obra.

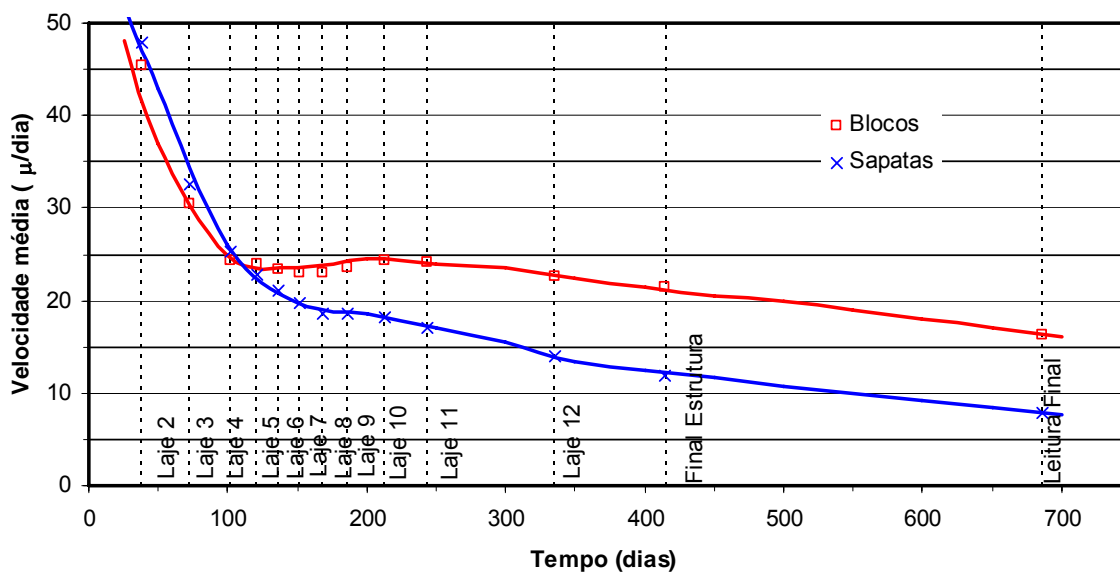


Figura 4.19 – Velocidade dos recalques ao longo da construção.

Com o início da execução das alvenarias ocorrem leves aumentos nas velocidades dos recalques, principalmente para as fundações em estacas. A velocidade de recalques torna a diminuir após a execução da 10ª laje. Isto evidencia que as alvenarias influenciam, além da carga das fundações, na rigidez à flexão da estrutura, conforme resultados encontrados por BARROS (2005), em um edifício com estrutura convencional.

Nas últimas etapas monitoradas, as velocidades médias são menores que 5 $\mu\text{m}/\text{dia}$ e 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$ para fundações em sapatas e estacas, respectivamente. Estas velocidades representam a tendência à estabilização dos recalques, conforme apresentado na Tabela 4.3.

4.2 ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NAS CARGAS DOS APOIOS

Com o intuito de avaliar os efeitos dos recalques nas reações dos apoios dos pilares, foram consideradas na análise estrutural duas hipóteses para os apoios. Na primeira hipótese os apoios são considerados como indeslocáveis, obtendo-se as reações nos apoios como é tradicionalmente realizado nos projetos de estruturas de edifícios. Na segunda hipótese foram impostos os recalques medidos em cada etapa como deslocamentos prescritos nos apoios, obtendo-se os efeitos dos recalques nas reações dos apoios. Através da superposição dos efeitos do peso próprio da

estrutura e das alvenarias, da protensão e dos recalques foram então analisados os efeitos da interação solo-estrutura.

As cargas de projeto de cada pilar e os valores de reações nos apoios, obtidas na análise computacional, para as duas hipóteses consideradas, são apresentados nas tabelas D.3 a D.6 do Anexo D.

Na Tabela 4.4 são apresentadas as cargas de projeto e as reações obtidas no modelo referente à laje 12 para as hipóteses de apoios indeslocáveis e quando considerados os recalques nos apoios. Também são apresentados os valores das relações entre as reações obtidas no modelo numérico e as cargas de projeto.

Verifica-se na análise numérica que para a décima segunda laje nenhum dos pilares superou a carga de projeto, sendo a maior carga obtida no apoio do pilar P12 quando considerados os recalques, equivalente a 83,8% da carga de projeto. Entretanto, até o final da execução da obra alguns pilares podem superar a carga de projeto, principalmente entre os pilares P2, P5, P12 e P19, os quais na etapa L12 superaram 80% da carga de projeto. Observa-se que alguns pilares de periferia apresentam cargas de projeto superestimadas, sendo as reações nos apoios, na etapa L12 do modelo numérico, menores que 30% da carga de projeto.

Comparando a soma das cargas de projeto e das reações obtidas no modelo numérico observa-se que a carga total obtida na análise numérica corresponde a 65,8% da carga total de projeto. De acordo com GUSMÃO e CALADO JR. (2002), em uma estimativa de cargas das fundações as cargas referentes às estruturas e alvenarias podem ser consideradas valores de 60% da carga total de projeto (Tabela 2.2). O percentual de carregamento encontrado na análise numérica apresenta um valor razoável, pois neste modelo encontravam-se executadas a estrutura até a 12ª laje e o fechamento das alvenarias até o 7º pavimento.

Algumas pequenas variações entre as cargas de projeto e as reações da simulação numérica podem ser aceitáveis, devendo ser atribuídas às diferenças entre os modelo numérico empregado na análise da estrutura e o processo de cálculo adotado pelo engenheiro calculista. Conforme apresentado por CAMPOS (2002), o emprego de elementos de concreto protendido pode, dependendo da distribuição dos pilares e do arranjo dos cabos de protensão, ocasionar variações no carregamento vertical dos pilares. São consideradas como razoáveis variações de 5% a 20% da carga do peso próprio, contudo, em alguns casos, estas variações podem ser superiores a 100%.

Tabela 4.4 – Reações de apoio para a etapa L12.

Pilar	Carga de projeto (kN)	Apoios indesclocáveis		Apoios com recalques aplicados	
		Reação (kN)	% da carga de projeto	Reação (kN)	% da carga de projeto
1	3.200	2.031	63,47	2.157	67,41
2	5.200	4.231	81,37	3.994	76,81
3	3.200	1.869	58,41	2.008	62,75
4	3.200	1.996	62,38	2.095	65,47
5	2.500	2.081	83,24	2.001	80,04
6	4.600	2.594	56,39	2.359	51,28
7	1.000	786	78,60	636	63,60
8	1.500	1.025	68,33	1.141	76,07
9	2.100	1.275	60,71	1.402	66,76
11	1.300	888	68,31	884	68,00
12	1.500	1.205	80,33	1.257	83,80
13	2.100	1.271	60,52	1.387	66,05
15	4.600	3.315	72,07	2.896	62,96
16	3.500	2.346	67,03	2.365	67,57
17	2.700	1.948	72,15	1.940	71,85
18	2.700	1.604	59,41	1.647	61,00
19	4.000	3.292	82,30	3.263	81,58
20	2.500	1.787	71,48	1.866	74,64
21	900	276	30,67	290	32,22
22	900	412	45,78	473	52,56
23	300	56	18,67	78	26,00
24	300	94	31,33	109	36,33
25	300	151	50,33	90	30,00
26	300	160	53,33	157	52,33
27	300	151	50,33	199	66,33
28	300	131	43,67	168	56,00
29	300	110	36,67	106	35,33
30	300	81	27,00	115	38,33
31	900	308	34,22	362	40,22
32	300	37	12,33	47	15,67
33	350	242	69,14	248	70,86
34	350	248	70,86	242	69,14
35	350	222	63,43	244	69,71
36	350	115	32,86	125	35,71
37	300	153	51,00	140	46,67
Soma	58.500	38.491		38.491	
Reação apoio / Carga de projeto (%)			65,80		

Quando comparadas as reações nos apoios obtidas nas duas hipóteses observa-se que ocorrem variações ao longo da construção do edifício. Verifica-se através da soma das reações nos apoios em cada etapa que os efeitos hiperestáticos gerados pelos recalques não acarretam acréscimos à carga total da estrutura, atuando somente na redistribuição dos esforços entre os elementos.

Constata-se que nos casos em que as reações nos apoios, quando considerados os recalques (*RCR*), são maiores do que na hipótese de apoios

indeslocáveis (*RI*), ocorre um acréscimo de carga nos pilares e, no caso contrário, quando os valores de *RI* são maiores que os valores obtidos para *RCR* ocorrem alívios das fundações. Nos casos em que os valores obtidos nas duas hipóteses são iguais constata-se que não ocorre transferência de cargas neste pilar.

Nas figuras 4.20 e 4.21 são apresentadas as curvas dos valores das médias das reações nos apoios, agrupando os pilares nos casos em que ocorre acréscimo e alívio de carga, respectivamente. Observando os valores máximos das médias das reações verifica-se que nos pilares mais carregados ocorre alívio de carga enquanto nos pilares menos carregados ocorre acréscimo de carga. GUSMÃO (2006) considera a transferência de carga dos pilares mais carregados para os menos carregados como um dos principais efeitos da interação solo-estrutura.

A Figura 4.22 apresenta a planta de localização dos pilares no pavimento térreo para a última etapa monitorada. Nas regiões sombreadas predomina o acréscimo das cargas das fundações. Observa-se que a transferência de carga dos pilares ocorre entre os pilares do eixo central do edifício e os pilares de periferia.

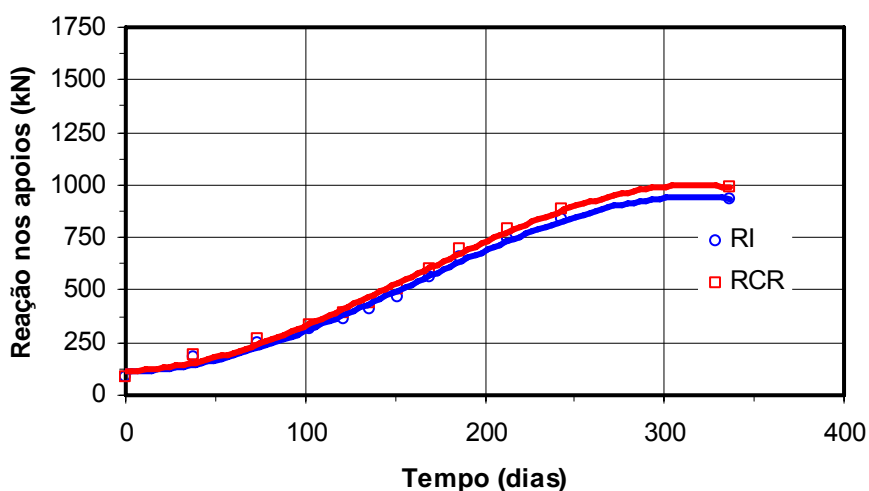


Figura 4.20 – Valores médios das reações nos apoios para os pilares em que ocorre acréscimo de carga.

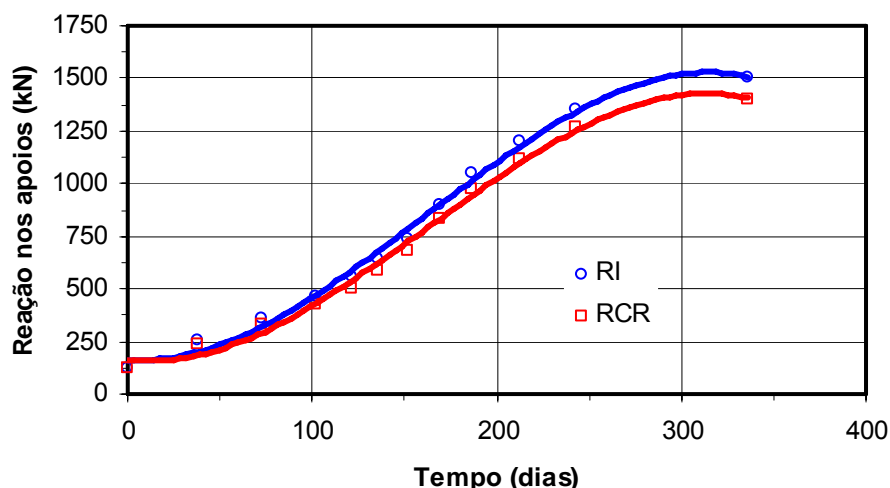


Figura 4.21 – Valores médios das reações nos apoios para os pilares em que ocorre alívio de carga.

Comparando a Figura 4.22 com a Figura 4.5 verifica-se que para os pilares que apresentam os maiores recalques totais, situados na região central, ocorre alívio de carga, enquanto que para os pilares da periferia, do terreno e também do pavimento tipo, ocorre acréscimo de carga. Isto evidencia a atuação da interação solo-estrutura através da transferência de carga dos pilares centrais para os pilares periféricos. Observa-se a ocorrência de alívio nos carregamentos de 37,1% dos pilares e acréscimo de carga em 62,9% dos pilares, quando comparadas as reações obtidas nos apoios para os dois modelos simulados.

Para quantificar a redistribuição das cargas dos pilares obteve-se o coeficiente de redistribuição de carga (FR), definido como:

$$FR = \left(\frac{R_{cr} - R_i}{R_i} \right) * 100 \quad (4.1)$$

onde R_i é a reação no apoio do pilar i calculada considerando os apoios indeslocáveis e R_{cr} é a reação no apoio do pilar i calculada considerando os recalques medidos durante a fase de construção. O coeficiente FR representa em porcentagem o acréscimo ou alívio de carga no apoio devido aos recalques.

O coeficiente FR é semelhante ao coeficiente de redistribuição de cargas (FQ) definido por BARROS (2005), apresentado no item 2.2.2. Contudo, FR representa a proporção da variação das cargas sempre em relação às reações considerando os

recalques. Na Tabela D.7 do Anexo D são apresentados os valores de FR calculados para todos os pilares em cada etapa de construção modelada.

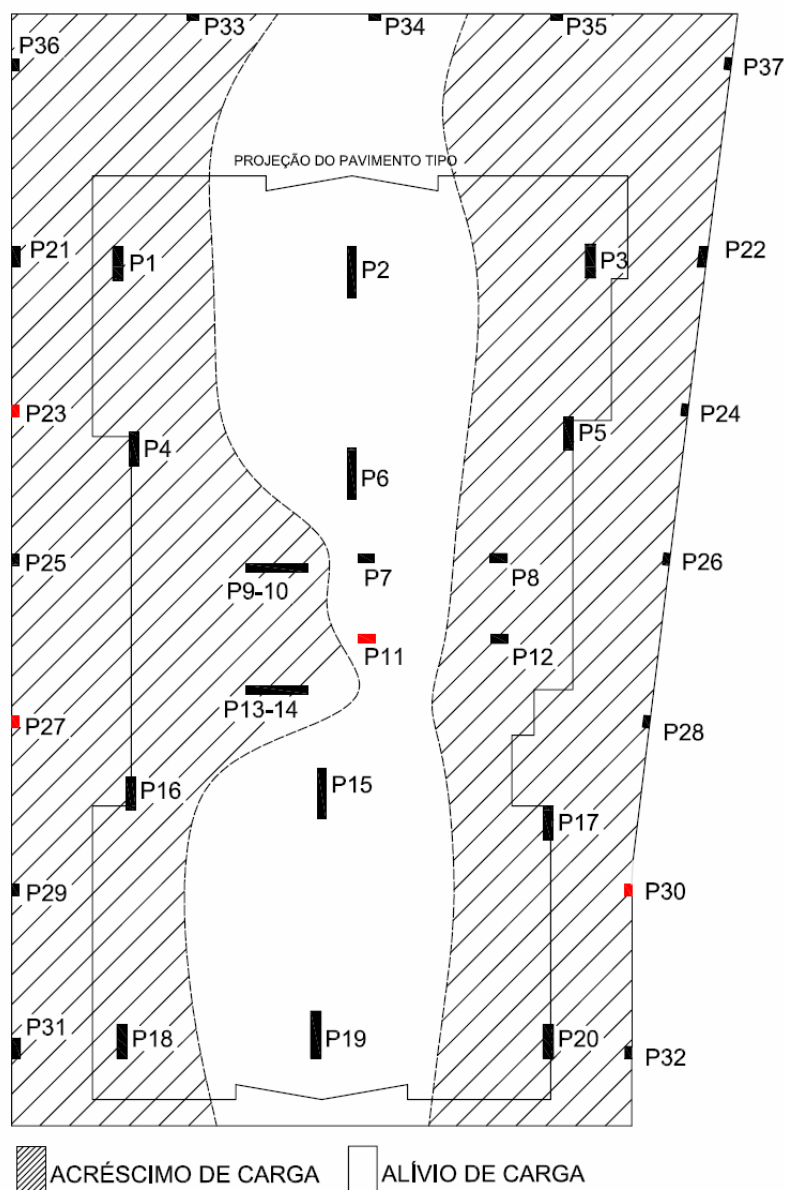


Figura 4.22 – Planta de localização dos pilares no pavimento térreo com sinalização de alívio ou acréscimo de carga nos apoios devido aos recalques.

Considerando que os acréscimos de carga nas últimas etapas oferecem maiores riscos à estrutura devido aos valores serem mais próximos das cargas de projeto, observa-se na Tabela D.7 do Anexo D para a etapa L12, que os pilares P1, P3, P4, P8, P9, P12, P13, P16, P18, P20, P21, P22, P24, P33, P35 e P36 apresentam acréscimo de até 15%, os pilares P28, P31 e P32 apresentam acréscimo entre 15% e 30% e os maiores acréscimos de carga são encontrados

para os pilares P23, P27 e P30 com valores de 38,94%, 31,18% e 41,41%, respectivamente. Estes resultados se assemelham aos de GUSMÃO e GUSMÃO FILHO (1994) e DANZIGER *et al.* (2005), os quais constataram a ocorrência de sobrecargas nos pilares de periferia de até 30% e 40%, respectivamente, após a aplicação dos recalques na estrutura de um edifício.

Os pilares apresentaram alívios de carga nos apoios de até 40%, sendo os máximos valores percentuais encontrados para os pilares P7 (19,03%) e P25 (39,89%).

A Figura 4.23 apresenta as curvas de valores máximos e mínimos de *FR* em cada etapa de construção modelada. Observa-se que para valores de *FR* maiores que zero ocorre acréscimo de carga nos pilares, enquanto que para valores de *FR* menores que zero ocorre alívio de carga.

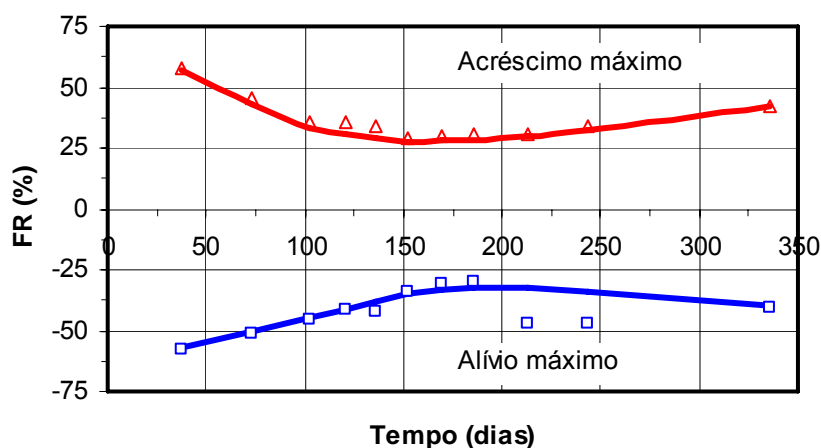


Figura 4.23 – Variação dos máximos acréscimos e alívios de carga ao longo da construção.

Constata-se, nas primeiras etapas de construção, os maiores acréscimos e alívios de carga. Na etapa referente à laje 2 ocorre um acréscimo de 57,69% no pilar P8 e um alívio de 57,94% no pilar P11. Verifica-se que a medida que se aumenta a quantidade de pavimentos do edifício a amplitude entre os valores de acréscimos e alívios de cargas entre os pilares tende a diminuir. Observa-se uma simetria das curvas em relação ao eixo horizontal que passa pela origem, indicando que ocorre a redistribuição dos esforços causada pela interação solo estrutura.

A Figura 4.24 apresenta a evolução da média de *FR* ao longo da construção. Nota-se o aumento da variação das cargas entre os dois modelos analisados ao longo da construção. Verifica-se que para a etapa L12, a média dos valores de *FR* correspondente à 5%.

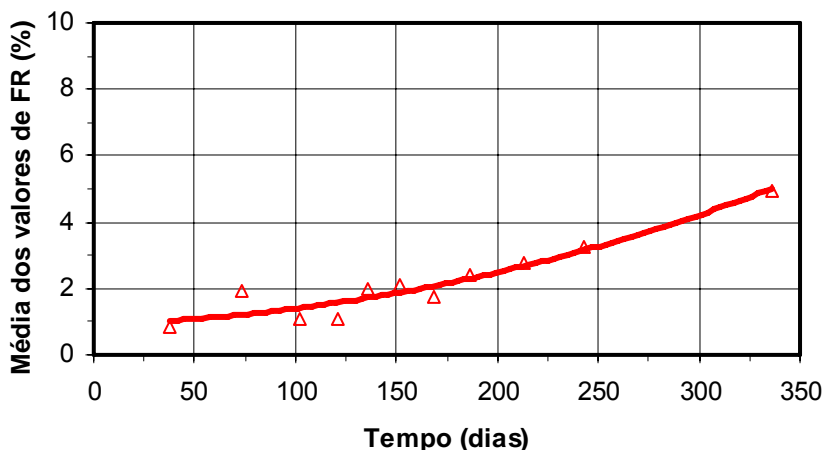


Figura 4.24 – Média da variação das reações nos apoios ao longo da construção.

A uniformização das redistribuições de cargas pode ser constatada quando se analisa o coeficiente de variação do fator de redistribuição para cada etapa da construção, conforme apresentado na Figura 4.25. Verifica-se que com o aumento do número de pavimentos o fator de redistribuição tende a diminuir e se estabilizar.

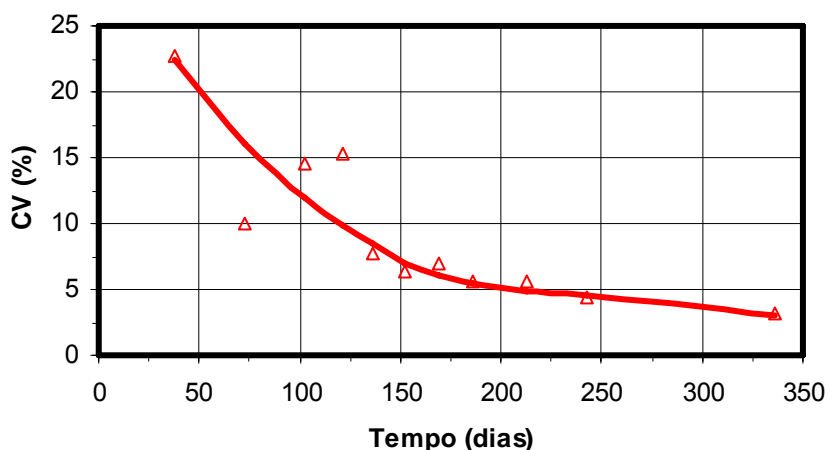


Figura 4.25 – Coeficiente de variação da redistribuição de cargas ao longo da construção.

A diminuição da variação das redistribuições de carga com o aumento do número de pavimentos também foi constatado por MADUREIRA e BEZERRA (2000), através de análise de pórticos com variados números de pavimentos. Os autores concluíram que com o aumento do número de pavimentos nas estruturas e conseqüente aumento na rigidez à flexão, diminui a variação da redistribuição das cargas entre os pilares.

Na evolução das reações nos apoios ao longo da construção verifica-se o comportamento semelhante entre os pilares, com exceção do pilar P32. Nas curvas

de cargas ao longo da construção para as condições de apoio indeslocável (*RI*) e apoios com os recalques aplicados (*RCR*) para este pilar, apresentadas na Figura 4.26, constata-se que entre as etapas L2 e L7 o apoio passou a apresentar reação com valor negativo. Na Tabela 4.2 verifica-se que este pilar apresentou recalques na primeira etapa superiores aos recalques dos pilares em seu redor. Devido à rigidez da estrutura este pilar passou a distribuir suas cargas para os pilares próximos, como pode ser visto na curva de carga ao longo do tempo do pilar P20 Figura 4.27.

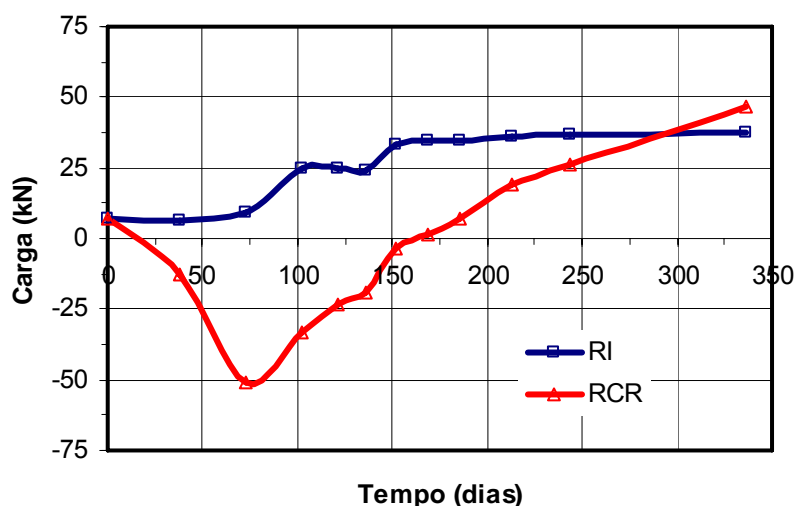


Figura 4.26 – Reações obtidas no apoio do pilar P32, em cada etapa da construção, para as hipóteses de apoios indeslocáveis (*RI*) e com os recalques medidos (*RCR*).

Verifica-se na Tabela 4.2 que entre as etapas L3 e L7 foram medidos pequenos acréscimos nos recalques no pilar P32 e, a partir do momento em que os recalques das fundações vizinhas atingiram valores próximos aos recalques deste pilar, começam a surgir cargas neste apoio. Observa-se para a etapa L12 que a carga com o recalque aplicado passa a ser maior que a carga com os apoios indeslocáveis.

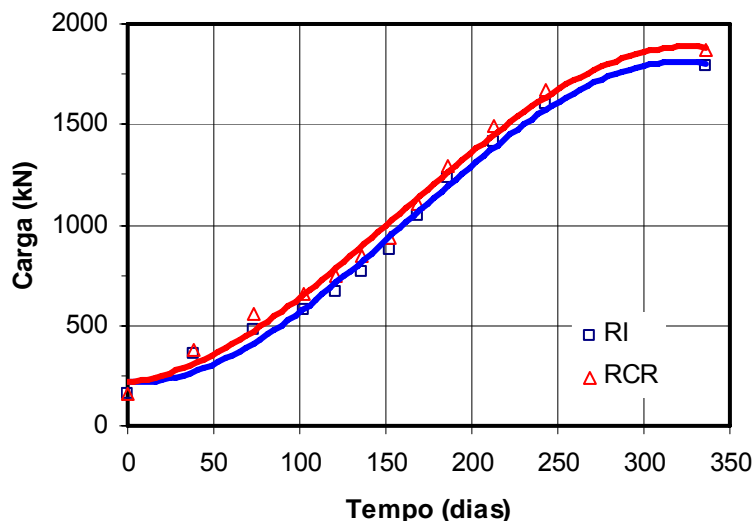


Figura 4.27 – Reações obtidas no apoio do pilar P20, em cada etapa da construção, para as hipóteses de apoios indeslocáveis (*RI*) e com os recalques medidos (*RCR*).

Para análise do efeito da rigidez da estrutura nas variações das cargas dos pilares ao longo dos pavimentos, foram traçados os gráficos das cargas dos pilares em cada pavimento, para a etapa referente à última laje.

Os pilares foram agrupados de acordo com o número de pavimentos que suportam, em pilares que suportam 2, 3 e 12 pavimentos, e de acordo com o efeito da interação solo estrutura, em caso de alívio ou acréscimo de carga.

Foram traçadas as curvas das médias das forças normais em cada pavimento para pilares que suportam 2, 3 e 12 pavimentos, conforme apresentado nas figuras 4.28, 4.29 e 4.30, respectivamente.

Observa-se na Figura 4.28 que as variações de carga são maiores nos primeiros pavimentos ocorrendo após o quarto pavimento a diminuição da variação das cargas. Quando analisados os pilares com pequeno comprimento, apresentados nas figuras 4.29 e 4.30 observam-se variações ao longo de todo o pilar.

Isto evidencia que a variação de cargas ocorre com maior intensidade nos primeiros pavimentos das edificações, sendo então as edificações baixas, de até quatro pavimentos, mais suscetíveis aos efeitos da interação solo estrutura.

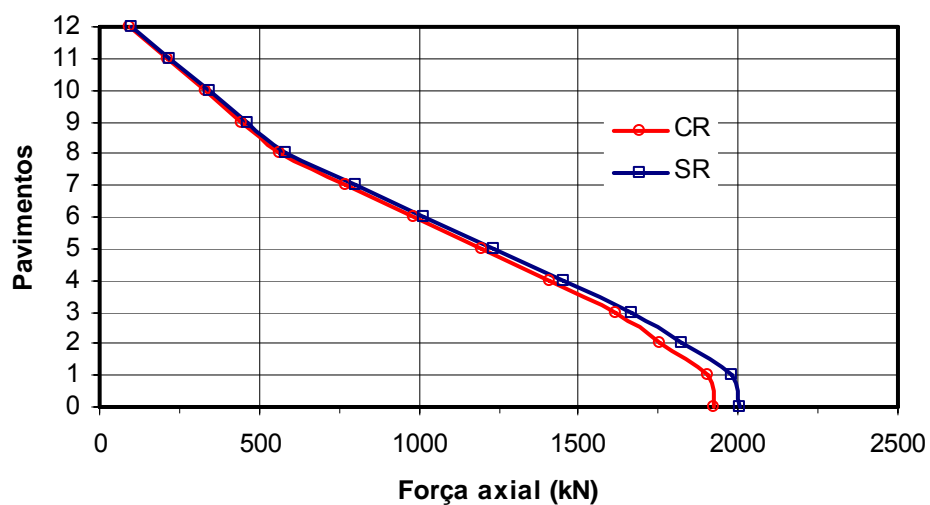


Figura 4.28 – Média das forças axiais nos pilares que suportam 12 pavimentos, para a etapa referente à laje 12.

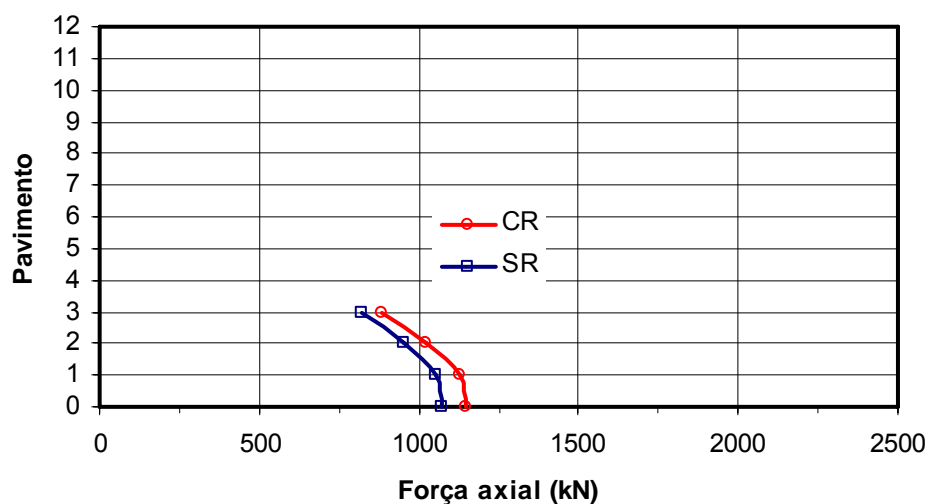


Figura 4.29 – Média das forças axiais nos pilares que suportam 3 pavimentos, para a etapa referente à laje 12.

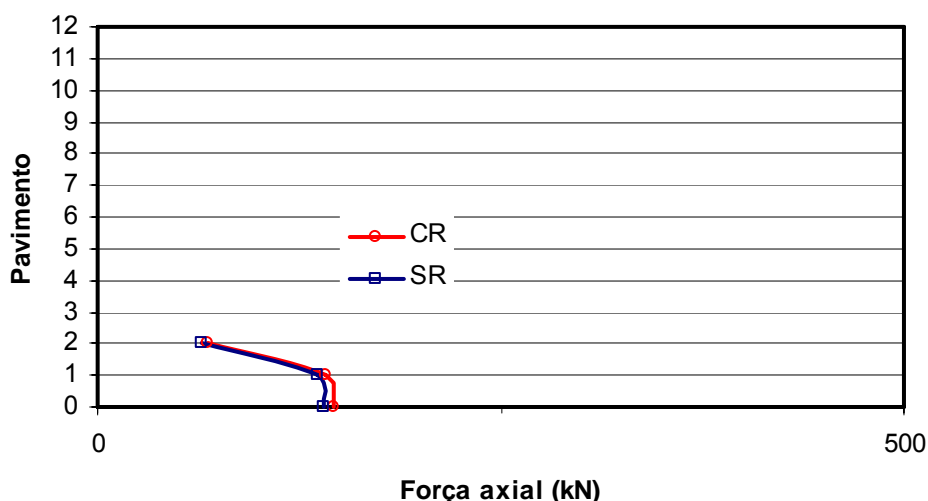


Figura 4.30 – Média das forças axiais nos pilares que suportam 2 pavimentos, para a etapa referente à laje 12.

O decréscimo da variação das forças normais nos pilares a medida que se afasta do nível da fundação também é apresentado nos estudos de CRESPO (2004) e GUSMÃO e CALADO JR (2002).

4.3 EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA RELAÇÃO CARGA vs. RECALQUE

A seguir são apresentados os resultados da combinação dos valores obtidos na medição dos recalques ao longo da construção, apresentados nas tabelas 4.2 e 4.3, com os valores das reações nos apoios nas duas hipóteses do modelo numérico, apresentados nas tabelas D.3 a D.6 do Anexo D. A comparação entre os resultados das duas hipóteses permite definir a extensão dos efeitos da interação solo-estrutura na relação carga vs. recalque.

Nesta análise os pilares foram classificados de acordo com o tipo de fundação em blocos de estacas e em sapatas. Os blocos foram agrupados de acordo com o número de estacas em cada bloco e as sapatas foram agrupadas de acordo com sua área. Observa-se comportamentos variados entre as fundações, sendo analisadas algumas características específicas a seguir.

4.3.1 Comportamento das fundações profundas

As figuras 4.31 e 4.32. apresentam as variações estimadas das curvas médias carga vs. recalque determinadas através das medidas de recalque, modelagem numérica e de ensaios de carregamento dinâmico (PDA) realizados na obra. Destaca-se que são também apresentados os limites superior e inferior de cada estimativa em linhas tracejadas. Os resultados dos 11 PDAs realizados na obra são apresentados no Anexo E.

Os resultados indicam inicialmente que os recalques previstos pelos ensaios PDA são significativamente menores que os medidos no campo.

