

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE UMA LAJE
NERVURADA EM MODELO REDUZIDO SUJEITA A UM
CARREGAMENTO LINEAR**

Paulete Fridman Schwetz

Porto Alegre
Setembro 2005

PAULETE FRIDMAN SCHWETZ

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE UMA LAJE
NERVURADA EM MODELO REDUZIDO SUJEITA A UM
CARREGAMENTO LINEAR**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre
Setembro 2005

S415a Schwetz, Paulete Fridman
Análise teórico-experimental de uma laje nervurada em modelo reduzido sujeita a um carregamento linear / Paulete Fridman Schwetz. – 2005.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2005.

Orientador : Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Co-orientador : Prof. Dr. Dario Lauro Klein

1. Lajes nervuradas – Análise experimental – Estruturas. 2. Análise matricial – Estruturas. 3. Engenharia civil. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto da, orient. II. Klein, Dario Lauro, co-orient., III. Título.

CDU-624.073.5(043)

PAULETE FRIDMAN SCHWETZ

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE UMA LAJE
NERVURADA EM MODELO REDUZIDO SUJEITA A UM
CARREGAMENTO LINEAR**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 29 de setembro de 2005

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. University of Leeds
orientador

Prof. Dario Lauro Klein
M.Sc. UFRGS
co-orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. José Samuel Giongo
Dr., EESC-USP/BRASIL

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Ph.D., N.C.S.U./EUA

Prof. Virginia Maria Rosito D'Avila
Dra., PPGEC/UFRGS

Prof. Rubem Clécio Schwingel
M.Sc., PPGEC/UFRGS

*Dedico este trabalho a Daniel, Lucas, Gustavo e Bruno
pela compreensão, carinho e incentivo durante todo o
período de seu desenvolvimento.*

AGRADECIMENTOS

À empresa TAURUS S.A. pela doação do chumbo.

À empresa ATM LTDA. pela atomização do chumbo de forma gratuita.

À empresa PAMPEL LTDA. pelo transporte gratuito dos containers de chumbo.

À CIA SIDERURGICA BELGO-MINEIRA pela doação de perfis metálicos.

À empresa EPACOM LTDA. pela doação dos cabos utilizados na extensometria.

À Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela oportunidade de estudar no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Ao LEME, Laboratório de Ensaios e Modelos Experimentais, e seus responsáveis, por terem me acolhido e dado suporte durante minha pesquisa de Pós-Graduação.

Ao professor Rubem Schwingel pelas valiosas sugestões e observações.

Aos técnicos do LEME, Eurípedes Martins Fontes e Flávio L. C. de Lima, pela ajuda, dedicação e incentivo.

Ao técnico Paulo Francisco Bueno, pela ajuda na extensometria.

À auxiliar de pesquisa Josiane Gasperin pela dedicação exclusiva à este trabalho.

Aos auxiliares de pesquisa do LEME pelo auxílio e contribuição.

Aos colegas do curso de Pós-Graduação, pela valiosa troca de conhecimentos e amizade.

Ao meu pai, por ter me iniciado na arte de projetar estruturas de concreto armado.

Aos professores Luiz Carlos Pinto da Silva Filho e Dario Klein, orientadores desta dissertação, por terem acreditado no meu sonho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE QUADROS	x
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	xii
1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 JUSTIFICATIVA	2
1.3 PRESSUPOSTOS	4
1.4 HIPÓTESE	5
1.5 OBJETIVOS	5
1.6 LIMITAÇÕES	6
1.7 ESTRUTURA DO TRABALHO	6
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 CONCEITOS BÁSICOS SOBRE LAJES NERVURADAS	8
2.2 ANÁLISE ESTÁTICA DAS LAJES NERVURADAS	10
2.3 USO DE MODELOS REDUZIDOS NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS	15
2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	17
3 – ANÁLISE NUMÉRICA	19
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
3.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA COMPUTACIONAL CAD/TQS	20

3.2.1 Cad/Fôrmas	20
3.2.2 Cad/Grelha	20
3.2.3 Cad/Laje	21
3.2.4 Cad/Vigas	21
3.2.5 Cad/Pilar	21
3.3 DEFINIÇÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO ADOTADOS NO PROGRAMA TQS	21
3.3.1 Apoios	21
3.3.2 Plastificação sobre pilares internos às lajes nervuradas	22
3.4 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E CARREGAMENTO	23
3.5 RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	26
4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	31
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	31
4.2 DOSAGEM DO MICROCONCRETO	33
4.2.1 Determinação da curva f_{cj} x relação água/cimento	33
4.2.2 Determinação da tensão f_{cj}	39
4.2.3 Determinação da relação água/cimento (a/c)	39
4.2.4 Determinação do traço	39
4.2.5 Determinação do volume do microconcreto para confecção do modelo reduzido	40
4.2.6 Determinação do consumo de cimento	40
4.2.7 Desdobramento do traço	41
4.3 DEFINIÇÃO DO SISTEMA DE FÔRMAS	42
4.4 PREPARAÇÃO DAS ARMADURAS	43
4.5 MONTAGEM DO MODELO	48
4.6 MOLDAGEM	52

4.7 CURA E DESFORMA DO MODELO	54
4.8 INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO COM EXTENSOMETRIA ELÉTRICA	57
4.9 DEFINIÇÃO DO SISTEMA DE CARGA DO MODELO	59
4.10 PREPARAÇÃO DO MODELO PARA ENSAIO	61
4.11 ENSAIO DO MODELO	67
4.12 ENSAIOS COMPLEMENTARES	70
4.12.1 Ensaio de Espalhamento	70
4.12.2 Ensaio de Compressão Simples	71
4.12.3 Ensaio para determinação do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Microconcreto	71
5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	75
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	75
5.2 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	75
5.3 ANÁLISE DE MOMENTOS	79
5.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	85
6 – CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	93
6.1 CONCLUSÕES	93
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	95
REFERÊNCIAS	96
Anexo 1 – Detalhamento das armaduras do modelo reduzido	

Anexo 2 – Leituras das deformações específicas experimentais no modelo reduzido

Anexo 3 – Posição da linha neutra para cada seção de controle

Anexo 4 – Deslocamentos verticais experimentais

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 : Corte genérico de uma laje nervurada	14
Figura 3.1 : Divisão do maciço em barra intermediárias	23
Figura 3.2 : Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS	24
Figura 3.3 : Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS	25
Figura 3.4 : Deformação da laje submetida ao carregamento descrito	27
Figura 3.5 : Distribuição de momentos fletores da laje sujeita ao carregamento descrito	27
Figura 3.6 : Distribuição de momentos torçores da laje sujeita ao carregamento descrito	28
Figura 3.7 : Resultado da análise não-linear da grelha	29
Figura 4.1 : Fôrma da laje nervurada em modelo reduzido	32
Figura 4.2 : (a) Moldagem dos corpos-de-prova sobre a mesa vibratória e (b) “Flow Test”	37
Figura 4.3 : Gráfico da curva de Abrams e da curva de Lyse	38
Figura 4.4 : Estrutura da fôrma do modelo reduzido	42
Figura 4.5 : (a) Fôrma com o gabarito de papel fixado e (b) Plástico sobre gabarito de papel	42
Figura 4.6 : (a) Cortador de isopor tipo fio quente e (b) colagem de um bloco de EPS	43
Figura 4.7 : Corte do arame	44
Figura 4.8 : Retificação da armadura	45
Figura 4.9 : Dobragem dos Estribos	45
Figura 4.10 : Amarração dos arames longitudinais nos estribos	45
Figura 4.11 : (a) Armadura dos Pilares e (b) Armadura das Vigas	46
Figura 4.12 : Amarração dos arames para formação das malhas	46

Figura 4.13 : Dobragem dos ganchos	47
Figura 4.14 : Malha positiva (armadura das nervuras e armadura contra colapso progressivo)	47
Figura 4.15 : Malha Negativa	47
Figura 4.16 : (a) Linha utilizada para amarração da armadura e (b) espaçadores	48
Figura 4.17 : Cópia da fôrma, em papel, da estrutura em modelo reduzido	49
Figura 4.18 : Fixação do plástico sobre o gabarito de papel	49
Figura 4.19 : Colocação da armadura dos pilares	49
Figura 4.20 : Colocação da armadura de flexão contra colapso progressivo	50
Figura 4.21 : Colocação da armadura das vigas	50
Figura 4.22 : Colocação e amarração da armadura das nervuras	50
Figura 4.23 : Colagem dos blocos de EPS	51
Figura 4.24 : Colocação da armadura Negativa	51
Figura 4.25 : Detalhes da armadura na fôrma	51
Figura 4.26 : Aspecto da mistura do microconcreto	52
Figura 4.27 : Lançamento do microconcreto na fôrma	53
Figura 4.28 : Moldagem em andamento	53
Figura 4.29 : Regularização da superfície da laje	54
Figura 4.30 : Final da concretagem	54
Figura 4.31 : (a) Colocação dos sacos de aninhagem e (b) Colocação da capa de plástico	55
Figura 4.32 : Estrutura de apoio da laje para descimbramento	55
Figura 4.33 : (a) Retirada da fôrma do pilar e (b) Retirada da fôrma da laje	56
Figura 4.34 : (a) e (b) Retirada dos blocos de EPS	56

Figura 4.35 : Vista da parte inferior da laje após a retirada das fôrmas	56
Figura 4.36 : Planta de locação dos extensômetros	57
Figura 4.37 : Colagem dos extensômetros	58
Figura 4.38 : Detalhe da montagem da estrutura de acrílico	60
Figura 4.39 : Estrutura de acrílico montada	60
Figura 4.40 : (a) e (b) Vedação da estrutura de acrílico	61
Figura 4.41 : Estrutura de acrílico vedada	61
Figura 4.42 : (a) Vista dos extensômetros e cabos e (b) Extensometria em detalhe	62
Figura 4.43 : Preparação do modelo para transporte	62
Figura 4.44 : Modelo posicionado com escoramento	62
Figura 4.45 : (a) e (b) Colocação do epóxi para fixação dos pilares	63
Figura 4.46 : Estrutura engastada	63
Figura 4.47 : Colocação da estrutura de acrílico sobre o modelo reduzido	64
Figura 4.48 : (a) Equipamento de aquisição de dados Spider 8 e (b) Equipamento de aquisição de dados Systemem 5000	64
Figura 4.49 : Estrutura de madeira para fixação dos deflectômetros	65
Figura 4.50 : (a) Deflectômetro digital em detalhe e (b) Deflectômetro analógico em detalhe	65
Figura 4.51 : Vista geral dos deflectômetros posicionados sob a laje	66
Figura 4.52 : Planta de locação dos deflectômetros	66
Figura 4.53 : Carregamento de chumbo	67
Figura 4.54 : Carregamento de areia	68
Figura 4.55 : Execução da primeira etapa de carga	68
Figura 4.56 : Finalização da segunda etapa de carregamento	68
Figura 4.57 : Execução da terceira etapa de carregamento	69

Figura 4.58 : Finalização do carregamento de areia	69
Figura 4.59 : Finalização da quarta etapa de carregamento	69
Figura 4.60 : Modelo reduzido carregado	70
Figura 4.61 : Ensaio de espalhamento	70
Figura 4.62 : (a) Corpo-de-prova instrumentado (b) Ensaio do módulo de elasticidade	72
Figura 4.63 : Gráfico tensão x deformação do ensaio utilizando LVDT	73
Figura 4.64 : Gráfico tensão x deformação do ensaio utilizando extensômetros (CP1)	73
Figura 4.65 : Gráfico tensão x deformação do ensaio utilizando extensômetros (CP2)	74
Figura 5.1 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 5	76
Figura 5.2 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 14	76
Figura 5.3 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 17	77
Figura 5.4 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 18	77
Figura 5.5 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 20	77
Figura 5.6 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 23	78
Figura 5.7 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 24	78
Figura 5.8 : Gráfico carregamento x deformação específica da seção 27	78
Figura 5.9 : Diagrama para definição da posição da linha neutra	80
Figura 5.10 : Diagrama de Momentos Fletores entre os pilares P5 e P7	83
Figura 5.11 : Diagrama de Momentos Fletores entre P3 e P9	83
Figura 5.12 : Diagrama de Momentos Fletores entre os pilares P2 e P11	84
Figura 5.13 : Gráfico carregamento x deslocamento vertical do deflectômetro 6	85
Figura 5.14 : Gráfico carregamento x deslocamento vertical do deflectômetro 7	85

Figura 5.15 : Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 12	86
Figura 5.16 : Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 16	86
Figura 5.17 : Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 17	86
Figura 5.18 : Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 19	87
Figura 5.19 : Distribuição das regiões com diferentes níveis de diferença entre deslocamentos verticais teóricos e experimentais	89
Figura 5.20 : Linha elástica entre P5 e P7	91
Figura 5.21 : Linha elástica entre V6 e V8	91
Figura 5.22 : Linha elástica entre V1 e V5	92

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 : Carregamentos adotados no projeto	25
Quadro 3.2 : Cobrimentos adotados no projeto	26
Quadro 4.1 : Parâmetros de correção K	35
Quadro 4.2 : Estrutura de definição da granulometria segundo método das curvas de Gorisse	35
Quadro 4.3 : Definição dos parâmetros da curva granulométrica segundo o método de Gorisse	36
Quadro 4.4 : Granulometria recomendada para cada traço estudado pelo método de Gorisse	36
Quadro 4.5 : Ordem e tempo de mistura dos materiais para obtenção do microconcreto	36
Quadro 4.6 : Resultados do Ensaio de Espalhamento	37
Quadro 4.7 : Forças e tensões de ruptura obtidas no ensaio de compressão simples de corpos-de-prova de microconcreto	38
Quadro 4.8 : Granulometria do microconcreto	41
Quadro 4.9 : Composição final do traço e quantidades dos materiais empregados na mistura	41
Quadro 4.10 : Relação da armadura em escala real e em escala reduzida empregada no modelo	44
Quadro 4.11 : Quantidade de material utilizada nas duas etapas de concretagem	52
Quadro 4.12 : Características dos extensômetros	58
Quadro 4.13 : Características dos cabos soldados nos extensômetros	58
Quadro 4.14a : Alturas e espessuras dos painéis de acrílico referentes às alvenarias de 25 cm	59
Quadro 4.14b : Alturas e espessuras dos painéis de acrílico referentes às alvenarias de 15 cm	59