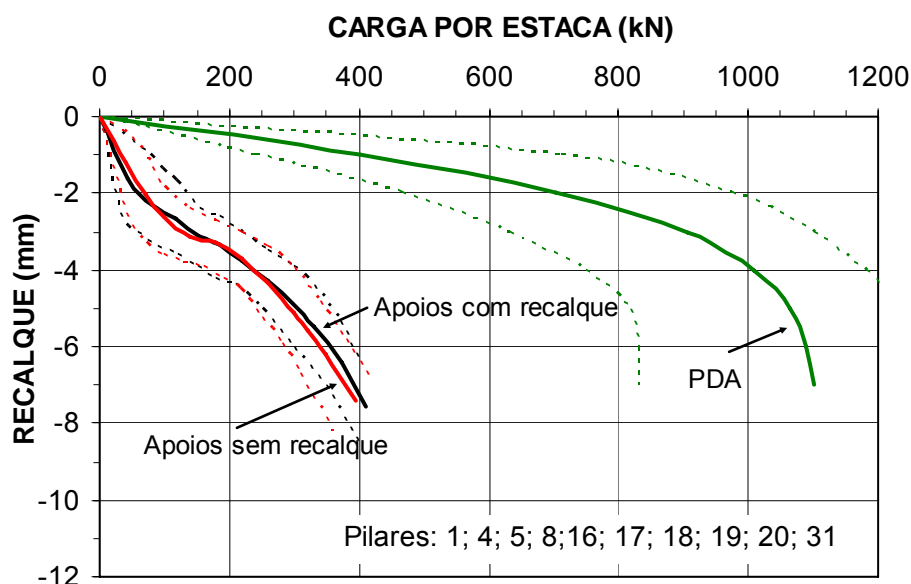


Figura 4.31 – Curvas das faixas de valores de carga vs. recalque para os pilares apoiados sobre estacas com comportamento esperado.

O comportamento dos elementos de fundação, apresentado na Figura 4.31, sugere o aumento da capacidade de carga com a evolução dos recalques enquanto o comportamento apresentado na Figura 4.32, indica o acréscimo sem significativo aumento da capacidade de carga. Esta diferença de comportamento observada entre os diferentes grupos de pilares pode ser explicada pela redistribuição de carga entre as fundações devido à interação solo-estrutura.

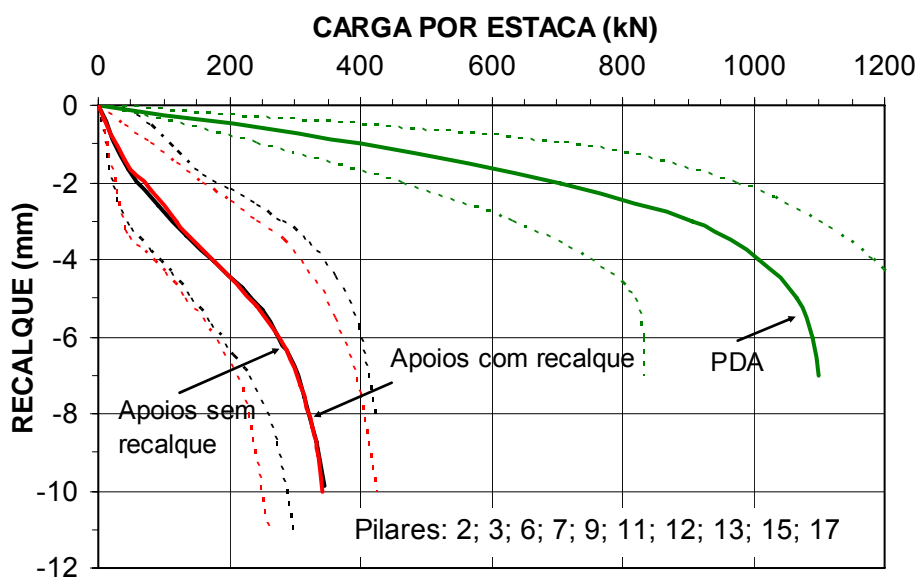


Figura 4.32 – Curvas das faixas de valores de carga vs. recalque para os pilares apoiados sobre estacas com comportamento inesperado.

A uniformização das cargas entre os pilares pode ser verificada através das curvas do coeficiente de variação das cargas das estacas ao longo da construção, apresentadas na Figura 4.33.

Observa-se que quando, considerados os recalques nos apoios, as variações entre as cargas das estacas diminuem de forma mais acentuada que quando os apoios são indeslocáveis. Assim nas primeiras etapas da obra ocorrem maiores redistribuições de carga, como pode ser verificado também por DANZIGER *et al.* (2006).

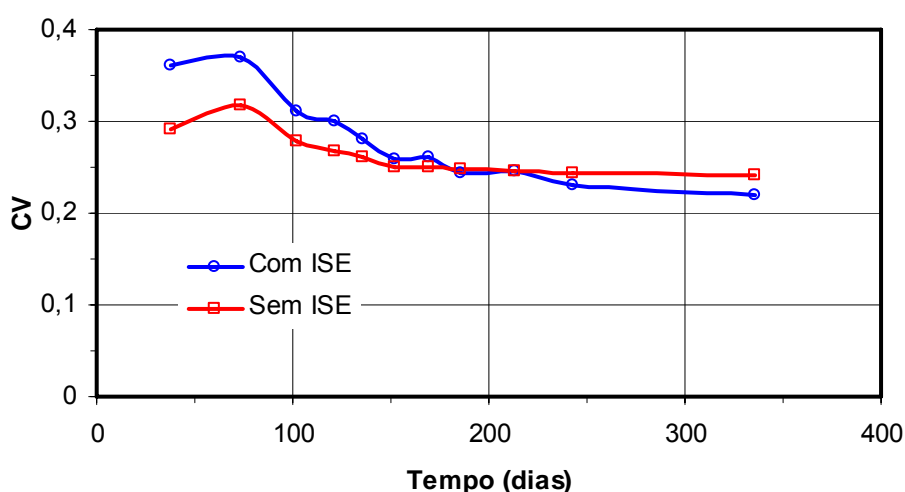


Figura 4.33 – Curvas do coeficiente de variação das cargas das estacas ao longo da construção.

4.3.2 Comportamento das fundações superficiais

A seguir são apresentados os resultados dos esforços transmitidos pelos pilares apoiados sobre as sapatas. Este tipo de fundação foi executada na região de periferia da edificação.

A Figura 4.34 apresenta as faixas de valores de tensão vs. recalque nas condições de apoios indeslocáveis e quando aplicados os recalques medidos no trabalho experimental.

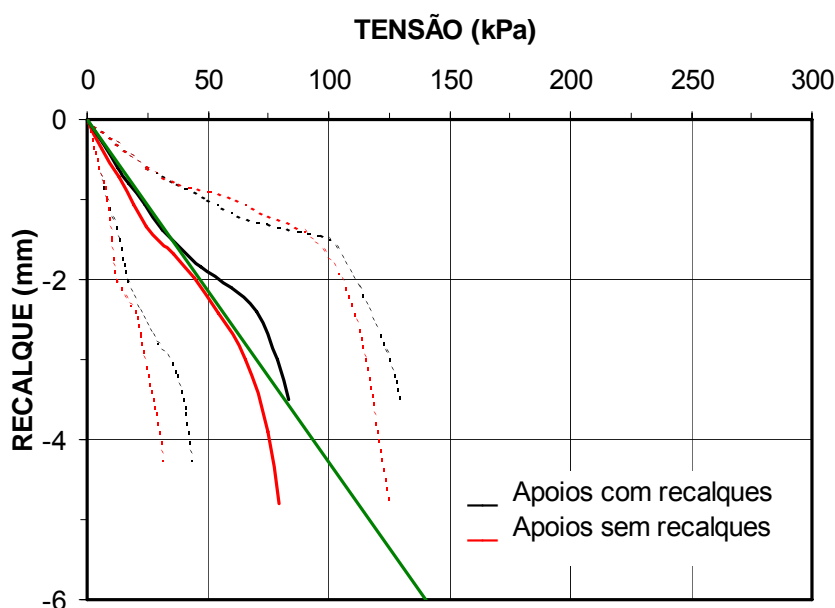


Figura 4.34 – Curvas das faixas de valores de tensão vs. recalque para os pilares apoiados sobre sapatas.

A grande inclinação apresentada por algumas curvas de carregamento indica, em outras situações, a ocorrência de ruptura devido à existência de recalques sem acréscimos de carregamento. No entanto não é o que se supõe para o caso em estudo.

À medida que as fundações centrais recalcam, ocorre uma redistribuição de cargas para os pilares de periferia, onde estão localizadas as sapatas, induzindo os recalques destas fundações. O acréscimo de recalques na periferia acarreta um alívio nos esforços destes pilares, gerando uma nova redistribuição de cargas entre os pilares. Esta condição de redistribuição de esforços ocorre até o equilíbrio do sistema. Espera-se que no momento de 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 de redistribuição de cargas entre os pilares,

efeito característico da interação solo-estrutura. Resultados semelhantes foram encontrados por BARROS (2005) na análise dos recalques de um edifício com características de fundações semelhantes.

Verifica-se na Figura 4.34 que, quando considerados os recalques, as curvas apresentam menor inclinação. Tal fato demonstra que a análise dos recalques levando em consideração a interação solo estrutura apresenta resultados mais realísticos, uma vez que não foram encontradas patologias na obra ocasionadas por possíveis rupturas do solo.

Dentre as curvas de tensão vs. recalque observa-se um comportamento diferenciado nas sapatas sob os pilares P21 e P22, os quais suportam uma das vigas de transição, conforme apresentado na Figura 4.35. Verifica-se uma menor transferência de cargas nestas fundações ao longo da construção, devido ao acréscimo de cargas constante gerado pela viga de transição. Desta forma este comportamento se assemelha ao comportamento encontrado para as fundações em blocos de estacas, localizadas no centro da edificação, apresentados nas figuras 4.31 e 4.32.

A Figura 4.36 apresenta as curvas do coeficiente de variação das tensões nas sapatas ao longo da construção, para as duas hipóteses consideradas nos apoios.

Observam-se pequenas variações deste coeficiente entre as hipóteses de apoio. Constata-se que ocorrem grandes variações entre as tensões das sapatas, apresentando decréscimo até por volta dos 150 dias. Nesta época inicia a inserção das alvenarias, aumentando a variação das tensões entre as sapatas. Isto evidencia que com o aumento da rigidez do edifício algumas sapatas apresentam maiores reflexos na redistribuição das cargas, conforme pode ser verificado no aumento da amplitude da faixa de variação das curvas carga vs. recalque apresentadas na Figuras 4.34.7

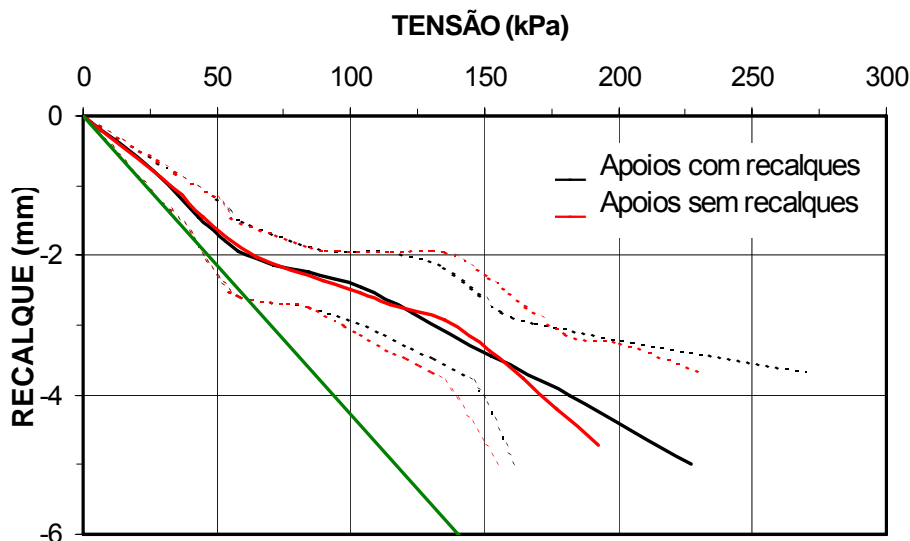


Figura 4.35 – Curvas das faixas de valores de tensão vs. recalque para os pilares P21 e P22.

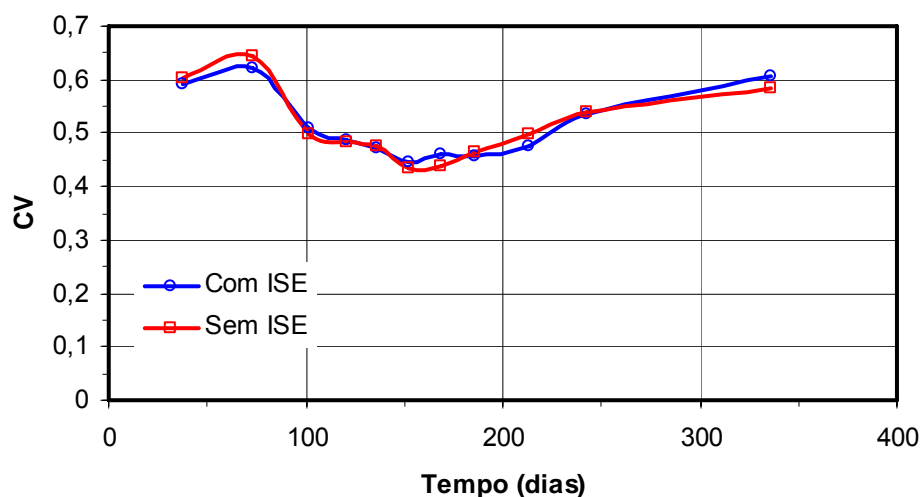


Figura 4.36 – Curvas do coeficiente de variação das tensões nas sapatas ao longo da construção.

4.4 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO CONJUNTO SOLO-FUNDAÇÃO NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Buscando avaliar a influência da deformabilidade do terreno e da quantidade de pavimentos da estrutura sobre o valor final das cargas nos pilares, realizou-se um estudo da influência das rigidezes do conjunto elemento de fundação e solo e da estrutura na variação dos recalques e na redistribuição das cargas entre as fundações.

Para análise de estruturas sujeitas a recalques nas fundações, uma das simplificações adotadas na modelagem numérica consiste na utilização de molas ideais, com ação essencialmente vertical, conectadas aos pontos de apoio da estrutura no solo. Este recurso tem sido incorporado aos programas computacionais de projeto de estruturas como uma opção para representação mais realista do comportamento da estrutura.

O coeficiente de mola do conjunto solo-fundação (K_{sf}) corresponde à relação entre a carga atuante na fundação e o recalque ocorrido, podendo ser determinado através da Equação 4.1,

$$K_{sf(i)} = \frac{R_{CR(i)}}{w(i)} \quad (4.1)$$

Onde, $K_{sf(i)}$ é a constante de mola representativa do apoio i ; $R_{CR(i)}$ é a reação no apoio (i) da estrutura quando analisada considerando os recalques medidos, conforme apresentado nas tabelas D.3 a D.6 do Anexo D; $w(i)$ recalque medido no apoio (i), conforme apresentado nas tabelas 4.1 e 4.2.

Na Tabela D.8 do Anexo D são apresentados os valores de K_{sf} calculados para cada apoio nas etapas da construção correspondentes à execução das lajes.

A Figura 4.37 apresenta a distribuição em planta dos valores do coeficiente K_{sf} para a etapa referente à execução da décima segunda laje.

Verifica-se que ocorrem variações de K_{sf} ao longo da superfície do terreno, fato também constatado por RUSSO NETO (2005) em um estudo baseado na medição de recalques de um edifício pré-moldado. Devido ao coeficiente de mola ser determinado através das reações obtidas nos apoios, quando considerados os recalques medidos, os valores de K_{sf} dependem não somente do tipo de solo e da fundação empregada, mas também das características da superestrutura.

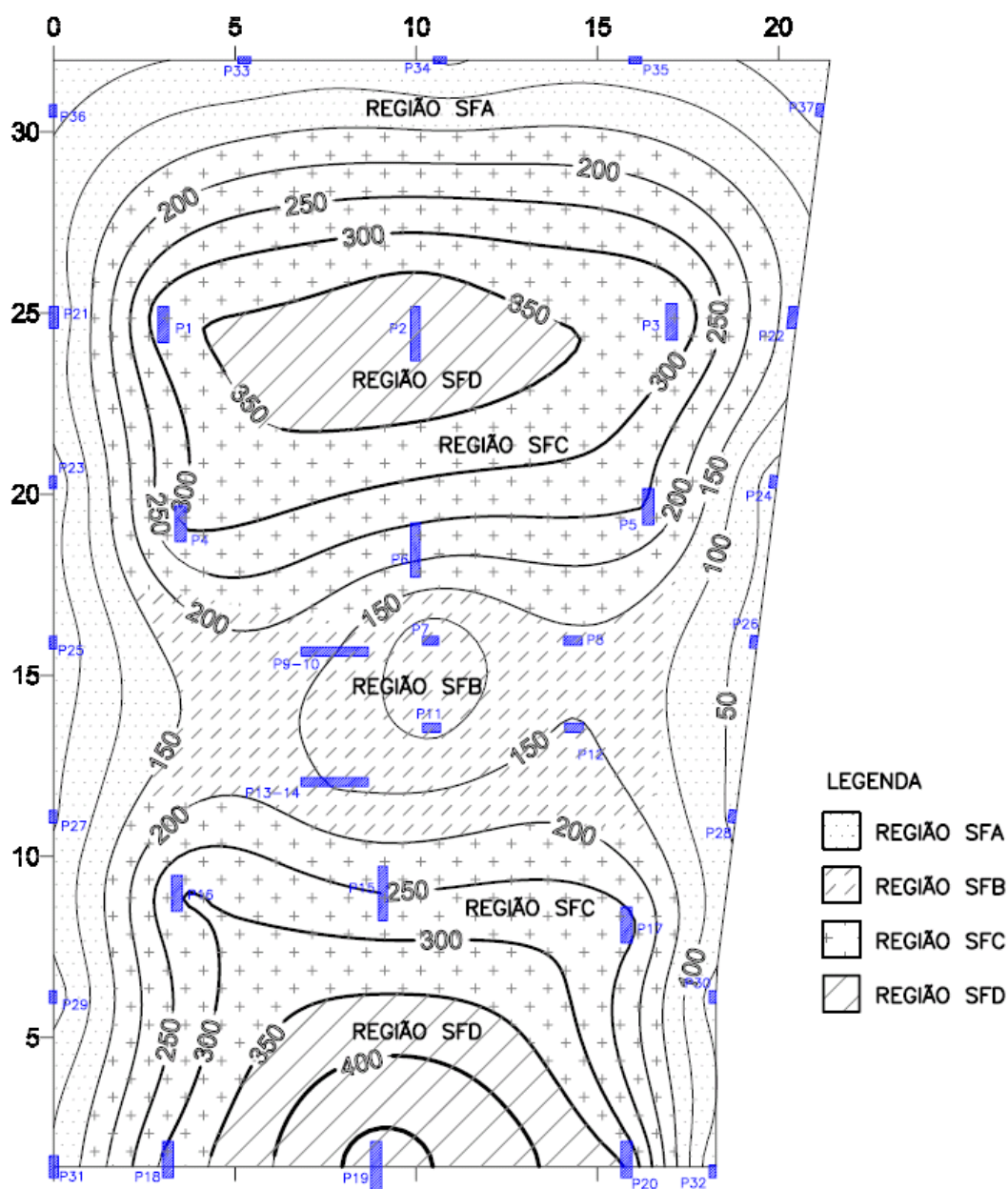


Figura 4.37 – Curvas de iso-coeficiente de mola (K_{sf}) na etapa L12 (MN/m).

Na Figura 4.37 constata-se a formação de quatro regiões, nas quais os valores do coeficiente de rigidez do conjunto solo-fundação apresentam valores de mesma magnitude. Verifica-se que a periferia do terreno apresenta os menores valores de K_{sf} , sendo definida como região SFA. Baixos valores de K_{sf} são encontrados também na região da caixa dos elevadores e da escada, definida como região SFB. Verifica-se o aumento de K_{sf} em direção aos pilares P2 e P19, definida como região SFD, os quais apresentam os maiores valores de K_{sf} . Observa-se uma região intermediária, definida como região SFC, situada na projeção da periferia do pavimento tipo.

Na Figura 4.38 são apresentados os valores das médias de K_{sf} ao longo da construção para as regiões delimitadas na Figura 4.37.

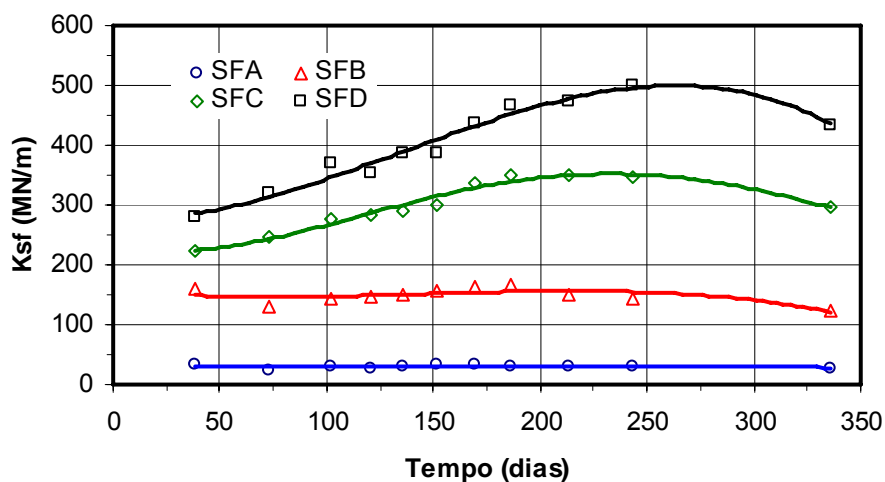


Figura 4.38 – Curvas de média do coeficiente K_{sf} para as regiões *SFA*, *SFB*, *SFC* e *SFD* ao longo do tempo de construção.

Verifica-se que as regiões *SFD* e *SFC* apresentam aumento de K_{sf} no início da construção, quando são mobilizados os maiores carregamentos. Nas últimas etapas da construção os valores de recalques das fundações tendem a estabilizar, conforme apresentado na Figura 4.2, contudo o valor de K_{sf} passa a diminuir. Constata-se assim a redistribuição de cargas, evidenciando o alívio da carga destes pilares.

Nos pilares das regiões *SFB* e *SFA* observam-se pequenas variações nos valores de K_{sf} durante a construção, com tendência à diminuição nas últimas etapas. Analisando os limites inferiores das curvas de carga por estaca vs. recalque, apresentadas nas figuras 4.31 e 4.32, bem como as curvas de tensão vs. recalque das fundações da região *SFA*, apresentadas nas figuras 4.34 e 4.35, verifica-se para as últimas etapas o aumento dos recalques com pequenas variações de cargas. Constata-se que as variações nos recalques são conseqüências da interação solo-estrutura, sendo que a rigidez da estrutura à flexão ocasiona a uniformização dos recalques, conforme verificado também nos estudos realizados por GUSMÃO (1994), GUSMÃO e CALADO JR (2002) e DANZIGER (2005).

4.5 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O edifício em estudo, devido às suas características de projeto, torna difícil o emprego da metodologia proposta por MEYERHOF (1953), considerando os pórticos da estrutura como uma viga equivalente para análise da interação solo-estrutura.

Para análise da influência da rigidez da estrutura na redistribuição de cargas buscou-se determinar um coeficiente que representasse a rigidez da estrutura ao deslocamento vertical em cada apoio. Baseado no princípio dos deslocamentos virtuais, no qual as reações obtidas pela aplicação de um deslocamento correspondem à força necessária para realizar tal deslocamento (SORIANO e LIMA, 2004), foram aplicados recalques unitários em cada um dos apoios. São então determinadas as forças necessárias para provocar estes deslocamentos. Estas forças foram interpretadas como um parâmetro de suscetibilidade da estrutura ao recalque no apoio determinado, sendo definida como a rigidez equivalente da estrutura no apoio (K_e).

Os valores do coeficiente K_e obtidos para cada apoio nas etapas da construção modeladas numericamente são apresentados na Tabela D.9 do Anexo D.

Para visualização das regiões onde a estrutura oferece maior rigidez axial foram elaboradas curvas de iso-coeficiente de rigidez equivalente da estrutura. Na Figura 4.39 são apresentadas as curvas de iso- K_e para a etapa referente à décima segunda laje, na qual se observam três regiões definidas de acordo com a magnitude dos valores de K_e .

Observa-se na Figura 4.39 que os menores valores de rigidez equivalente da estrutura encontram-se na periferia do terreno (RA), a qual possui pilares que morrem na segunda laje, com valores de K_e próximo à 40 MN/m. Os valores de K_e aumentam em direção ao centro do terreno, podendo ser delimitada a região de periferia do pavimento tipo (RB), com valores de K_e entre 80 MN/m e 120 MN/m, e a região de maiores valores de rigidez equivalente da estrutura estão na região do poço do elevador e das escadas (RC), com valores de K_e acima de 160 MN/m.

A Figura 4.40 apresenta as curvas de média dos valores de K_e , ao longo da construção, para três regiões definidas anteriormente.

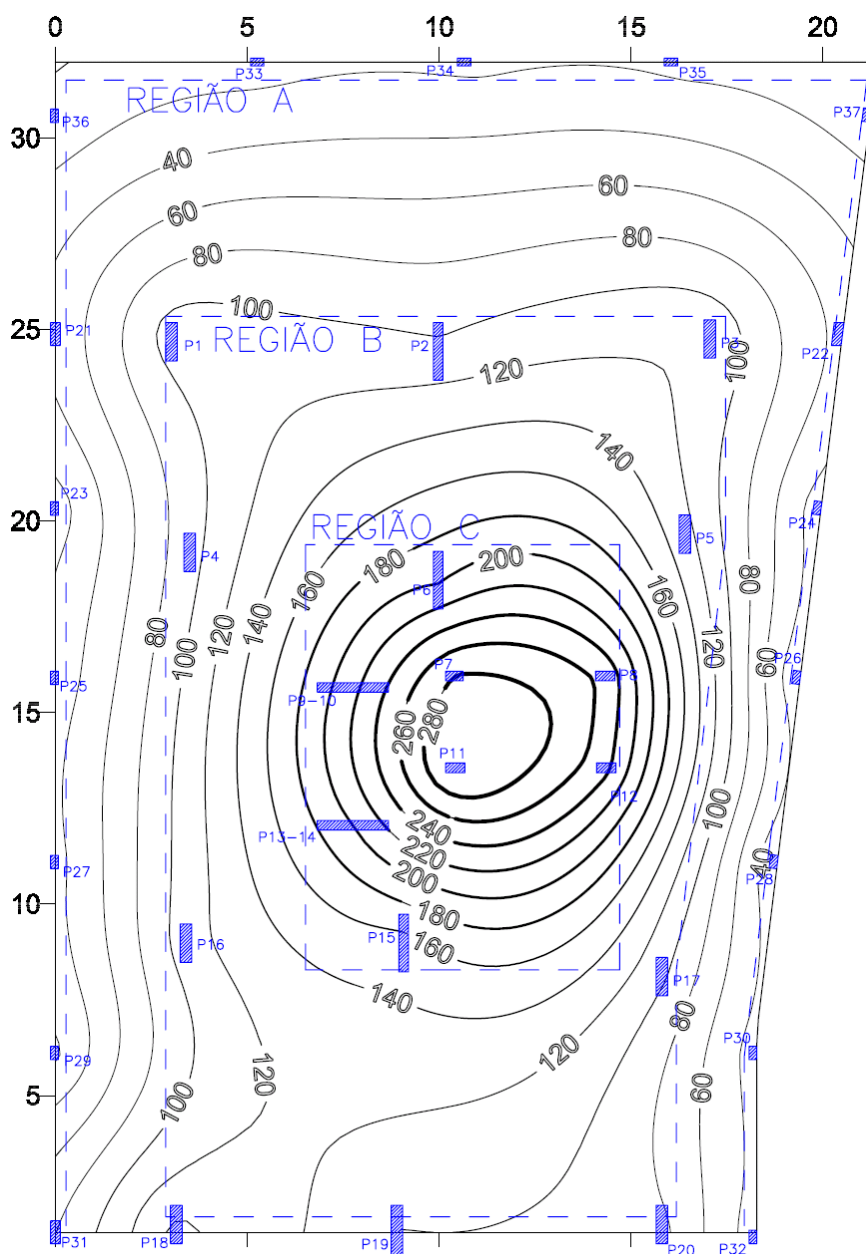


Figura 4.39 – Curvas de iso-coeficiente de rigidez equivalente (K_e) na etapa L12 (MN/m).

Verifica-se que as regiões RB e RC apresentam acréscimo nos valores de K_e ao longo de toda a construção, estabilizando nas etapas finais. A região RA apresenta estabilização dos valores de K_e logo após a execução da terceira laje, etapa em que morrem os pilares desta região. Desta forma constata-se que a restrição da estrutura aos recalques está diretamente ligada ao número de pavimentos do edifício.

A variação ocorrida entre os valores de K_e nas regiões RB e RC se justifica pela presença das escadas, as quais conferem maior rigidez por atuar como um

elemento diagonal, travando os deslocamentos entre os pavimentos e, também, pela maior quantidade de vigas nesta região.

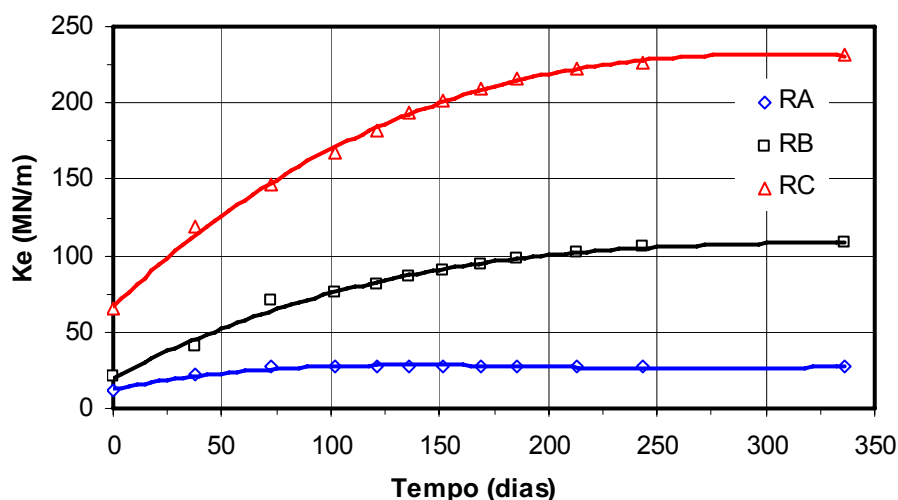


Figura 4.40 – Variação do coeficiente de rigidez equivalente (K_e) para as regiões RA, RB e RC, ao longo da construção.

Na Figura 4.41 são apresentadas as curvas de evolução de K_e ao longo da construção em valor proporcional ao valor máximo calculado para cada região.

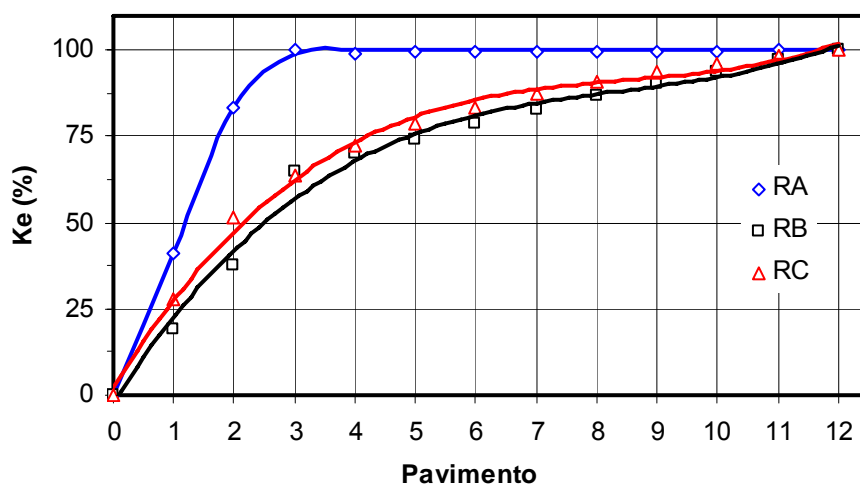


Figura 4.41 – Evolução proporcional do coeficiente de rigidez equivalente (K_e) da estrutura, para as regiões RA, RB e RC, ao longo da construção.

Verifica-se que após a execução da terceira laje as três regiões da estrutura apresentam valores de rigidez superiores à 50% do valor final encontrado. Analisando a Figura 4.25, se verifica que após a execução da quarta laje as variações da redistribuição de cargas diminuem. Desta forma confirma-se que os maiores efeitos da interação solo-estrutura ocorrem nas primeiras etapas da

construção, conforme verificado nos trabalhos apresentados por GUSMÃO e CALADO JR. (2002), GONÇALVES (2005), BARROS (2005), DANZIGER *et al.* (2005), GUSMÃO (2006), entre outros.

A influência da rigidez da estrutura nos recalques pode ser verificada quando analisadas em conjunto as figuras 4.5 e 4.39. Observa-se que os pilares localizados em regiões de K_e de mesma magnitude apresentam pequenas variações nos recalques, devido à variação da cargas destes pilares.

Constata-se através do cálculo do coeficiente de variação dos recalques (Figura 4.42) para a última etapa monitorada que as regiões com maiores valores de K_e apresentam as menores variações nos recalques, evidenciando que a rigidez da estrutura promove a uniformização dos recalques, conforme verificado nos trabalhos de GUSMÃO (1994), DANZIGER *et al.* (2005), e GUSMÃO (2006), entre outros.

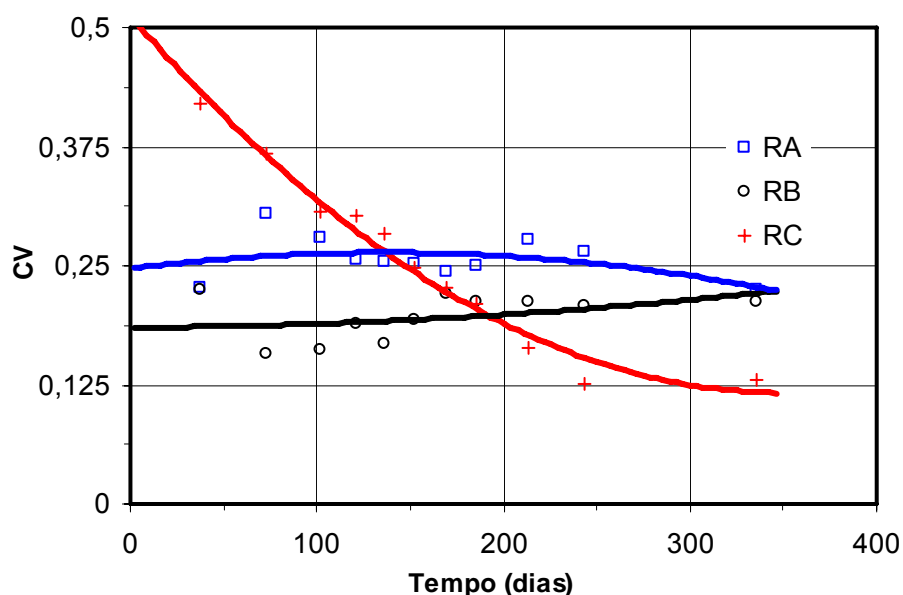


Figura 4.42 – Evolução do coeficiente de variação dos recalques nas regiões RA, RB e RC, ao longo da construção.

Verifica-se na última etapa analisada coeficientes de variação de 22,5%, 21,2% e 11,6% nos recalques dos pilares das regiões RA, RB e RC, respectivamente. Estes resultados estão de acordo com MADUREIRA e BEZERRA (2000) em um estudo numérico, analisando a influência da interação solo-estrutura na distribuição das cargas em pilares variando o número de pavimentos do edifício.

Analisando as distorções angulares, que são as principais causas de danos na edificação, comparando as figuras 4.18 e 4.39, constata-se que as maiores distorções angulares ocorrem entre as regiões de menor rigidez, principalmente na transição entre as regiões RA e RB. Verifica-se neste caso, além da variação da

rigidez entre estas regiões, a diferença de carga dos pilares e do tipo de fundações adotadas. Verifica-se que a variação de rigidez entre as regiões RB e RC não são constatadas grandes rotações, possivelmente pela utilização do mesmo tipo de elementos de fundação e da menor variação das cargas atuantes.

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados apresentados neste capítulo, observa-se que o equipamento empregado na monitoração dos recalques do edifício em estudo apresentou resultados satisfatórios. Tornou-se possível a partir dos dados obtidos na monitoração avaliar o comportamento das fundações desde o início da construção até as etapas de acabamento, determinando os recalques diferenciais, as distorções angulares e as velocidades dos recalques.

A simulação numérica do edifício através de modelos referentes à execução de cada laje, considerando as hipóteses de apoios indeslocáveis e com os recalques aplicados em cada modelo, possibilitou avaliar os efeitos da interação solo-estrutura. Os pequenos recalques ocorridos nas edificações, muitas vezes desconsiderados, provocam perturbações na estrutura, acarretando a redistribuição de cargas entre os pilares e como consequência a uniformização dos recalques. Observa-se que a rigidez do conjunto solo-fundação, bem como a rigidez à flexão da estrutura estão diretamente relacionadas com a magnitude dos efeitos dos recalques, contudo, a pequena existência de estudos nesta área impede uma análise mais criteriosa do assunto.

Observando os efeitos da interação solo-estrutura conclui-se que é de extrema importância a consideração dos recalques na análise da estrutura, bem como a elaboração de projetos analisando os efeitos do processo construtivo.

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo investigar a influência da estrutura no comportamento dos deslocamentos das fundações e na redistribuição das cargas entre os pilares através da monitoração de recalques e da simulação numérica computacional.

O equipamento empregado na monitoração foi eficaz na monitoração de recalques da edificação. Ressalta-se que foram realizadas leituras semanais, em variadas etapas do processo construtivo, sem que ocorresse paralisação nos serviços de construção. Com o equipamento desenvolvido, foi possível a medição das cotas em cada pilar de forma rápida, sendo que a possibilidade de interpretação das fotografias digitais em laboratório apresentou grande eficiência.

Os recalques diferenciais e as distorções angulares medidas estão entre os valores considerados aceitáveis pela literatura, ressaltando-se que não foram encontradas fissuras na edificação ocasionadas pelos deslocamentos das fundações.

Os resultados deste trabalho comprovam a importância da consideração conjunta da estrutura e das fundações na análise estrutural de edifícios. A simulação numérica constatou a redistribuição das cargas entre os pilares devido aos recalques, evidenciando a transferência de cargas dos pilares apoiados sobre fundações que apresentam maiores recalques para os de menores recalques.

A avaliação do coeficiente de mola do conjunto solo-fundação demonstrou pequenas variações ao longo da construção. Observaram-se variações deste coeficiente ao longo da superfície do terreno, evidenciando que o coeficiente de mola está relacionado à rigidez da estrutura e ao tipo de fundação adotada.

A análise da suscetibilidade da estrutura aos recalques apresentou resultados que justificam a maior influência dos recalques nas primeiras etapas da obra, sendo que quanto menor a rigidez da estrutura maior a variação das cargas entre os pilares.

5.2 Sugestões

Considerando a importância da formação de um banco de dados sobre o comportamento estrutural de edificações frente aos deslocamentos das fundações, sugere-se o procedimento de monitorações e análises semelhantes em outras edificações.

Menciona-se a necessidade de pesquisas em que sejam possíveis as comparações entre a análise estrutural realizada na fase de projeto e os resultados obtidos no trabalho experimental, quantificando os efeitos dos recalques no dimensionamento dos elementos estruturais. Para isto devem ser estudados edifícios cuja monitoração seja realizada desde o início da construção até a ocupação permitindo avaliar também os efeitos das cargas acidentais de utilização.

Ressalta-se a importância de que seja feita a monitoração das cargas dos pilares consorciada com a evolução dos recalques, visando avaliar os resultados obtidos no modelo numérico, possibilitando o estudo das deformações nos pilares e conseqüente obtenção de dados mais precisos sobre a redistribuição das cargas entre os pilares.

A continuidade do aperfeiçoamento do equipamento de monitoração, baseado no nível Terzaghi com leituras de cotas através de fotografias digitais, trará somente benefícios, principalmente no aumento da sua precisão e otimização do processo de instalação, tornando-se cada vez mais uma opção viável para monitoração de obras durante a construção.

Como sugestão final, cita-se a necessidade de continuação dos estudos sobre a interação solo-estrutura através da monitoração de recalques em edifícios, com diferentes configurações estruturais, sendo, a partir dos resultados experimentais, possível a validação de modelos numéricos de análise estrutural. Desta forma tornar-se-á possível o desenvolvimento de metodologias de análise e programas computacionais que considerem mecanismo da interação solo-estrutura no dimensionamento de estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Designação da norma: NBR 6118, Rio de Janeiro, 221p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Designação da norma: NBR 6120, Rio de Janeiro, 5p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). Projeto e execução de fundações. Designação da norma: NBR 6122, 33p.
- ALMEIDA, V. S. (2003) Análise da interação solo não-homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 192p.
- ALONSO, U. R. (1991). Previsão e controle de fundações, Editora Edgard Blucher Ltda. São Paulo, 142p.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. (2004). Notas de aula da disciplina SGS-404 Fundações, EESC-USP – Departamento de Geotecnia, EESC, USP, São Carlos; *apud MOTA et al.* (2007).
- BARROS, R. A. (2005). Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques. Dissertação (Mestrado) – Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense - UENF, 118p.
- CAMPOS, A. D. (2002). Influência da protensão na carga dos pilares. TQS News, Ano 6, nº 16, fevereiro 2002, TQS Informática Ltda, São Paulo, pp. 18-20.
- CHAMECKI, S. (1954) Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, v. 1, pp. 35-80; *apud GONÇALVES* (2004).
- COLARES, G. M. (2006) Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 83p.
- CRESPO, V. A. S. (2004) Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo. Campos dos Goytacazes. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Norte Fluminense - UENF, 92p.

- 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. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, p. 191-202.
- DANZIGER, B. R., CARVALHO, E. M. L., COSTA, R. V., DANZIGER, F. A. B. (2005) Estudo de caso de obra com análise da interação solo estrutura. In. Engenharia Civil UM, número 23, p.43-54.
- DANZIGER, B. R., CARVALHO, E. M. L., COSTA, R. V., DANZIGER, F. A. B. (2006) Análise da interação solo estrutura de uma edificação com fundações diretas em areia. In. XIII COBRAMSEG, Curitiba, PR, Anais, V.3. pp 943-948.
- FONTE, A. O. C., PONTES FILHO, I., JUCÁ, J. T. F. (1994) Interação solo-estrutura em edifícios altos. In. X COBRAMSEG, Foz dos Iguaçu, PR, Anais, v.1, p.239-46.
- GONÇALVES, J. C. (2004) Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 126p.
- GOSHY, B. (1978) Soil-foundation-structure interaction. Journal of the Structural Division, ASCE, vol.104, n. ST5, pp. 749-761; *apud* GUSMÃO (2006).
- GUSMÃO, A. D. (1994) Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.17 (1), p.47-55.
- GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J. A. (1994) Construction sequence effect on settlements of buildings. In. XI ICSMFE, New Delhi, v.3, p.1803-1806; *apud* GUSMÃO (2006).
- GUSMÃO, A. D., CALADO JR., I. H. (2002) Estudo dos efeitos da interação solo-estrutura em uma edificação com fundação em terreno melhorado. In. XII COBRAMSEG, São Paulo, SP, ABMS, Anais, v.3, p.1743-1752.
- GUSMÃO, A. D. (2006) Desempenho de fundações de edifícios. In: Palestras XIII COBRAMSEG, Curitiba, pp 215-240.
- I.S.E. - INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (1989). Soil-structure interaction – The real behavior of structures. London, 120p.
- IWAMOTO, R. K. (2000) Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 140p.

- LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. (1991). On the influence of soil - structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. X ECSMFE Deformation of Soil and Displacements of Structures, Vol II. Firenze – Itália. *Apud* COLARES, (2006).
- MADUREIRA, E. L., BEZERRA, J. E. (2000). Influência da interação solo estrutura na distribuição de cargas em pilares. In. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, p. 178-184.
- MENDONÇA, J. C., REIS, J. H. C., AOKI, N. (1998) Considerações sobre a influência recíproca de fundações de prédios vizinhos em regiões de argila mole. In. XI COBRAMSEG, Brasília, DF, Anais, v.3, p.1527-1534.
- MENEGATTI, M. (2004) A protensão como um conjunto de cargas concentradas equivalentes. São Paulo. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 126p.
- MEYERHOF, G. G. (1953) Some Recent Foundation Research and its Application to Design. *Structural Engineer*, Vol. 31, pp. 151-167; *apud* GUSMÃO (1994).
- MOTA, M. M. C., PINHEIRO, L. M., AOKI, N., MOTA, J. E. (2007). Método numérico para análise de edifícios com fundação profunda considerando a interação solo-estrutura. 49º Congresso Brasileiro do Concreto, CD-ROM, Bento Gonçalves, RS.
- PAGE, M.; MURRAY, P. (1996). An analysis structural defects occurring in residential buildings in the East Midlands region. *Structural Survey*, Vol. 14, Number 2, pp. 35-40.
- POULOS, H. G. (1975). Soil – structure interaction . In: X ICSMFE, Estocolmo, ISSMFE. Proceedings. v. IV, p. 307-334; *apud* IWAMOTO (2000).
- REIS, J. H. C. (2000). Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 155p.
- RGTEC ENGENHARIA LTDA (2005). Prova de carga dinâmica em estacas – Condomínio Residencial Classic – Relatório RGT-01-PDA-01. Campos dos Goytacazes – RJ, 115p.
- RIBEIRO, D. B. (2005). Análise da Interação Solo-Estrutura via Acoplamento MEC-MEF. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 121p.

- RUSSO NETO, L., AOKI, N., MENEGOTTO, M. L. (2002) Instrumento para medida de carga em pilares. In. XII COBRAMSEG, São Paulo, SP, ABMS, Anais, v.3, p.1785-1792.
- RUSSO NETO, L. (2005) Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 279p.
- SCHMID, M. T. (1998) Perdas da força de protensão. Publicação Técnica. Rudloff Industrial Ltda. 2ª Edição – Revisão 1. 17p.
- SILVA, F. T., PIMENTEL, R. L., BARBOSA, N. P. (2003). Análise de patologias em estruturas de edificações da cidade de João Pessoa. 45º Congresso Brasileiro do Concreto.
- SILVA, M. K., CARVALHO, E. M., DANZIGER, B. R. (2006) Interação solo x estrutura. Um caso de obra envolvendo medição das deformações de pilares. In. XIII COBRAMSEG, Curitiba, PR, Anais, v.3, p.833-838.
- SORIANO, H. L. (2003). Método de elementos finitos em análise de estruturas. São Paulo. Editora da Universidade de São Paulo.
- SORIANO, H. L., LIMA, S. S. (2004) Análise de Estruturas, volume 1. Editora Ciência Moderna, Rio de Janeiro, 310p.
- TEIXEIRA, L. M. (2000) Ocorrência de solos moles na região metropolitana de Campos dos Goytacazes: um enfoque probabilístico. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes, RJ. 59p.
- USACE – United States Army Corps of Engineers (1987). Engineering and Design – Instrumentation for Concrete Structures. Washington, DC – 20314-1000, Department of the Army; *apud* BARROS (2005).
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2004). Fundações, volume 1. Nova Edição. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 226p.