Quadro 4.15 : Características dos deflectômetros utilizados	66
Quadro 4.16 : Etapas de carregamento	67
Quadro 4.17 : Ensaio de espalhamento	71
Quadro 4.18 : Forças e tensões de ruptura obtidas no ensaio de compressão simples	71
Quadro 4.19 : Valores dos Módulos de Elasticidade Longitudinal Secante	73
Quadro 5.1 : Valores do momento experimental, momento de fissuração e momento teórico em cada seção	81
Quadro 5.2 : Valores dos deslocamentos verticais experimentais e teóricos	88

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	área da seção do pilar
A_s	soma das áreas das barras de armadura que cruzam as faces do pilar
b	largura da viga de borda
b_w	espessura da nervura
B_x	rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo x
b_x	espaçamento axial das nervuras paralelas ao eixo x
B_y	rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo y
b_y	espaçamento axial das nervuras paralelas ao eixo y
C	consumo de cimento por unidade de volume
C_{areia}	consumo de areia em massa
$C_{cimento}$	consumo de cimento em massa
C_m	coeficientes de mola nas direções x e y
C_x	rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo x
C_y	rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo y
C_z	Coefficiente de mola na direção z

d	altura útil
D	diâmetro máximo do agregado do microconcreto
D_x	rigidez à flexão de uma laje maciça ortótropa paralela ao eixo x
D_y	rigidez à flexão de uma laje maciça ortótropa paralela ao eixo y
E	módulo de deformação longitudinal do concreto
e	espaçamento entre eixos de nervuras
E_{sec}	módulo de deformação longitudinal secante do microconcreto
f_{c160}	resistência do microconcreto à compressão aos 160 dias de idade
f_{c28}	resistência do microconcreto à compressão aos 28 dias de idade
f_{cj}	resistência do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
F_{Sd}	Soma das forças cortantes de cálculo das barras no sub-perímetro de homogeneização de esforços de punção
f_{yck}	resistência característica do aço à compressão
f_{yk}	resistência característica do aço à tração
H	altura da viga de borda
H	quantidade de água na mistura em relação aos materiais secos

H_1	rigidez à torção de uma laje maciça ortótropa paralela
h_f	espessura da capa da laje nervurada
I	momento de inércia
I_y	momento de inércia da zona comprimida de concreto em relação à linha neutra
K	parâmetro de correção para a curva granulométrica do microconcreto
L	pé direito
l	altura do corpo-de-prova do microconcreto
M_{exp}	momento fletor experimental da estrutura real
M_r	momento de fissuração
M_{teor}	momento fletor previsto pelo programa para a estrutura real
$P(x,y)$	Carregamento solicitante perpendicular à laje
$REDMOL$	reductor do coeficiente de mola nas direções x e y
$REDMOZ$	reductor do coeficiente de mola na direção z
S_d	desvio padrão de dosagem
U	sub-perímetro crítico
W	função que representa o deslocamento vertical de placa

X	abscissa do ponto de inflexão da curva granulométrica do microconcreto
Y	Ordenada do ponto de inflexão da curva granulométrica do microconcreto
e_0	Deformação específica do corpos-de-prova submetido à tensão de 0,5 MPa
e_c	Deformação específica máxima da fibra comprimida
e_n	deformação específica do corpos-de-prova correspondente à tensão s_n
e_s	deformação específica máxima da fibra tracionada
Φ	diâmetro do corpos-de-prova do microconcreto
g_a	massa específica real do agregado
g_c	massa específica real do cimento
g_{chumbo}	densidade específica aparente do pó de chumbo
g_e	peso específico do concreto armado
g_{mc}	coeficiente de minoração da resistência do concreto
g_s	coeficiente de minoração da resistência do aço
l_1	relação de escala entre os módulos de deformação longitudinal do concreto e do microconcreto
l_2	relação de escala entre as dimensões do modelo e da estrutura real
n	coeficiente de poisson

r	taxa de armadura longitudinal
s_c	tensão máxima de compressão do concreto
s_n	tensão correspondente à 40% da tensão de ruptura do microconcreto
s_{sup}	tensão de compressão na fibra superior
s_{inf}	tensão de tração na fibra inferior
t_{Rd1}	tensão resistente na superfície crítica C
t_{Rd2}	tensão resistente na superfície crítica C' sem armadura de punção
t_{Sd}	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo

1 - INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Entende-se por laje nervurada o sistema estrutural formado por um conjunto de nervuras, distribuídas em uma ou duas direções, com espaçamentos regulares entre si, integralizada por uma mesa de concreto. Com o intuito de simplificar o cálculo, o sistema é muitas vezes idealizado, para fins de projeto, como uma grelha de barras regularmente espaçadas. Na grelha tradicional, as barras devem ser dimensionadas como vigas. Nas lajes nervuradas, o espaçamento entre nervuras é tal que permite tratá-las como contínuas, para efeito de dimensionamento como lajes.

Passado pouco mais de um século de sua criação, pode-se observar que o uso de lajes nervuradas já está bastante difundido na Europa e nos Estados Unidos. Nestas regiões, a industrialização da construção civil é bastante avançada e permite que a tecnologia disponível seja bem aproveitada, propiciando ganhos em termos de tempo de construção da obra e redução de seu custo final. Em alguns países, a sistematização desse processo construtivo avançou de tal modo que já estão disponíveis blocos de enchimento reaproveitáveis, fôrmas especiais, e até mesmo, armações pré-fabricadas projetadas para resistir aos efeitos da punção.

No Brasil, a construção civil ainda utiliza predominantemente o método convencional na concepção de estruturas de concreto armado. Porém, nos últimos anos, verifica-se um aumento no emprego de lajes nervuradas. Entretanto, ainda é necessário desenvolver procedimentos e normas que orientem a utilização deste tipo de sistema construtivo, já que a atual norma brasileira refere-se a ele de maneira muito sucinta, sugerindo a utilização de métodos de cálculo simplificados. De fato, dado o caráter recente deste desenvolvimento, persistem várias dúvidas relativas à quantificação dos esforços atuantes nas lajes e à sua adequada reprodução pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados atualmente, que o presente trabalho procura ajudar a elucidar.

1.2 JUSTIFICATIVA

A concorrência no mercado da construção civil tem levado construtoras e projetistas a uma constante busca por soluções que, além de eficazes, tragam diminuição de custos, rapidez e versatilidade de aplicações. Soluções estruturais mais sofisticadas e racionais são exigências crescentes para projetistas estruturais, em virtude da evolução dos projetos arquitetônicos e consolidação dos novos conceitos de gerenciamento de obras e promoção da qualidade das construções.

Seguindo esta tendência, as lajes nervuradas vêm se firmando gradativamente como uma solução estrutural atraente, por apresentarem as seguintes vantagens:

- a) **uso de maiores vãos:** os vãos vencidos com o uso de lajes nervuradas liberam espaços maiores, o que é bastante vantajoso em locais como garagens, onde pilares, além de dificultarem as manobras de veículos, ocupam espaços que serviriam para vagas;
- b) **liberdade de criação de ambientes arquitetônicos:** o projeto arquitetônico passa a ter grande liberdade na criação de “layouts”, já que o posicionamento das alvenarias não está vinculado à posição das vigas presentes na estrutura convencional;
- c) **versatilidade:** por causa de suas propriedades estruturais, com capacidade resistente distribuída em grande parte da peça, as lajes nervuradas permitem uma elevada versatilidade em termos de distribuição de carga e ocupação de espaços, podendo ser utilizadas em estruturas de edificações comerciais e residenciais, bem como em hospitais, garagens e “shopping centers”;
- d) **facilidade para posicionamento das instalações:** como não existe a interferência de nenhum outro elemento estrutural, as lajes nervuradas facilitam a definição do nível de passagem das tubulações horizontais junto ao teto;
- e) **simplificação das fôrmas:** foram desenvolvidos sistemas de fôrmas removíveis, metálicas ou plásticas, associados a sistemas eficientes de escoramentos, que possibilitam a construção de grelhas de modo prático e simples.

O uso crescente deste sistema construtivo no país implica na necessidade de um maior conhecimento do seu comportamento estrutural. A questão é que, tradicionalmente, as lajes nervuradas sempre foram analisadas por meio de métodos simplificados, derivados dos procedimentos criados para lajes maciças, adaptados de tabelas baseadas na Teoria da Elasticidade. Todavia, análises experimentais confirmam que isso não é válido, pois essa geometria de laje não consegue desenvolver os mesmos momentos de torção de uma laje maciça e, conseqüentemente, apresenta momentos fletores e deslocamentos maiores (COELHO, 2003).

Com o avanço dos recursos tecnológicos, ocorreu uma evolução dos programas computacionais que passaram a permitir o emprego, na análise estrutural, de um alto grau de sofisticação. Isto possibilita tratar as lajes nervuradas como uma estrutura em grelha, eliminando-se, assim, as restrições decorrentes do uso de modelos simplificados para a análise destas estruturas. Além da precisão da análise, a integração das informações de modo digital permite passar da análise ao projeto de uma forma rápida e precisa (PEREIRA, 2003a).

Contudo, torna-se necessário determinar se o comportamento de uma laje nervurada é reproduzido adequadamente pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados pelos métodos computacionais existentes. Contribuir nesta direção constitui o objetivo deste trabalho. Para tanto, procedeu-se da seguinte maneira:

- a) realizou-se uma análise experimental do comportamento de uma laje nervurada em modelo reduzido de microconcreto armado, construído de acordo com os princípios da teoria de modelos (KLEIN, 1988). O uso de modelos traz grandes vantagens para o perfeito entendimento dos fenômenos que ocorrem nas estruturas, permitindo uma melhor visualização do comportamento estrutural, e, também, servindo para verificar experimentalmente procedimentos analíticos adotados na resolução de problemas estruturais. O protótipo de laje proposto neste trabalho foi adaptado de um projeto arquitetônico real e foi submetido a um carregamento linear, simulando a carga das alvenarias, e a uma carga uniformemente distribuída, representando a carga acidental considerada em projeto. A simulação do carregamento linear, bem como a escolha do sistema de apoio do modelo (com moldagem de pilares em escala reduzida, em conjunto com a laje), constitui um avanço em relação a outros modelos anteriormente estudados. Para a verificação do comportamento da laje em

modelo reduzido, fez-se uma análise das tensões geradas pelo carregamento aplicado, por meio da medição de deformações específicas no modelo experimental, bem como de deslocamentos verticais;

b) realizou-se uma análise numérica do comportamento da mesma laje nervurada de concreto armado, com carregamentos proporcionais, usando o módulo GRELHA-TQS do Sistema Computacional TQS. Este programa é um sistema desenvolvido pela TQS Informática Ltda. para análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado. A escolha deste sistema decorreu do fato de o mesmo oferecer a opção de cálculo de pavimentos por meio da análise matricial de grelhas com critérios e carregamentos definidos pelo engenheiro projetista, além de ser um “software” amplamente utilizado por projetistas estruturais em todo o país;

c) comparou-se os resultados obtidos experimentalmente e numericamente.

1.3 PRESSUPOSTOS

A estrutura protótipo foi analisada considerando um modelo reduzido produzido em microconcreto armado, projetado com base na Teoria de Modelos (KLEIN, 1988). Toma-se como pressuposto que esta é uma alternativa válida para estabelecer um protótipo com comportamento similar ao de uma estrutura real.

Admite-se, ainda, que as escalas para as dimensões, cargas e propriedades dos materiais utilizados, para poder extrapolar ao protótipo as medidas feitas no modelo, estão baseadas em leis de semelhança e podem ser obtidas pelos princípios da Análise Dimensional.

A relação de escala entre o modelo reduzido e o protótipo é $I_2 = 1/7,5$, ou seja, as dimensões do modelo foram adotadas 7,5 vezes menor que o protótipo. Esta relação de escala é conveniente, pois se consegue empregar os diâmetros do arame galvanizado comerciais para fabricar as armaduras do modelo reduzido, estabelecidas de acordo com os princípios de analogia com a armadura real propostos pela análise dimensional.

Por fim, foi considerado que o valor do módulo de elasticidade do microconcreto é igual ao do concreto tradicional, premissa validada pelos estudos de Klein (1988).

1.4 HIPÓTESE

Como discutido anteriormente, o avanço dos recursos computacionais tem permitido que métodos mais sofisticados sejam empregados na determinação de esforços solicitantes e deslocamentos. A hipótese principal deste trabalho é que os modelos numéricos de cálculo atualmente empregados, baseados na adoção de um modelo de grelha, são capazes de reproduzir, de forma adequada, o comportamento de lajes nervuradas.

1.5 OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa é estabelecer uma comparação entre os dados obtidos experimentalmente em um modelo reduzido de laje nervurada e os resultados de uma análise computacional da laje em escala real, utilizando-se para isto o sistema computacional TQS.

O software empregado permite a análise da laje nervurada de dois modos:

- a) módulo de Placas MIX-TQS: realiza a análise das lajes discretizadas por elementos finitos de placas, permitindo a visualização dos resultados por meio de valores numéricos e gráficos;
- b) módulo de Grelhas TQS: realiza o cálculo da laje por análise matricial de grelhas.