ANEXO A – PROJETOS ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL

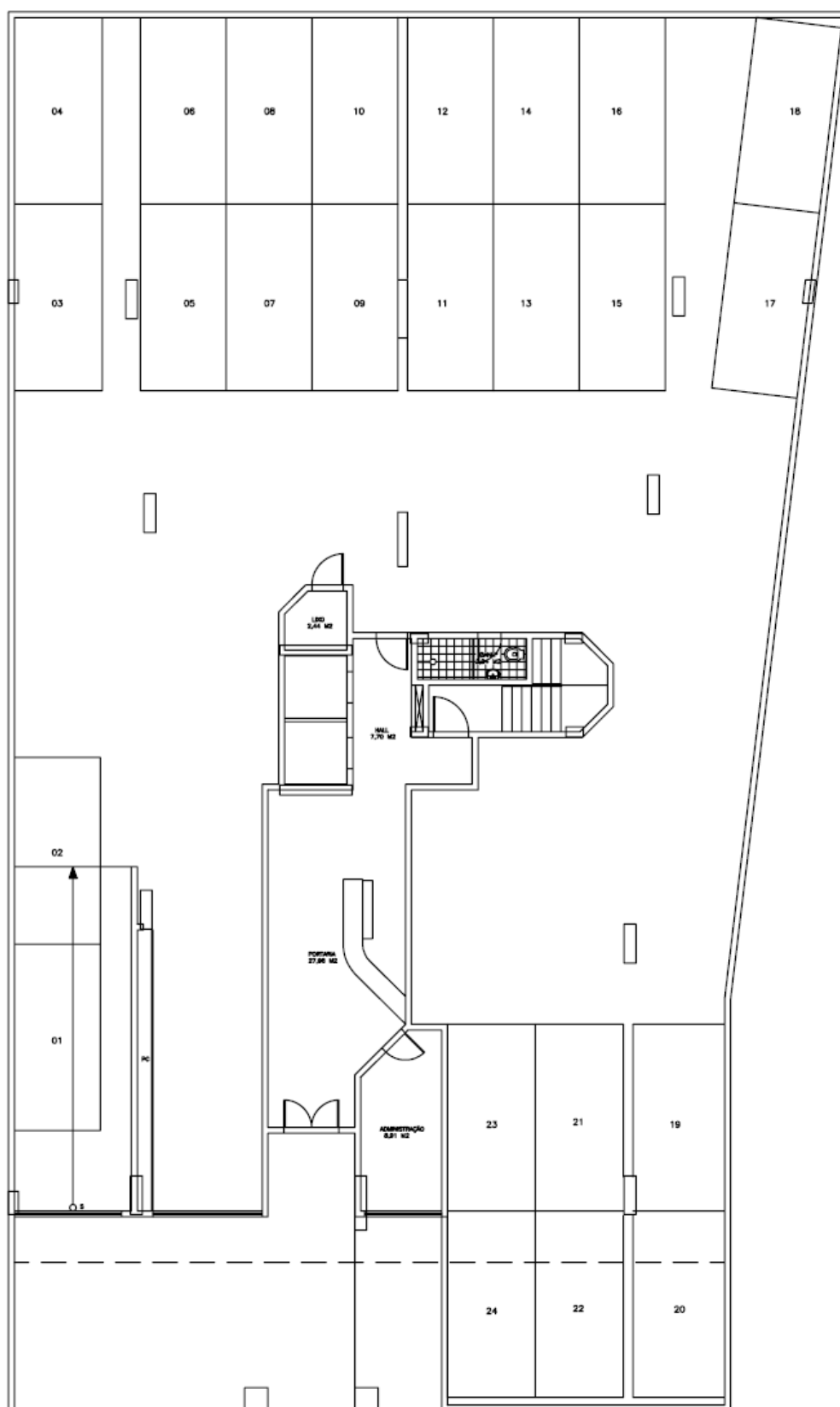


Figura A.1 – Croqui do pavimento térreo

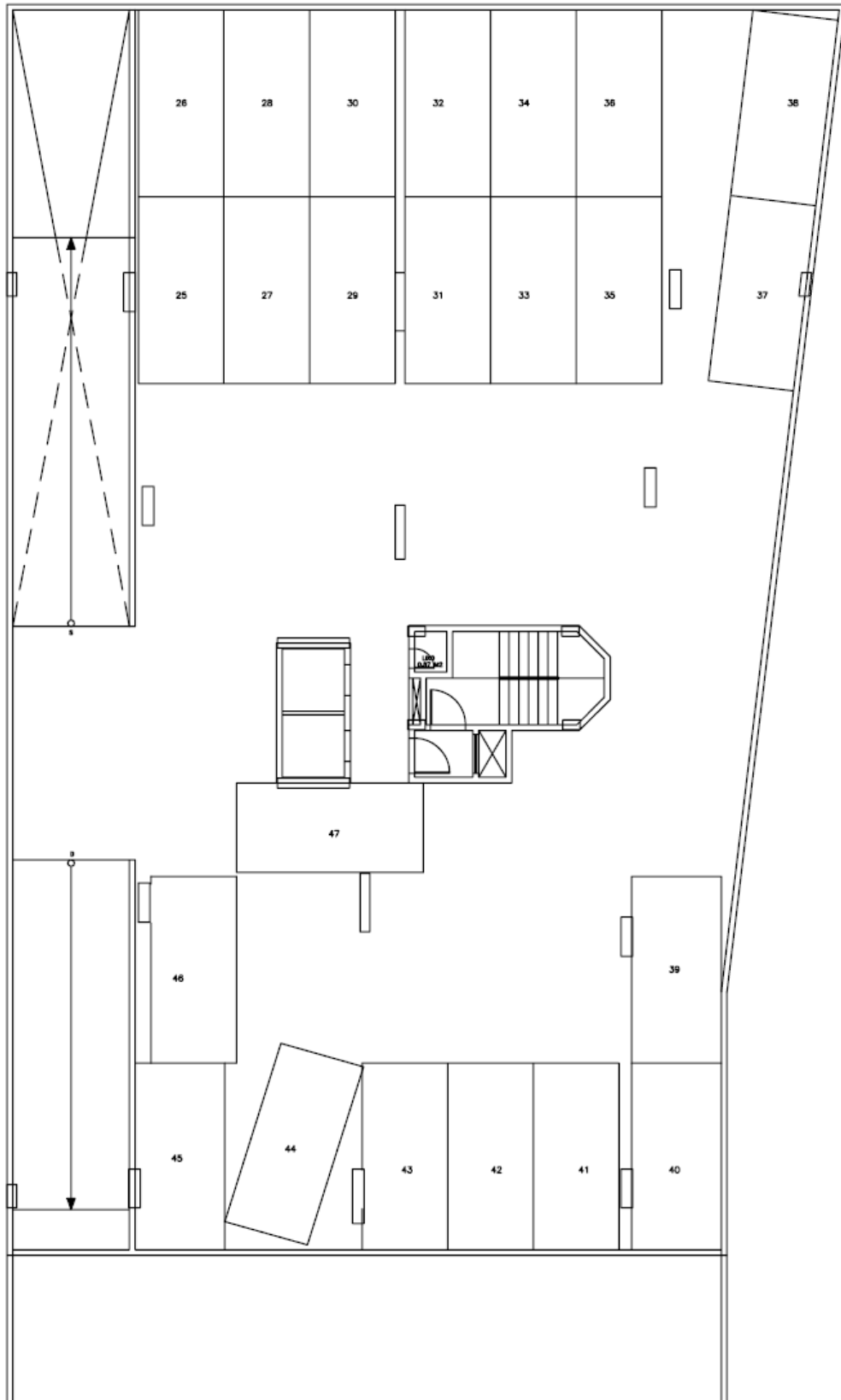


Figura A.2 – Croqui do 1º pavimento de garagens

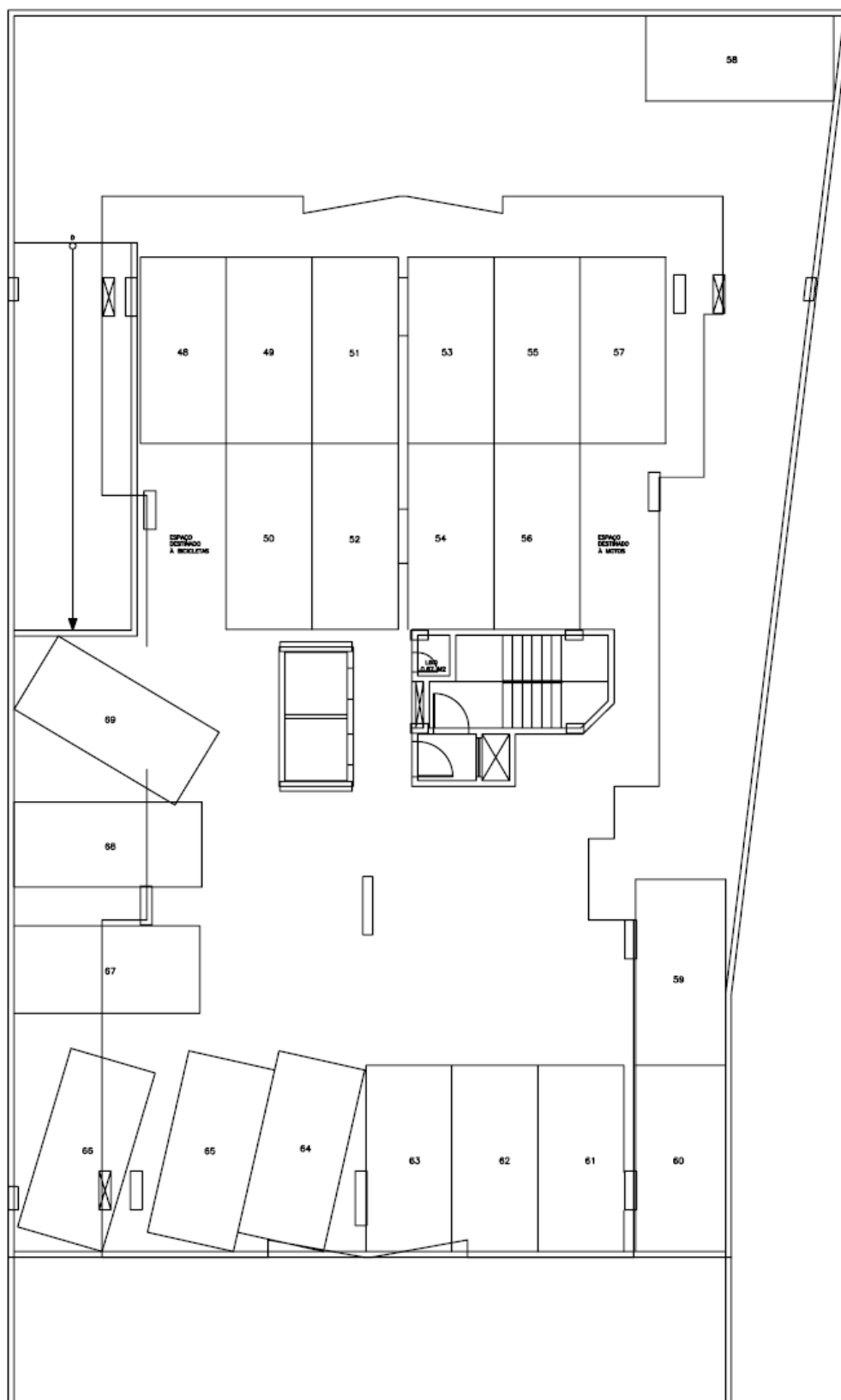


Figura A.3 – Croqui do 2º pavimento de garagens

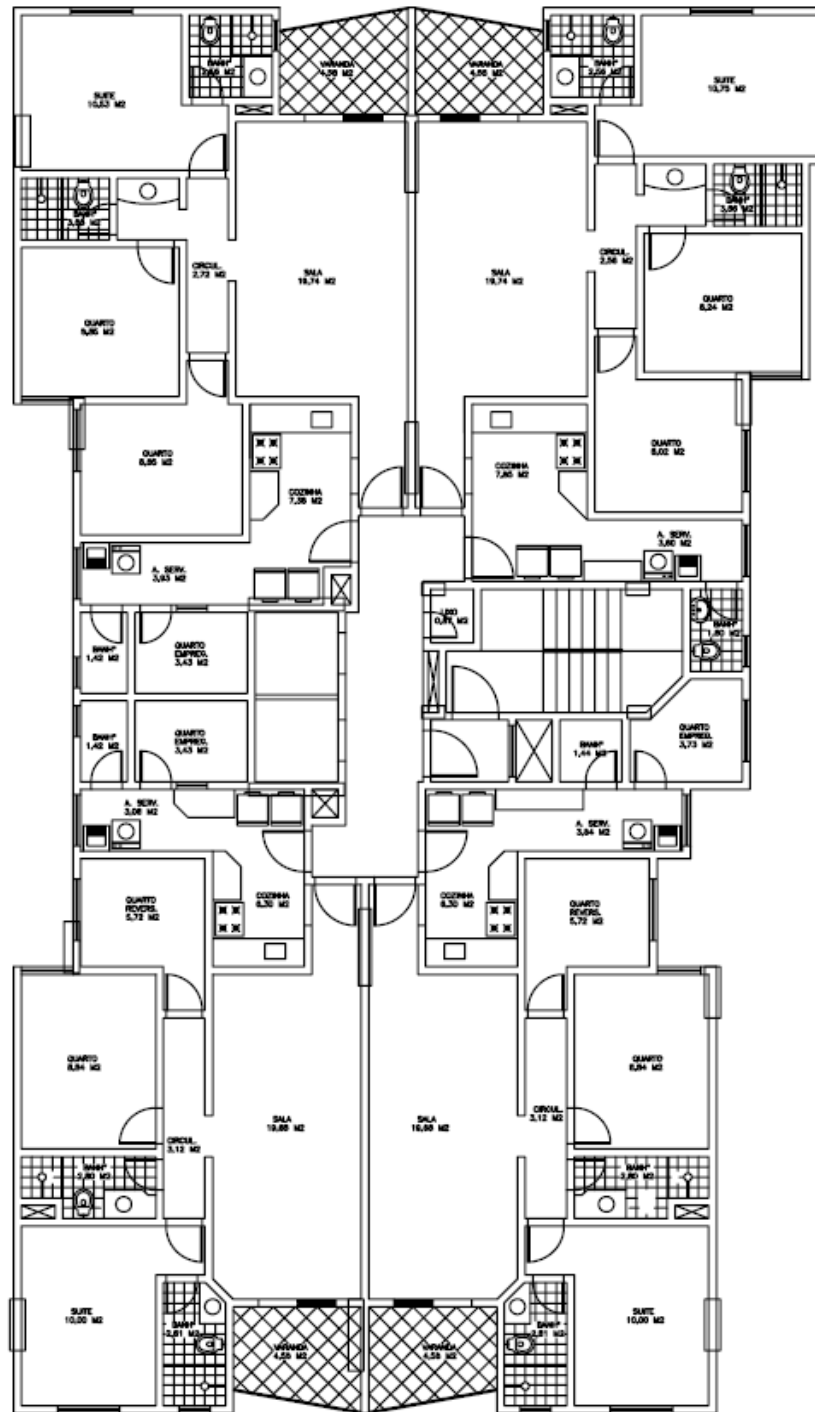


Figura A.4 – Croqui do pavimento tipo

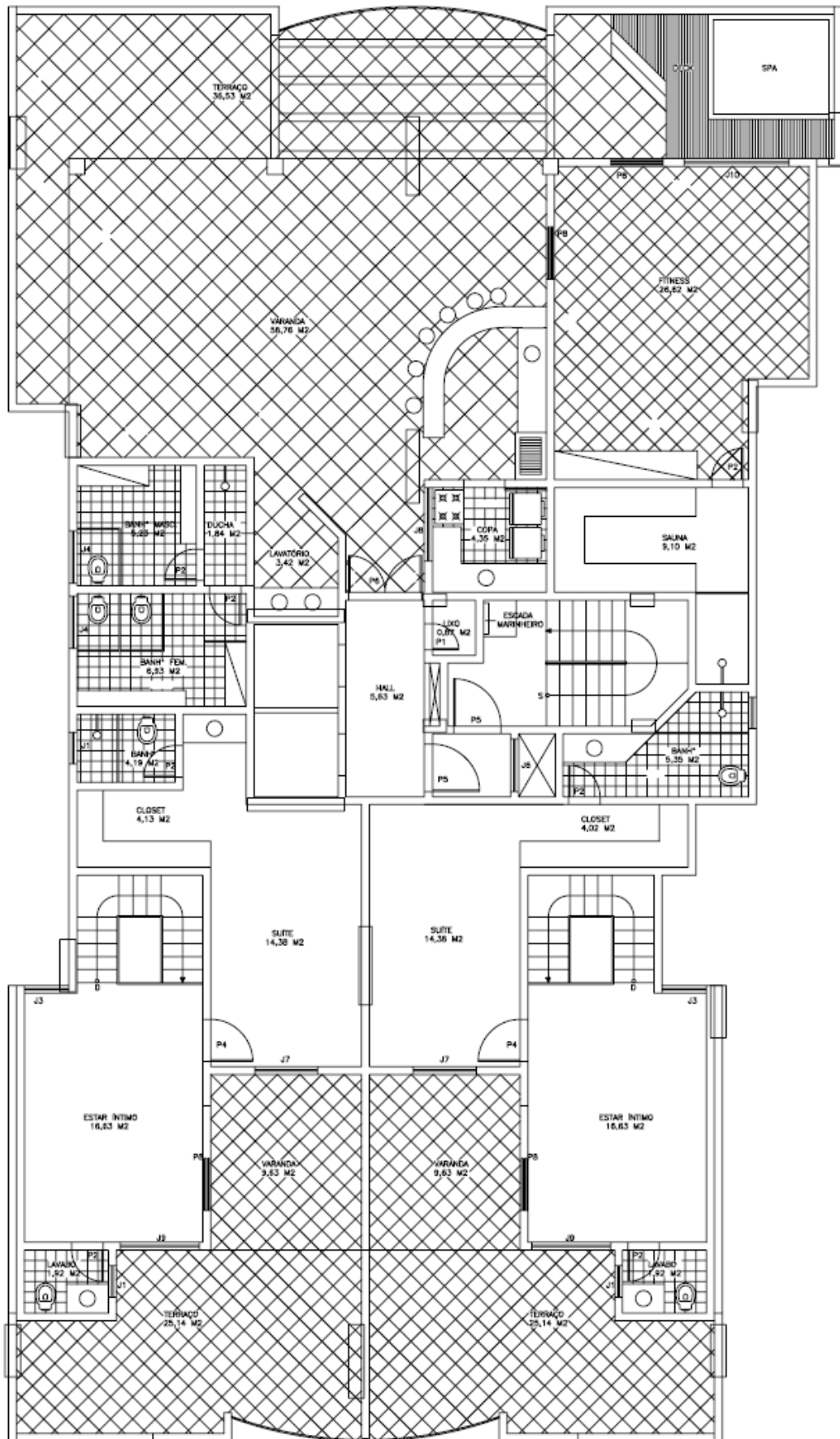


Figura A.5 – Croqui do pavimento de cobertura

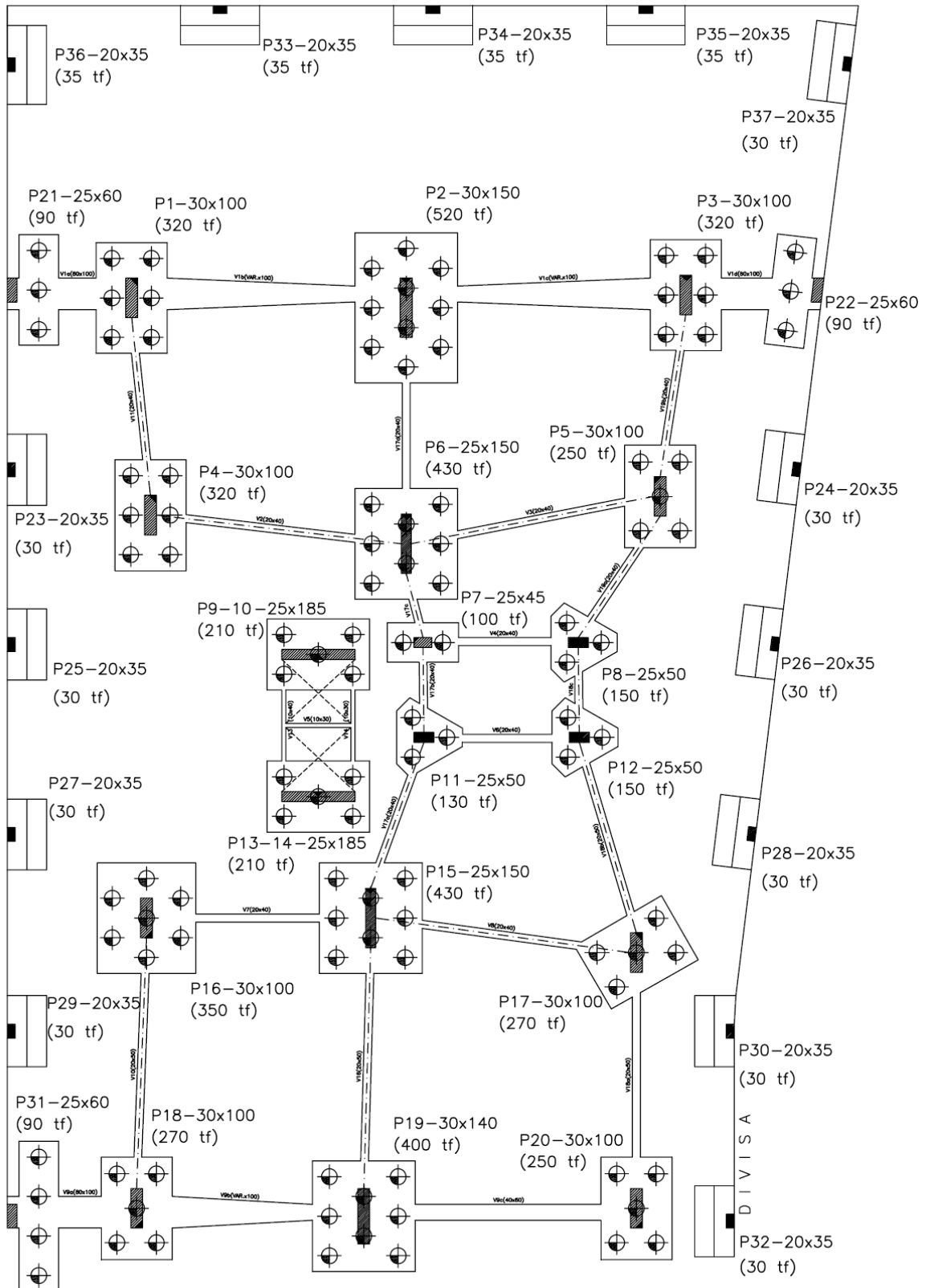


Figura A.6 – Croqui das fundações

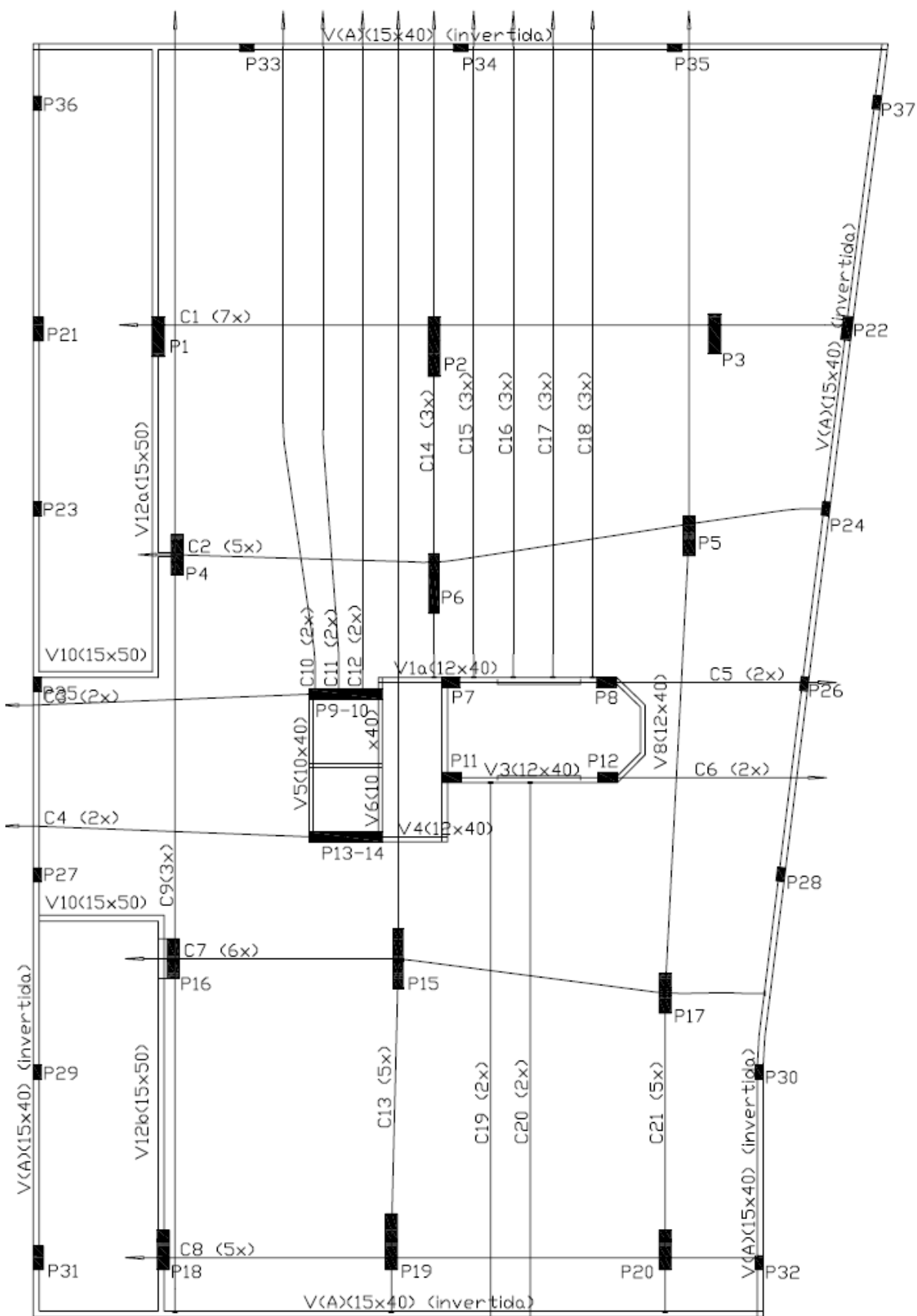


Figura A.7 – Forma dos cabos de protensão da laje 1

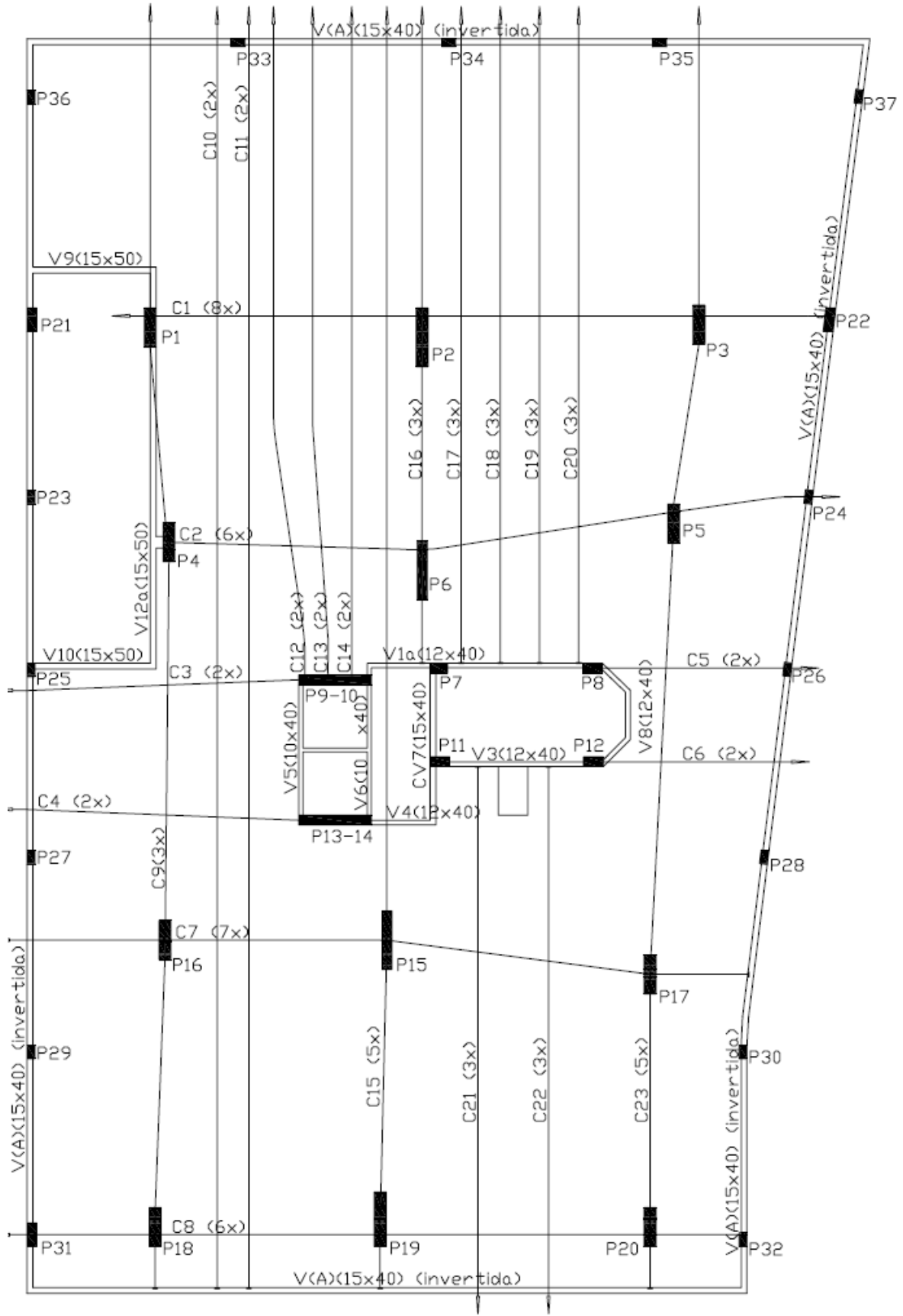


Figura A.8 – Forma dos cabos de protensão da laje 2

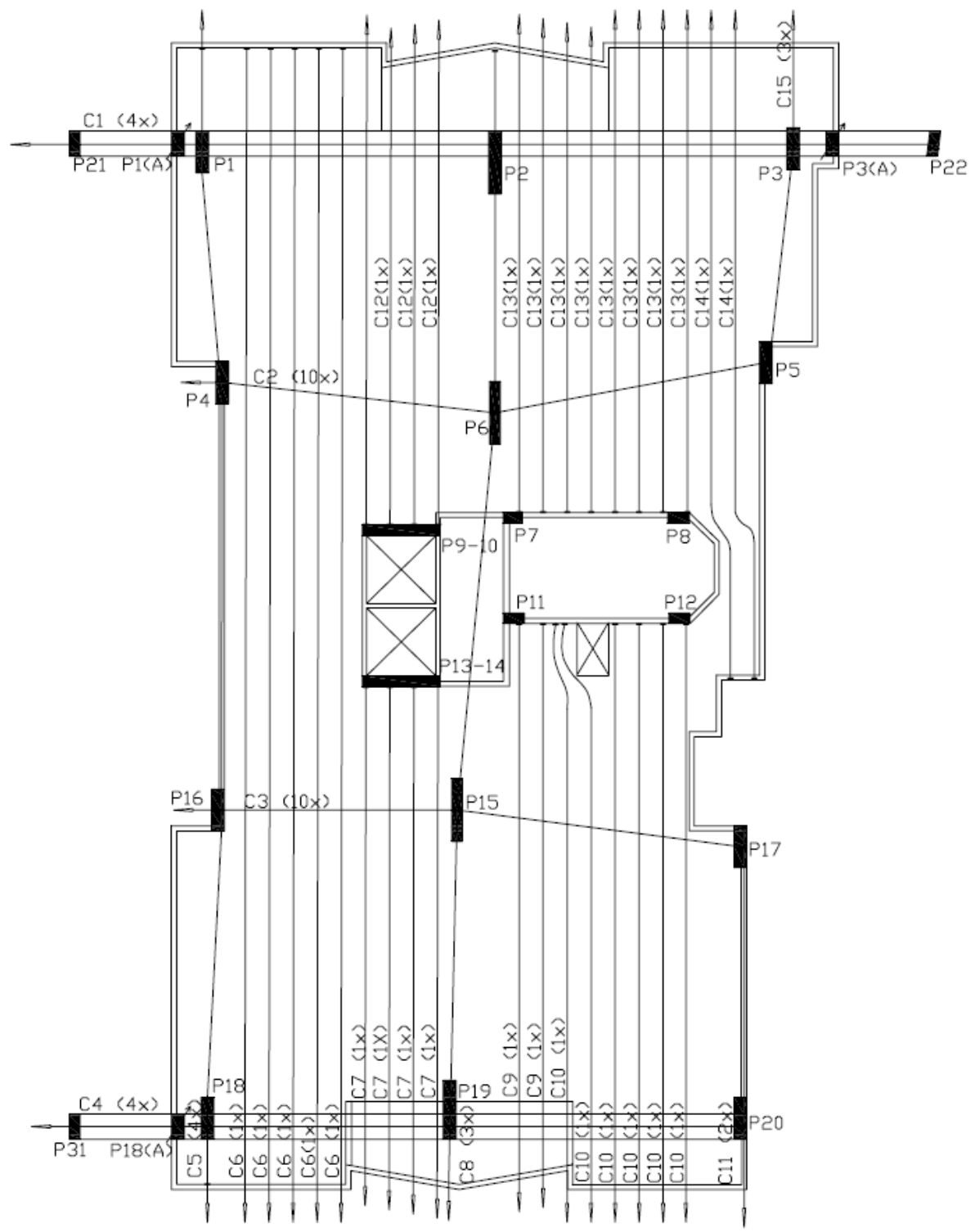


Figura A.9 – Forma dos cabos de protensão da laje 3

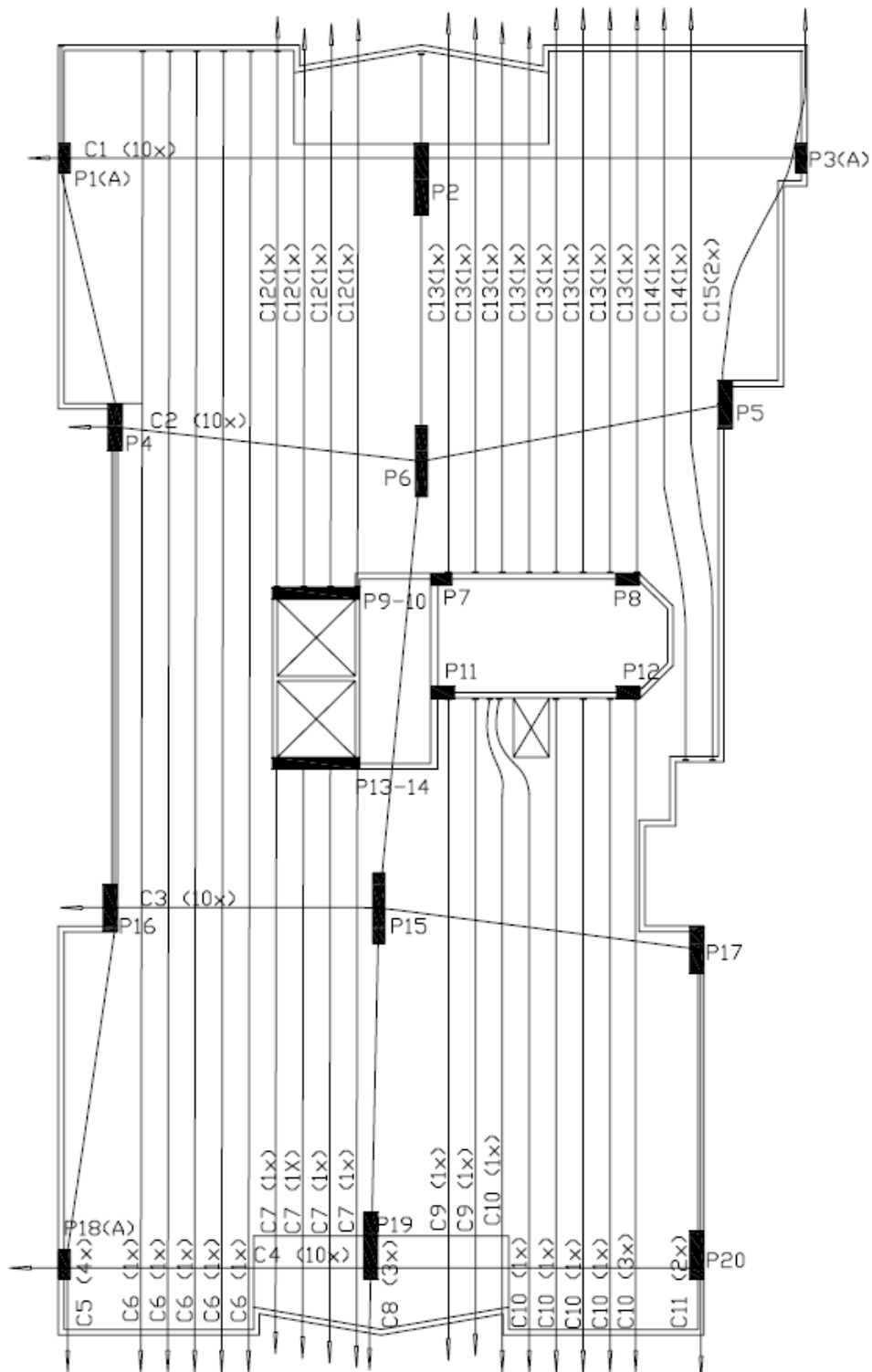


Figura A.10 – Forma dos cabos de protensão da laje dos pavimentos tipo

**ANEXO B – TABELAS DAS DIMENSÕES DOS ELEMENTOS
DA ESTRUTURA E FORÇAS DE PROTENSÃO (CCCE)**

Tabela B.1 – Dimensões dos pilares, vigas e espessura das lajes

Pilares		
Dimensão x(cm)	Dimensão y(cm)	Pilar
20	35	P23 - P24 - P25 - P26 - P27 - P28 - P29 - P30 - P32 - P36 - P37
25	60	P21 - P22 - P31
25	150	P6 - P15
30	100	P1 - P3 - P4 - P5 - P16 - P17 - P18 - P20
30	140	P19
30	150	P2
35	20	P33 - P34 - P35
45	25	P7
50	25	P8 - P11 - P12
185	25	P9 - P13

Lajes	
Espessura (cm)	Laje
25	L1 - L2 - Lajes das garagens
18	LT - Lajes dos pavimentos tipo

Vigas		
bw (cm)	h (cm)	Viga
12	40	Vigas de borda das lajes
12	80	Vigas de borda entre o P4 e o P16
60	80	Vigas de transição

Tabela B.2 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 1.

CABO 1											
Número de cabos		7									
Força total nos cabos:		1.374.156 (N)									
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.287.809,88		0,00	0,00	0,00	1.290.824,54	0,00	-24.587,13	0,00	0,00	0,00
2	1.294.307,48	1.291.058,68	0,00	0,00	-0,06	6.018,33	0,00	65.540,07	0,00	-361,10	0,00
3	1.300.671,18	1.297.489,33	0,00	0,00	0,06	22.652,52	0,00	-80.537,79	0,00	1.359,15	0,00
4	1.339.506,88	1.320.089,03	0,00	0,00	-0,06	14.274,13	0,00	91.634,40	0,00	-856,45	0,00
5	1.330.062,59	1.334.784,73	0,00	0,00	0,06	-11.240,15	0,00	-147.081,59	0,00	-674,41	0,00
6	1.321.816,02	1.325.939,30	0,00	0,00	-0,06	-3.301,21	0,00	142.429,47	0,00	198,07	0,00
7	1.318.342,66	1.320.079,34	0,00	0,00	0,00	-1.319.228,16	0,00	-47.397,42	0,00	0,00	0,00

CABO 2											
Número de cabos		5									
Força total nos cabos:		981.540 (N)									
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	919.864,20		0,00	0,00	0,00	922.017,53	0,00	-17.562,24	0,00	0,00	0,00
2	924.505,35	922.184,77	0,00	0,00	-0,06	4.298,81	0,00	46.814,33	0,00	-257,93	0,00
3	929.050,84	926.778,10	0,00	0,00	0,06	4.790,76	0,00	-57.185,31	0,00	287,45	0,00
4	934.001,15	931.526,00	0,00	0,00	-0,06	5.374,19	0,00	64.478,82	0,00	-322,45	0,00
5	940.387,05	937.194,10	0,00	0,00	0,06	3.366,14	0,00	-104.079,56	0,00	201,97	0,00
6	944.154,30	942.270,67	0,00	0,00	-0,06	2.458,40	0,00	101.389,25	0,00	-147,50	0,00
7	941.673,33	942.913,81	0,00	0,00	0,00	-942.305,83	0,00	-33.855,30	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.2 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 1 (continuação)

CABO 3 e 4											
Número de cabos		2									
Força total nos cabos:		392.616	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	368.014,86		0,00	0,00	0,00	368.752,89	0,00	-5.709,72	0,00	0,00	0,00
2	369.579,31	368.797,09	0,00	0,00	-0,06	1.278,28	0,00	11.439,24	0,00	-76,70	0,00
3	370.571,73	370.075,52	0,00	0,00	0,00	-370.031,17	0,00	-5.729,51	0,00	0,00	0,00
CABO 5 e 6											
Número de cabos		2									
Força total nos cabos:		392.616	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	367.849,58		0,00	0,00	0,00	-368.633,25	0,00	-8.847,20	0,00	0,00	0,00
2	369.629,21	368.739,40	0,00	0,00	-0,06	-1.337,34	0,00	17.726,49	0,00	80,24	0,00
3	370.525,03	370.077,12	0,00	0,00	0,00	369.970,59	0,00	-8.879,29	0,00	0,00	0,00
CABO 7											
Número de cabos		6									
Força total nos cabos:		1.177.848	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	1.103.861,15		0,00	0,00	0,00	1.106.802,88	0,00	-20.623,66	0,00	0,00	0,00
2	1.110.128,87	1.106.995,01	0,00	0,00	-0,06	5.178,05	0,00	70.045,03	0,00	-310,68	0,00
3	1.116.028,41	1.113.078,64	0,00	0,00	0,06	6.186,10	0,00	-90.081,99	0,00	371,17	0,00
4	1.121.783,72	1.118.906,07	0,00	0,00	-0,06	6.620,08	0,00	81.561,97	0,00	-397,20	0,00
5	1.129.277,32	1.125.530,52	0,00	0,00	0,06	3.771,78	0,00	-119.032,35	0,00	226,31	0,00
6	1.133.243,06	1.131.260,19	0,00	0,00	-0,03	3.361,65	0,00	104.252,24	0,00	-100,85	0,00
7	1.131.200,74	1.132.221,90	0,00	0,00	0,00	-1.131.920,54	0,00	-26.121,24	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.2 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 1 (continuação).

CABO 8											
Número de cabos		5									
Força total nos cabos:		981.540	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	919.884,29		0,00	0,00	0,00	922.335,74	0,00	-17.186,38	0,00	0,00	0,00
2	925.107,39	922.495,84	0,00	0,00	-0,06	4.315,04	0,00	58.370,86	0,00	-258,90	0,00
3	930.023,68	927.565,54	0,00	0,00	0,06	5.155,08	0,00	-75.068,33	0,00	309,30	0,00
4	934.819,77	932.421,72	0,00	0,00	-0,06	5.516,73	0,00	67.968,31	0,00	-331,00	0,00
5	941.064,44	937.942,10	0,00	0,00	0,06	3.143,15	0,00	-99.193,62	0,00	188,59	0,00
6	944.369,22	942.716,83	0,00	0,00	-0,03	2.801,38	0,00	86.876,87	0,00	-84,04	0,00
7	942.667,28	943.518,25	0,00	0,00	0,00	-943.267,12	0,00	-21.767,70	0,00	0,00	0,00
CABO 10 11 12											
Número de cabos		2									
Força total nos cabos:		392.616	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	368.004,84		0,00	0,00	0,00	-368.888,99	0,00	-5.902,22	0,00	0,00	0,00
2	369.867,57	368.936,20	0,00	0,00	-0,06	-1.788,30	0,00	17.763,90	0,00	107,30	0,00
3	371.866,48	370.867,03	0,00	0,00	0,06	-1.708,89	0,00	-26.757,12	0,00	-102,53	0,00
4	373.501,45	372.683,97	0,00	0,00	-0,06	-1.493,10	0,00	22.373,03	0,00	89,59	0,00
5	374.406,65	373.954,05	0,00	0,00	0,00	-823,64	0,00	-7.477,59	0,00	0,00	0,00
6	374.999,19	374.702,92	0,00	0,00	0,00	374.702,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.2 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 1 (continuação).

CABO 14 A 18											
Número de cabos		3									
Força total nos cabos:		588.924	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	552.008,50		0,00	0,00	0,00	-553.335,31	0,00	-8.829,82	0,00	0,00	0,00
2	554.803,01	553.405,75	0,00	0,00	-0,06	-2.682,28	0,00	26.622,38	0,00	160,94	0,00
3	557.801,38	556.302,20	0,00	0,00	0,06	-2.563,33	0,00	-40.135,80	0,00	-153,80	0,00
4	560.253,83	559.027,61	0,00	0,00	-0,06	-2.239,66	0,00	33.559,65	0,00	134,38	0,00
5	561.611,63	560.932,73	0,00	0,00	0,00	-1.235,46	0,00	-11.216,41	0,00	0,00	0,00
6	562.500,45	562.056,04	0,00	0,00	0,00	562.056,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CABO 19 20											
Número de cabos		2									
Força total nos cabos:		392.616	(N)								
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	368.315,64		0,00	0,00	0,00	368.639,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	368.962,93	368.639,29	0,00	0,00	0,00	1.065,36	0,00	-6.721,90	0,00	0,00	0,00
3	370.568,57	369.765,75	0,00	0,00	-0,06	1.648,06	0,00	20.225,64	0,00	-98,88	0,00
4	372.627,72	371.598,15	0,00	0,00	0,06	1.765,17	0,00	-29.726,25	0,00	105,91	0,00
5	374.313,02	373.470,37	0,00	0,00	-0,06	1.553,01	0,00	24.367,54	0,00	-93,18	0,00
6	375.205,80	374.759,41	0,00	0,00	0,00	-374.670,88	0,00	-8.145,02	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.2 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 1 (continuação).

CABO 9											
Número de cabos		3									
Força total nos cabos:		588.924 (N)									
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	551.983,77		0,00	0,00	0,00	-553.322,18	0,00	-9.299,53	0,00	0,00	0,00
2	554.816,87	553.400,32	0,00	0,00	-0,06	-2.728,84	0,00	27.990,32	0,00	163,73	0,00
3	557.913,24	556.365,06	0,00	0,00	0,06	-2.891,32	0,00	-43.170,02	0,00	-173,48	0,00
4	561.043,00	559.478,12	0,00	0,00	-0,06	-2.846,62	0,00	49.083,12	0,00	170,80	0,00
5	563.611,95	562.327,48	0,00	0,00	0,06	-2.986,02	0,00	-37.971,35	0,00	-179,16	0,00
6	566.254,36	564.933,15	0,00	0,00	-0,06	-655,87	0,00	26.750,43	0,00	39,35	0,00
7	564.924,05	565.589,20	0,00	0,00	0,06	2.020,68	0,00	-31.906,05	0,00	121,24	0,00
8	562.505,11	563.714,58	0,00	0,00	-0,06	1.724,46	0,00	27.756,26	0,00	-103,47	0,00
9	561.018,08	561.761,59	0,00	0,00	0,00	903,16	0,00	-9.233,19	0,00	0,00	0,00
10	560.547,02	560.782,55	0,00	0,00	0,00	560.782,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CABO 13 21											
Número de cabos		5									
Força total nos cabos:		981.540 (N)									
Nó	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	919.972,94		0,00	0,00	0,00	-922.203,63	0,00	-15.499,22	0,00	0,00	0,00
2	924.694,79	922.333,87	0,00	0,00	-0,06	-4.548,06	0,00	46.650,54	0,00	272,88	0,00
3	929.855,41	927.275,10	0,00	0,00	0,06	-4.818,87	0,00	-71.950,03	0,00	-289,13	0,00
4	935.071,67	932.463,54	0,00	0,00	-0,06	-4.744,37	0,00	81.805,20	0,00	284,66	0,00
5	939.353,25	937.212,46	0,00	0,00	0,06	-4.976,70	0,00	-63.285,59	0,00	-298,60	0,00
6	943.757,27	941.555,26	0,00	0,00	-0,06	-1.093,11	0,00	44.584,06	0,00	65,59	0,00
7	941.540,08	942.648,67	0,00	0,00	0,06	3.367,79	0,00	-53.176,75	0,00	202,07	0,00
8	937.508,51	939.524,29	0,00	0,00	-0,06	2.874,10	0,00	46.260,44	0,00	-172,45	0,00
9	935.030,13	936.269,32	0,00	0,00	0,00	1.505,27	0,00	-15.388,65	0,00	0,00	0,00
10	934.245,03	934.637,58	0,00	0,00	0,00	934.637,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.3 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 2

CABO 1											
Número de cabos			8								
Força total nos cabos:			1.570.464 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.471.930,61		0,00	0,00	0,00	1.475.514,79	0,00	-25.294,54	0,00	0,00	0,00
2	1.479.532,55	1.475.731,58	0,00	0,00	0,06	6.928,24	0,00	76.121,16	0,00	-415,69	0,00
3	1.487.095,63	1.483.314,09	0,00	0,00	0,06	7.539,11	0,00	-101.911,72	0,00	452,35	0,00
4	1.494.619,63	1.490.857,63	0,00	0,00	0,06	8.802,98	0,00	102.472,02	0,00	-528,18	0,00
5	1.504.711,93	1.499.665,78	0,00	0,00	0,06	5.242,87	0,00	-157.553,60	0,00	314,57	0,00
6	1.510.828,86	1.507.770,40	0,00	0,00	0,06	3.889,52	0,00	159.387,30	0,00	-233,37	0,00
7	1.506.883,95	1.508.856,40	0,00	0,00	0,00	-1.507.917,51	0,00	-53.220,62	0,00	0,00	0,00

CABO 2											
Número de cabos			6								
Força total nos cabos:			1.177.848 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.102.891,82		0,00	0,00	0,00	1.106.543,21	0,00	-39.054,47	0,00	0,00	0,00
2	1.111.572,57	1.107.232,20	0,00	0,00	0,06	5.583,47	0,00	117.557,53	0,00	-335,01	0,00
3	1.118.215,30	1.114.893,94	0,00	0,00	0,06	8.238,89	0,00	-116.915,59	0,00	494,33	0,00
4	1.123.832,46	1.121.023,88	0,00	0,00	0,06	5.599,36	0,00	77.017,05	0,00	-335,96	0,00
5	1.129.420,60	1.126.626,53	0,00	0,00	0,06	4.637,80	0,00	-77.368,03	0,00	278,27	0,00
6	1.133.113,50	1.131.267,05	0,00	0,00	0,06	869,26	0,00	58.160,18	0,00	-52,16	0,00
7	1.130.162,96	1.131.638,23	0,00	0,00	0,00	-1.131.471,99	0,00	-19.396,66	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.3 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 2 (continuação).

CABO 3 4											
Número de cabos		2									
Força total nos cabos:		392.616 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	368.000,64		0,00	0,00	0,00	368.738,45	0,00	-5.979,54	0,00	0,00	0,00
2	369.573,22	368.786,93	0,00	0,00	-0,06	1.273,00	0,00	11.979,73	0,00	-76,38	0,00
3	370.546,98	370.060,10	0,00	0,00	0,00	-370.011,46	0,00	-6.000,19	0,00	0,00	0,00
CABO 7											
Número de cabos		7									
Força total nos cabos:		1.374.156 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.286.795,27		0,00	0,00	0,00	1.290.968,95	0,00	-43.885,63	0,00	0,00	0,00
2	1.296.634,06	1.291.714,67	0,00	0,00	-0,06	6.736,25	0,00	132.114,88	0,00	-404,17	0,00
3	1.304.768,01	1.300.701,04	0,00	0,00	0,06	9.467,04	0,00	-143.461,88	0,00	568,02	0,00
4	1.311.909,21	1.308.338,61	0,00	0,00	-0,06	6.913,45	0,00	110.757,38	0,00	-414,81	0,00
5	1.318.607,26	1.315.258,23	0,00	0,00	0,06	4.285,55	0,00	-102.749,99	0,00	257,13	0,00
6	1.319.826,34	1.319.216,80	0,00	0,00	-0,06	-4.030,55	0,00	94.306,10	0,00	241,83	0,00
7	1.310.540,99	1.315.183,66	0,00	0,00	0,06	-10.716,42	0,00	-140.941,81	0,00	-642,98	0,00
8	1.303.456,83	1.306.998,91	0,00	0,00	-0,03	-1.730,63	0,00	125.106,40	0,00	51,92	0,00
9	1.301.080,25	1.302.268,54	0,00	0,00	0,00	-1.301.893,65	0,00	-31.245,45	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.3 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 2 (continuação).

CABO		5 6										
Número de cabos		2										
Força total nos cabos:		392.616		(N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)	
1	367.840,08		0,00	0,00	0,00	-368.628,21	0,00	-9.027,63	0,00	0,00	0,00	
2	369.637,39	368.738,74	0,00	0,00	0,06	-1.346,04	0,00	18.088,22	0,00	80,76	0,00	
3	370.532,96	370.085,18	0,00	0,00	0,00	369.974,25	0,00	-9.060,59	0,00	0,00	0,00	
CABO		8										
Número de cabos		6										
Força total nos cabos:		1.177.848		(N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)	
1	1.102.967,38		0,00	0,00	0,00	1.106.544,82	0,00	-37.616,25	0,00	0,00	0,00	
2	1.111.400,63	1.107.184,00	0,00	0,00	0,06	5.773,93	0,00	113.241,32	0,00	-346,44	0,00	
3	1.118.372,58	1.114.886,60	0,00	0,00	0,06	8.114,61	0,00	-122.967,32	0,00	486,88	0,00	
4	1.124.493,61	1.121.433,10	0,00	0,00	0,06	5.925,82	0,00	94.934,90	0,00	-355,55	0,00	
5	1.130.234,79	1.127.364,20	0,00	0,00	0,06	3.673,33	0,00	-88.071,42	0,00	220,40	0,00	
6	1.131.279,72	1.130.757,26	0,00	0,00	0,06	-3.454,76	0,00	80.833,80	0,00	207,29	0,00	
7	1.123.320,84	1.127.300,28	0,00	0,00	0,06	-9.185,50	0,00	-120.807,26	0,00	-551,13	0,00	
8	1.117.248,71	1.120.284,78	0,00	0,00	0,03	-1.483,40	0,00	107.234,05	0,00	44,50	0,00	
9	1.115.211,64	1.116.230,18	0,00	0,00	0,00	-1.115.908,84	0,00	-26.781,81	0,00	0,00	0,00	

(continua)

Tabela B.3 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 2 (continuação).

CABO 9											
Número de cabos			3								
Força total nos cabos:			588.924 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	552.013,39		0,00	0,00	0,00	-553.360,85	0,00	-8.737,28	0,00	0,00	0,00
2	554.846,26	553.429,83	0,00	0,00	0,06	-2.722,93	0,00	27.273,40	0,00	163,38	0,00
3	557.939,01	556.392,63	0,00	0,00	0,06	-2.885,32	0,00	-42.927,51	0,00	-173,12	0,00
4	561.063,04	559.501,02	0,00	0,00	0,06	-2.841,20	0,00	48.906,74	0,00	170,47	0,00
5	563.626,81	562.344,93	0,00	0,00	0,06	-2.981,80	0,00	-37.804,58	0,00	-178,91	0,00
6	566.270,03	564.948,42	0,00	0,00	0,06	-820,77	0,00	26.597,76	0,00	49,25	0,00
7	565.268,81	565.769,42	0,00	0,00	0,06	2.081,12	0,00	-25.172,36	0,00	124,87	0,00
8	562.044,43	563.656,62	0,00	0,00	0,06	2.599,80	0,00	32.261,35	0,00	-155,99	0,00
9	560.560,95	561.302,69	0,00	0,00	0,00	609,14	0,00	-20.397,53	0,00	0,00	0,00
10	560.084,68	560.322,81	0,00	0,00	0,00	560.322,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CABO 12 13 14											
Número de cabos			2								
Força total nos cabos:			392.616 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	368.004,84		0,00	0,00	0,00	-368.888,99	0,00	-5.902,22	0,00	0,00	0,00
2	369.867,57	368.936,20	0,00	0,00	0,06	-1.788,30	0,00	17.763,90	0,00	107,30	0,00
3	371.866,48	370.867,03	0,00	0,00	0,06	-1.708,89	0,00	-26.757,12	0,00	-102,53	0,00
4	373.501,45	372.683,97	0,00	0,00	0,06	-1.493,10	0,00	22.373,03	0,00	89,59	0,00
5	374.406,65	373.954,05	0,00	0,00	0,00	-753,23	0,00	-7.477,59	0,00	0,00	0,00
6	374.858,37	374.632,51	0,00	0,00	0,00	374.632,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.3 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 2 (continuação).

CABO 10 11											
Número de cabos			2								
Força total nos cabos:			392.616 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	368.008,93		0,00	0,00	0,00	-368.907,23	0,00	-5.824,85	0,00	0,00	0,00
2	369.897,51	368.953,22	0,00	0,00	0,06	-1.815,29	0,00	18.182,27	0,00	108,92	0,00
3	371.959,34	370.928,42	0,00	0,00	0,06	-1.923,54	0,00	-28.618,34	0,00	-115,41	0,00
4	374.042,03	373.000,68	0,00	0,00	0,06	-1.894,13	0,00	32.604,49	0,00	113,65	0,00
5	375.751,21	374.896,62	0,00	0,00	0,06	-1.987,86	0,00	-25.203,06	0,00	-119,27	0,00
6	377.513,35	376.632,28	0,00	0,00	0,06	-547,18	0,00	17.731,84	0,00	32,83	0,00
7	376.845,88	377.179,61	0,00	0,00	0,06	1.387,41	0,00	-16.781,58	0,00	83,24	0,00
8	374.696,29	375.771,08	0,00	0,00	0,06	1.733,20	0,00	21.507,57	0,00	-103,99	0,00
9	373.707,30	374.201,79	0,00	0,00	0,00	406,09	0,00	-13.598,35	0,00	0,00	0,00
10	373.389,78	373.548,54	0,00	0,00	0,00	373.548,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CABO 16 17 18 19 20											
Número de cabos			3								
Força total nos cabos:			588.924 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	552.007,26		0,00	0,00	0,00	-553.333,48	0,00	-8.853,34	0,00	0,00	0,00
2	554.801,36	553.404,31	0,00	0,00	0,06	-2.682,45	0,00	26.645,85	0,00	160,95	0,00
3	557.799,73	556.300,54	0,00	0,00	0,06	-2.563,33	0,00	-40.135,68	0,00	-153,80	0,00
4	560.252,17	559.025,95	0,00	0,00	0,06	-2.239,65	0,00	33.559,55	0,00	134,38	0,00
5	561.609,97	560.931,07	0,00	0,00	0,00	-1.129,84	0,00	-11.216,38	0,00	0,00	0,00
6	562.287,55	561.948,76	0,00	0,00	0,00	561.948,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.3 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 2 (continuação).

CABO 21 22											
Número de cabos			3								
Força total nos cabos:			588.924 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	549.325,71		0,00	0,00	0,00	550.591,54	0,00	59.846,91	0,00	0,00	0,00
2	558.343,37	553.834,54	0,00	0,00	0,30	6.701,65	0,00	-108.307,18	0,00	2.010,50	0,00
3	560.449,02	559.396,20	0,00	0,00	0,06	3.960,28	0,00	28.051,06	0,00	237,62	0,00
					-						
4	562.799,83	561.624,43	0,00	0,00	0,06	2.138,06	0,00	30.652,70	0,00	-128,28	0,00
5	564.169,47	563.484,65	0,00	0,00	0,00	1.004,99	0,00	-10.243,48	0,00	0,00	0,00
6	564.623,58	564.396,52	0,00	0,00	0,00	-564.396,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CABO 15 23											
Número de cabos			5								
Força total nos cabos:			981.540 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	920.022,32		0,00	0,00	0,00	-922.268,08	0,00	-14.562,13	0,00	0,00	0,00
					-						
2	924.743,77	922.383,04	0,00	0,00	0,06	-4.538,22	0,00	45.455,67	0,00	272,29	0,00
3	929.898,35	927.321,06	0,00	0,00	0,06	-4.808,86	0,00	-71.545,84	0,00	-288,53	0,00
					-						
4	935.105,07	932.501,71	0,00	0,00	0,06	-4.735,33	0,00	81.511,23	0,00	284,12	0,00
5	939.378,02	937.241,55	0,00	0,00	0,06	-4.969,66	0,00	-63.007,64	0,00	-298,18	0,00
					-						
6	943.783,38	941.580,70	0,00	0,00	0,06	-1.367,95	0,00	44.329,61	0,00	82,08	0,00
7	942.114,69	942.949,03	0,00	0,00	0,06	3.468,53	0,00	-41.953,94	0,00	208,11	0,00
					-						
8	936.740,72	939.427,71	0,00	0,00	0,06	4.333,01	0,00	53.768,92	0,00	-259,98	0,00
9	934.268,25	935.504,49	0,00	0,00	0,00	1.015,23	0,00	-33.995,88	0,00	0,00	0,00
10	933.474,46	933.871,36	0,00	0,00	0,00	933.871,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3.

CABO 1											
Número de cabos		4									
Força total nos cabos:		785.232,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	731.381,26		0,00	0,00	0,00	736.577,58	0,00	-100.442,40	0,00	0,00	0,00
2	755.407,50	743.394,38	0,00	0,00	-0,12	13.838,03	0,00	20.398,07	0,00	-1.660,56	0,00
3	753.937,64	754.672,57	0,00	0,00	-0,20	-37.147,31	0,00	320.303,13	0,00	7.429,46	0,00
4	751.354,30	752.645,97	0,00	0,00	0,12	-23.704,70	0,00	37.986,17	0,00	-2.844,56	0,00
5	735.815,12	743.584,71	0,00	0,00	0,35	45.315,95	0,00	-299.043,44	0,00	15.860,58	0,00
6	734.532,50	735.173,81	0,00	0,00	0,32	-1.787,23	0,00	-17.785,33	0,00	-571,91	0,00
7	733.681,47	734.106,98	0,00	0,00	0,29	-1.634,84	0,00	-12.746,54	0,00	-474,10	0,00
8	732.831,20	733.256,34	0,00	0,00	0,25	256,41	0,00	12.819,09	0,00	64,10	0,00
9	732.622,09	732.726,65	0,00	0,00	0,22	-208,80	0,00	10,99	0,00	-45,94	0,00
10	732.413,03	732.517,56	0,00	0,00	0,19	-208,74	0,00	10,99	0,00	-39,66	0,00
11	732.204,03	732.308,53	0,00	0,00	0,16	-527,93	0,00	27,79	0,00	-84,47	0,00
12	731.355,70	731.779,87	0,00	0,00	0,13	-1.311,11	0,00	-12.728,49	0,00	-170,44	0,00
13	731.146,78	731.251,24	0,00	0,00	0,09	-800,04	0,00	56,14	0,00	-72,00	0,00
14	729.751,69	730.449,24	0,00	0,00	0,05	-666,09	0,00	23.765,75	0,00	-33,30	0,00
15	727.259,19	728.505,44	0,00	0,00	0,00	-1.265,97	0,00	40.117,65	0,00	0,00	0,00
16	726.414,89	726.837,04	0,00	0,00	0,01	-1.494,82	0,00	12.697,12	0,00	-14,95	0,00
17	724.938,48	725.676,68	0,00	0,00	0,03	-2.173,65	0,00	25.294,14	0,00	-65,21	0,00
18	724.731,39	724.834,93	0,00	0,00	0,07	-206,55	0,00	-14,49	0,00	-14,46	0,00
19	724.524,36	724.627,88	0,00	0,00	0,11	-522,06	0,00	-36,64	0,00	-57,43	0,00
20	723.684,71	724.104,54	0,00	0,00	0,15	253,21	0,00	-12.659,10	0,00	37,98	0,00
21	723.478,20	723.581,46	0,00	0,00	0,18	-206,19	0,00	-10,85	0,00	-37,11	0,00
22	723.271,76	723.374,98	0,00	0,00	0,21	-206,13	0,00	-10,85	0,00	-43,29	0,00
23	723.065,37	723.168,56	0,00	0,00	0,24	-206,07	0,00	-10,85	0,00	-49,46	0,00
24	722.859,04	722.962,20	0,00	0,00	0,27	-501,18	0,00	-26,38	0,00	-135,32	0,00
25	722.061,63	722.460,33	0,00	0,00	0,30	-6.858,71	0,00	-12.080,26	0,00	-2.057,61	0,00
26	708.082,27	715.071,95	0,00	0,00	0,35	-48.255,11	0,00	-262.337,46	0,00	-16.889,29	0,00
27	706.027,07	707.054,67	0,00	0,00	0,02	3.014,35	0,00	34.720,42	0,00	60,29	0,00
28	692.170,48	699.098,78	0,00	0,00	-0,20	18.917,09	0,00	268.065,80	0,00	-3.783,42	0,00
29	690.767,73	691.469,10	0,00	0,00	-0,12	-5.541,55	0,00	21.755,02	0,00	664,99	0,00
30	686.028,12	688.397,92	0,00	0,00	0,00	-682.737,83	0,00	-88.095,20	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO 2											
Número de cabos			10								
Força total nos cabos:			1.963.080,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.840.292,59		0,00	0,00	0,00	1.851.619,98	0,00	-24.506,73	0,00	0,00	0,00
2	1.863.271,70	1.851.782,15	0,00	0,00	-0,05	22.490,41	0,00	76.726,53	0,00	-1.012,07	0,00
3	1.886.403,83	1.874.837,77	0,00	0,00	0,05	20.487,34	0,00	-105.505,36	0,00	921,93	0,00
4	1.904.289,99	1.895.346,91	0,00	0,00	-0,05	13.409,63	0,00	79.950,26	0,00	-603,43	0,00
5	1.912.097,37	1.908.193,68	0,00	0,00	0,00	-1.908.007,36	0,00	-26.664,70	0,00	0,00	0,00

CABO 3											
Número de cabos			10								
Força total nos cabos:			1.963.080,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.840.121,27		0,00	0,00	0,00	1.852.595,57	0,00	-27.788,93	0,00	0,00	0,00
2	1.865.486,68	1.852.803,97	0,00	0,00	-0,05	23.801,63	0,00	87.673,95	0,00	-1.071,07	0,00
3	1.889.218,45	1.877.352,57	0,00	0,00	0,05	20.790,07	0,00	-110.854,23	0,00	935,55	0,00
4	1.906.525,15	1.897.871,80	0,00	0,00	-0,05	13.020,46	0,00	76.400,97	0,00	-585,92	0,00
5	1.914.228,86	1.910.377,01	0,00	0,00	0,00	-1.910.207,72	0,00	-25.431,76	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO											
4											
Número de cabos		4									
Força total nos cabos:		785.232,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	731.606,19		0,00	0,00	0,00	736.850,74	0,00	-96.110,97	0,00	0,00	0,00
2	754.578,63	743.092,41	0,00	0,00	-0,12	13.089,71	0,00	19.194,00	0,00	-1.570,77	0,00
3	753.170,55	753.874,59	0,00	0,00	-0,20	-44.971,12	0,00	339.231,14	0,00	8.994,22	0,00
4	751.210,36	752.190,46	0,00	0,00	0,12	3.408,84	0,00	-32.839,55	0,00	409,06	0,00
5	738.028,69	744.619,53	0,00	0,00	0,35	28.719,95	0,00	-254.044,56	0,00	10.051,98	0,00
6	736.986,33	737.507,51	0,00	0,00	0,32	-1.556,78	0,00	-14.142,76	0,00	-498,17	0,00
7	736.132,46	736.559,40	0,00	0,00	0,29	-1.640,30	0,00	-12.789,13	0,00	-475,69	0,00
8	735.279,36	735.705,91	0,00	0,00	0,25	257,26	0,00	12.861,92	0,00	64,32	0,00
9	735.069,54	735.174,45	0,00	0,00	0,22	-209,49	0,00	11,03	0,00	-46,09	0,00
10	734.859,79	734.964,66	0,00	0,00	0,19	-209,44	0,00	11,02	0,00	-39,79	0,00
11	734.650,09	734.754,94	0,00	0,00	0,16	-529,70	0,00	27,88	0,00	-84,75	0,00
12	733.798,93	734.224,51	0,00	0,00	0,13	-1.315,49	0,00	-12.771,01	0,00	-171,01	0,00
13	733.589,31	733.694,12	0,00	0,00	0,09	-1.848,75	0,00	129,74	0,00	-166,39	0,00
14	730.092,34	731.840,82	0,00	0,00	0,05	-12.303,41	0,00	-64.533,59	0,00	-615,17	0,00
15	723.943,60	727.017,97	0,00	0,00	0,00	5.367,81	0,00	120.174,05	0,00	0,00	0,00
16	722.302,97	723.123,28	0,00	0,00	0,01	-1.984,67	0,00	20.893,43	0,00	-19,85	0,00
17	720.834,91	721.568,94	0,00	0,00	0,03	-2.161,34	0,00	25.150,96	0,00	-64,84	0,00
18	720.629,00	720.731,96	0,00	0,00	0,07	-205,38	0,00	-14,41	0,00	-14,38	0,00
19	720.423,14	720.526,07	0,00	0,00	0,11	-519,10	0,00	-36,43	0,00	-57,10	0,00
20	719.588,24	720.005,69	0,00	0,00	0,15	251,77	0,00	-12.587,44	0,00	37,77	0,00
21	719.382,90	719.485,57	0,00	0,00	0,18	-257,37	0,00	-13,55	0,00	-46,33	0,00
22	719.072,80	719.227,85	0,00	0,00	0,21	-4.494,19	0,00	1.850,42	0,00	-943,78	0,00
23	710.607,53	714.840,16	0,00	0,00	0,24	-17.403,53	0,00	-163.445,27	0,00	-4.176,85	0,00
24	703.900,99	707.254,26	0,00	0,00	0,00	-696.336,03	0,00	123.793,07	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO 6											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	183.866,61		0,00	0,00	0,00	185.367,67	0,00	5.561,03	0,00	0,00	0,00
2	187.035,52	185.451,06	0,00	0,00	0,05	2.648,78	0,00	-9.922,24	0,00	119,19	0,00
3	189.098,52	188.067,02	0,00	0,00	-0,05	1.937,40	0,00	9.019,47	0,00	-87,18	0,00
4	190.923,40	190.010,96	0,00	0,00	0,05	965,46	0,00	-8.027,43	0,00	43,45	0,00
5	190.974,68	190.949,04	0,00	0,00	-0,05	-457,04	0,00	6.730,26	0,00	20,57	0,00
6	190.009,18	190.491,93	0,00	0,00	0,05	-995,02	0,00	-9.561,85	0,00	-44,78	0,00
7	189.128,20	189.568,69	0,00	0,00	-0,05	-805,96	0,00	12.375,12	0,00	36,27	0,00
8	188.396,41	188.762,30	0,00	0,00	0,05	-496,84	0,00	-9.431,06	0,00	-22,36	0,00
9	187.988,88	188.192,64	0,00	0,00	0,00	-188.164,46	0,00	3.256,69	0,00	0,00	0,00

CABO 7											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	183.995,95		0,00	0,00	0,00	184.978,88	0,00	3.082,98	0,00	0,00	0,00
2	186.013,18	185.004,57	0,00	0,00	0,03	1.949,94	0,00	-6.455,41	0,00	48,75	0,00
3	187.905,29	186.959,23	0,00	0,00	-0,05	1.679,50	0,00	7.997,70	0,00	-75,58	0,00
4	189.424,76	188.665,02	0,00	0,00	0,05	1.177,28	0,00	-6.270,81	0,00	52,98	0,00
5	190.160,71	189.792,73	0,00	0,00	0,03	812,02	0,00	-3.119,40	0,00	24,36	0,00
6	191.153,63	190.657,17	0,00	0,00	0,00	-190.597,62	0,00	4.764,94	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO		5										
Número de cabos			4									
Força total nos cabos:			785.232,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)	
1	735.466,43		0,00	0,00	0,00	741.470,67	0,00	22.244,12	0,00	0,00	0,00	
2	748.142,08	741.804,25	0,00	0,00	0,05	10.595,11	0,00	-39.688,94	0,00	476,78	0,00	
3	756.394,06	752.268,07	0,00	0,00	-0,05	7.749,61	0,00	36.077,90	0,00	-348,73	0,00	
4	763.693,58	760.043,82	0,00	0,00	0,05	3.861,85	0,00	-32.109,73	0,00	173,78	0,00	
5	763.898,70	763.796,14	0,00	0,00	-0,05	-1.828,15	0,00	26.921,05	0,00	82,27	0,00	
6	760.036,72	761.967,71	0,00	0,00	0,05	-3.980,09	0,00	-38.247,38	0,00	-179,10	0,00	
7	756.512,80	758.274,76	0,00	0,00	-0,05	-3.223,83	0,00	49.500,46	0,00	145,07	0,00	
8	753.585,62	755.049,21	0,00	0,00	0,05	-1.987,34	0,00	-37.724,25	0,00	-89,43	0,00	
9	751.955,50	752.770,56	0,00	0,00	0,00	-752.657,84	0,00	13.026,77	0,00	0,00	0,00	

CABO		9										
Número de cabos			1									
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)	
1	183.995,95		0,00	0,00	0,00	184.978,88	0,00	3.082,98	0,00	0,00	0,00	
2	186.013,18	185.004,57	0,00	0,00	0,03	1.949,94	0,00	-6.455,41	0,00	48,75	0,00	
3	187.905,29	186.959,23	0,00	0,00	-0,05	1.763,75	0,00	7.999,77	0,00	-79,37	0,00	
4	189.593,31	188.749,30	0,00	0,00	0,05	1.271,64	0,00	-7.171,50	0,00	57,22	0,00	
5	190.369,18	189.981,25	0,00	0,00	0,00	-189.964,21	0,00	2.544,16	0,00	0,00	0,00	

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO 8											
Número de cabos			3								
Força total nos cabos:			588.924,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	551.987,85		0,00	0,00	0,00	554.936,63	0,00	9.248,94	0,00	0,00	0,00
2	558.039,55	555.013,70	0,00	0,00	0,03	5.849,82	0,00	-19.366,22	0,00	146,25	0,00
3	563.715,86	560.877,70	0,00	0,00	-0,05	5.571,44	0,00	24.006,17	0,00	-250,71	0,00
4	569.340,45	566.528,15	0,00	0,00	0,05	5.196,30	0,00	-24.538,96	0,00	233,83	0,00
5	573.966,34	571.653,40	0,00	0,00	-0,05	929,26	0,00	21.520,02	0,00	-41,82	0,00
6	571.206,92	572.586,63	0,00	0,00	0,05	-2.699,68	0,00	-27.963,45	0,00	-121,49	0,00
7	568.873,29	570.040,11	0,00	0,00	-0,05	-1.963,67	0,00	29.514,58	0,00	88,37	0,00
8	567.038,56	567.955,93	0,00	0,00	0,03	-1.296,14	0,00	-18.499,65	0,00	-32,40	0,00
9	566.074,55	566.556,56	0,00	0,00	0,00	-566.523,95	0,00	6.078,58	0,00	0,00	0,00

CABO 10											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	183.866,61		0,00	0,00	0,00	185.367,67	0,00	5.561,03	0,00	0,00	0,00
2	187.035,52	185.451,06	0,00	0,00	0,05	2.648,78	0,00	-9.922,24	0,00	119,19	0,00
3	189.098,52	188.067,02	0,00	0,00	-0,05	1.862,19	0,00	9.017,63	0,00	-83,80	0,00
4	190.772,93	189.935,72	0,00	0,00	0,05	1.186,21	0,00	-7.215,33	0,00	53,38	0,00
5	191.391,04	191.081,98	0,00	0,00	0,00	-191.064,85	0,00	2.558,90	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO 11											
Número de cabos			2								
Força total nos cabos:			392.616,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	367.733,22		0,00	0,00	0,00	370.735,33	0,00	11.122,06	0,00	0,00	0,00
2	374.071,04	370.902,13	0,00	0,00	0,05	4.859,22	0,00	-19.834,30	0,00	218,66	0,00
3	377.320,13	375.695,58	0,00	0,00	-0,05	2.463,26	0,00	13.347,83	0,00	-110,85	0,00
4	378.852,33	378.086,23	0,00	0,00	0,00	-378.057,81	0,00	-4.635,59	0,00	0,00	0,00
CABO 12											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	183.900,07		0,00	0,00	0,00	-184.232,92	0,00	4.891,14	0,00	0,00	0,00
2	184.695,60	184.297,84	0,00	0,00	0,03	-942,09	0,00	-3.466,72	0,00	-28,26	0,00
3	185.665,38	185.180,49	0,00	0,00	0,05	-803,05	0,00	-7.533,19	0,00	-36,14	0,00
4	186.491,35	186.078,36	0,00	0,00	-0,05	-190,16	0,00	10.496,57	0,00	8,56	0,00
5	185.948,49	186.219,92	0,00	0,00	0,03	550,31	0,00	-6.329,41	0,00	13,76	0,00
6	185.307,64	185.628,07	0,00	0,00	0,00	185.617,91	0,00	1.941,61	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO 13											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	183.983,01		0,00	0,00	0,00	-185.276,15	0,00	3.334,97	0,00	0,00	0,00
2	186.629,31	185.306,16	0,00	0,00	0,05	-2.313,16	0,00	-9.000,42	0,00	-104,09	0,00
3	188.720,36	187.674,84	0,00	0,00	-0,05	-1.794,67	0,00	9.519,19	0,00	80,76	0,00
4	190.125,99	189.423,18	0,00	0,00	0,03	-1.023,16	0,00	-5.837,15	0,00	-25,58	0,00
5	190.708,94	190.417,46	0,00	0,00	0,00	190.407,13	0,00	1.983,41	0,00	0,00	0,00

CABO 14											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	184.157,82		0,00	0,00	0,00	-184.249,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	184.341,89	184.249,85	0,00	0,00	0,00	-514,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	185.186,15	184.764,02	0,00	0,00	0,00	-1.383,55	0,00	3.350,66	0,00	0,00	0,00
4	187.169,29	186.177,72	0,00	0,00	0,05	-2.084,31	0,00	-9.035,51	0,00	-93,79	0,00
5	189.466,12	188.317,71	0,00	0,00	-0,05	-2.120,98	0,00	10.665,02	0,00	95,44	0,00
6	191.369,88	190.418,00	0,00	0,00	0,05	-835,72	0,00	-8.564,95	0,00	-37,61	0,00
7	191.074,49	191.222,18	0,00	0,00	0,00	191.188,58	0,00	3.584,79	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.4 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje 3 (continuação).

CABO		15									
Número de cabos		3									
Força total nos cabos:		588.924,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	551.955,24		0,00	0,00	0,00	-556.132,59	0,00	-9.891,69	0,00	0,00	0,00
2	560.485,86	556.220,55	0,00	0,00	-0,05	-7.204,95	0,00	30.171,84	0,00	324,22	0,00
3	566.919,07	563.702,47	0,00	0,00	0,05	-4.771,82	0,00	-30.112,81	0,00	-214,73	0,00
4	569.469,81	568.194,44	0,00	0,00	0,00	568.109,36	0,00	9.832,66	0,00	0,00	0,00

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo.

CABO		1									
Número de cabos		10									
Força total nos cabos:		1.963.080,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.840.427,87		0,00	0,00	0,00	1.844.190,11	0,00	-21.839,09	0,00	0,00	0,00
2	1.848.210,97	1.844.319,42	0,00	0,00	-0,05	7.407,80	0,00	64.568,28	0,00	-333,35	0,00
3	1.855.970,78	1.852.090,87	0,00	0,00	0,05	7.235,54	0,00	-85.082,35	0,00	325,60	0,00
4	1.862.661,01	1.859.315,89	0,00	0,00	-0,05	6.047,77	0,00	63.176,90	0,00	-272,15	0,00
5	1.867.333,96	1.864.997,48	0,00	0,00	0,00	-1.864.881,22	0,00	-20.823,74	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO 2											
Número de cabos			10								
Força total nos cabos:			1.963.080,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.840.292,59		0,00	0,00	0,00	1.844.185,88	0,00	-24.408,34	0,00	0,00	0,00
2	1.848.402,20	1.844.347,40	0,00	0,00	-0,05	7.532,65	0,00	76.004,21	0,00	-338,97	0,00
3	1.856.472,24	1.852.437,22	0,00	0,00	0,05	7.391,68	0,00	-103.883,35	0,00	332,63	0,00
4	1.863.218,48	1.859.845,36	0,00	0,00	-0,05	6.021,75	0,00	78.352,98	0,00	-270,98	0,00
5	1.867.409,70	1.865.314,09	0,00	0,00	0,00	-1.865.131,97	0,00	-26.065,51	0,00	0,00	0,00
CABO 6											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	183.866,61		0,00	0,00	0,00	184.233,92	0,00	5.527,02	0,00	0,00	0,00
2	184.767,00	184.316,81	0,00	0,00	0,05	878,19	0,00	-9.820,86	0,00	39,52	0,00
3	185.556,81	185.161,91	0,00	0,00	-0,05	747,34	0,00	8.851,70	0,00	-33,63	0,00
4	186.273,85	185.915,33	0,00	0,00	0,05	775,99	0,00	-7.851,43	0,00	34,92	0,00
5	187.055,14	186.664,49	0,00	0,00	-0,05	826,57	0,00	6.601,72	0,00	-37,20	0,00
6	187.927,25	187.491,20	0,00	0,00	0,05	819,27	0,00	-8.603,56	0,00	36,87	0,00
7	188.784,21	188.355,73	0,00	0,00	-0,05	190,52	0,00	11.973,55	0,00	-8,57	0,00
8	188.395,93	188.590,07	0,00	0,00	0,05	-310,08	0,00	-10.206,17	0,00	-13,95	0,00
9	187.993,65	188.194,79	0,00	0,00	0,00	-188.161,72	0,00	3.528,03	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO 3											
Número de cabos			10								
Força total nos cabos:			1.963.080,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.840.121,27		0,00	0,00	0,00	1.844.132,03	0,00	-27.661,98	0,00	0,00	0,00
2	1.848.557,70	1.844.339,49	0,00	0,00	-0,05	7.457,18	0,00	86.755,25	0,00	-335,57	0,00
3	1.856.506,19	1.852.531,95	0,00	0,00	0,05	7.599,48	0,00	-109.041,63	0,00	341,98	0,00
4	1.863.212,85	1.859.859,52	0,00	0,00	-0,05	5.996,61	0,00	74.780,70	0,00	-269,85	0,00
5	1.867.488,35	1.865.350,60	0,00	0,00	0,00	-1.865.185,30	0,00	-24.832,35	0,00	0,00	0,00
CABO 8											
Número de cabos			3								
Força total nos cabos:			588.924,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	551.987,85		0,00	0,00	0,00	552.825,46	0,00	9.213,76	0,00	0,00	0,00
2	553.816,62	552.902,24	0,00	0,00	0,03	2.017,68	0,00	-19.223,81	0,00	50,44	0,00
3	556.050,23	554.933,43	0,00	0,00	-0,05	2.131,40	0,00	23.668,83	0,00	-95,91	0,00
4	558.233,75	557.141,99	0,00	0,00	0,05	2.331,93	0,00	-24.080,64	0,00	104,94	0,00
5	560.573,36	559.403,56	0,00	0,00	-0,05	2.471,88	0,00	21.088,54	0,00	-111,23	0,00
6	563.185,84	561.879,60	0,00	0,00	0,05	2.258,42	0,00	-27.587,78	0,00	101,63	0,00
7	565.395,20	564.290,52	0,00	0,00	-0,05	2.023,08	0,00	29.303,66	0,00	-91,04	0,00
8	566.995,32	566.195,26	0,00	0,00	0,03	430,43	0,00	-19.324,84	0,00	10,76	0,00
9	566.070,29	566.532,81	0,00	0,00	0,00	-566.490,27	0,00	6.942,28	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO											
4											
Número de cabos		10									
Força total nos cabos:		1.963.080,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	1.840.273,41		0,00	0,00	0,00	1.843.994,98	0,00	-24.770,08	0,00	0,00	0,00
2	1.848.049,27	1.844.161,34	0,00	0,00	-0,05	7.680,70	0,00	69.810,84	0,00	345,63	0,00
3	1.856.397,51	1.852.223,39	0,00	0,00	0,05	7.193,99	0,00	100.806,85	0,00	323,73	0,00
4	1.863.014,43	1.859.705,97	0,00	0,00	-0,05	6.181,43	0,00	79.407,58	0,00	278,16	0,00
5	1.867.387,43	1.865.200,93	0,00	0,00	0,00	1.865.051,10	0,00	-23.641,49	0,00	0,00	0,00

CABO											
7											
Número de cabos		1									
Força total nos cabos:		196.308,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	183.995,95		0,00	0,00	0,00	184.275,15	0,00	3.071,25	0,00	0,00	0,00
2	184.605,54	184.300,75	0,00	0,00	0,03	672,56	0,00	-6.407,94	0,00	16,81	0,00
3	185.350,08	184.977,81	0,00	0,00	-0,05	665,17	0,00	7.888,50	0,00	-29,93	0,00
4	185.987,29	185.668,68	0,00	0,00	0,05	520,28	0,00	-6.165,69	0,00	23,41	0,00
5	186.293,03	186.140,16	0,00	0,00	0,03	269,53	0,00	-3.046,20	0,00	8,09	0,00
6	186.628,85	186.460,94	0,00	0,00	0,00	-186.402,70	0,00	4.660,07	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO											
9											
Número de cabos		1									
Força total nos cabos:		196.308,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	183.995,95		0,00	0,00	0,00	184.273,69	0,00	3.071,23	0,00	0,00	0,00
2	184.602,61	184.299,28	0,00	0,00	0,03	676,07	0,00	-6.348,82	0,00	16,90	0,00
3	185.354,98	184.978,80	0,00	0,00	-0,05	732,54	0,00	7.919,65	0,00	-32,96	0,00
4	186.125,64	185.740,31	0,00	0,00	0,05	704,29	0,00	-9.035,01	0,00	31,69	0,00
5	186.751,06	186.438,35	0,00	0,00	-0,03	484,85	0,00	7.312,82	0,00	-12,12	0,00
6	187.037,43	186.894,24	0,00	0,00	0,00	-186.871,43	0,00	-2.919,87	0,00	0,00	0,00

CABO											
10											
Número de cabos		1									
Força total nos cabos:		196.308,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	183.866,61		0,00	0,00	0,00	184.233,92	0,00	5.527,02	0,00	0,00	0,00
2	184.767,00	184.316,81	0,00	0,00	0,05	878,19	0,00	-9.820,86	0,00	39,52	0,00
3	185.556,81	185.161,91	0,00	0,00	-0,05	711,96	0,00	8.850,83	0,00	-32,04	0,00
4	186.203,08	185.879,94	0,00	0,00	0,05	621,71	0,00	-6.392,89	0,00	27,98	0,00
5	186.706,56	186.454,82	0,00	0,00	0,00	-186.445,78	0,00	1.835,90	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO 11											
Número de cabos			2								
Força total nos cabos:			392.616,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	367.733,22		0,00	0,00	0,00	368.498,12	0,00	11.054,94	0,00	0,00	0,00
2	369.594,59	368.663,90	0,00	0,00	0,05	1.642,78	0,00	-20.867,22	0,00	73,93	0,00
3	370.947,28	370.270,93	0,00	0,00	-0,05	1.196,75	0,00	14.868,31	0,00	-53,85	0,00
4	371.796,85	371.372,07	0,00	0,00	0,00	-371.337,65	0,00	-5.056,03	0,00	0,00	0,00
CABO 12											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	184.015,45		0,00	0,00	0,00	-184.420,71	0,00	2.703,24	0,00	0,00	0,00
2	184.865,60	184.440,52	0,00	0,00	0,05	-730,03	0,00	-8.740,76	0,00	-32,85	0,00
3	185.632,70	185.249,15	0,00	0,00	-0,05	-719,42	0,00	10.448,00	0,00	32,37	0,00
4	186.212,25	185.922,47	0,00	0,00	0,03	-488,29	0,00	-6.351,71	0,00	-12,21	0,00
5	186.524,87	186.368,56	0,00	0,00	0,00	186.358,45	0,00	1.941,23	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO											
14											
Número de cabos		1									
Força total nos cabos:		196.308,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	184.157,82		0,00	0,00	0,00	-184.249,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	184.341,89	184.249,85	0,00	0,00	0,00	-266,63	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	184.691,09	184.516,49	0,00	0,00	0,00	-479,11	0,00	3.329,92	0,00	0,00	0,00
4	185.360,03	185.025,56	0,00	0,00	0,05	-672,11	0,00	-8.899,95	0,00	-30,25	0,00
5	186.142,44	185.751,23	0,00	0,00	-0,05	-777,24	0,00	10.364,33	0,00	34,98	0,00
6	186.870,71	186.506,58	0,00	0,00	0,05	-583,62	0,00	-8.422,01	0,00	-26,26	0,00
7	187.256,77	187.063,74	0,00	0,00	0,00	187.028,56	0,00	3.627,71	0,00	0,00	0,00

CABO											
15											
Número de cabos		2									
Força total nos cabos:		392.616,00 (N)									
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx	Dy	Dz	Fx dvi	Fy dvi	Fz dvi	Mx dvi	My dvi	Mz dvi
			(m)	(m)	(m)	(N)	(N)	(N)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
1	367.932,30		0,00	0,00	0,00	-368.648,30	0,00	-7.275,95	0,00	0,00	0,00
2	369.507,88	368.720,09	0,00	0,00	-0,05	-1.589,96	0,00	15.998,84	0,00	71,55	0,00
3	371.174,11	370.341,00	0,00	0,00	0,05	-1.182,42	0,00	-19.647,03	0,00	-53,21	0,00
4	371.988,47	371.581,29	0,00	0,00	0,00	371.420,67	0,00	10.924,14	0,00	0,00	0,00

(continua)

Tabela B.5 - Forças aplicadas na modelagem da protensão da Laje Pavimentos Tipo (continuação).