A laje em estudo foi analisada numericamente utilizando apenas o segundo método descrito acima, por uma limitação de tempo e por ser a análise matricial de grelhas o modelo mais empregado, comercialmente, do Sistema TQS.

Um objetivo secundário consiste em avaliar como se comportam modelos submetidos a um esquema de carregamento mais similar ao real, com emprego de cargas lineares e distribuídas. Além disto, se propõe uma forma de vinculação, na qual o modelo reduzido é vinculado a pilares, em escala reduzida, moldados em conjunto com a laje. Esta configuração permite que, nos apoios, se manifeste o efeito de engastamento típico de nós de estruturas de concreto armado.

1.6 LIMITAÇÕES

Na impossibilidade de trabalhar com modelos físicos em escala natural, foi construído um modelo reduzido, em microconcreto, de acordo com a teoria dos modelos (KLEIN, 1988) na escala 1/7,5. Com este modelo, pretendeu-se simular o comportamento da laje na escala real quando submetida a um carregamento linear, bem como a uma carga distribuída representando a carga acidental.

Para verificar o comportamento da laje nervurada, são analisados apenas os resultados referentes aos momentos fletores (obtidos a partir das deformações específicas) e aos deslocamentos verticais (flechas) medidos em diversos pontos do protótipo. Estes dados são comparados com os obtidos nas análises numéricas realizadas com auxílio do programa de cálculo adotado para o trabalho.

1.7 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em 6 capítulos, a saber:

Capítulo 1 : Introdução – é o capítulo onde se apresenta o tema da dissertação, sua justificativa, os pressupostos, a hipótese de trabalho, os objetivos e as limitações;

Capítulo 2 : Revisão Bibliográfica – este capítulo contém um breve histórico sobre o desenvolvimento das lajes nervuradas e uma abordagem sobre como se efetua a análise estática deste tipo de estrutura. Comenta-se, ainda, sobre as recomendações da norma brasileira e apresentam-se os principais métodos numéricos utilizados para descrever o comportamento deste sistema construtivo;

Capítulo 3 : Análise Numérica – neste capítulo é descrito o programa computacional empregado na análise numérica, enumerando os critérios de projetos adotados, bem como definidos os parâmetros do projeto em estudo e seu dimensionamento;

Capítulo 4 : Programa Experimental – é o capítulo onde se descreve os materiais, equipamentos e metodologia na confecção e ensaio do modelo reduzido de microconcreto armado;

Capítulo 5 : Análise dos Resultados – é o capítulo onde são apresentados e analisados os resultados experimentais e estabelecida uma comparação com as previsões teóricas;

Capítulo 6 : Conclusões e Recomendações – é o capítulo onde são apresentadas as conclusões deste trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITOS BÁSICOS SOBRE LAJES NERVURADAS

Pode-se admitir que o conceito de lajes nervuradas se originou em 1854, quando William Boutland Wilkinson patenteou, nos Estados Unidos, um sistema em concreto armado de pequenas vigas regularmente espaçadas, no qual os vazios entre as nervuras eram formados pela colocação de moldes de gesso, sendo uma fina camada de concreto moldada como plano de piso (DIAS, 1970). O uso deste tipo de laje se estendeu rapidamente ao resto do mundo, embora não houvesse grande embasamento teórico para seu dimensionamento.

A laje nervurada pode ser considerada como uma evolução natural da laje maciça, na qual procura-se afastar o concreto da linha neutra, aumentando-se a altura da laje, e criando-se os vazios entre as nervuras.

Originalmente, os pavimentos sem vigas eram constituídos por lajes maciças dispostas diretamente sobre os pilares, sem a interposição de vigas. Os pavimentos tinham espessura constante, salvo no entorno dos pilares, onde a existência de ábacos e/ou capitéis buscava melhorar sua resistência à punção. Na Europa, a Rússia foi pioneira na utilização deste sistema estrutural, sendo um dos primeiros projetos um prédio de quatro andares, em Moscou, em 1908 (SHTAERMAN,1960).

As lajes nervuradas foram idealizadas para permitir um aproveitamento mais eficiente do concreto e diminuir o peso próprio da estrutura (KLEIN, 1997). Sabe-se que as regiões tracionadas dos elementos de concreto armado submetidos a esforços de flexão apresentam-se quase sempre fissuradas, em virtude da baixa resistência mecânica à tração do concreto. Por esta razão, as teorias de concreto armado desprezam a resistência do concreto à tração, atribuindo-lhe tão somente funções de proteção da armadura, de ligação da mesma com as zonas comprimidas, de resistência à compressão e de participação nos mecanismos de resistência às forças cortantes e momentos torçores. Desta forma, todo o concreto que não o

estritamente necessário ao desempenho destas funções pode ser considerado supérfluo, e, havendo a possibilidade, é conveniente limitar seu volume ao mínimo indispensável, com o propósito de reduzir o peso próprio da estrutura bem como de reduzir custos.

Foi justamente o desejo de eliminar os volumes excedentes de concreto que levou ao desenvolvimento das lajes nervuradas. Esta concepção estrutural deriva das lajes cogumelo (lajes maciças apoiadas sobre pilares). Porém, ao invés de concebidas como elementos maciços, as lajes nervuradas são projetadas como um conjunto de vigas T pouco distanciadas entre si que se apóia diretamente sobre os pilares, da mesma forma que os entrepisos sem vigas. Elas são constituídas por nervuras (formadas pelas almas das vigas T onde são alojadas as armaduras resistentes) ligadas entre si por placas de pequena espessura (mesas das vigas T) que se encontram comprimidas quando atuam momentos positivos e são responsáveis pela solidarização das nervuras e compatibilização dos seus deslocamentos.

Embora a laje nervurada seja uma solução mais eficiente do que a laje maciça, a técnica sempre enfrentou uma resistência para seu emprego em virtude do alto consumo de fôrmas necessárias para se fazer o molde de todas as nervuras. Este inconveniente foi superado com a adoção de materiais de enchimento, como os blocos cerâmicos, os blocos de concreto e os blocos de Poliestireno Expandido (EPS).

Em função dos vazios existentes entre as nervuras, a laje nervurada apresenta uma diminuição de sua rigidez em relação à laje maciça de altura equivalente e, conseqüentemente, uma menor resistência à torção e à flexão. Por isto torna-se necessário o aumento de sua altura, razão pela qual as lajes nervuradas têm uma altura superior às lajes cogumelo, não implicando necessariamente em maior consumo de concreto (OLIVEIRA, 2000). Por apresentar um braço de alavanca maior entre as zonas comprimidas e tracionadas do que as lajes maciças, as lajes nervuradas tendem a apresentar uma maior rigidez e um menor consumo de armaduras e de concreto.

A NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) considera, no seu item 14.7.7, que lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras, entre as quais pode ser colocado material inerte. Segundo a norma, as lajes com nervuras pré-moldadas devem atender, adicionalmente, às prescrições de Normas Brasileiras específicas para elementos pré-moldados.

As lajes nervuradas podem ser armadas em uma direção apenas ou em duas direções. No primeiro caso, as nervuras são colocadas em uma direção escolhida pelo projetista, que será a direção de distribuição do carregamento. Dependendo dos vãos, são colocadas também nervuras na direção transversal à direção de distribuição, com a finalidade apenas de travamento das nervuras principais. Já as lajes nervuradas armadas em duas direções são concebidas para distribuir as cargas em duas direções. Desta forma, resultam em esforços menores em cada direção e podem, portanto, ser projetadas com alturas reduzidas.

Ainda, as lajes armadas em duas direções tendem a ser mais rígidas do que as lajes armadas em uma direção e, por isto, apresentam menores deformações e menor consumo de armaduras. Todavia, pelo fato de serem estruturas hiperestáticas, as lajes armadas em duas direções são suscetíveis à deformabilidade dos apoios. Normalmente, nas lajes armadas em duas direções, ou nas lajes armadas em uma direção, mas com continuidade sobre os apoios, surgem momentos negativos intensos, que requerem a colocação de uma armadura negativa. A eventual deformação dos apoios pode fazer com que o valor destes seja diminuído (PEREIRA, 2000 b).

2.2 ANÁLISE ESTÁTICA DAS LAJES NERVURADAS

A análise estática das lajes nervuradas tem por objetivo determinar o valor e a distribuição das forças cortantes e dos momentos fletores e torçores atuantes na estrutura, a fim de dispor, em cada seção da peça, a armadura necessária para resistir de forma satisfatória a estes esforços. Além disso, torna-se fundamental a avaliação, pelo projetista, das deformações que ocorrerão na estrutura submetida ao carregamento de serviço.

Com relação à força cortante, o maior risco provém do puncionamento da placa pelos pilares, que se caracteriza por ser uma ruptura do tipo frágil, ou seja, que ocorre sem aviso prévio. Neste caso, forma-se uma superfície tronco-piramidal ou tronco-cônica que se desenvolve à aproximadamente 45° da região de contato da placa com o pilar, ocasionando a perfuração da laje, dadas as altas tensões de tração que atuam no entorno do apoio, decorrentes da reação vertical da placa na pequena área do pilar. A punção não é um fenômeno de corte puro, pois ela sempre ocorre associada a momentos fletores negativos de grande magnitude, o que a caracteriza como um fenômeno combinado de tensões normais e tangenciais. Portanto, na região circundante aos pilares, onde normalmente existem momentos fletores negativos que

devem ser absorvidos, e que deve resistir também à punção, é conveniente retirar os blocos de enchimento, formando uma região maciça, que é usualmente denominada de capitel (SELISTRE, 2000).

Quanto aos momentos fletores e deslocamentos verticais, os métodos de análise estrutural para lajes nervuradas podem ser divididos em dois grupos principais:

- a) métodos baseados na analogia a lajes maciças;
- b) métodos baseados na analogia a grelhas.

Os métodos baseados na analogia a lajes maciças inicialmente fundamentaram a estimativa dos valores das forças internas e deslocamentos das lajes nervuradas no estabelecimento de uma equivalência de comportamento com lajes isotrópicas apoiadas puntualmente. Porém, foi observado que o erro envolvido nestas aproximações era muito grande, mesmo utilizando a rigidez equivalente da seção, ou seja, transformando o momento de inércia da seção T, que compõe as nervuras, numa seção retangular maciça equivalente. Resultados mais próximos da realidade foram obtidos com a analogia a lajes ortótropas. Neste caso, podem ser empregados métodos elásticos ou rígido-plásticos, nos quais os momentos de inércia da seção retangular maciça, em ambas as direções, devem ser de igual valor aos momentos de inércia das seções nervuradas (AJDUKIEWICZ, 1990).

A análise rigorosa de lajes maciças pela teoria da elasticidade conduz à equação diferencial não homogênea de quarta ordem com coeficientes constantes expressa por (SZILARD, 1974):

$$D_x \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot H_1 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (2.1)$$

sendo

$$D_x = D_y = H_1 = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.2)$$

onde w é a função que representa o deslocamento vertical da placa numa determinada seção, $p(x,y)$ é o carregamento solicitante perpendicular à placa, D_x é a rigidez à flexão da laje paralela ao eixo x , D_y é a rigidez à flexão paralela ao eixo y , H_1 é a rigidez à torção da placa, E é o módulo de elasticidade longitudinal, ν é o coeficiente de Poisson. Esta teoria é aplicável

na solução de lajes cogumelo maciças, quando respeitadas as condições de contorno da peça, ou seja, apoios sobre os pilares e eventuais vigas de bordo.

A adaptação de lajes ortótropas às lajes nervuradas pode ser feita substituindo-se os valores de D_x , D_y em (2.2) pelas expressões (AJDUKIEWICZ, 1990):

$$D_x = \frac{B_x}{b_y} \quad (2.3)$$

onde B_x representa a rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo x e b_y o espaçamento axial das nervuras paralelas ao eixo y;

$$D_y = \frac{B_y}{b_x} \quad (2.4)$$

onde B_y representa a rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo y e b_x o espaçamento axial das nervuras paralelas ao eixo x.

O valor de H_1 é obtido a partir da expressão:

$$H_1 = D_1 + 2 \cdot D_{xy} \quad (2.5)$$

sendo D_{xy} e D_1 definidos por:

$$D_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \quad (2.6)$$

$$D_1 = \mathbf{n} \sqrt{D_x \cdot D_y} \cong 0 \quad (2.7)$$

resultando em

$$H_1 = \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \quad (2.8)$$

sendo C_x representa a rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo x e C_y representa a rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo y.

Dessa forma, chega-se à equação diferencial para lajes nervuradas, pela seguinte expressão:

$$\frac{B_x}{b_y} \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{B_y}{b_x} \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (2.9)$$

O procedimento geral para a solução elástica consiste em determinar o campo de deslocamentos $w(x,y)$ que satisfaz a equação de equilíbrio e as condições de contorno simultaneamente e, então, combinar as várias derivadas de $w(x,y)$ para obter as solicitações internas. Na prática, a solução exata desta equação é rara e muito trabalhosa, restringindo-se a casos simples de carregamento (D'AVILA, sd).

Os métodos rígido-plásticos são fundamentados na teoria da plasticidade, supõem o material como rígido perfeito e se referem à configuração que a estrutura adquire imediatamente antes do seu colapso.

Já a análise estrutural das lajes nervuradas baseada na analogia a grelhas utiliza métodos numéricos para obter as solicitações internas. Dentre os métodos numéricos que mais têm se difundido e desenvolvido, destacam-se os métodos de análise matricial e os métodos de elementos finitos.

A análise matricial de estruturas de barras se dá pelo método da rigidez, que estuda o comportamento individual de cada barra e estabelece as relações entre as suas forças externas e deslocamentos nodais. Estas relações são expressas em forma matricial e correspondem à matriz de rigidez da barra. O comportamento global da estrutura é obtido a partir da consideração da inter-relação de cada barra com as demais, formando um sistema global de equações, cuja solução leva às incógnitas do problema. Este processo de cálculo permite que a laje nervurada seja calculada como uma grelha, compreendendo três deslocamentos nodais (um perpendicular ao seu plano e duas rotações em torno dos eixos contidos no mesmo) e três esforços de extremo de barra (uma força cortante, um momento torçor e um momento fletor). A resolução da grelha depende do grau de indeterminação estática da estrutura e da capacidade de resolução do programa e do processador utilizados.

O método dos elementos finitos permite que a laje nervurada seja dividida em regiões ou elementos finitos, para as quais são adaptadas soluções aproximadas. Estes resultados serão mais próximos da realidade, convergindo para a solução exata, quanto maior for esta divisão, ou seja, quanto mais densa e refinada for a malha de elementos finitos gerada. O conjunto de soluções de cada região ou elemento representa o comportamento global do problema (SELISTRE, 2000).

Segundo a NBR 6118:2003 (ABNT, 2004), lajes nervuradas unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção das nervuras, sendo desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção. A prescrição da norma para as lajes nervuradas bidirecionais é de que as mesmas podem ser calculadas, para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças, baseando-se em considerações feitas pela NBR 14859:2 (ABNT, 2002). Cabe salientar que a norma não recomenda a utilização de métodos no regime rígido-plástico, e sim no regime elástico, e estabelece certas limitações para que a laje nervurada possa ser calculada como laje maciça. Dentre elas, destacam-se:

- a espessura da mesa h_f (vide figura 2.1), quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre nervuras e não menor que 3cm; quando existirem tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5mm, o valor mínimo absoluto deve ser de 4cm;
- a espessura das nervuras b_w (vide figura 2.1) não deve ser inferior a 5cm;
- nervuras com espessura b_w menor que 8cm não devem conter armadura de compressão;
- para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras e (vide figura 2.1) menor ou igual a 65cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e, para a verificação do cisalhamento na região das nervuras, permite-se utilizar os critérios de laje;
- para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras e entre 65cm e 110cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se a verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90cm e a largura média das nervuras for maior que 12cm;
- para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras e maior que 110cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura;

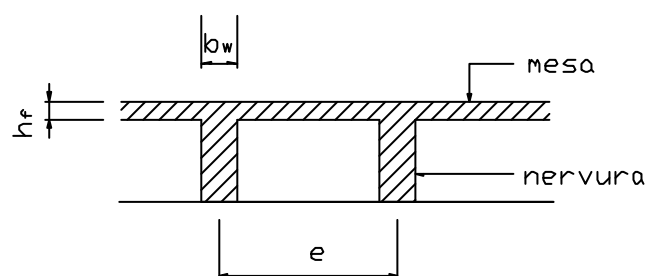


Figura 2.1 – Corte genérico de uma laje nervurada.

As limitações previstas pela norma têm por objetivo eliminar os casos em que a laje nervurada teria que ser, necessariamente, calculada como grelha plana. Nos casos em que a laje obedece às limitações impostas pela norma, esta poderia ser calculada como maciça por qualquer procedimento clássico ou simplificado.

Entretanto, a tendência atual é de uma crescente utilização de algoritmos numéricos na análise de estruturas, em virtude dos avanços dos recursos computacionais e dos métodos numéricos. Métodos mais precisos, antigamente tidos como inexecutáveis por causa de sua complexidade, podem, hoje em dia, ser empregados para a obtenção dos esforços solicitantes e dos deslocamentos, não havendo mais a necessidade de fazer-se uso de tantas simplificações. Portanto, não há necessidade de atender-se às limitações impostas pela norma. Os modelos teóricos podem reproduzir de forma mais correta o comportamento das estruturas reais.

Necessita-se, portanto, desenvolver procedimentos e normas que orientem o uso deste tipo de sistema construtivo, já que a atual refere-se a ele de forma muito sucinta e, de certo modo, omissa.

2.3 USO DE MODELOS REDUZIDOS NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS

O uso de modelos experimentais na engenharia estrutural tem aumentado significativamente, assim como sua utilização como complemento dos métodos analíticos, porque traz grandes vantagens para o perfeito entendimento dos fenômenos que ocorrem nas estruturas, servindo para verificar experimentalmente procedimentos numéricos adotados na resolução de projetos estruturais (BURGGRABE, 1978).

A construção de modelos experimentais protótipos com dimensões idênticas às da estrutura real fornece excelentes resultados, mas a necessidade de espaços amplos e o custo elevado, por vezes, inviabilizam sua execução. Segundo Burggrabe (1978), é possível utilizar modelos de ensaio que não coincidam em todos os detalhes com a estrutura real, em termos de escalas de dimensão, carregamento, material, etc., desde que se respeitem leis de modelo. Estas leis estabelecem a formação matemática das relações existentes entre a estrutura real e o modelo, e sua obediência é condição fundamental para o estabelecimento de um padrão de comportamento comum entre ambas. Ou seja, respeitando estas leis é possível trabalhar com ensaios em escala reduzida.

A utilização de modelos reduzidos tem sido uma alternativa bastante atraente para o ensaio de estruturas complexas e de grande porte. Torna-se necessário, todavia, o estabelecimento de relações de pertinência entre o modelo reduzido e a estrutura real. Estas relações estão baseadas em leis de semelhança e podem ser obtidas a partir dos princípios da Análise Dimensional.

A Análise Dimensional parte da premissa de que a solução de um fenômeno físico deve ser a mesma para o modelo e para a estrutura real e pode ser expressa por equações dimensionalmente homogêneas em termos de variáveis especificadas. Para tanto, torna-se necessário que, além de uma completa semelhança geométrica, o material do modelo apresente propriedades similares às da estrutura real como módulo de elasticidade longitudinal, resistências características à tração e compressão, retração e trabalhabilidade (AMARAL, 1976).

Para o estabelecimento das relações entre o modelo e a estrutura real, a Análise Dimensional baseia-se no Teorema de Buckingham, também conhecido como **p-Teorema**. Buckingham partiu do pressuposto que, dado um conjunto de variáveis de um sistema físico $\{X_i, i = 1, n\}$, cada variável pode ser posta sob a forma $X_i = M^{a_i} \cdot L^{b_i} \cdot T^{c_i}$, tornando possível a formação de uma matriz dimensional:

	X_1	X_2	X_3	X_n
M	a_1	a_2	a_3	a_n
L	b_1	b_2	b_3	b_n
T	c_1	c_2	c_3	c_n

Além disso, considerou a premissa que qualquer produto $u = X_1^{K_1} X_2^{K_2} \dots X_n^{K_n}$ será adimensional se satisfizer a seguinte relação:

$$[MD] \cdot \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \\ \vdots \\ K_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

onde MD simboliza a matriz dimensional do sistema físico.

Desta forma, elaborou o teorema fundamental da análise dimensional que diz: “Se uma equação é dimensionalmente homogênea, então ela pode ser reduzida a uma relação entre um conjunto completo de produtos adimensionais”. Para que as leis adimensionais estudadas em um sistema físico sejam válidas em outro, é necessário que os dois sistemas físicos inter-relacionados gozem da propriedade de semelhança. Buckingham prova que tal propriedade é verificada sempre que os produtos adimensionais possuam o mesmo valor em ambos os sistemas, isto é, $p_{im} = p_{ip}$, sendo m e p os índices indicativos de modelo e protótipo, respectivamente. A partir desta propriedade tornou-se possível estabelecer a natureza da transformação entre dois sistemas semelhantes, desde que as relações entre as grandezas de mesmo tipo no modelo e no protótipo sejam conservadas (KLEIN, 1988).

Diversas estruturas complexas, inclusive lajes nervuradas, tem sido analisadas experimentalmente, com bons resultados, por meio de modelos reduzidos. Mais ainda, de acordo com Ajdukiewicz (1990), enquanto a laje apresentar um comportamento elástico linear, a utilização de modelos não impõe nenhuma restrição quanto à forma da estrutura ou às condições de bordo. O autor relata ensaios realizados no Canadá, com lajes nervuradas em modelo reduzido, onde as nervuras em uma direção eram paralelas à borda e na outra formavam ângulos de 45° e 60° .

No Laboratório de Ensaios de Modelos Estruturais (LEME) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul já foram ensaiadas uma laje nervurada em modelo reduzido, com vigamento de borda e apoiada em 9 pilares (KLEIN, 1997), e outra, sem vigamento de borda, apoiada em 6 pilares (SELISTRE, 2000).

Os resultados obtidos foram bastante promissores e, inclusive, alguns dados foram posteriormente utilizados por Oliveira (2003), para validar um modelo de análise não-linear, que se mostrou bastante adequado para simular o comportamento dos elementos ensaiados. Ambas as lajes, entretanto, foram ensaiadas com carregamentos simplificados, homogêneos ao longo da estrutura, e com condições de apoio tipo apoio duplo.

O presente trabalho busca avançar nesta direção, como explicado no capítulo 1, empregando o arcabouço teórico da análise dimensional, porém utilizando um modelo mais complexo, ensaiado em condições mais próximas às verificadas em elementos reais, como será detalhado nos capítulos 3 e 4.

2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como discutido no capítulo 1, a crescente competitividade do mercado imobiliário e a intensa busca pela produtividade nas empresas construtoras, bem como a necessidade de diminuição dos custos e do tempo para execução de empreendimentos, sem redução de sua qualidade, estabelece novos requisitos para a construção civil.

As características do sistema construtivo de lajes nervuradas faz com que o mesmo se enquadre nesta realidade como uma atraente alternativa, alinhada com os conceitos mais modernos de gerenciamento de obras e de qualidade das construções.

Entretanto, persistem algumas incertezas quanto à adequação dos métodos de cálculo destas estruturas. É necessário um maior esclarecimento quanto à grandeza e distribuição dos esforços atuantes na laje e uma verificação sobre se os mesmos são reproduzidos adequadamente pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados atualmente. Procurar colaborar com dados para elucidar estas questões é o objetivo principal deste trabalho, a partir do ensaio de um modelo reduzido de microconcreto armado.

Este capítulo esclareceu quais as bases normalmente empregadas para a análise estática destes elementos. O próximo capítulo descreve como o modelo de grelha foi empregado para dimensionar a laje da análise, com auxílio do programa TQS.

3 – ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Métodos numéricos e programas computacionais cada vez mais sofisticados estão sendo utilizados no cálculo de estruturas de concreto armado. Dentre os métodos disponíveis, os mais indicados para a resolução de estruturas complexas, como as lajes nervuradas, são aqueles que as consideram como grelhas, seguindo os procedimentos de análise matricial ou o método dos elementos finitos. Na verdade, ambos são métodos aproximados, cuja solução converge na medida em que os modelos numéricos empregados são refinados.

A análise matricial de estruturas de barras utiliza o método da rigidez, cuja premissa é a compatibilidade existente entre os deslocamentos nodais e as forças externas aplicadas. Os deslocamentos são determinados pela solução de um sistema de equações lineares obtidas pela aplicação das condições de equilíbrio entre as forças internas e externas nos nós, cujas relações são expressas em forma matricial. No caso específico da laje nervurada, a estrutura é calculada como uma grelha, compreendendo três deslocamentos nodais e três esforços de extremo de barra (URAL, 1973).

O método dos elementos finitos define um sistema estrutural como sendo formado por uma malha de elementos discretos interconectados por um número finito de nós. A forma e o tamanho dos elementos são escolhidos pelo projetista, a partir da geometria e da natureza da estrutura. Definida a malha, cada elemento é analisado individualmente, pela montagem de sua matriz de rigidez. A superposição das matrizes de rigidez dos elementos origina a matriz de rigidez global do sistema. A partir da matriz de rigidez global, os deslocamentos nodais são determinados, pela solução de um sistema linear de equações. Quanto maior o número de elementos que compõe a malha, mais próximos do comportamento real da estrutura serão os resultados. (URAL, 1973).

No presente trabalho, a análise numérica da laje nervurada em estudo foi realizada empregando-se a análise matricial de grelhas. Para efetuar a análise utilizou-se, o programa CAD/TQS para Windows, versão 11.0, descrito a seguir.

3.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA COMPUTACIONAL CAD/TQS

O CAD/TQS é um sistema desenvolvido pela TQS Informática Ltda. para análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado. Este sistema, formado por um conjunto de módulos, monta uma base de dados de toda a edificação, agrupando geometrias e carregamentos, gerenciando a análise da estrutura, a transferência e o cálculo de esforços e o detalhamento de todos os elementos constituintes da estrutura.

O programa contém procedimentos de computação gráfica que conferem ao projetista agilidade no projeto de estruturas, pois permitem que a definição das mesmas seja feita no computador, com o auxílio de um editor gráfico especialmente criado para este fim. O trabalho pode ser realizado diretamente considerando o projeto arquitetônico, com a locação dos pilares, das vigas, do contorno das lajes, da informação das dimensões destes elementos e da determinação das cargas verticais e horizontais existentes na edificação. Além disso, o “software” oferece a opção de cálculo de pavimentos com critérios e carregamentos definidos pelo engenheiro projetista, sendo um programa amplamente utilizado por projetistas estruturais em todo o país. Os subsistemas do “software” são detalhados a seguir.

3.2.1 Cad/Fôrmas

Este módulo tem por função armazenar a base de dados da edificação, gerar o desenho preliminar da planta de fôrmas, obter e transferir informações para os sistemas de grelhas, vigas, lajes e pilares, fazer a interface com o projeto de arquitetura e instalações e permitir o acabamento final da planta de formas (TQS Informática Ltda., s.d. *a*).

3.2.2 Cad/Grelha

É o módulo que analisa o pavimento em estudo como grelha, que pode ser formada por vigas, lajes maciças (com ou sem capitéis), lajes nervuradas (com ou sem capitéis), ou qualquer combinação destes elementos estruturais, tendo como resultado um arquivo de esforços solicitantes (TQS Informática Ltda., s.d. *b*).