CABO 5											
Número de cabos			4								
Força total nos cabos:			785.232,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	735.466,43		0,00	0,00	0,00	736.935,67	0,00	22.108,07	0,00	0,00	0,00
2	739.068,01	737.267,22	0,00	0,00	0,05	3.512,77	0,00	-39.283,42	0,00	158,07	0,00
3	742.227,23	740.647,62	0,00	0,00	-0,05	2.989,35	0,00	35.406,80	0,00	-134,52	0,00
4	745.095,39	743.661,31	0,00	0,00	0,05	3.103,95	0,00	-31.405,71	0,00	139,68	0,00
5	748.220,57	746.657,98	0,00	0,00	-0,05	3.306,29	0,00	26.406,88	0,00	-148,78	0,00
6	751.709,00	749.964,78	0,00	0,00	0,05	3.277,08	0,00	-34.414,26	0,00	147,47	0,00
7	755.136,84	753.422,92	0,00	0,00	-0,05	762,07	0,00	47.894,18	0,00	-34,29	0,00
8	753.583,73	754.360,28	0,00	0,00	0,05	-1.240,31	0,00	-40.824,67	0,00	-55,81	0,00
9	751.974,59	752.779,16	0,00	0,00	0,00	-752.646,87	0,00	14.112,13	0,00	0,00	0,00
CABO 13											
Número de cabos			1								
Força total nos cabos:			196.308,00 (N)								
Vertices	P Encurt	P Trecho	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Fx dvi (N)	Fy dvi (N)	Fz dvi (N)	Mx dvi (Nm)	My dvi (Nm)	Mz dvi (Nm)
1	183.983,01		0,00	0,00	0,00	-184.370,71	0,00	3.318,67	0,00	0,00	0,00
2	184.818,15	184.400,58	0,00	0,00	0,05	-732,41	0,00	-8.871,77	0,00	-32,96	0,00
3	185.554,66	185.186,40	0,00	0,00	-0,05	-707,74	0,00	9.378,61	0,00	31,85	0,00
4	186.145,83	185.850,24	0,00	0,00	0,03	-481,85	0,00	-5.750,03	0,00	-12,05	0,00
5	186.459,48	186.302,66	0,00	0,00	0,00	186.292,71	0,00	1.924,51	0,00	0,00	0,00