3.2.3 Cad/Laje

Neste módulo é realizado o dimensionamento, detalhamento e desenho das armaduras das lajes, a partir dos esforços gerados pelo Cad/Grelha (TQS Informática Ltda., s.d. c).

3.2.4 Cad/Vigas

Este módulo processa a análise de esforços e realiza o dimensionamento, detalhamento e desenho da armadura das vigas, a partir dos dados coletados do Cad/Formas e do Cad/Grelha (TQS Informática Ltda., s.d. e).

3.2.5 Cad/Pilar

Este módulo lê os arquivos de entrada gerados pelo Cad/Formas, descrevendo a geometria e os carregamentos e, após as etapas de análise de esforços, dimensionamento, detalhamento e desenho, apresenta os desenhos de armação de pilares e os memoriais de cálculo (TQS Informática Ltda., s.d. d).

3.3 DEFINIÇÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO ADOTADOS NO PROGRAMA TQS

O sistema TQS WINDOWS versão 11.0 oferece a possibilidade da adoção de critérios de projeto que permitem a adequação do cálculo de esforços solicitantes e detalhamento final dos desenhos de armação à prática usual de projeto de cada projetista estrutural. Além disso, os elementos gerados após o processamento podem ser alterados individualmente, tais como alteração de dados e armaduras gerados pela análise de grelhas, vigas e pilares.

Os principais critérios adotados neste trabalho estão relacionados a seguir. Os demais critérios utilizados no projeto foram todos definidos a partir das recomendações da NBR 6118:2003.

3.3.1 Apoios

O critério adotado para apoios nos pilares é denominado pelo programa de *apoio elástico independente*, onde cada viga tem um apoio independente no pilar, definido com um coeficiente de mola. Os coeficientes de mola nas direções X e Y são calculados por meio da expressão:

$$C_m = \frac{4.E.I}{L.REDMOL} \quad (3.1)$$

sendo:

E o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

I o momento de inércia na direção considerada;

L a distância de piso a piso;

REDMOL é o redutor do coeficiente de mola.

O coeficiente REDMOL permite reduzir a condição de engastamento entre as vigas e os pilares. O valor adotado neste projeto foi 4, que é o *default* do programa.

Além das molas na direção X e Y, uma mola na direção Z é calculada com a expressão:

$$C_z = \frac{E \cdot A}{L \cdot REDMOZ} \quad (3.2)$$

sendo:

E o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

A a área da seção transversal do pilar;

L a distância de piso a piso;

REDMOZ o redutor do coeficiente de mola Z.

O valor adotado para REDMOZ, neste projeto foi 1, que é o *default* do programa.

3.3.2 Plastificação sobre pilares internos às lajes nervuradas

Nos pilares intermediários, diversos tipos de controle são usados para simular a plastificação e permitir a consideração de torção nas barras do maciço em volta do pilar. Para tanto, as barras dentro do maciço são separadas, podendo receber maior inércia à torção e menor inércia à flexão. O *Cad/Formas* estende as nervuras para dentro do maciço, completando com barras os espaços intermediários entre as nervuras (Figura 3.1). A soma da largura das barras em cada direção é igual à largura do maciço, sendo que as barras de borda têm meia largura. As barras

internas do maciço recebem um divisor de inércia à torção, enquanto que as de borda recebem outro divisor.

Neste trabalho, o valor adotado para o divisor de inércia à torção foi 6, tanto para as barras internas do maciço, quanto para as externas. Este valor é o padrão adotado pelo programa.

Além disso, todas as barras do maciço tem sua inércia à flexão reduzida por um parâmetro, simulando uma plastificação, que tende a distribuir mais os esforços de flexão positivos, sem aumentar significativamente a deformação máxima da laje. Neste trabalho, o valor adotado para o divisor de inércia à flexão das barras do capitel foi 2.

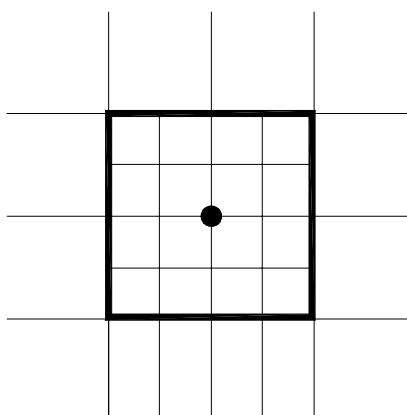


Figura 3.1 – Divisão do maciço em barra intermediárias

3.4 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E CARREGAMENTO

O modelo da laje nervurada utilizado nesta pesquisa foi gerado a partir da adaptação de um projeto arquitetônico real. Originalmente, o projeto estrutural havia sido concebido utilizando uma estrutura convencional de concreto armado composta de lajes maciças apoiadas em vigas, que por sua vez se apóiam em pilares.

Tomou-se o cuidado de selecionar um projeto não simétrico, com características que induzissem ao uso de uma laje nervurada armada em duas direções.

A área modelada correspondeu à área de um apartamento real. O posicionamento das cargas lineares coincidiu com o posicionamento das alvenarias que definiram os recintos do imóvel.

A modelagem da estrutura como laje nervurada foi feita diretamente no modelador estrutural do software TQS. A forma final adotada, com as respectivas propriedades geométricas, pode ser visto na figura 3.2.

Admitiu-se que a laje fosse apoiada em vigas de borda com largura $b=35$ cm e altura $h=28$ cm, com o objetivo de causar enrijecimento para evitar deformações excessivas. A região circundante aos pilares, que apresenta momentos fletores negativos e punção, foi reforçada, considerando-se uma região em laje maciça.

Fornecidos os dados, o programa gerou automaticamente o modelo numérico da laje, formado por 938 nós e 1481 barras, mostrado na figura 3.3.

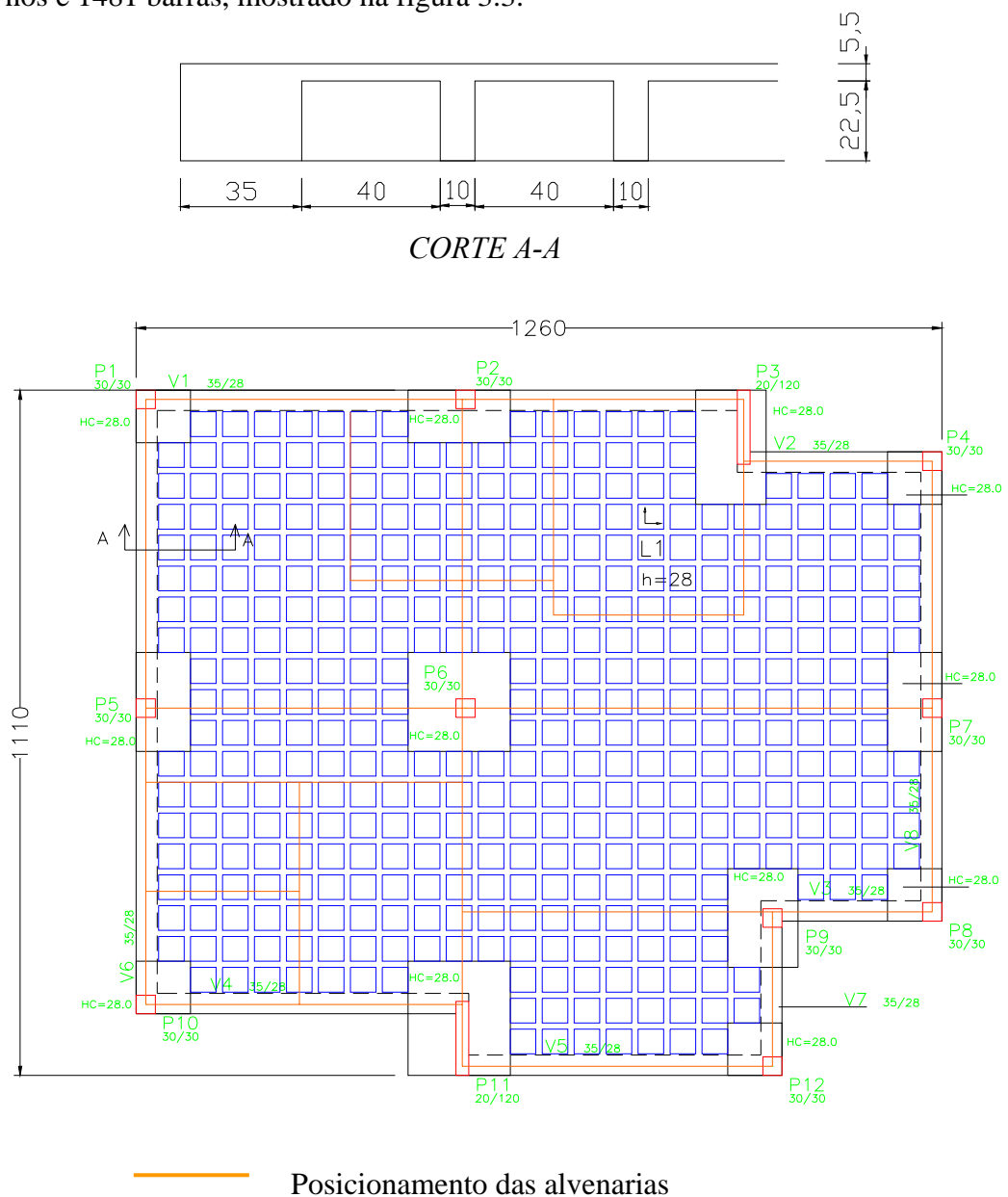


Figura 3.2 – Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS

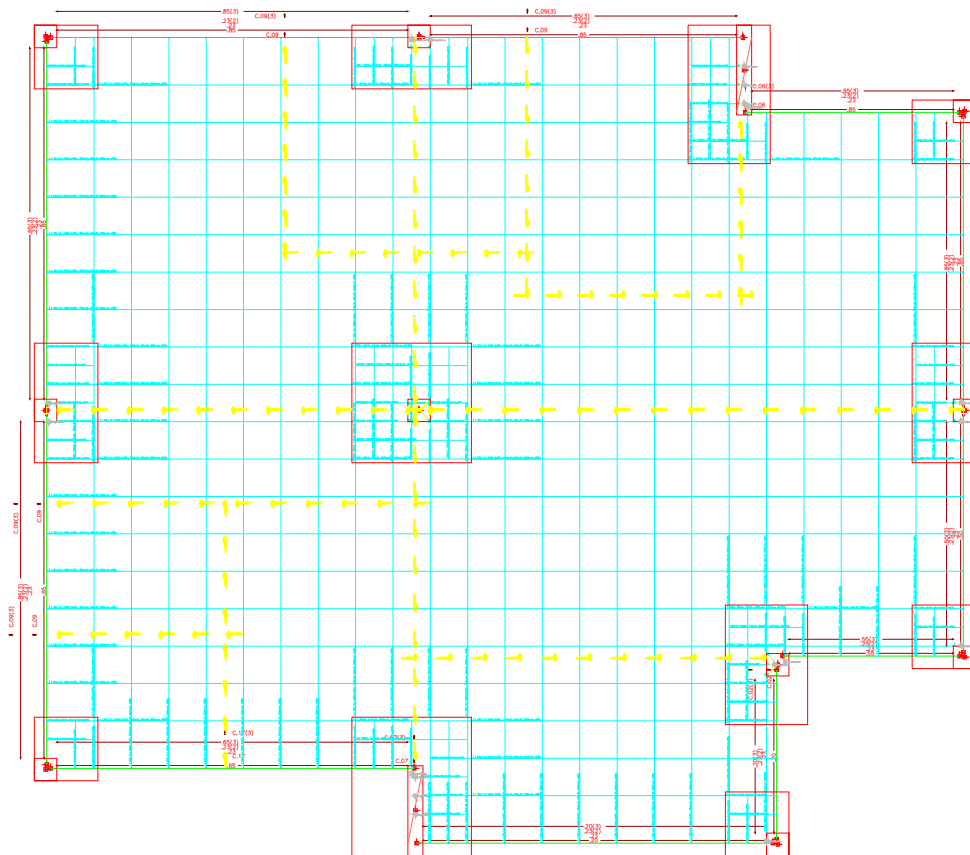


Figura 3.3 – Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS

O carregamento foi composto pelo peso próprio, pela carga permanente, pela carga acidental e pela carga das alvenarias, que foram aplicadas diretamente sobre a laje, conforme mostrado na figura 3.2.

O peso próprio foi calculado pelo programa, em função das dimensões da laje. As cargas adotadas no lançamento da estrutura são mostradas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Carregamentos adotados no projeto

Carga Permanente	1,0 kN/m ²
Carga Acidental	2,0 kN/m ²
Carga de Alvenaria com largura de 25 cm	8,5 kN/m
Carga de Alvenaria com largura de 15 cm	5,0 kN/m

A resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) adotada no projeto foi de 30 MPa. Os cobrimentos foram definidos segundo a NBR 6118:2003, resultando nos valores mostrados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Cobrimentos adotados no projeto

Laje superior	2,0 cm
Laje inferior	2,0 cm
Vigas	2,5 cm
Pilares	2,5 cm

Ainda segundo a norma, empregou-se um coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$ e admitiu-se o peso específico do concreto armado $\gamma_e = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$. O módulo de deformação longitudinal do concreto foi definido a partir da expressão:

$$E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad , \quad \text{em MPa} \quad (3.3)$$

Adotando a redução de 15% recomendada pela norma obteve-se o valor $E = 26 \text{ GPa}$, utilizado nos cálculos.

3.5 RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

As figuras 3.4, 3.5 e 3.6 apresentam, respectivamente, a configuração deformada da laje, a distribuição de momentos fletores e a distribuição de momentos torçores na mesma para o carregamento já descrito.

Analisando a figura 3.4, observa-se que o maior deslocamento vertical ocorre entre os pilares P6 e P7, atingindo um valor máximo no meio do vão de 0,6 cm. Na figura 3.5, o diagrama de momentos fletores apresenta seus valores máximos para momento positivo na região entre os pilares P5 e P6, de 12 kNm, entre os pilares P2 e P6, de 14 kNm e entre os pilares P6 e P7, de 11 kNm. Os momentos negativos máximos encontram-se sobre o maciço do P6, atingindo valores de até 50 kNm. A figura 3.6 apresenta o diagrama de momentos torçores, onde podemos observar que todos os esforços de torção estão concentrados sobre os maciços e vigas de borda. O momento torçor máximo alcança 9 kNm sobre os pilares P3 e P11. Os valores acima mencionados foram obtidos a partir do processamento linear da grelha.

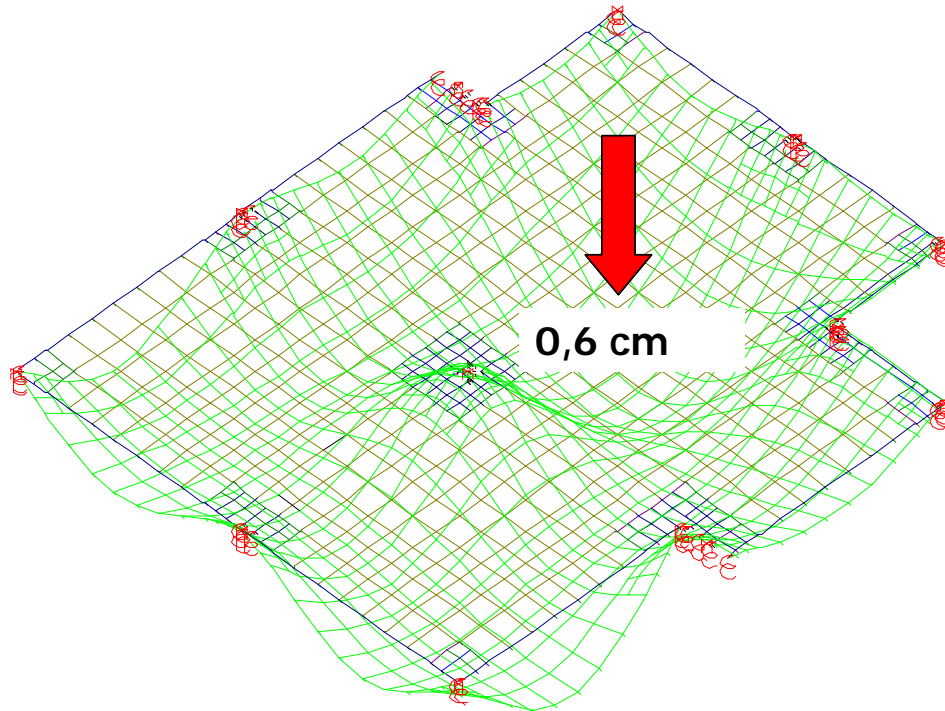


Figura 3.4 – Deformação da laje submetida ao carregamento descrito.

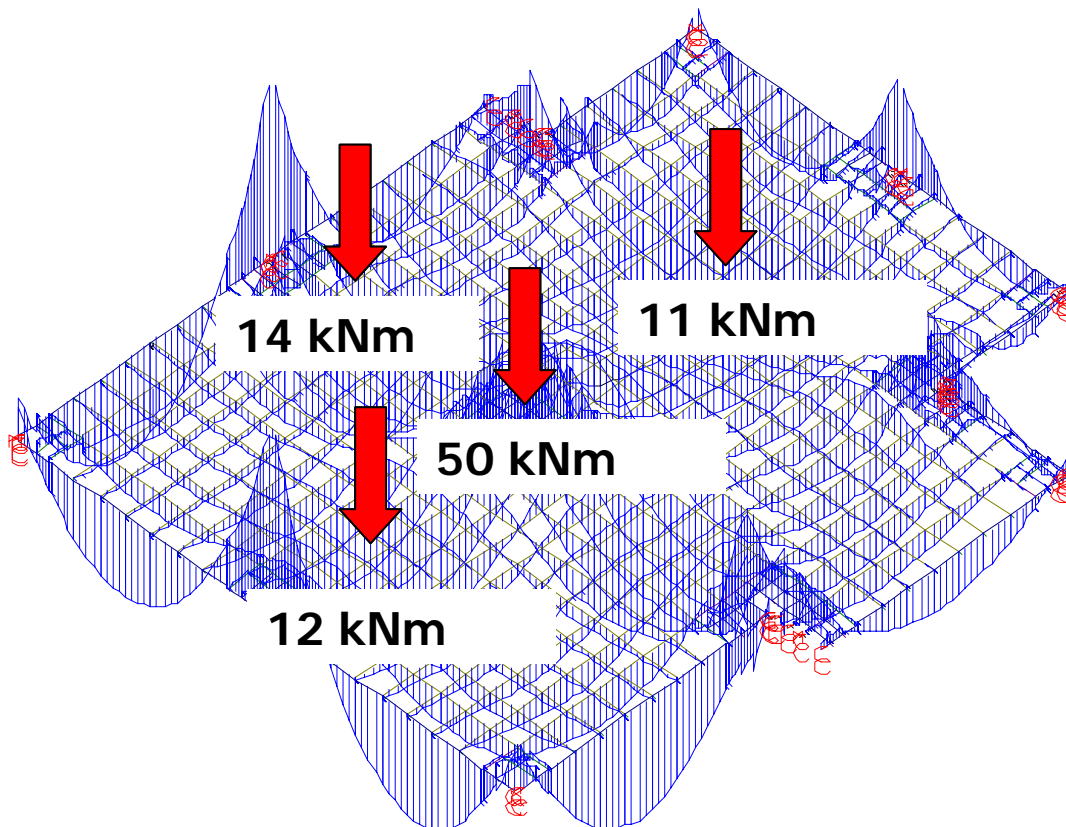


Figura 3.5 – Distribuição de momentos fletores da laje sujeita ao carregamento descrito

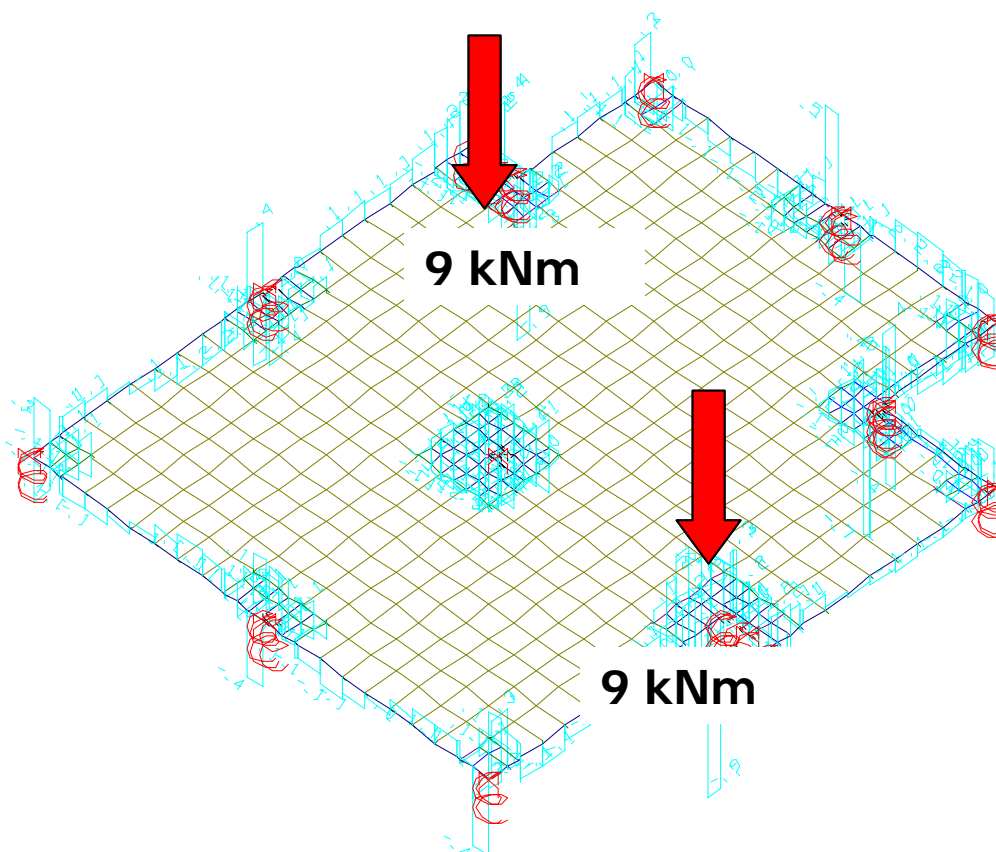


Figura 3.6 – Distribuição de momentos torçores da laje sujeita ao carregamento descrito.

Realizada a análise linear da grelha, passou-se à análise não-linear para a verificação dos deslocamentos verticais máximos, considerando a não linearidade do concreto armado por conta da fissuração. A consideração da não-linearidade física possibilita uma avaliação dos efeitos da perda de rigidez dos elementos estruturais proveniente de fissuração, que pode acarretar acréscimos de deslocamentos em relação à análise linear, podendo a estrutura atingir o estado limite de utilização por deformações excessivas (OLIVEIRA, 2000). O resultado da análise pode ser visualizado na figura 3.7. As linhas em vermelho representam as posições onde a análise numérica, efetuada pelo programa, prevê a fissuração das barras. O deslocamento vertical máximo previsto pela análise não linear foi de 0,8 cm.

Os resultados da análise não-linear confirmaram que as dimensões adotadas no projeto eram adequadas, pois o deslocamento vertical máximo de 0,8 cm resultou inferior ao valor limite de $l/500$ ou 1 cm, recomendado pela norma NBR 6118:2003 (ABNT, 2004). Desta forma, se considerou que, num caso real, este deslocamento não acarretaria fissuras significativas nas alvenarias que se apoiariam diretamente sobre a laje.

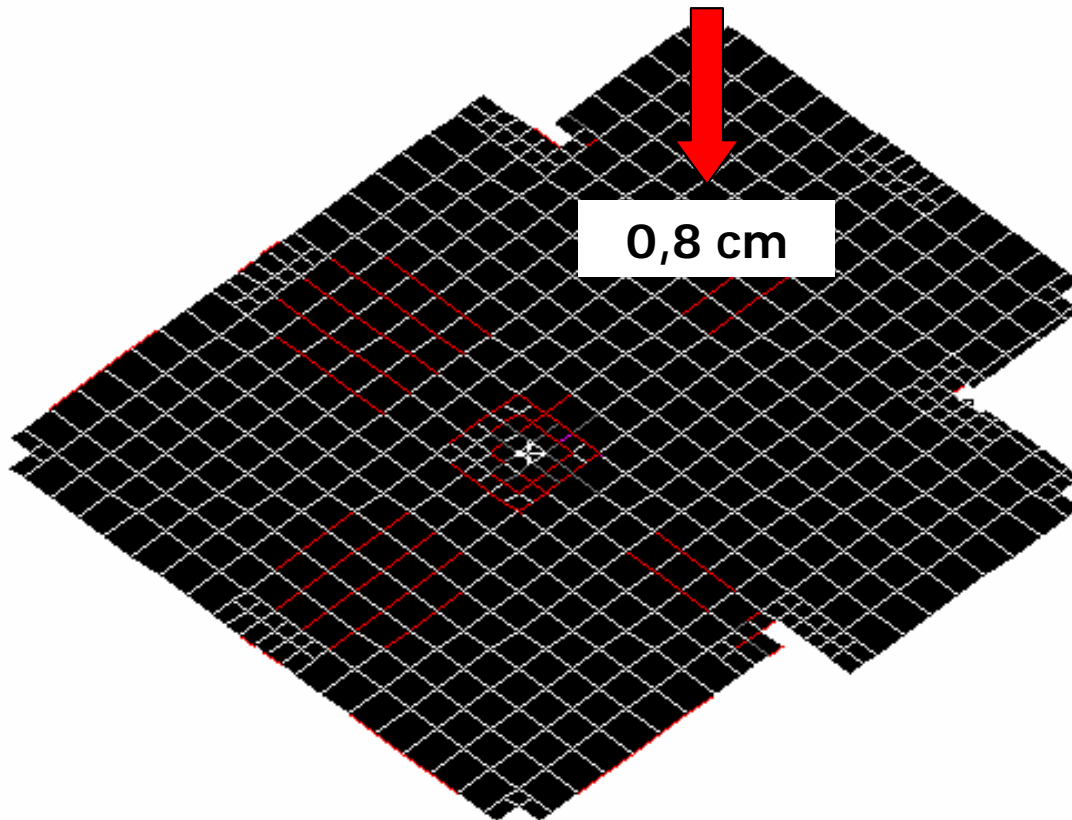


Figura 3.7 – Resultado da análise não-linear da grelha

A partir dos dados fornecidos pela análise linear, foi feito o dimensionamento da grelha, das vigas e dos pilares. O dimensionamento à flexão foi feito segundo as recomendações da NBR 6118:2003, adotando-se os valores para o coeficiente de minoração da resistência do concreto $\gamma_c = 1,4$ e para o coeficiente de minoração da resistência do aço $\gamma_s = 1,15$. A resistência característica do aço à tração utilizada foi $f_{yk} = 500MPa$.

A verificação dos efeitos de punção foi feita pelo programa, segundo as recomendações da norma, que determina que o cálculo da punção deve ser realizado considerando contornos ou superfícies críticas em volta do pilar, devendo o primeiro contorno ser coincidente com o contorno do mesmo e os demais a uma distância $2d$, onde d é a altura útil da laje.