ANEXO C – CURVAS DE CARGA vs. RECALQUE

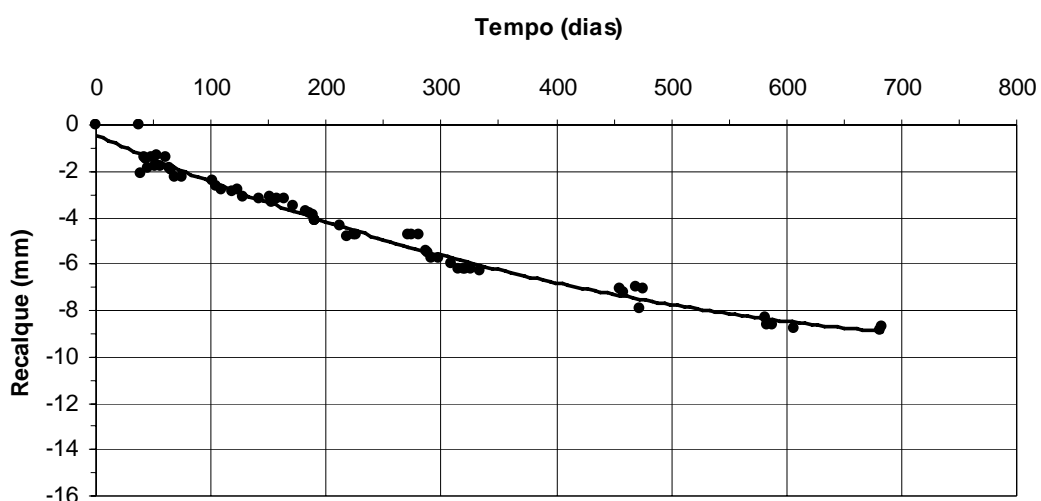


Figura C.1 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P1

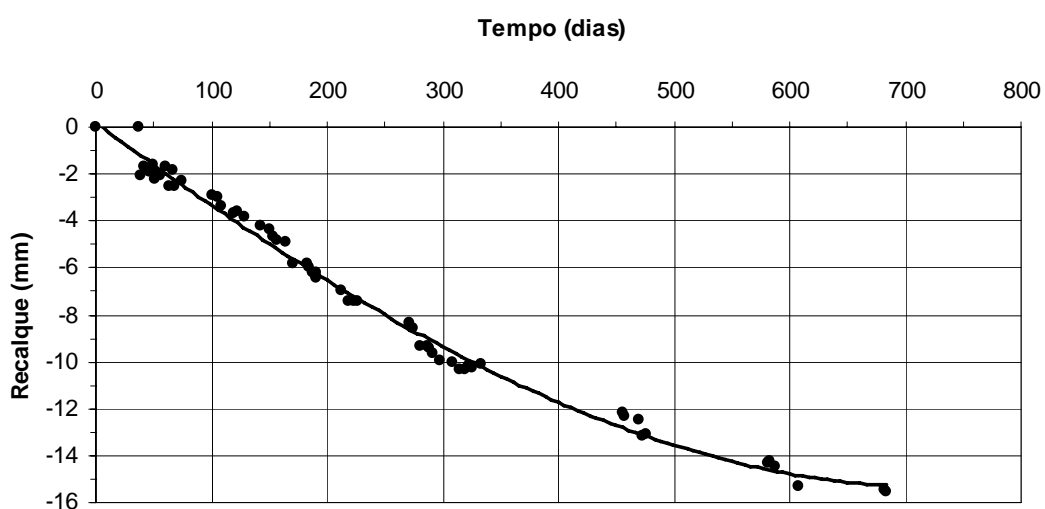


Figura C.2 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P2

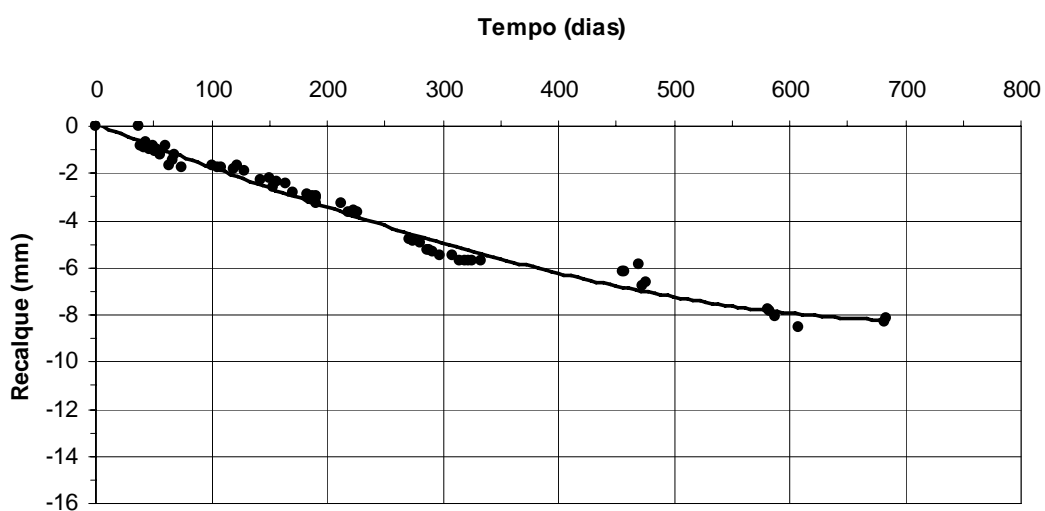


Figura C.3 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P3

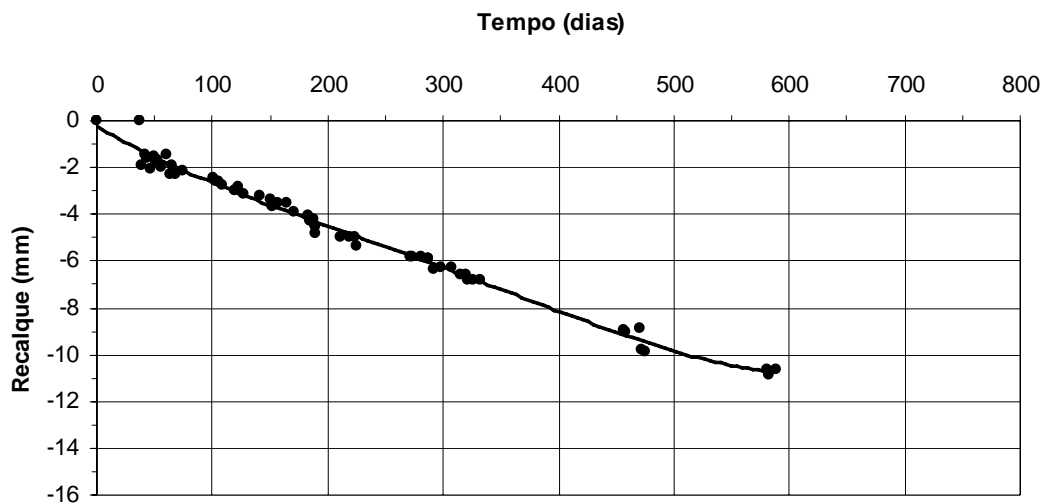


Figura C.4 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P4

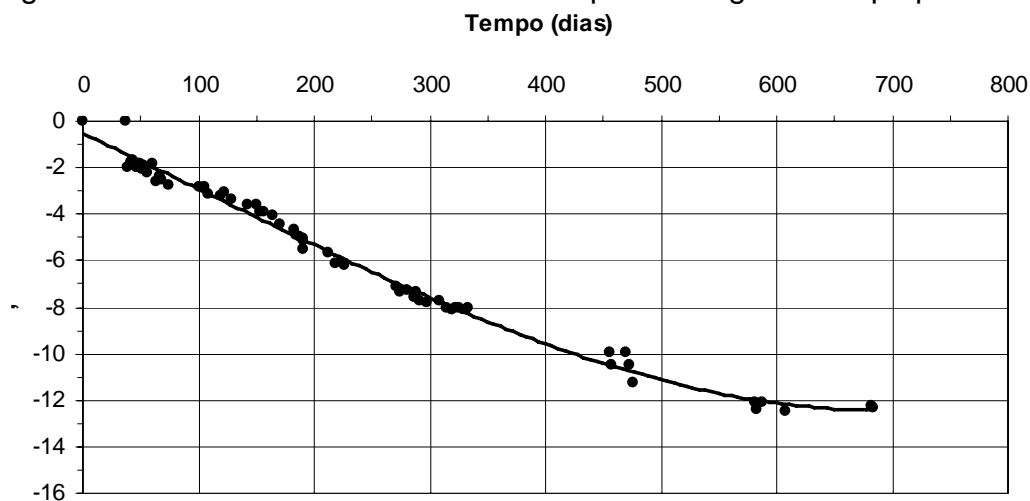


Figura C.5 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P5

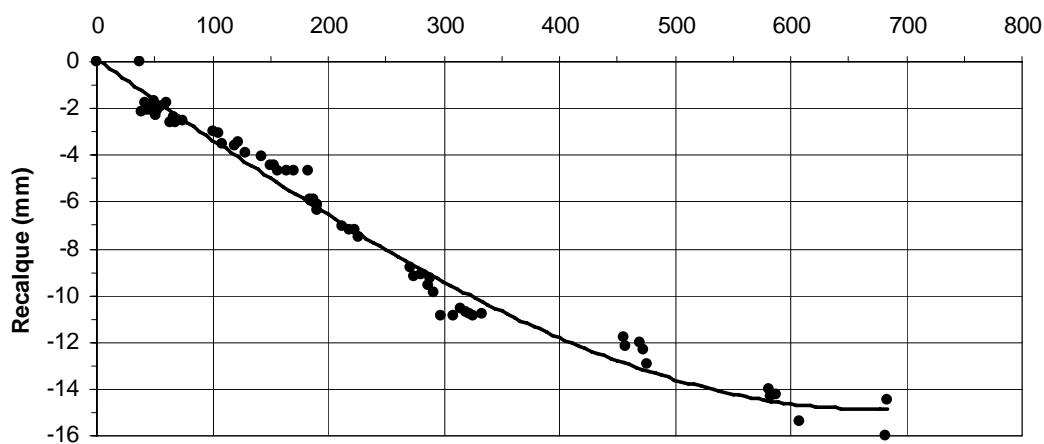


Figura C.6 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P6

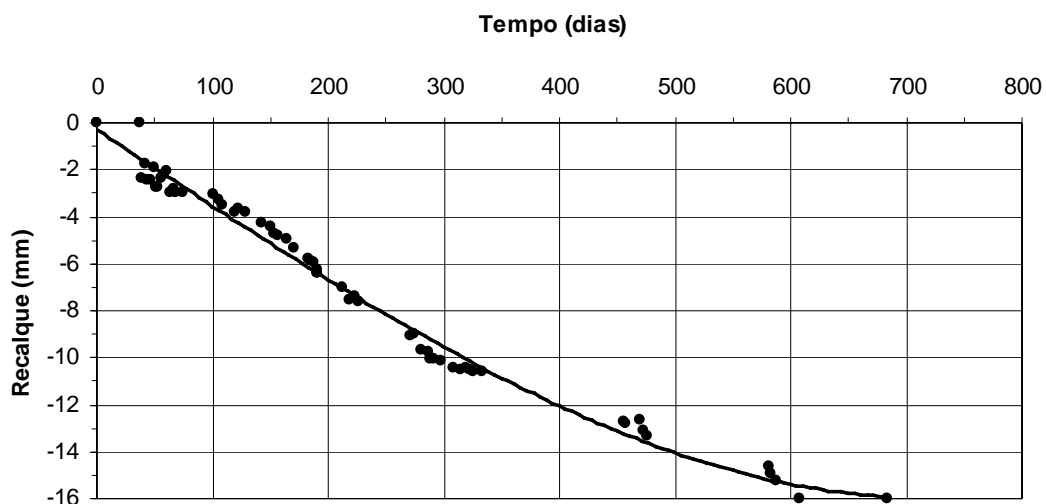


Figura C.7 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P7

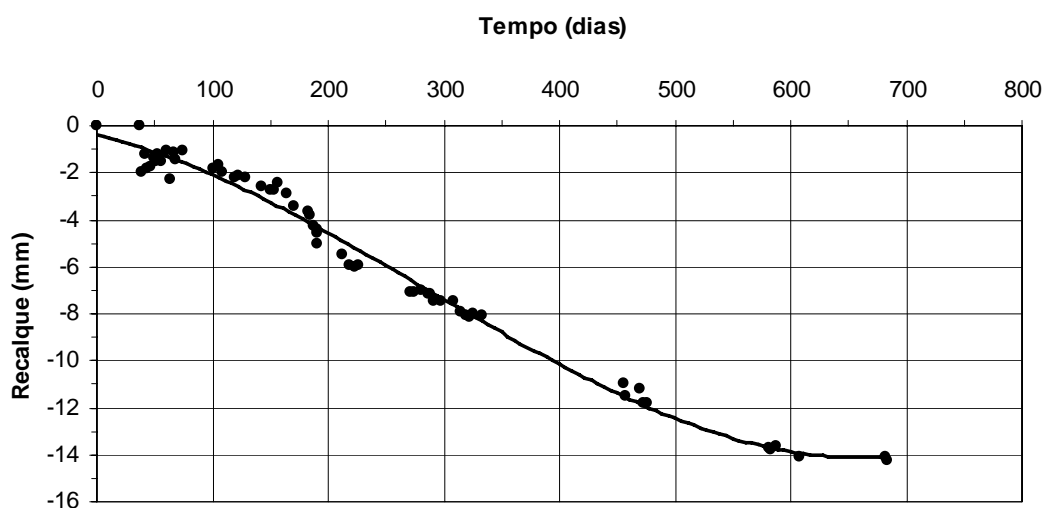


Figura C.8 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P8

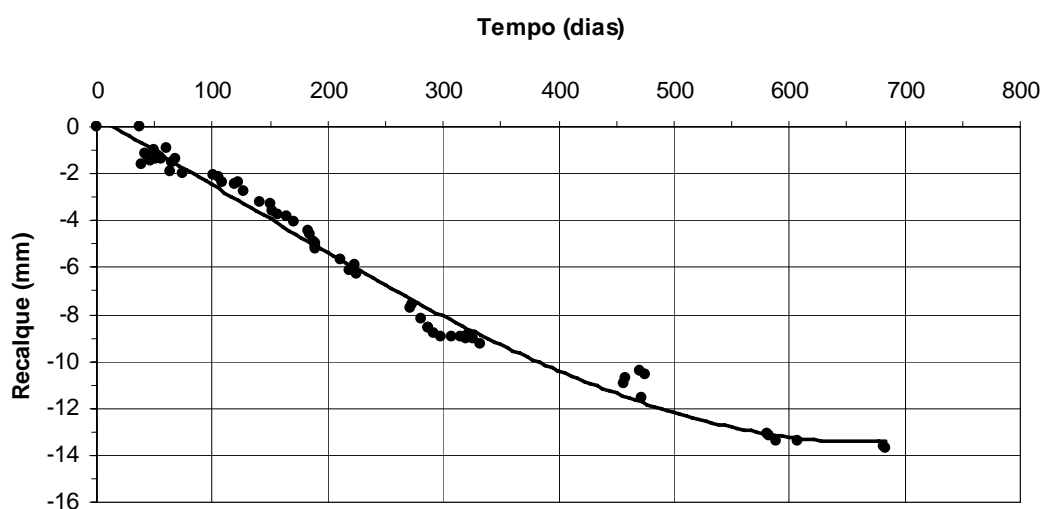


Figura C.9 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P9

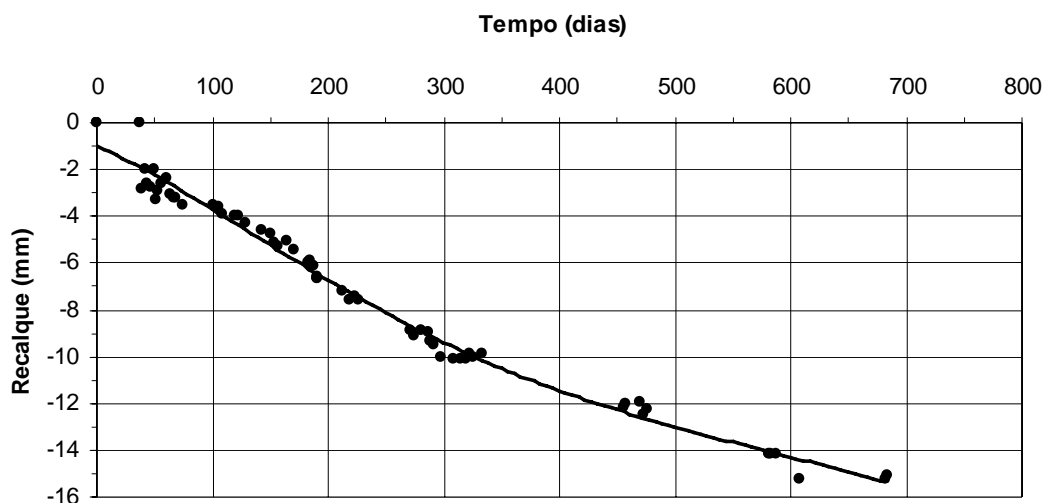


Figura C.10 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P11

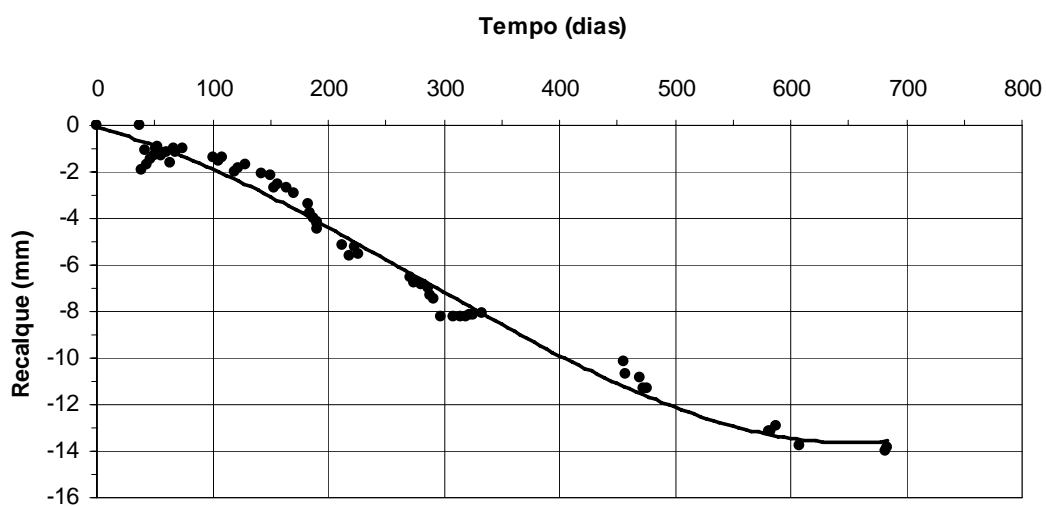


Figura C.11 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P12

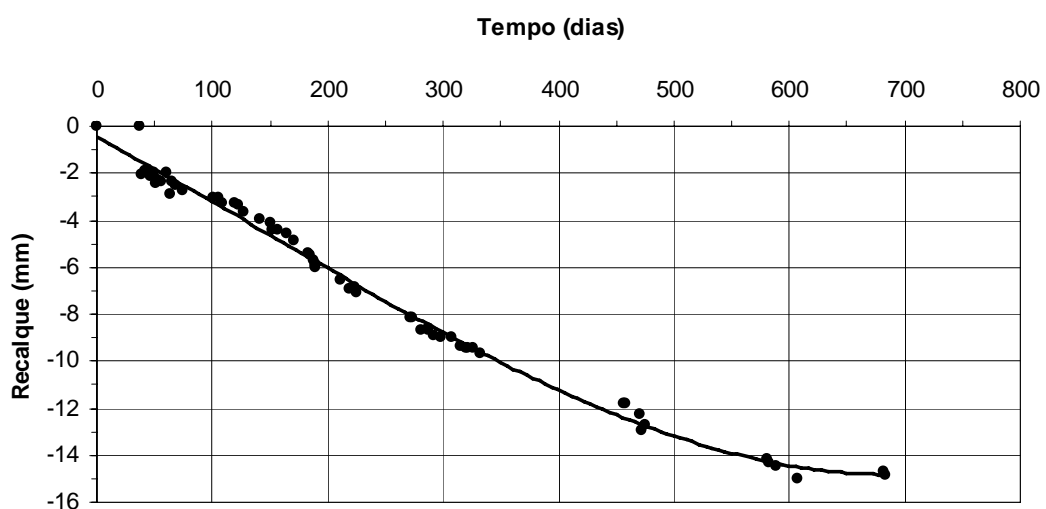


Figura C.12 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P13

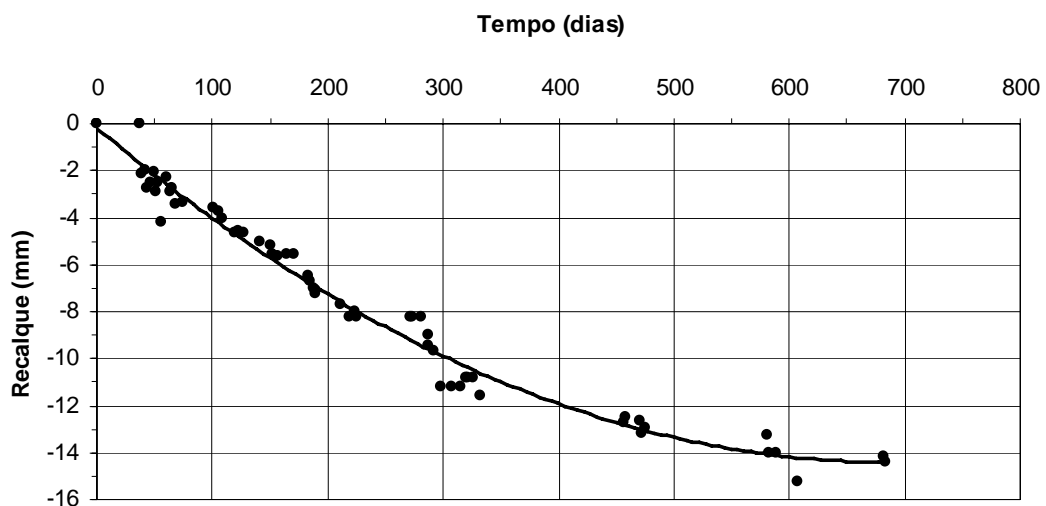


Figura C.13 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P15

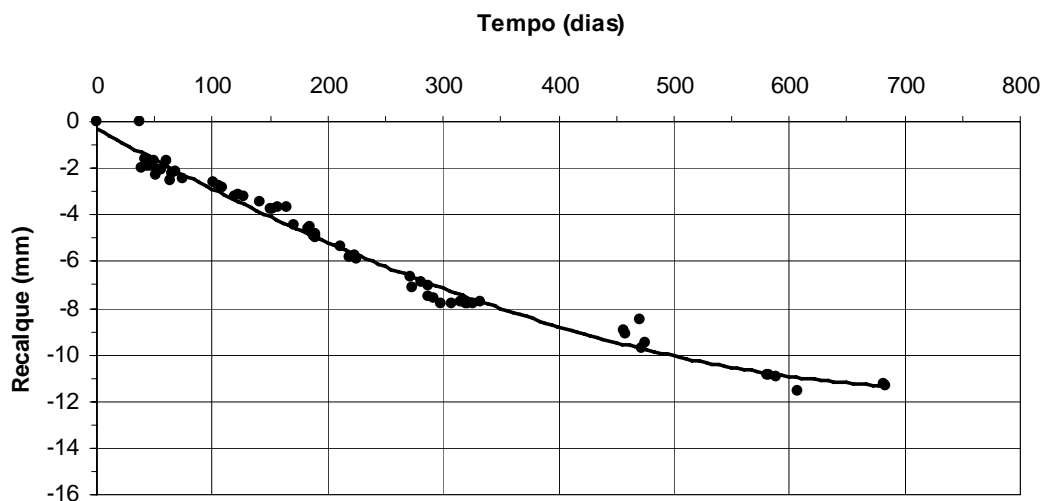


Figura C.14 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P16

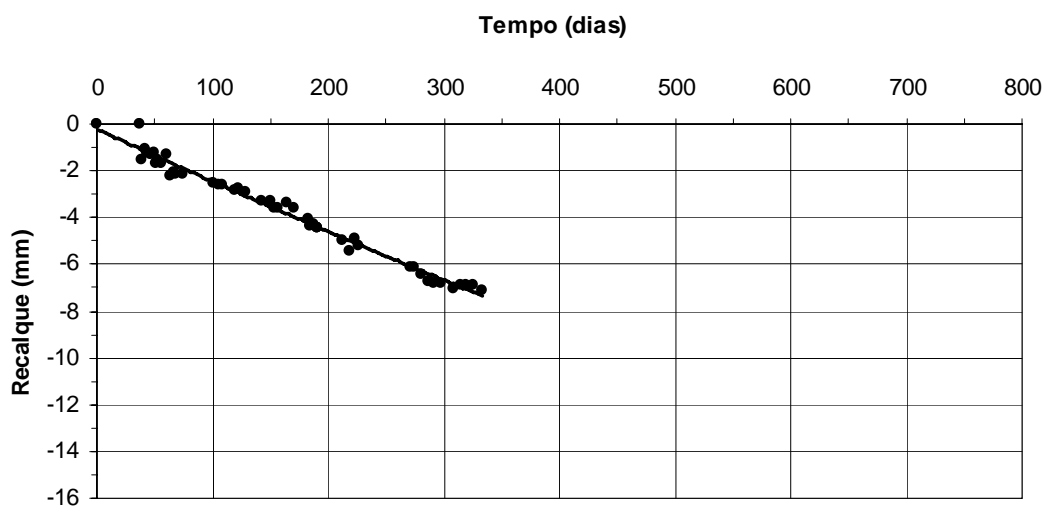


Figura C.15 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P17

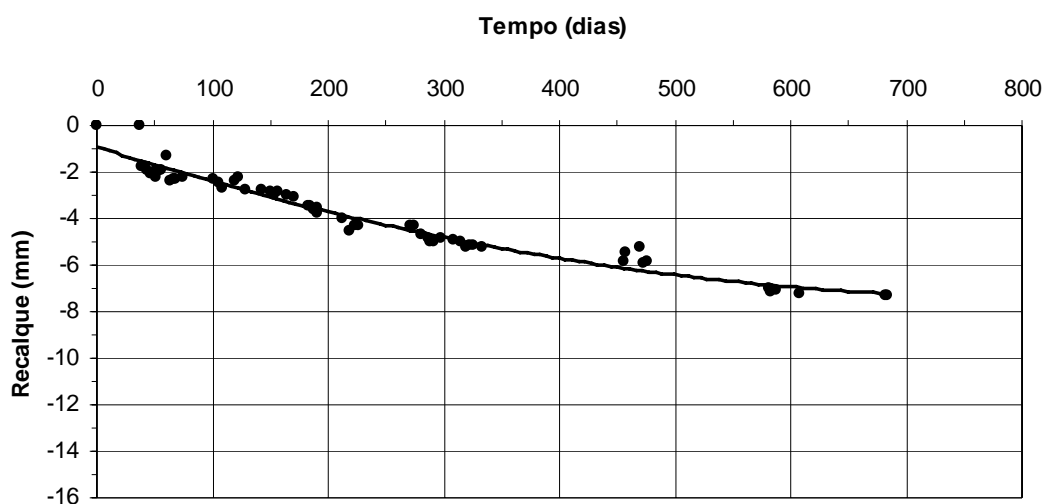


Figura C.16 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P18

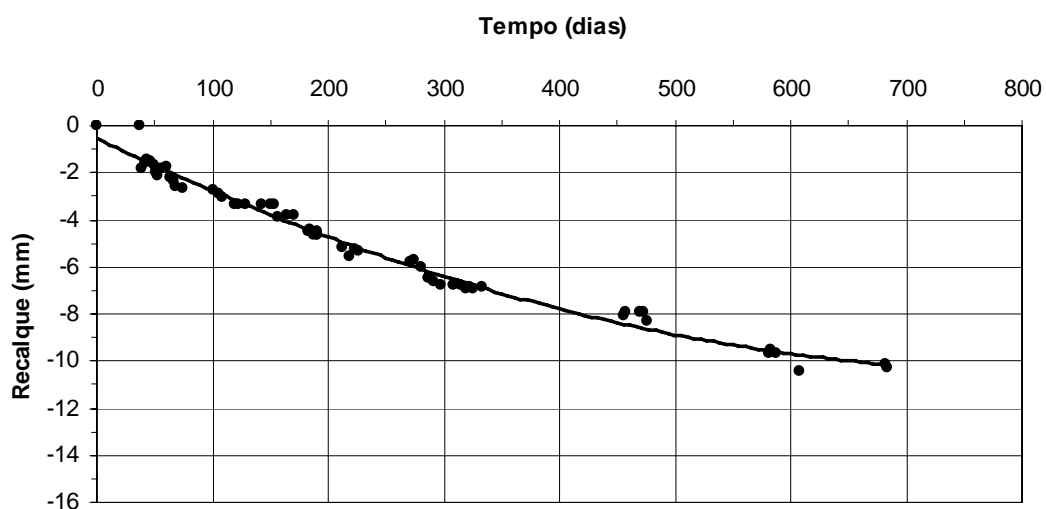


Figura C.17 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P19

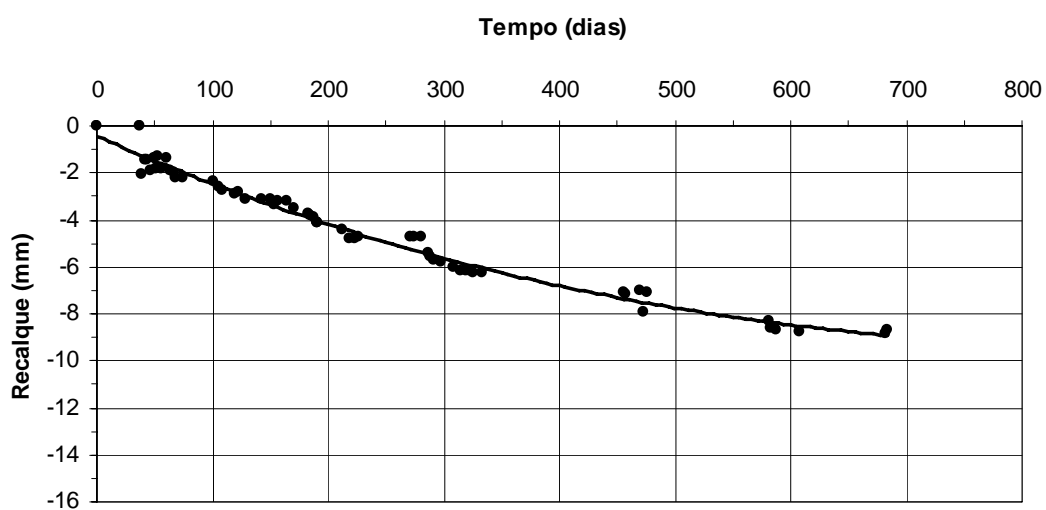


Figura C.18 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P20

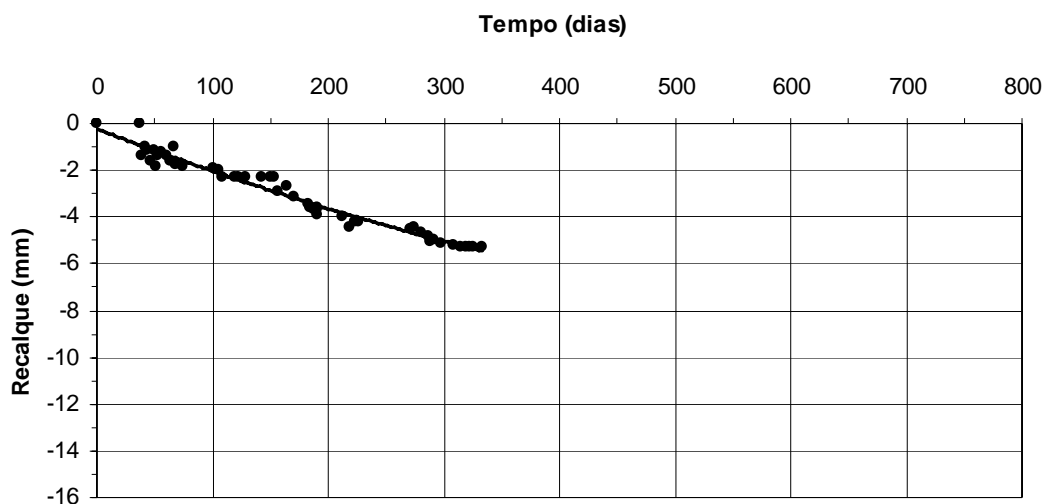


Figura C.19 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P21

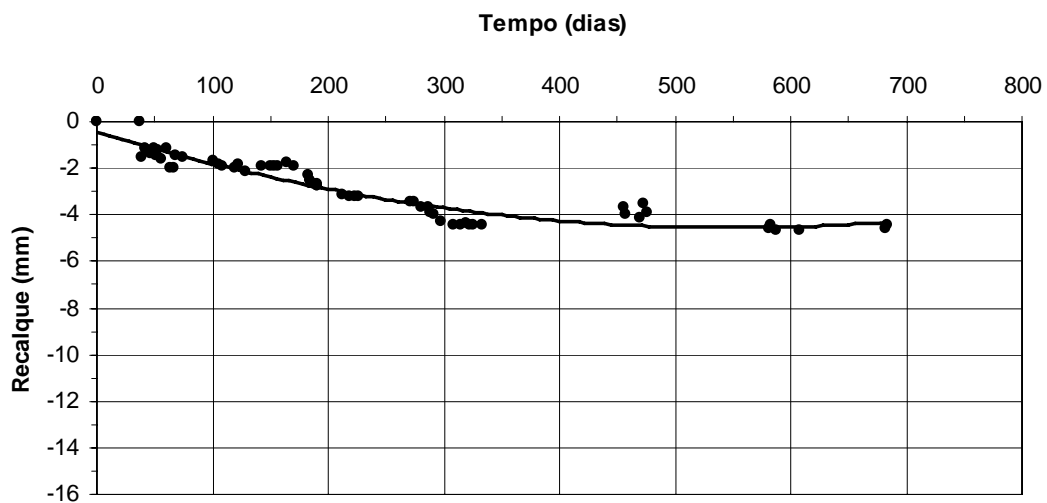


Figura C.20 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P22

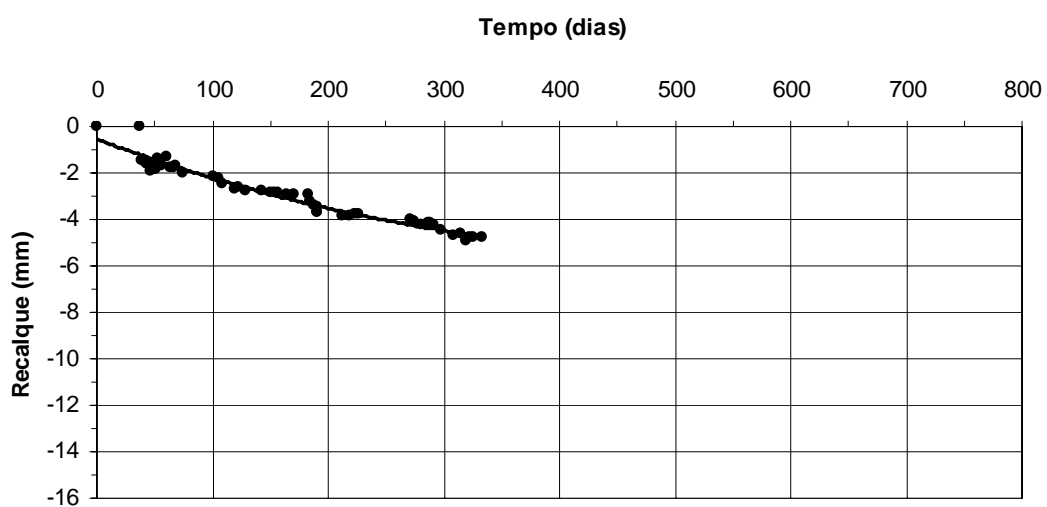


Figura C.21 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P23

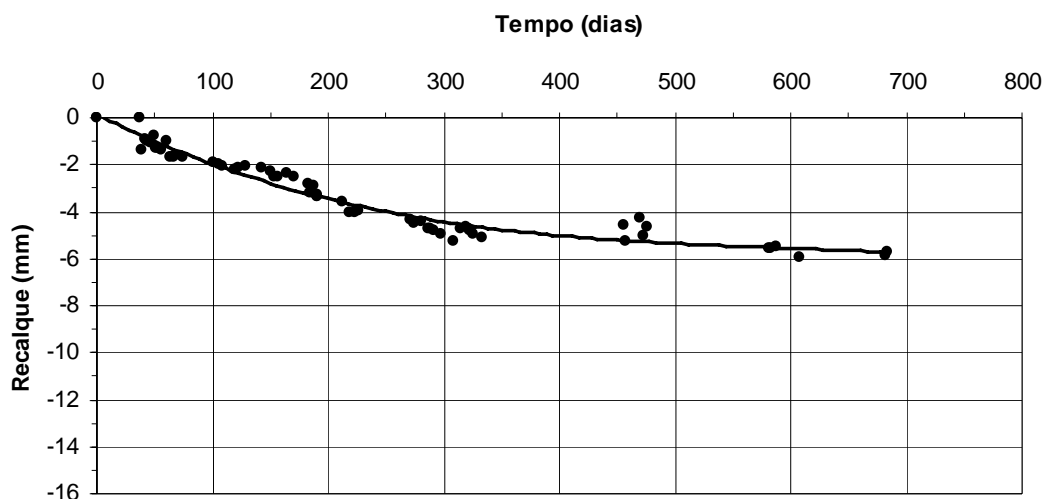


Figura C.22 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P24

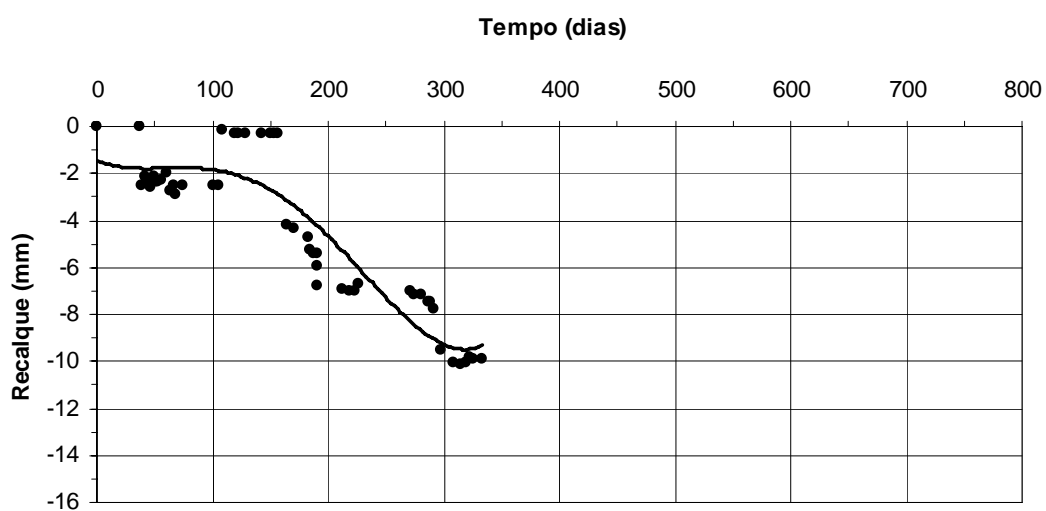


Figura C.23 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P25

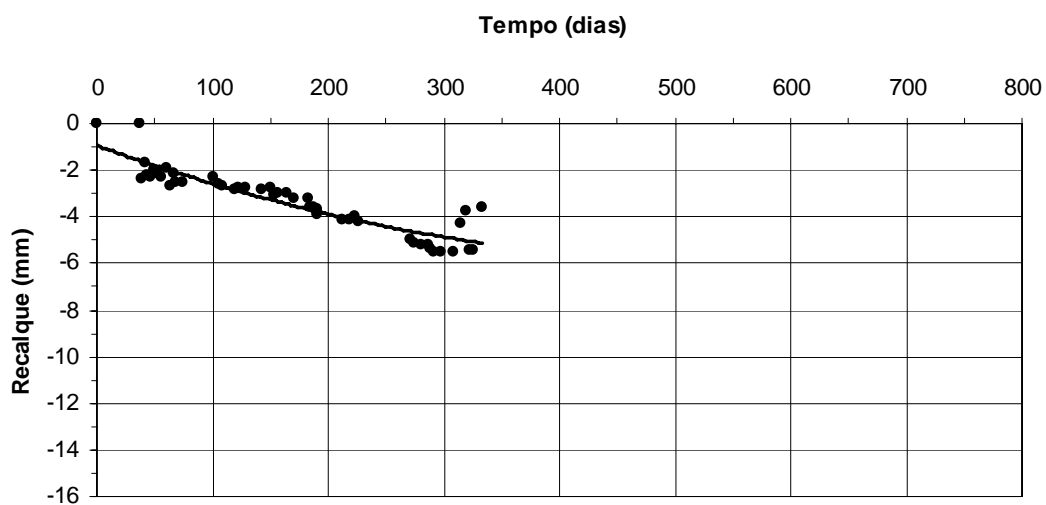


Figura C.24 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P26

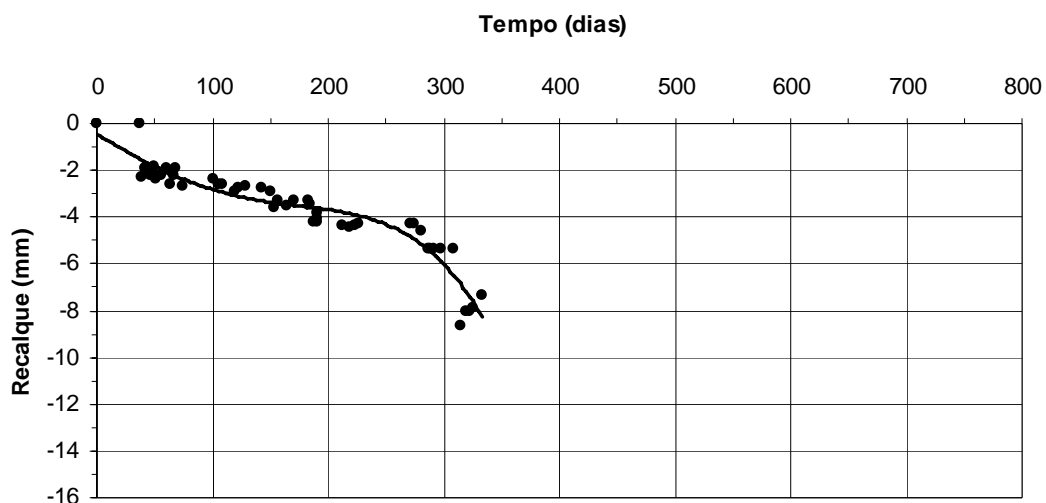


Figura C.25 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P27

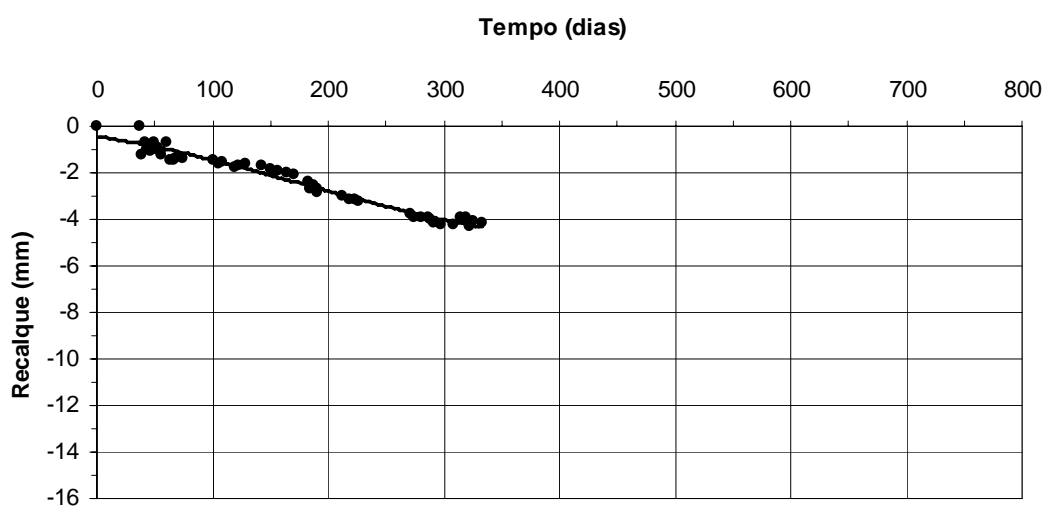


Figura C.26 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P28

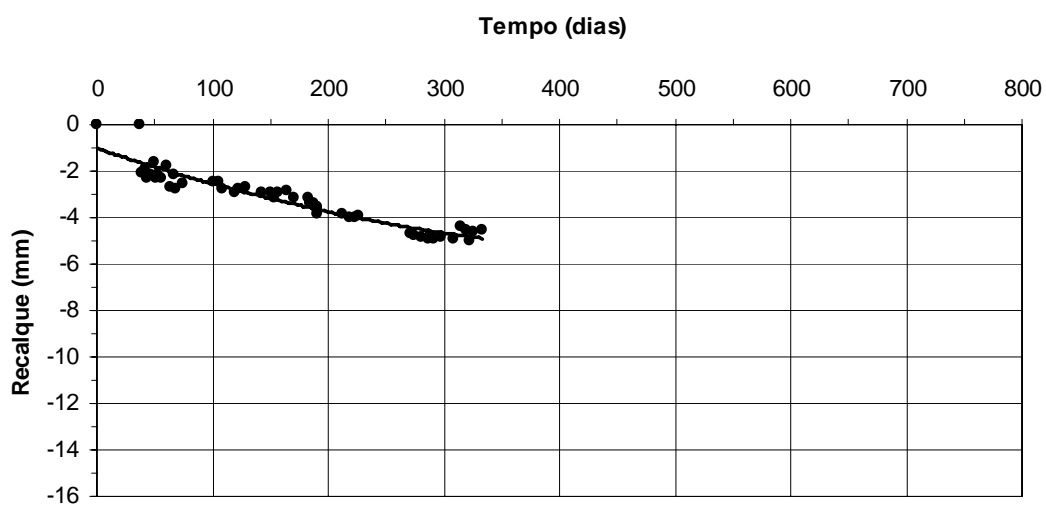


Figura C.27 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P29

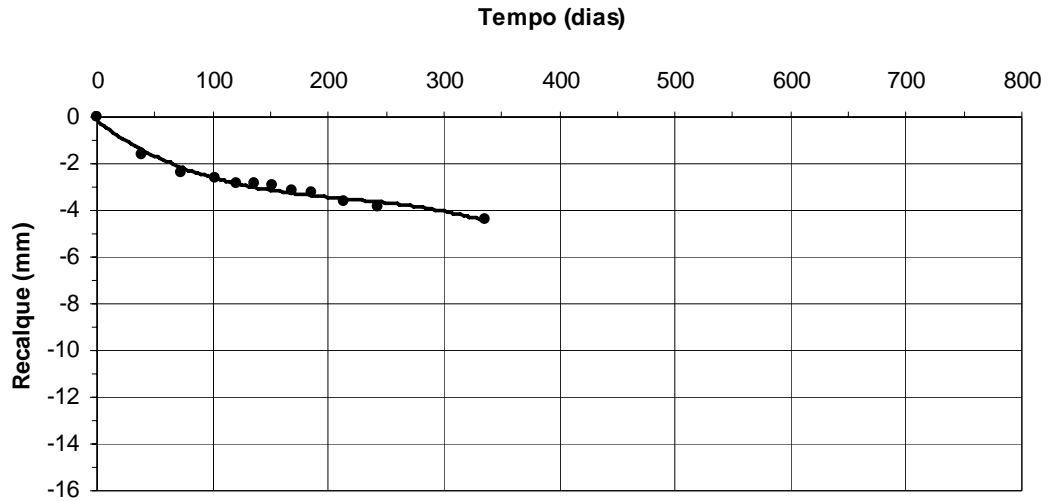


Figura C.28 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P30

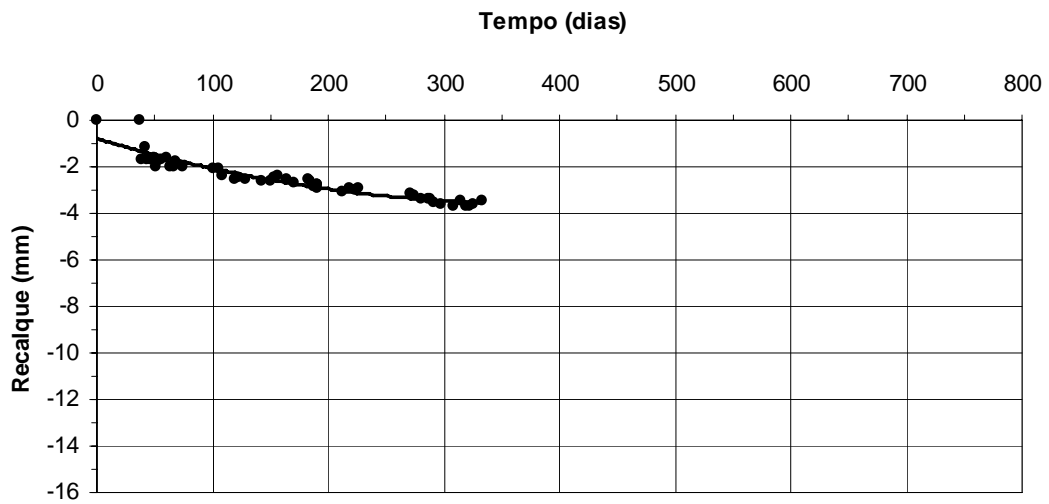


Figura C.29 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P31

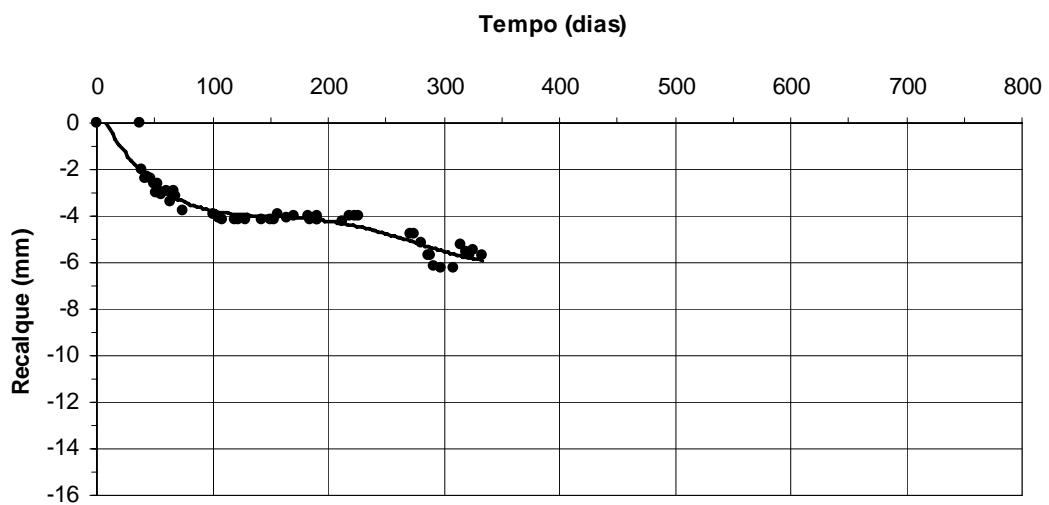


Figura C.30 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P32

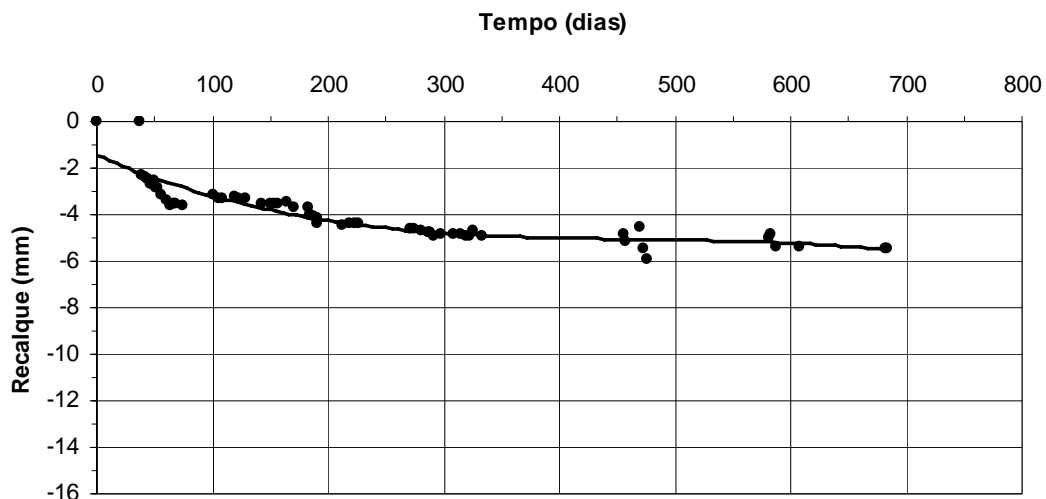


Figura C.31 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P33

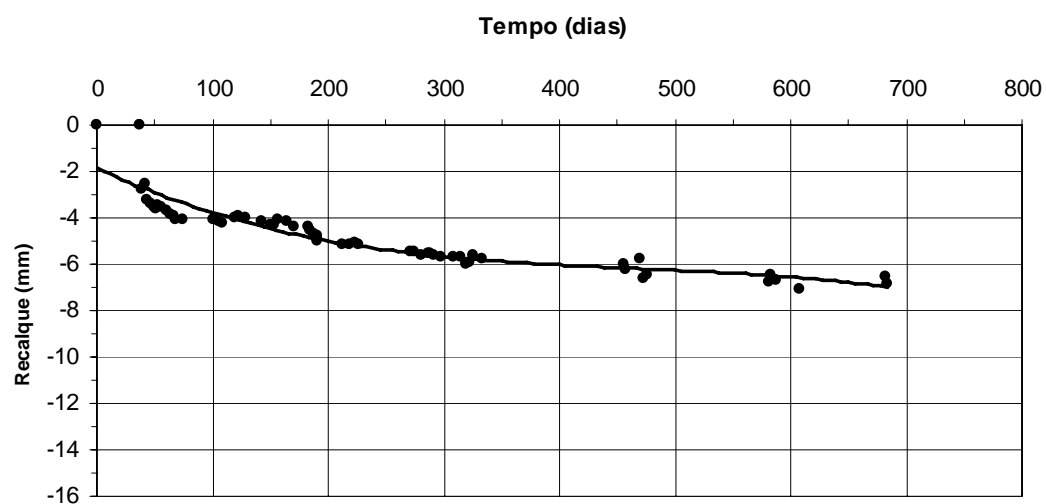


Figura C.32 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P34

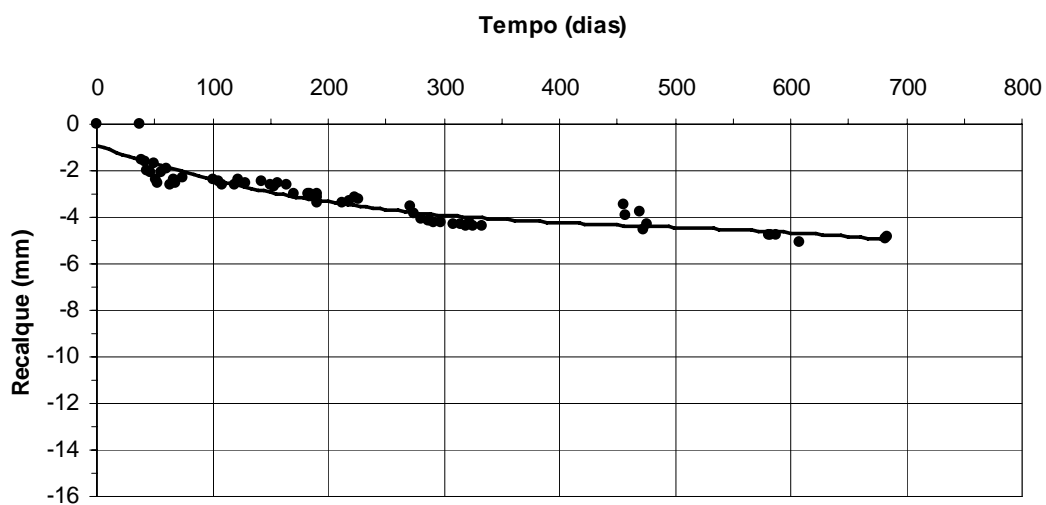


Figura C.33 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P35

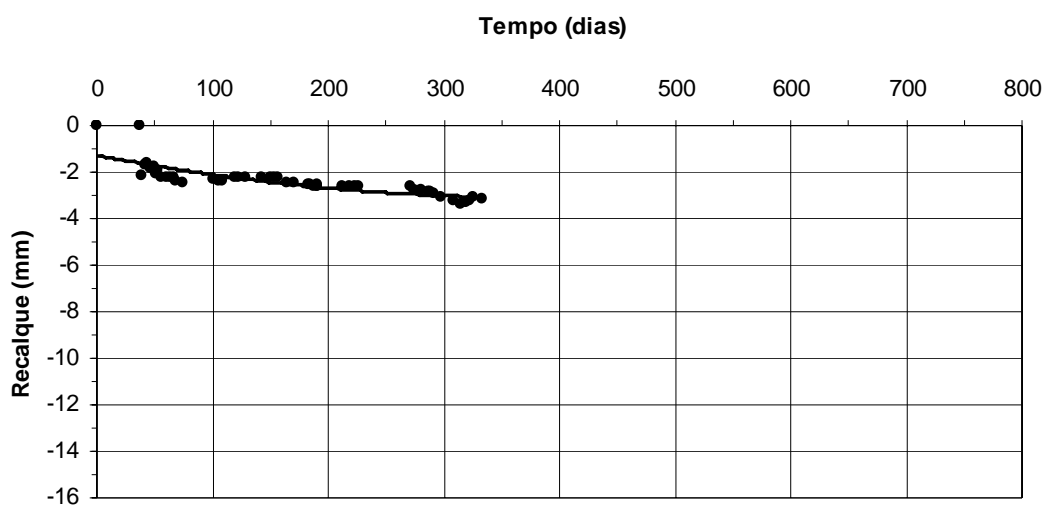


Figura C.34 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P36

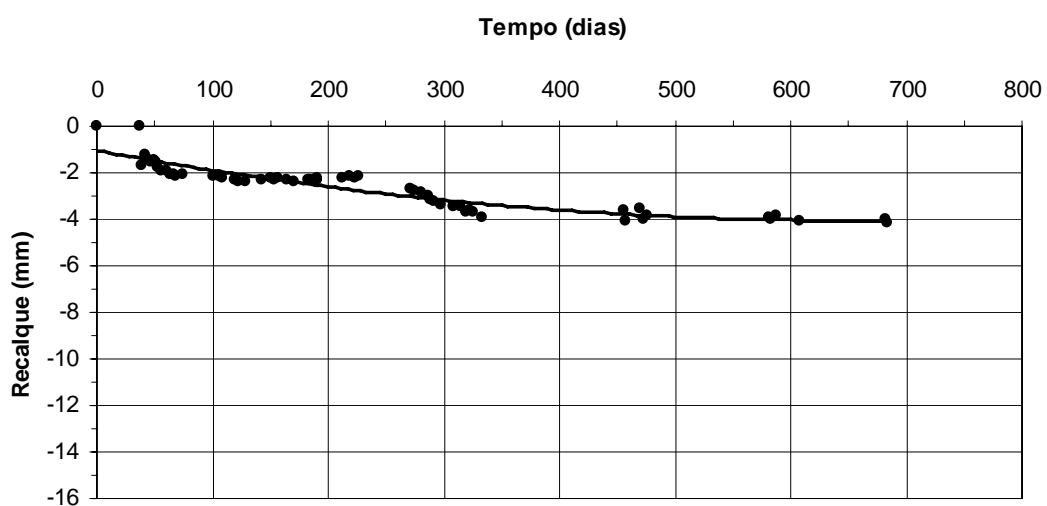


Figura C.35 – Curva de tendência de recalque ao longo do tempo pilar P37

ANEXO D – TABELAS RESULTADOS CALCULADOS

Tabela D.1 – Recalques diferenciais máximos calculados.

		Recalques Diferenciais Máximos (mm)											
Etapa Pilares		L.1	L.2	L.3	L.4	L.5	L.6	L.7	L.8	L.9	L.10	L.11	L.12
	1	-	0,63	-0,64	-0,83	-0,76	0,88	-1,62	-2,25	-2,29	-2,68	-2,97	-4,59
2	-	1,62	1,44	1,25	1,85	1,87	2,36	3,17	3,21	3,79	4,50	6,55	
3	-	-1,93	-2,25	-2,29	-2,23	-2,03	-2,36	-2,98	-3,21	-3,79	-3,90	-5,12	
4	-	-0,70	-1,06	-1,00	-1,00	-1,24	-1,17	-1,86	-1,98	-2,41	-2,51	-4,02	
5	-	1,53	1,44	1,42	1,62	1,77	1,95	2,07	2,29	2,51	3,19	4,36	
6	-	1,67	1,41	1,45	1,67	1,91	1,95	2,25	2,93	3,79	3,90	5,37	
7	-	1,90	1,89	1,80	2,20	2,35	2,49	3,22	3,52	4,03	4,55	6,40	
8	-	-2,16	-2,25	-1,91	-2,40	-2,58	-2,46	-2,43	-2,89	2,50	2,85	3,92	
9	-	1,12	-1,32	-1,46	-2,07	-1,93	-1,87	-1,97	-2,24	-2,05	2,98	4,99	
11	-	2,16	2,15	2,12	2,41	2,73	2,79	3,30	3,47	4,22	4,54	5,72	
12	-	-1,73	-2,15	-2,07	-2,73	-2,81	-2,67	-2,69	-2,95	-3,09	-2,61	3,94	
13	-	1,62	1,65	1,52	1,53	1,77	1,63	1,94	2,11	2,71	3,32	5,17	
15	-	1,64	2,25	2,13	2,95	3,19	3,23	3,54	4,27	4,73	5,05	7,45	
16	-	-0,67	-0,90	-0,96	-1,38	-1,59	-1,39	-1,63	-2,13	2,47	3,10	4,26	
17	-	-1,12	-1,68	-1,41	-1,80	-1,84	-1,89	-2,02	-2,61	-2,72	-3,00	-4,50	
18	-	-0,32	-1,09	-1,26	-2,12	-2,16	-2,32	-2,63	-3,25	-3,72	-4,05	-6,39	
19	-	0,48	-1,10	-1,18	-1,15	-1,33	-1,39	-1,79	-2,23	-2,54	-3,00	-4,71	
20	-	-0,63	-2,01	-1,94	-1,53	-1,33	-1,07	-0,93	-0,99	-1,19	-1,19	-1,80	
21	-	-0,65	-0,89	-0,93	-1,13	-1,37	-2,15	-3,05	-3,18	-3,54	-3,91	-5,10	
22	-	-0,83	-1,06	-1,16	-1,34	-1,55	-1,95	-2,07	-2,14	-2,37	-3,19	-4,36	
23	-	-0,66	-0,85	-1,06	-0,99	-1,02	-1,25	-1,41	-2,15	-3,09	-3,33	-4,99	
24	-	0,91	-0,84	-0,94	-1,15	-1,32	-1,58	-1,50	-1,90	-2,15	-2,46	-3,00	
25	-	0,66	0,89	1,09	1,12	1,17	1,40	1,63	2,38	3,40	3,35	3,20	
26	-	1,24	-1,12	-1,24	-1,22	-1,56	-1,78	-2,39	-2,29	-3,06	-3,66	-5,37	
27	-	0,49	-1,14	-1,22	-1,84	-2,17	-2,28	-2,34	-3,21	-3,91	-4,23	-7,02	
28	-	-1,39	-2,42	-2,45	-2,95	-3,19	-3,23	-3,54	-4,27	-4,73	-5,05	-7,45	
29	-	0,21	-1,19	-1,12	-1,84	-2,11	-2,24	-2,50	-3,29	-3,89	-4,34	-7,07	
30	-	0,70	-1,38	-1,25	-1,72	-2,02	-2,23	-2,52	-3,43	-4,06	-4,60	-7,22	
31	-	-0,26	-0,72	-0,65	-0,99	-1,10	-1,26	-1,40	-1,70	-2,47	-3,10	-4,26	
32	-	0,77	2,42	2,45	2,37	2,27	2,07	1,95	1,74	1,24	-1,20	-2,75	
33	-	0,65	-0,96	0,97	1,03	1,21	-1,27	-2,13	-2,15	-2,58	-3,29	-5,19	
34	-	1,93	2,25	2,29	2,23	2,03	1,84	1,74	1,68	1,98	-2,28	-4,31	
35	-	-1,26	-1,55	-1,56	-1,63	-1,71	-2,33	-3,17	-3,21	-3,79	-4,50	-6,55	
36	-	-0,61	-0,75	-0,97	-1,03	-1,21	-1,24	-1,20	-1,50	-1,73	-2,14	-3,09	
37	-	0,88	-0,46	0,40	0,35	0,30	0,30	-0,49	-0,64	-0,82	-1,23	-1,82	

* – Os valores negativos indicam a ocorrência de recalques inferiores àquele medido no pilar de referência.

Tabela D.2 – Evolução do inverso da distorção angular máxima calculada.

Inverso da distorção máxima ($\alpha=1/\beta$)												
Etapa Pilares	L.1	L.2	L.3	L.4	L.5	L.6	L.7	L.8	L.9	L.10	L.11	L.12
1	-	7750	6648	6819	8378	5962	4244	3056	3002	2686	2455	1804
2	-	5706	5520	5660	3824	3783	2998	2374	2204	1928	1897	1456
3	-	4622	4136	4064	3796	3783	2998	2374	2204	1928	1897	1606
4	-	7674	6897	7436	7548	6838	4438	3798	3798	2368	2246	1422
5	-	2765	2937	3525	3060	2666	2227	2346	1852	1637	1431	1201
6	-	3018	3574	3907	3541	3000	2947	2884	2377	2531	2459	1535
7	-	2068	2079	2379	2036	2259	2285	1780	1804	1927	2113	1502
8	-	2068	2079	2424	2382	2172	2280	1995	1836	2569	2292	1585
9	-	3267	2785	2343	2036	2311	2376	1780	1804	1991	2297	1814
11	-	2132	1917	1908	1795	1672	1762	1604	1828	1523	1871	1513
12	-	2272	1917	1908	1795	1672	1762	1604	1828	1523	1871	1272
13	-	4733	4367	3956	2790	3220	3220	3333	2838	2790	2433	1525
15	-	5333	3248	3374	2558	2485	2616	2596	2312	2087	1955	1320
16	-	8657	6194	5807	4040	3506	4011	3420	2617	2403	2152	1290
17	-	6837	4217	4016	3632	3094	3117	2748	2516	2078	1937	1137
18	-	13919	8833	7641	4542	4458	4150	3661	2963	2588	2246	1507
19	-	11161	7582	7860	5979	5678	5433	4219	3387	2973	2517	1603
20	-	3770	1182	1224	1552	1786	2220	2554	3140	2711	2413	1605
21	-	7750	7089	7906	8378	5962	4640	3270	3137	2640	2551	1956
22	-	7306	5005	5298	4935	4267	3391	2719	2869	2726	2073	1517
23	-	6627	5146	4126	4418	4288	3499	3102	2034	1415	1313	1367
24	-	5676	4190	3744	3060	2666	2227	2346	1852	1637	1431	1201
25	-	6627	5146	4126	4418	4288	3499	3102	2034	1415	1313	1367
26	-	4002	4818	5564	4115	4185	4848	3850	3883	3010	2150	1757
27	-	10307	7254	5718	5064	4294	4084	3982	2531	1620	1670	1290
28	-	6225	4000	3951	3346	3094	3056	2622	2312	2050	1906	1272
29	-	12084	7997	8497	5172	4510	4248	3807	2893	2446	2193	1346
30	-	9342	3395	3748	4064	4263	4278	3793	2781	2312	1937	1137
31	-	16601	8617	7818	5516	4858	4455	3896	3082	2465	2174	1456
32	-	3770	1182	1224	1552	1786	2220	2554	3442	3388	2815	1631
33	-	8914	5953	5606	5279	4494	4385	3982	3625	3180	2578	1634
34	-	4307	3501	3478	3329	3173	2998	3119	3230	2741	2444	1652
35	-	4307	3501	3478	3329	3173	2998	3009	2972	2517	2120	1456
36	-	8914	6469	5606	5279	4494	4385	3446	3144	2675	2323	1663
37	-	7943	5101	5425	5454	5313	4834	3608	3252	2788	2524	2032
Mínimo	-	2068	1182	1224	1552	1672	1762	1604	1804	1415	1313	1137

Tabela D.3 – Reações obtidas nos apoios dos pilares que seguem no pavimento tipo, para cada etapa da construção, considerando os apoios indeslocáveis.

Pilar	Carga de projeto (kN)	Reações nos apoios obtidas em cada etapa (kN)												L12/Carga de projeto
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	
1	3.200	135	299	578	698	807	915	1.031	1.260	1.452	1.646	1.840	2.031	0,63
2	5.200	352	677	976	1.230	1.483	1.736	1.987	2.433	2.889	3.333	3.785	4.231	0,81
3	3.200	238	457	702	788	875	959	1.043	1.244	1.401	1.556	1.714	1.869	0,58
4	3.200	121	249	381	512	634	756	887	1.109	1.337	1.564	1.791	1.996	0,62
5	2.500	149	304	417	538	662	788	918	1.134	1.364	1.591	1.838	2.081	0,83
6	4.600	157	341	543	725	904	1.080	1.257	1.527	1.797	2.060	2.329	2.594	0,56
7	1.000	59	125	164	244	290	335	404	483	559	634	710	786	0,79
8	1.500	79	156	195	272	322	373	456	573	689	802	914	1.025	0,68
9	2.100	105	189	252	323	396	472	556	684	819	963	1.116	1.275	0,61
11	1.300	51	107	157	236	284	332	409	510	606	701	795	888	0,68
12	1.500	64	132	215	314	383	450	546	687	823	954	1.081	1.205	0,80
13	2.100	73	148	204	269	340	416	501	634	776	930	1.096	1.271	0,61
15	4.600	259	454	696	932	1.164	1.391	1.611	1.961	2.314	2.657	2.992	3.315	0,72
16	3.500	183	391	535	690	830	969	1.108	1.362	1.618	1.871	2.120	2.346	0,67
17	2.700	222	376	488	603	715	826	938	1.138	1.342	1.546	1.749	1.948	0,72
18	2.700	114	287	502	592	673	754	836	1.005	1.154	1.305	1.455	1.604	0,59
19	4.000	208	444	721	913	1.106	1.300	1.493	1.863	2.222	2.583	2.942	3.292	0,82
20	2.500	157	356	474	573	670	769	871	1.049	1.232	1.417	1.605	1.787	0,71
Soma	51.400	2.726	5.492	8.200	10.452	12.538	14.621	16.852	20.656	24.394	28.113	31.872	35.544	0,69
Percentual da carga da laje 12		7,67	15,45	23,07	29,41	35,27	41,13	47,41	58,11	68,63	79,09	89,67	100,00	

Tabela D.4 – Reações obtidas nos apoios dos pilares que morrem no pavimento tipo, para cada etapa da construção, considerando os apoios indeslocáveis.