Na região dos maciços, além da verificação feita nos perímetros à distância $2d$ do contorno dos pilares, o programa verifica o contorno do maciço como se fosse um pilar e a $2d$ deste. A tensão atuante de cisalhamento (τ_{sd}) é dada por:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{ud} \quad (3.4)$$

sendo:

F_{Sd} a soma das forças cortantes de cálculo das barras no sub-perímetro de homogeneização da região de punção;

u o sub-perímetro crítico considerando todas as restrições; e,

d a altura útil da laje.

A tensão resistente de compressão diagonal do concreto no contorno do pilar (τ_{Rd2}) é dada pela expressão:

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (3.5)$$

sendo

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.6)$$

Se $\tau_{Sd} > \tau_{Rd2}$, a seção tem grande probabilidade de ruína por ruptura da diagonal comprimida, devendo ser redimensionada.

Se, por outro lado, $\tau_{Sd} < \tau_{Rd2}$ no primeiro perímetro, então é feita a verificação do próximo perímetro, usando expressão:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}(100\rho f_{ck})\right)^{1/3} \quad (3.7)$$

onde ρ representa a taxa de armadura longitudinal. Caso $\tau_{Sd} < \tau_{Rd1}$, a armadura de punção pode ser dispensada. Na verificação deste projeto, a armadura de punção foi dispensada em todos os pilares.

A verificação ao cisalhamento nas nervuras foi feita pelo programa segundo as recomendações da NBR 6118:2003, da mesma maneira que é realizada em vigas, mas sem admitir armadura mínima para força cortante. No projeto da estrutura, não foi utilizada armadura de cisalhamento nas nervuras.

Para a garantia da ductilidade, e conseqüente proteção contra o colapso progressivo na região dos maciços, a Norma Brasileira recomenda a colocação de uma armadura inferior. No projeto foi adotada a armadura contra colapso progressivo, dimensionada pelo programa segundo a seguinte expressão:

$$A_s f_{yd} \geq F_{Sd} \quad (3.8)$$

onde A_s é a soma das áreas das barras que cruzam as faces do pilar.

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

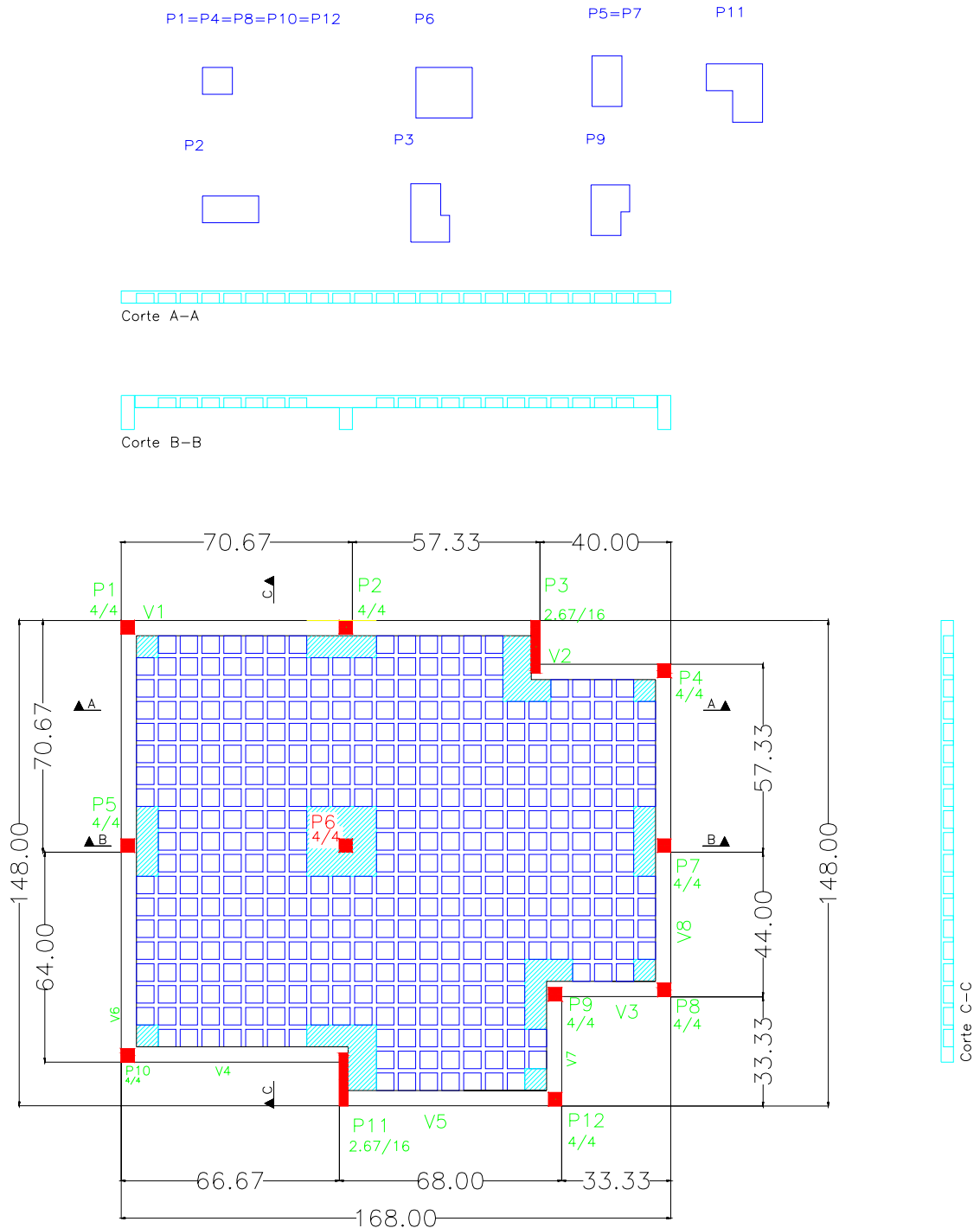
Este capítulo apresenta os procedimentos adotados para a construção do modelo reduzido da laje nervurada que foi ensaiado.

Segundo os princípios da Análise Dimensional (KLEIN, 1988), o modelo reduzido da estrutura definida deve se caracterizar por apresentar um comportamento semelhante à estrutura real em todas as fases de solicitação. Além da condição de uma completa semelhança geométrica, o material constituinte do modelo deve apresentar semelhança de comportamento físico com o material empregado no elemento real, como módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração.

Por tratar-se de um modelo reduzido, não pode ser empregado concreto comum em sua moldagem, tendo em vista o tamanho do agregado graúdo tradicional em relação às dimensões da peça. O material escolhido para substituir o concreto comum é o microconcreto, que atende as exigências da Análise Dimensional e é um concreto com granulometria reduzida, cujo diâmetro máximo do agregado é 4,8 mm. Atendidas as exigências granulométricas e de dosagem, ele resulta em uma argamassa com propriedades semelhantes às do concreto comum.

Procurando respeitar os princípios da Análise Dimensional, o modelo reduzido foi construído em microconcreto armado, na escala 1:7,5, pois este fator de escala permite uma boa aproximação entre os diâmetros de arame de aço galvanizado, empregado no protótipo, e os diâmetros comerciais de aço CA-50 normalmente utilizados. Além disto, origina um modelo reduzido com dimensões adequadas ao manuseio e ensaio em laboratório. A figura 4.1 mostra as dimensões da fôrma do modelo reduzido.

DETALHE DOS
CAPITÉIS
H=3.73 cm



**Obs: Todas as vigas tem seção 4,67/3,73
Unidades: cm**

Figura 4.1 – Fôrma da laje nervurada em modelo reduzido

4.2 DOSAGEM DO MICROCONCRETO

O microconcreto é classificado conforme sua granulometria (KLEIN, 1985) e a sua escolha é função das dimensões do modelo reduzido e do espaçamento da armadura empregada. De acordo com estes critérios, o tipo de microconcreto escolhido foi D=2,4 mm (diâmetro máximo de 2,4 mm), que utiliza frações de areia passantes na peneira 2,4 e retidas nas peneiras 1,2, 0,6, 0,3 e 0,15 mm.

A partir da definição do diâmetro máximo do agregado a ser utilizado e do f_{ck} desejado, pôde-se determinar a dosagem do microconcreto.

As propriedades dos materiais envolvidos nas misturas foram:

a) Cimento: Tipo Portland, classe V de alta resistência inicial de densidade $\gamma_c = 3100 \text{ kg} / \text{m}^3$, marca ITAMBÉ.

b) Agregado: Areia do Rio Guaíba, peneirada e lavada, de densidade $\gamma_a = 2620 \text{ kg} / \text{m}^3$.

Para a correta definição do traço a partir dos materiais utilizados, foi necessário o estabelecimento de uma correlação entre a resistência do microconcreto à compressão (f_{cj}) e a relação água/cimento para diversos traços. Esta correlação foi estabelecida a partir de ensaios experimentais em laboratório.

4.2.1 Determinação da curva f_{cj} x relação água/cimento

Para a determinação da curva de resistência média à compressão (f_{cj}) versus fator água-cimento, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de $\Phi = 50 \text{ mm}$ e $l = 100 \text{ mm}$ de altura, com traços 1:3, 1:4 e 1:5, sendo a relação água/cimento (a/c) para cada traço determinada pela expressão:

$$a/c = \frac{(1+a) * H}{100} \quad (4.1)$$

onde: a = porção, em massa, de agregado na mistura

H = quantidade de água na mistura em relação aos materiais secos, que depende do diâmetro máximo do agregado do microconcreto. Para um microconcreto com diâmetro $D=2,4$ mm, $H=10,9\%$ (KLEIN, 1985).

A partir da definição da relação água/cimento, o consumo de cimento foi calculado para cada traço pela expressão que relaciona os materiais componentes do microconcreto em peso por unidade de volume:

$$C = \frac{1000}{a/c + \frac{1}{\gamma_c} + \frac{1}{\gamma_a}} \quad (4.2)$$

sendo C = quantidade de cimento por metro cúbico de mistura (kg/m^3)

γ_c = massa específica real do cimento (kg/dm^3)

γ_a = massa específica real do agregado (kg/dm^3)

Calculado o traço total (cimento:agregado), foi necessário desdobrá-lo nas diversas frações de areia, de modo a obter uma composição que minimizasse os vazios da mistura, ou seja, na qual fosse obtida a máxima compacidade da massa e, conseqüentemente, a maior resistência. Para tanto, utilizou-se o Método das Curvas de Referência de Gorisse, sugerido por Klein (1985), que consiste na determinação do ponto de inflexão **A** de uma curva granulométrica bilinear que parte do zero sobre a coluna correspondente à abertura da malha de peneira 0,15 mm. Ao interceptar as demais colunas, a curva dá origem aos percentuais de agregados, por frações granulométricas, que compõe o microconcreto. As coordenadas do ponto **A** são definidas pelas expressões:

$$X = \frac{D}{2} \quad (4.3)$$

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K \quad (4.4)$$

sendo X = abscissa do ponto A;

Y = ordenada do ponto A;

D = diâmetro do agregado máximo, função do tipo de microconcreto adotado;

K = parâmetro de correção que é função do tipo de grão do agregado e do consumo de cimento, conforme mostra o Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Parâmetros de correção K

Consumo de cimento (kg/m ³)	K
600	-10
550	-8
500	-6
450	-4
400	-2
350	0
300	+2

Definidos X e Y , a granulometria pôde ser determinada conforme mostra o Quadro 4.2. Este procedimento foi realizado para cada um dos traços, resultando nos dados constantes do Quadro 4.3. As granulometrias recomendadas, obtidas com utilização destes parâmetros, estão contidas no Quadro 4.4.

Quadro 4.2 – Estrutura de definição da granulometria segundo método das curvas de Gorisse

Fração Tipo	%
% retidos na peneira 1,2	100- Y
% retidos na peneira 0,6	$Y/3$
% retidos na peneira 0,3	$Y/3$
% retidos na peneira 0,15	$Y/3$

Quadro 4.3 – Definição dos parâmetros da curva granulométrica segundo o método de Gorisse

traço	a/c	C(kg/m ³)	c _{cimento} (kg)	c _{areia} (kg)	X	K	Y
1:3	0,44	525	0,928	2,785	1,20	-7	41,451
1:4	0,55	418	0,738	2,952	1,20	-2,68	45,771
1:5	0,65	347	0,613	3,063	1,20	0,16	48,611

Quadro 4.4 – Granulometria recomendada para cada traço estudado pelo método de Gorisse

TRAÇO 1:3			TRAÇO 1:4			TRAÇO 1:5		
Fração Tipo	%	Peso (kg)	Fração Tipo	%	Peso (kg)	Fração Tipo	%	Peso (kg)
1,2	58,55	1,63	1,2	54,23	1,60	1,2	51,39	1,57
0,6	13,82	0,38	0,6	15,26	0,45	0,6	16,20	0,50
0,3	13,82	0,38	0,3	15,26	0,45	0,3	16,20	0,50
0,15	13,82	0,38	0,15	15,26	0,45	0,15	16,20	0,50

A produção do microconcreto para cada traço foi feita numa argamassadeira, obedecendo à ordem, tempo e velocidade de mistura apresentadas no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Ordem e tempo de mistura dos materiais para obtenção do microconcreto

Processo	Tempo	Velocidade	Resultado
Colocação do agregado no misturador	-	-	-
Colocação do cimento no misturador	-	-	-
Mistura	40 s	66 rpm	Materiais secos misturados
Adição de água	-	-	-
Mistura final	120 s	66 rpm	Microconcreto pronto

Os corpos-de-prova de microconcreto foram moldados em fôrmas metálicas, fixadas sobre uma mesa vibratória (figura 4.2a). O material foi lançado em duas camadas de alturas aproximadamente iguais. A vibração foi aplicada após a colocação de cada camada. O tempo de vibração estabelecido foi aquele necessário para permitir o adensamento conveniente do microconcreto nos moldes. Este tempo foi considerado suficiente no instante em que o microconcreto apresentava superfície plana e brilhante. Logo após a moldagem, os corpos-de-prova foram colocados em lugar plano e seguro contra eventuais vibrações ou choques.