Pilar	Carga de projeto (kN)	Reações nos apoios obtidas em cada etapa (kN)												L12/Carga de projeto
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	
21	900	19	69	26	67	84	102	133	142	177	210	243	276	0,31
22	900	42	91	74	125	148	174	213	234	281	325	369	412	0,46
23	300	10	25	25	45	45	45	57	57	57	56	56	56	0,19
24	300	12	37	39	60	63	65	79	82	85	88	91	94	0,31
25	300	45	170	162	176	171	166	177	171	166	160	155	151	0,50
26	300	56	114	115	136	137	138	152	153	155	157	158	160	0,53
27	300	63	104	105	128	129	130	144	146	147	149	150	151	0,50
28	300	43	88	89	111	111	111	125	126	127	129	130	131	0,44
29	300	18	60	63	85	86	87	101	103	105	106	108	110	0,37
30	300	19	41	41	62	63	63	76	77	78	79	80	81	0,27
31	900	47	87	69	101	119	137	166	184	216	246	277	308	0,34
32	300	7	7	9	25	24	24	33	34	35	36	37	37	0,12
33	350	88	189	189	223	223	223	240	241	241	241	241	242	0,69
34	350	102	206	206	230	230	230	246	246	247	247	247	248	0,71
35	350	89	182	182	207	207	207	222	222	222	222	222	222	0,63
36	350	17	64	64	93	93	94	112	113	114	114	115	115	0,33
37	300	51	107	106	135	135	135	153	153	153	153	153	153	0,51
Soma	7.100	728	1.641	1.564	2.009	2.068	2.131	2.429	2.484	2.606	2.718	2.832	2.947	0,42
Percentual da carga da laje 12		24,70	55,68	53,07	68,17	70,17	72,31	82,42	84,29	88,43	92,23	96,10	100,00	

Tabela D.5 – Reações obtidas nos apoios dos pilares que seguem no pavimento tipo, para cada etapa da construção, considerando os recalques medidos nos apoios.

Pilar	Carga de projeto (kN)	Reações nos apoios obtidas em cada etapa (kN)												L12/Carga de projeto
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	
1	3.200	135	295	584	725	831	934	1.090	1.334	1.529	1.740	1.940	2.157	0,67
2	5.200	352	674	960	1.198	1.425	1.679	1.886	2.283	2.730	3.148	3.587	3.994	0,77
3	3.200	238	491	746	858	969	1.043	1.136	1.343	1.548	1.751	1.901	2.008	0,63
4	3.200	121	248	382	504	625	754	872	1.101	1.351	1.605	1.842	2.095	0,65
5	2.500	149	252	352	464	579	693	810	1.056	1.256	1.501	1.716	2.001	0,80
6	4.600	157	331	543	704	881	1.025	1.200	1.477	1.688	1.930	2.222	2.359	0,51
7	1.000	59	77	83	164	181	253	312	333	414	531	595	636	0,64
8	1.500	79	246	283	341	384	461	552	643	816	795	963	1.141	0,76
9	2.100	105	244	327	438	537	615	716	890	1.032	1.154	1.257	1.402	0,67
11	1.300	51	45	77	129	167	193	269	371	499	552	689	884	0,68
12	1.500	64	138	260	393	494	566	661	830	924	1.154	1.201	1.257	0,84
13	2.100	73	157	230	293	405	471	565	662	825	1.005	1.159	1.387	0,66
15	4.600	259	452	658	889	1.064	1.281	1.491	1.837	2.119	2.443	2.764	2.896	0,63
16	3.500	183	392	542	700	836	986	1.110	1.381	1.640	1.883	2.127	2.365	0,68
17	2.700	222	373	480	584	707	809	924	1.122	1.334	1.522	1.737	1.940	0,72
18	2.700	114	288	513	604	728	789	877	1.038	1.193	1.334	1.469	1.647	0,61
19	4.000	208	439	695	888	1.059	1.263	1.454	1.835	2.189	2.547	2.920	3.263	0,82
20	2.500	157	380	553	653	746	841	934	1.108	1.297	1.489	1.676	1.866	0,75
Soma	51.400	2.726	5.522	8.268	10.529	12.618	14.656	16.859	20.644	24.384	28.084	31.765	35.298	0,69
Percentual da carga da laje 12		7,72	15,64	23,42	29,83	35,75	41,52	47,76	58,48	69,08	79,56	89,99	100,00	

Tabela D.6 – Reações obtidas nos apoios dos pilares que morrem no pavimento tipo, para cada etapa da construção, considerando os recalques medidos nos apoios.

Pilar	Carga de projeto (kN)	Reações nos apoios obtidas em cada etapa (kN)												L12/Carga de projeto
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	
21	900	19	72	30	64	88	112	138	153	192	228	264	290	0,32
22	900	42	83	64	105	123	160	209	240	262	289	363	473	0,53
23	300	10	30	30	52	50	50	64	63	68	73	75	78	0,26
24	300	12	50	55	77	84	87	101	96	111	113	110	109	0,36
25	300	45	162	143	153	148	141	150	143	116	84	82	90	0,30
26	300	56	102	98	120	115	116	135	140	135	143	159	157	0,52
27	300	63	106	112	138	140	143	161	159	171	187	190	199	0,66
28	300	43	92	101	127	130	132	144	146	152	154	154	168	0,56
29	300	18	59	61	80	83	83	98	100	100	98	101	106	0,35
30	300	19	41	43	65	63	67	84	86	91	99	102	115	0,38
31	900	47	88	71	106	105	137	167	190	227	278	326	362	0,40
32	300	7	-13	-51	-33	-24	-19	-4	2	7	19	26	47	0,16
33	350	88	192	193	225	227	226	243	245	243	244	247	248	0,71
34	350	102	193	189	214	216	217	234	238	240	238	236	242	0,69
35	350	89	189	189	214	215	216	233	233	229	230	234	244	0,70
36	350	17	65	65	95	96	98	116	116	118	121	122	125	0,36
37	300	51	101	103	131	131	130	147	146	151	153	150	140	0,47
Soma	7.100	728	1.612	1.496	1.933	1.990	2.096	2.420	2.496	2.613	2.751	2.941	3.193	0,45
Percentual da carga da laje 12		22,80	50,49	46,85	60,54	62,32	65,64	75,79	78,17	81,84	86,16	92,11	100,00	

Tabela D.7 – Fator de recalque (FR) calculados para todos os pilares em cada etapa modelada

Pilar	Fator de recalque (FR) em cada etapa modelada											
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12
1	*	-1,34	1,04	3,87	2,97	2,08	5,72	5,87	5,30	5,71	5,43	6,20
2	*	-0,44	-1,64	-2,60	-3,91	-3,28	-5,08	-6,17	-5,50	-5,55	-5,23	-5,60
3	*	7,44	6,27	8,88	10,74	8,76	8,92	7,96	10,49	12,53	10,91	7,44
4	*	-0,40	0,26	-1,56	-1,42	-0,26	-1,69	-0,72	1,05	2,62	2,85	4,96
5	*	-17,11	-15,59	-13,75	-12,54	-12,06	-11,76	-6,88	-7,92	-5,66	-6,64	-3,84
6	*	-2,93	0,00	-2,90	-2,54	-5,09	-4,53	-3,27	-6,07	-6,31	-4,59	-9,06
7	*	-38,40	-49,39	-32,79	-37,59	-24,48	-22,77	-31,06	-25,94	-16,25	-16,20	-19,08
8	*	57,69	45,13	25,37	19,25	23,59	21,05	12,22	18,43	-0,87	5,36	11,32
9	*	29,10	29,76	35,60	35,61	30,30	28,78	30,12	26,01	19,83	12,63	9,96
11	*	-57,94	-50,96	-45,34	-41,20	-41,87	-34,23	-27,25	-17,66	-21,26	-13,33	-0,45
12	*	4,55	20,93	25,16	28,98	25,78	21,06	20,82	12,27	20,96	11,10	4,32
13	*	6,08	12,75	8,92	19,12	13,22	12,77	4,42	6,31	8,06	5,75	9,13
15	*	-0,44	-5,46	-4,61	-8,59	-7,91	-7,45	-6,32	-8,43	-8,05	-7,62	-12,64
16	*	0,26	1,31	1,45	0,72	1,75	0,18	1,40	1,36	0,64	0,33	0,81
17	*	-0,80	-1,64	-3,15	-1,12	-2,06	-1,49	-1,41	-0,60	-1,55	-0,69	-0,41
18	*	0,35	2,19	2,03	8,17	4,64	4,90	3,28	3,38	2,22	0,96	2,68
19	*	-1,13	-3,61	-2,74	-4,25	-2,85	-2,61	-1,50	-1,49	-1,39	-0,75	-0,88
20	*	6,74	16,67	13,96	11,34	9,36	7,23	5,62	5,28	5,08	4,42	4,42
21	*	4,35	15,38	-4,48	4,76	9,80	3,76	7,75	8,47	8,57	8,64	5,07
22	*	-8,79	-13,51	-16,00	-16,89	-8,05	-1,88	2,56	-6,76	-11,08	-1,63	14,81
23	*	20,00	20,00	15,56	11,11	11,11	12,28	10,53	19,30	30,36	33,93	39,29
24	*	35,14	41,03	28,33	33,33	33,85	27,85	17,07	30,59	28,41	20,88	15,96
25	*	-4,71	-11,73	-13,07	-13,45	-15,06	-15,25	-16,37	-30,12	-47,50	-47,10	-40,40
26	*	-10,53	-14,78	-11,76	-16,06	-15,94	-11,18	-8,50	-12,90	-8,92	0,63	-1,88
27	*	1,92	6,67	7,81	8,53	10,00	11,81	8,90	16,33	25,50	26,67	31,79
28	*	4,55	13,48	14,41	17,12	18,92	15,20	15,87	19,69	19,38	18,46	28,24
29	*	-1,67	-3,17	-5,88	-3,49	-4,60	-2,97	-2,91	-4,76	-7,55	-6,48	-3,64
30	*	0,00	4,88	4,84	0,00	6,35	10,53	11,69	16,67	25,32	27,50	41,98
31	*	1,15	2,90	4,95	-11,76	0,00	0,60	3,26	5,09	13,01	17,69	17,53
32	*	-285,71	-666,67	-232,00	-200,00	-179,17	-112,12	-94,12	-80,00	-47,22	-29,73	27,03
33	*	1,59	2,12	0,90	1,79	1,35	1,25	1,66	0,83	1,24	2,49	2,48
34	*	-6,31	-8,25	-6,96	-6,09	-5,65	-4,88	-3,25	-2,83	-3,64	-4,45	-2,42
35	*	3,85	3,85	3,38	3,86	4,35	4,95	4,95	3,15	3,60	5,41	9,91
36	*	1,56	1,56	2,15	3,23	4,26	3,57	2,65	3,51	6,14	6,09	8,70
37	*	-5,61	-2,83	-2,96	-2,96	-3,70	-3,92	-4,58	-1,31	0,00	-1,96	-8,50

Tabela D.8 – Coeficiente de mola do conjunto solo-fundação (K_{sf}) em cada etapa de concretagem de laje.

Coeficiente de mola do conjunto solo-fundação em cada etapa de concretagem de laje (MN/m)											
Pilar	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12
1	142,00	262,86	304,46	287,71	297,60	339,46	378,01	391,96	397,26	394,24	344,01
2	322,46	380,77	414,60	390,32	420,82	390,47	395,05	441,07	453,55	464,64	396,21
3	577,36	477,99	522,95	538,28	491,76	460,07	479,63	519,46	535,61	476,42	349,82
4	128,70	176,26	196,24	209,14	236,48	238,33	280,91	320,95	334,99	336,79	306,23
5	126,10	139,80	161,75	180,99	199,77	208,34	262,67	267,14	273,41	263,58	249,54
6	154,79	218,01	237,94	253,88	256,94	271,60	292,44	285,66	273,34	281,62	217,20
7	32,50	28,03	50,42	47,85	62,35	70,41	62,62	69,79	75,76	74,59	60,31
8	522,45	262,06	204,44	180,14	199,69	203,85	191,84	215,27	145,00	153,35	141,34
9	153,21	162,69	206,51	218,12	207,72	216,96	233,56	232,40	203,83	184,57	151,77
11	16,93	23,97	36,22	41,74	43,58	56,86	68,76	84,94	76,64	86,51	89,60
12	152,89	220,00	260,27	274,57	272,14	264,28	281,44	247,76	249,69	204,55	155,42
13	75,00	84,22	96,57	121,66	122,44	136,87	135,31	150,04	154,31	155,38	142,94
15	214,09	197,66	248,20	234,83	261,98	288,32	325,76	317,29	316,89	325,92	249,66
16	200,19	223,08	267,03	265,36	298,73	293,77	344,32	360,38	349,29	345,78	305,17
17	246,71	228,66	234,64	258,91	265,39	281,76	310,05	327,87	304,96	317,02	273,27
18	161,12	229,23	260,19	302,04	288,86	307,71	344,86	347,87	334,27	331,50	316,12
19	236,10	259,23	326,57	313,32	354,71	384,79	476,50	491,97	492,63	532,93	473,58
20	275,20	312,29	333,17	308,35	318,51	317,76	355,02	374,93	374,05	390,58	352,15
21	42,87	15,40	28,16	35,06	42,88	51,42	56,03	63,66	67,02	69,34	58,24
22	70,73	43,77	61,43	65,88	83,41	107,96	123,28	102,52	92,48	109,42	129,15
23	20,56	14,69	23,97	19,36	18,03	22,45	21,51	20,89	19,61	19,62	18,37
24	36,30	32,91	39,64	40,81	40,45	43,55	37,92	39,61	33,94	27,11	21,35
25	76,96	50,02	47,61	41,33	37,25	36,70	32,79	21,57	12,40	11,48	12,15
26	59,56	46,67	51,69	41,54	40,51	45,67	46,42	37,13	34,45	36,77	28,56
27	54,86	51,16	58,32	51,91	52,39	55,80	48,19	49,34	49,29	44,73	43,39
28	73,83	73,91	87,78	82,56	77,77	74,00	69,67	63,01	51,82	44,96	40,52
29	30,83	28,31	32,35	30,75	29,90	33,44	31,73	29,59	25,77	24,38	23,35
30	25,57	17,80	24,37	22,31	23,34	28,45	27,45	27,97	27,10	26,26	26,24
31	51,78	36,32	51,13	43,99	55,50	66,36	72,69	79,75	95,25	106,76	103,80
32	-6,48	-13,56	-8,49	-5,98	-4,89	-0,88	0,40	1,62	4,51	6,11	10,70
33	82,32	67,89	71,06	69,72	65,01	68,38	67,02	60,18	56,04	55,79	50,69
34	69,60	49,56	54,56	53,58	52,24	54,26	54,80	51,52	46,43	43,43	41,88
35	124,41	83,64	90,50	89,61	88,60	93,33	89,45	76,81	72,88	72,74	68,98
36	38,03	30,80	43,14	43,33	43,17	49,92	47,42	46,63	45,51	43,77	39,18
37	58,19	57,45	64,37	60,77	58,56	65,59	63,32	64,55	62,38	54,26	35,70

Tabela D.9 – Coeficiente de rigidez equivalente da estrutura (K_e) em cada apoio, para cada etapa de construção

Pilar	Coeficiente de rigidez equivalente da estrutura (MN/m)											
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12
1	6,49	32,57	92,01	95,31	97,91	100,06	102,13	104,10	105,96	107,70	109,33	110,85
2	11,94	24,78	59,62	64,61	69,28	73,88	78,32	82,61	86,74	90,70	94,48	98,08
3	20,91	42,86	97,11	101,29	103,77	105,79	107,74	109,58	111,31	112,94	114,46	115,88
4	11,08	27,57	36,16	43,95	51,52	58,71	65,49	71,85	77,77	83,25	88,29	92,91
5	25,79	51,83	62,70	72,37	81,41	89,78	97,47	104,48	110,84	116,59	121,75	126,37
6	34,31	68,12	88,64	106,29	122,37	136,94	150,09	161,90	172,45	181,83	190,14	197,46
7	109,63	192,51	229,62	251,46	263,16	270,16	274,44	277,11	278,82	279,96	280,73	281,27
8	89,41	154,69	191,90	216,08	229,49	238,02	243,55	247,27	249,87	251,76	253,18	254,28
9	31,52	73,02	94,17	114,73	131,97	147,73	162,03	174,94	186,53	196,89	206,11	214,31
11	117,43	196,54	235,46	262,77	277,29	286,61	292,73	296,82	299,62	301,56	302,95	303,96
12	81,46	148,92	185,15	208,91	221,13	228,94	234,19	237,88	240,58	242,61	244,19	245,44
13	30,80	67,58	85,89	105,69	121,37	135,91	149,29	161,51	172,60	182,59	191,56	199,58
15	23,87	48,56	63,03	76,31	88,66	100,23	110,99	120,91	130,00	138,28	145,77	152,53
16	38,01	59,27	66,07	69,68	76,12	82,29	88,17	93,74	98,99	103,90	108,48	112,72
17	24,62	49,77	56,46	63,02	69,09	74,92	80,47	85,72	90,67	95,31	99,65	103,68
18	40,66	58,16	131,60	130,92	133,21	135,11	136,96	138,72	140,40	142,00	143,51	144,94
19	8,82	18,43	54,02	62,09	67,26	72,52	77,52	82,33	86,93	91,32	95,47	99,40
20	20,38	42,23	51,21	57,40	61,36	65,36	69,13	72,73	76,14	79,36	82,39	85,23
21	2,90	18,74	43,65	45,04	45,26	45,39	45,50	45,60	45,70	45,79	45,87	45,95
22	13,89	29,67	51,96	54,19	54,49	54,70	54,88	55,05	55,21	55,36	55,50	55,63
23	4,62	9,49	9,55	9,55	9,55	9,55	9,55	9,55	9,55	9,55	9,55	9,55
24	14,94	30,70	30,91	30,92	30,92	30,92	30,92	30,92	30,91	30,91	30,91	30,91
25	8,07	27,27	27,90	27,11	27,15	27,18	27,19	27,21	27,22	27,23	27,24	27,26
26	11,96	24,56	24,61	24,61	24,61	24,61	24,61	24,61	24,61	24,61	24,61	24,61
27	22,39	35,07	35,22	33,92	33,92	33,91	33,91	33,91	33,90	33,90	33,90	33,89
28	11,78	24,15	24,25	24,26	24,26	24,26	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27
29	4,60	15,75	15,96	15,94	15,94	15,94	15,94	15,93	15,93	15,93	15,93	15,93
30	15,63	32,20	32,37	32,38	32,39	32,39	32,39	32,40	32,40	32,40	32,41	32,41
31	42,67	54,20	83,52	78,66	78,88	79,01	79,11	79,21	79,31	79,40	79,48	79,56
32	14,05	30,56	31,00	31,04	31,04	31,05	31,05	31,06	31,06	31,07	31,07	31,07
33	4,64	11,20	11,21	11,21	11,21	11,21	11,21	11,21	11,21	11,21	11,21	11,21
34	7,16	15,08	15,09	15,09	15,09	15,09	15,09	15,09	15,09	15,09	15,09	15,09
35	6,72	14,30	14,31	14,31	14,31	14,31	14,31	14,31	14,31	14,31	14,32	14,32
36	1,87	6,03	6,08	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	6,06	6,06
37	4,15	9,30	9,34	9,34	9,34	9,34	9,34	9,34	9,34	9,35	9,35	9,35

**ANEXO E – RESULTADOS DO ENSAIO DE
CARREGAMENTO DINÂMICO**

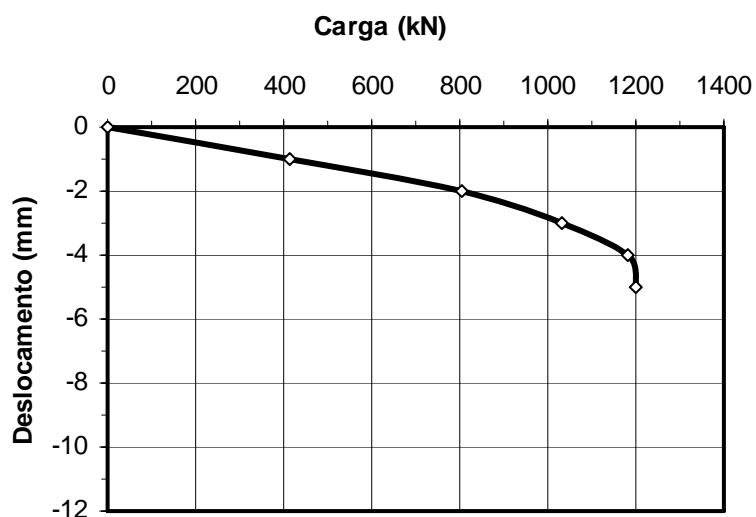


Figura E.1 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 36A; Diam 40 – BN3.

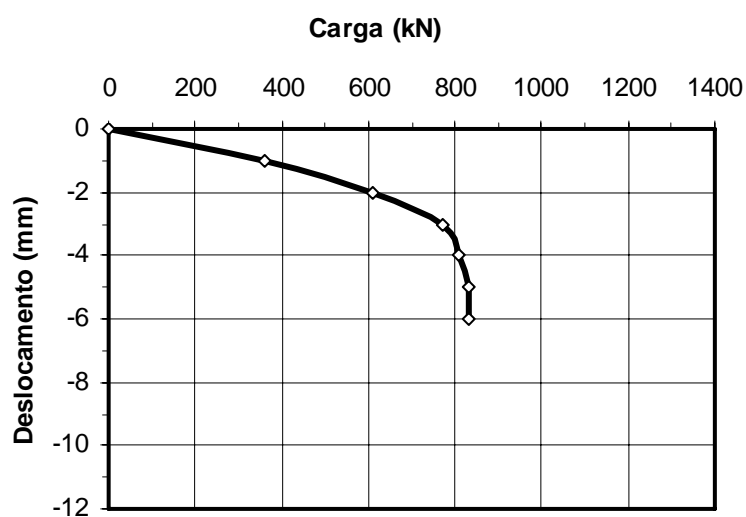


Figura E.2 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 32; Diam 40 – BN5.

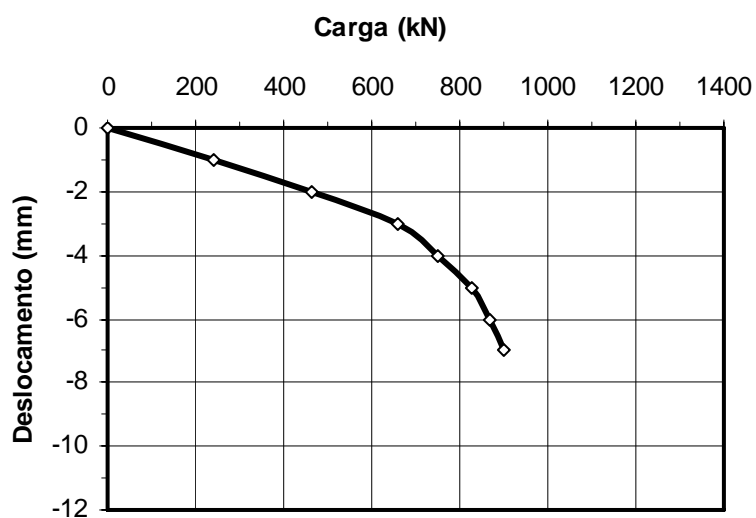


Figura E.3 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 70; Diam 40 – BN6.

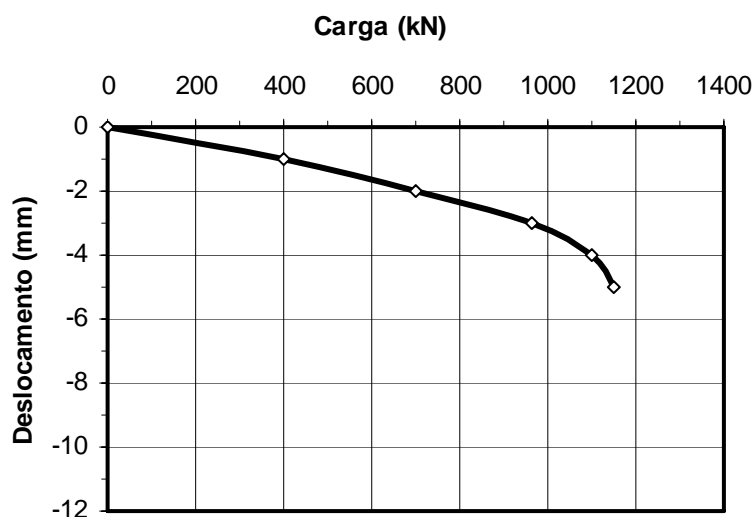


Figura E.4 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 33; Diam 40 – BN7.

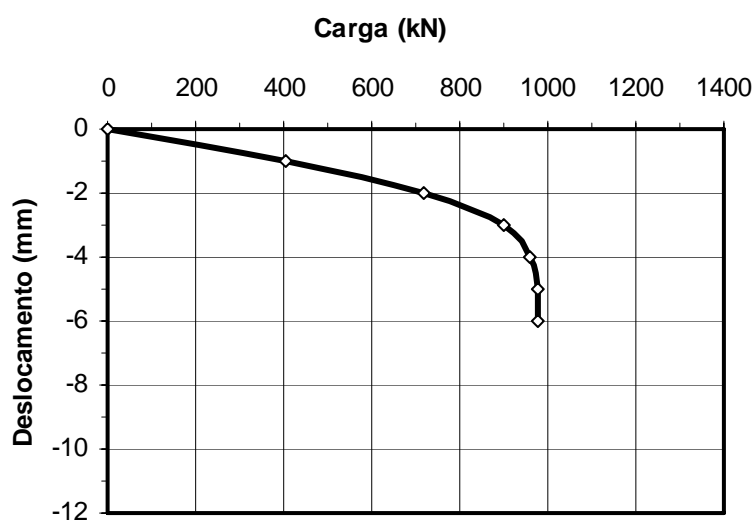


Figura E.5 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 74; Diam 40 – BN8.

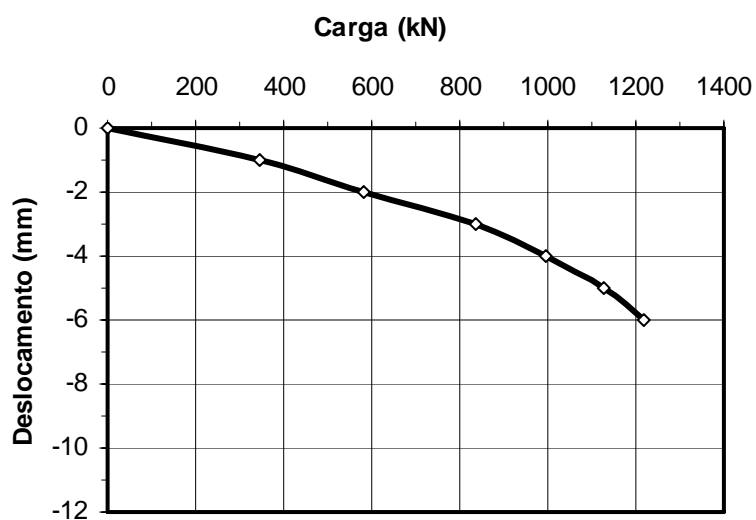


Figura E.6 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 75; Diam 40 – BN8.

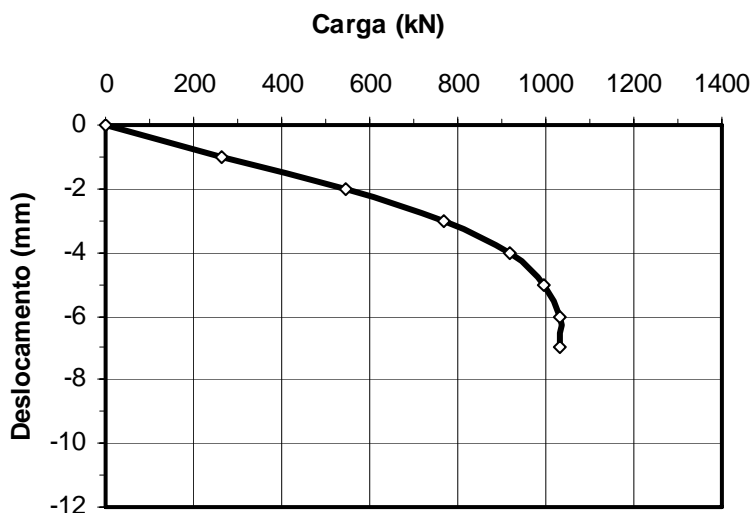


Figura E.7 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 71; Diam 40 – BN9.

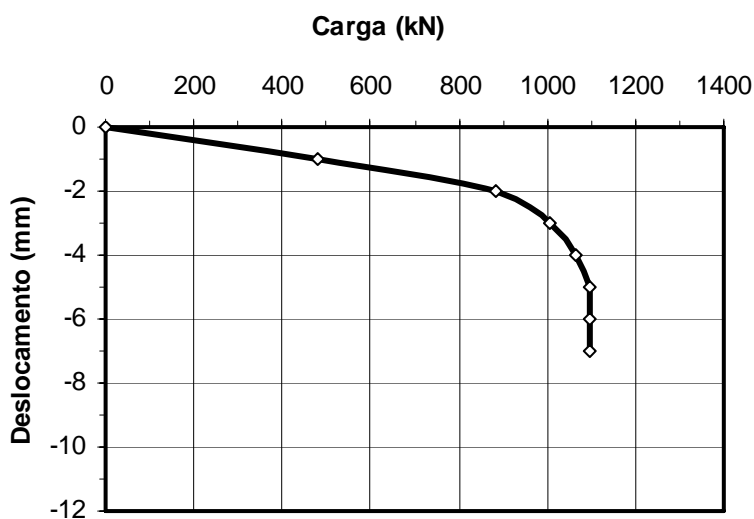


Figura E.8 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 73; Diam 40 – BN9.

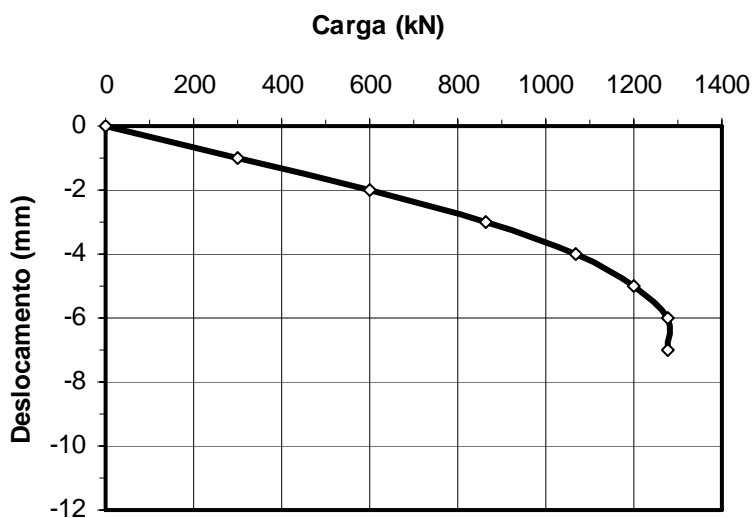


Figura E.9 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 87; Diam 40 – BN9.

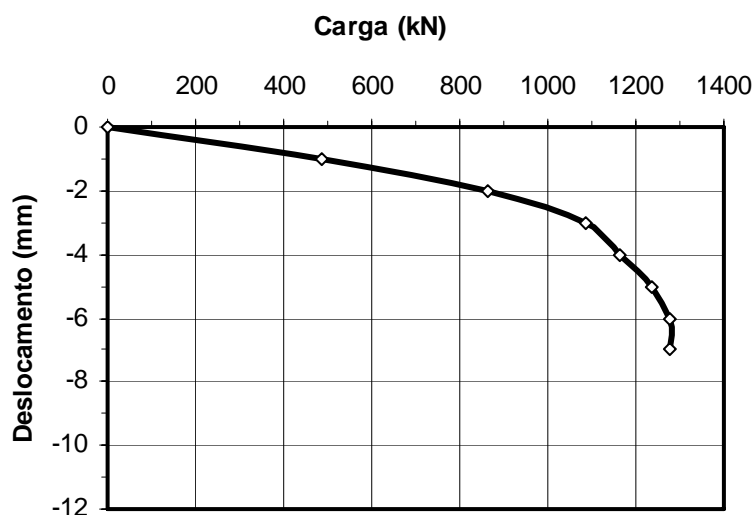


Figura E.10 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 08; Diam 40 – BN9.

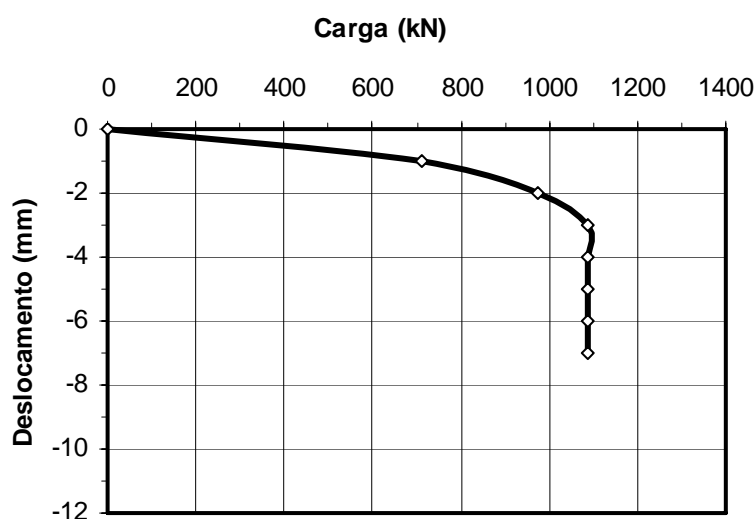


Figura E.11 – Curva carga vs. deslocamento – Estaca 41; Diam 40 – BN10.

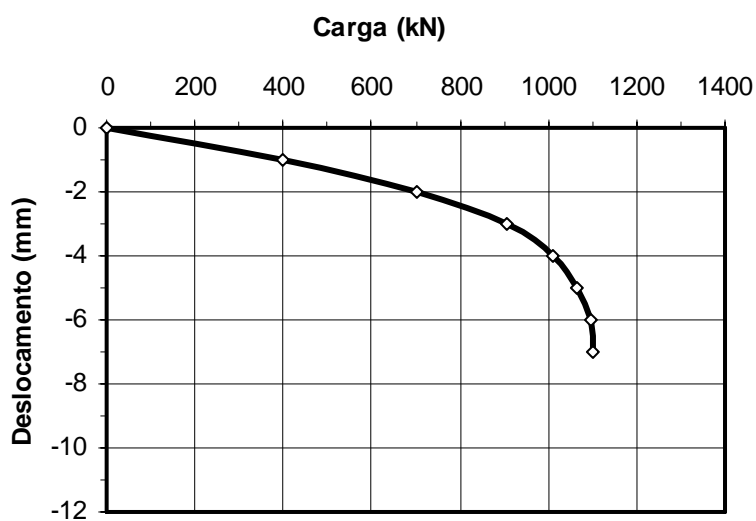


Figura E.12 – Curva média carga vs. deslocamento.