Foi realizado, também, um ensaio de espalhamento, ou Flow Test, para avaliar a trabalhabilidade de cada traço. Este ensaio determina o índice de consistência da massa, de acordo com o método de ensaio da NBR 7215 (ABNT,1996b).

O índice de consistência é a média aritmética do diâmetro do material espalhado (medido em três alinhamentos ortogonais) a partir de um cone de microconcreto padronizado colocado sobre uma mesa giratória que é submetida a 30 golpes durante 30 segundos (figura 4.2b). Os resultados dos testes são encontrados no Quadro 4.6.



Figura 4.2 – (a) Moldagem dos corpos-de-prova sobre a mesa vibratória e (b) “Flow Test”

Quadro 4.6 – Resultados do Ensaio de Espalhamento

Ensaio de Espalhamento				
	ϕ 1 (mm)	ϕ 2 (mm)	ϕ 3 (mm)	Média (mm)
1:3	290	291	276	285,7
1:4	347	346	355	349,3
1:5	310	295	294	299,7

Após 24 horas, retiraram-se as fôrmas, os corpos-de-prova foram identificados e colocados envoltos em panos molhados até o dia do ensaio de compressão.

O ensaio de compressão simples foi realizado segundo as especificações da NBR 5739 (ABNT,1994) aos 3, 7 e 28 dias respectivamente. Os resultados podem ser encontrados no Quadro 4.7.

A curva f_{cj} x relação água-cimento, também conhecida como Curva de Abrams, bem como a curva do índice de materiais secos (m) x relação água-cimento, também conhecida como Curva de Lyse, puderam, então, ser definidas, como é mostrado na figura 4.3.

A curva de Abrams aos 28 dias para o microconcreto analisado pode ser descrita conforme a seguinte expressão:

$$f_{c28} = 0,7692x^{-2,3434} \quad (4.5)$$

A curva de Lyse pode ser descrita pela seguinte expressão:

$$\text{traço} = -9,1743x + 1 \quad (4.6)$$

Quadro 4.7 – Forças e tensões de ruptura obtidas no ensaio de compressão simples de corpos-de-prova de microconcreto

		Força de Ruptura (kN)			Valor de Referência (kN)			f_{cj} (MPa)		
		1:3	1:4	1:5	1:3	1:4	1:5	1:3	1:4	1:5
3 DIAS	CP1	67,8	32,4	27,5	71,90	39,20	27,50	36,62	19,96	14,01
	CP2	68,1	35,8	25,5						
	CP3	71,9	39,2	22,8						
7 DIAS	CP1	51,2	52,4	32	82,50	53,40	32,90	42,02	27,20	16,76
	CP2	82,5	53,4	25,2						
	CP3	79,2	50,2	32,9						
28 DIAS	CP1	100,2	39,7	41,2	108,70	58,80	42,30	55,36	29,95	21,54
	CP2	102,3	58,8	42,3						
	CP3	108,7	58,7	30,7						

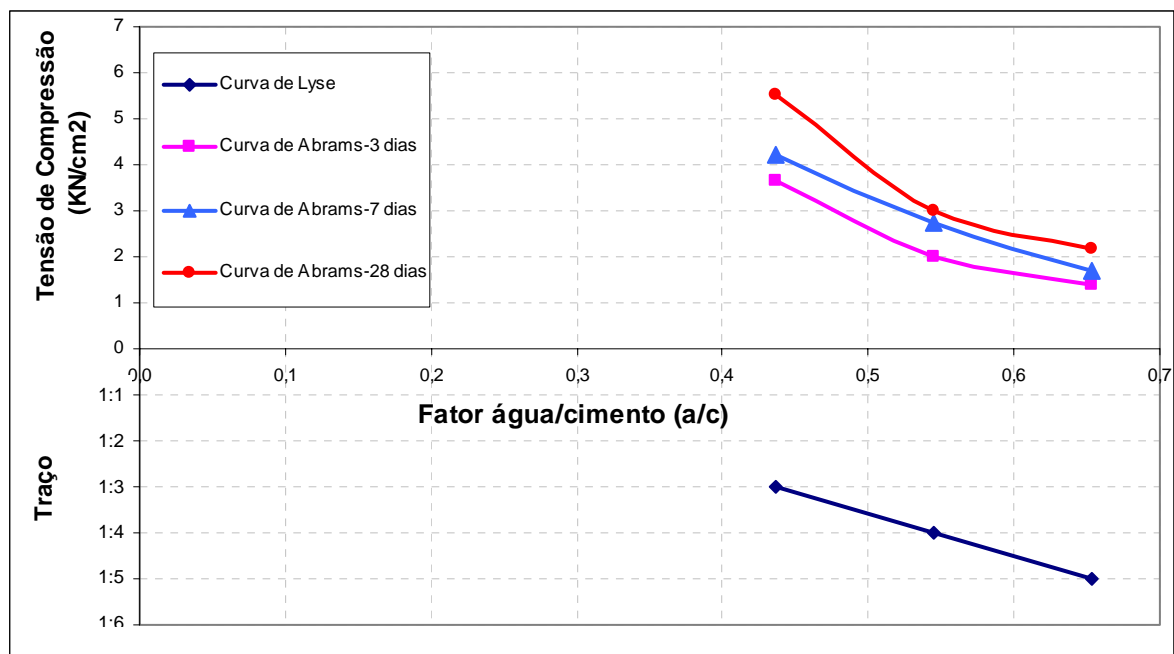


Figura 4.3 – Gráfico da curva de Abrams e da curva Lyse

4.2.2 Determinação da tensão f_{cj}

Conforme NBR 12655 (ABNT,1996a), a resistência à compressão f_{cj} pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65S_d \quad (4.7)$$

sendo f_{cj} a resistência média do microconcreto à compressão, prevista para a idade de j dias, f_{ck} a resistência característica do microconcreto à compressão e S_d o desvio padrão de dosagem.

A resistência característica à compressão do microconcreto utilizada no projeto foi fixada em $f_{ck} = 30$ MPa. Na ausência de dados suficientes para estimativa estatística do valor do desvio padrão das resistências, pode ser utilizado um valor de 4 MPa, se, no preparo, o cimento e os agregados forem medidos em massa e a água de amassamento for medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados.

Portanto, admitindo a validade da expressão (4.7), o valor da resistência média do microconcreto à compressão prevista para os 28 dias é $f_{c28} = 36,6$ MPa para que o valor de f_{ck} de projeto corresponda ao desejado.

4.2.3 Determinação da relação água/cimento (a/c)

O valor da relação água/cimento (a/c) foi obtido a partir da expressão 4.5, utilizando o valor de f_{c28} determinado em 4.2.2, obtendo-se $a/c = 0,51$.

4.2.4. Determinação do traço

O valor do traço (a) foi obtido a partir da expressão 4.1, utilizando o valor do fator água/cimento (a/c) determinado em 4.2.3 e o valor para a relação água/materiais secos $H = 10,9\%$, obtendo-se $a=3,72$, ou seja, o traço em massa a ser adotado é de 1:3,72 (cimento:areia), correspondente a uma proporção de cimento de 21,2%, com 78,8% de agregados.

4.2.5 Determinação do volume de microconcreto para confecção do modelo reduzido

O volume total de microconcreto necessário para o experimento foi calculado a partir dos dados de volume fornecido pelo CAD-TQS para a laje em tamanho real:

- a) Volume de concreto para laje nervurada: $16,25 \text{ m}^3$
- b) Volume de concreto para vigas: $3,79 \text{ m}^3$
- c) Volume de concreto para pilares: $4,14 \text{ m}^3$

O volume de concreto para a laje em tamanho real deve ser reduzido segundo um fator de escala 1:7,5, pois as dimensões lineares do modelo são 7,5 vezes menores que as do protótipo para respeitar os princípios da Análise Dimensional, como explicado anteriormente.

Desta forma, o volume de microconcreto necessário para o experimento deverá ser:

- a) Volume de microconcreto para laje nervurada: $0,03852 \text{ m}^3$
- b) Volume de microconcreto para vigas: $0,00898 \text{ m}^3$
- c) Volume de microconcreto para pilares: $0,00981 \text{ m}^3$

Em vista destes dados, o volume total necessário para a confecção do modelo, modelagem dos corpos-de-prova e eventuais perdas foi estabelecido em $0,071 \text{ m}^3$.

4.2.6 Determinação do consumo de cimento

O consumo de cimento foi obtido a partir da expressão (4.2), utilizando o valor da relação água/cimento (a/c) determinado em 4.2.3, o valor da massa específica real do cimento $\gamma_c = 3,10 \text{ kg} / \text{dm}^3$ e o valor da massa específica real do agregado $\gamma_a = 2,62 \text{ kg} / \text{dm}^3$. Obteve-se um consumo estimado de $C = 443 \text{ kg} / \text{m}^3$.

4.2.7 Desdobramento do traço

Calculado o traço total (cimento:agregado), foi necessário desdobrá-lo nas diversas frações de areia. Para tanto, utilizou-se o Método das Curvas de Referência de Gorisse (KLEIN, 1985), como detalhado em 4.2.1.

Como o consumo de cimento é $C = 443 \text{ kg/m}^3$, conforme definido em 4.1.6, o valor de K foi obtido no Quadro 4.1, sendo feita uma interpolação linear entre -4 e -2 , que uniam os valores respectivos para os consumos de cimento de 450 e 400 kg/m^3 . Desta forma, obteve-se um valor de $K = -3,72$. Este valor, considerado juntamente com $D = 2,4 \text{ mm}$ em 4.3 e 4.4, forneceu $X = 1,2$ e $Y = 45,18$ para as coordenadas do ponto A da curva granulométrica de Gorisse. A definição de X e Y permitiu a montagem da granulometria do microconcreto em estudo, conforme mostra o Quadro 4.8.

A composição final do traço e as quantidades de materiais foram obtidas multiplicando-se as frações tipo pelos valores do traço em peso ($a = 3,72$) e em porcentagem ($78,81\%$) de agregado para o volume de microconcreto definido em 4.1.5, e são encontradas no Quadro 4.9.

Quadro 4.8 – Granulometria do microconcreto

Fração Tipo	%
1,2	54,82
0,6	15,06
0,3	15,06
0,15	15,06

Quadro 4.9 – Composição final do traço e quantidades dos materiais empregados na mistura

Materiais	Traço		Consumo (kg/m ³)	Quantidade Total (kg)	Quantidade Total c/ quebra (kg)
	Massa	%			
Materiais Secos					
Cimento	1,00	21,2	443,2	31,5	37,8
Areia Total			1648,6	117,1	140,5
Areia tipo 1,2	2,04	43,2	903,8	64,2	77,0
Areia tipo 0,6	0,56	11,9	248,3	17,6	21,2
Areia tipo 0,3	0,56	11,9	248,3	17,6	21,2
Areia tipo 0,15	0,56	11,9	248,3	17,6	21,2
Água Potável	0,51	10,9	227,8	16,2	19,4

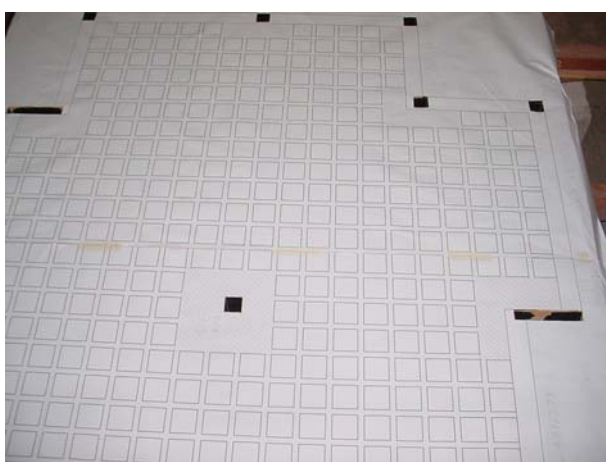
4.3 DEFINIÇÃO DO SISTEMA DE FÔRMAS

A fôrma para moldagem da laje em modelo reduzido foi montada com a utilização de placas de compensado plastificado de 14 mm de espessura, fixadas sobre uma estrutura rígida de tábuas e caibros, conforme figura 4.4.



Figura 4.4 – Estrutura da fôrma do modelo reduzido

Sobre o compensado foi fixada uma cópia, em papel, da planta da fôrma da estrutura do modelo reduzido, com a marcação das posições dos pilares, das regiões maciças, das vigas e das nervuras (figura 4.5a). A cópia foi protegida por um plástico com espessura de 0,1mm, para evitar a aderência do modelo à fôrma, facilitando a desmoldagem (figura 4.5b).



(a)



(b)

Figura 4.5 – (a) Fôrma com o gabarito de papel fixado e (b) Plástico sobre gabarito de papel

Os vazios entre as nervuras foram preenchidos por 411 blocos de EPS (poliestireno expandido), produzidos na oficina do LEME, a partir de placas de 3 cm de espessura, com auxílio de um cortador de isopor tipo fio quente, que foi fixado a uma estrutura de apoio para garantir a precisão na operação de corte (figura 4.6a). A Análise Dimensional determinou que os blocos de EPS deveriam apresentar dimensões de 5,33 x 5,33 cm, sendo adotada uma margem de aceitação de 0,01 cm. Os blocos foram colados sobre o filme plástico com cola adesiva¹ (figura 4.6b).

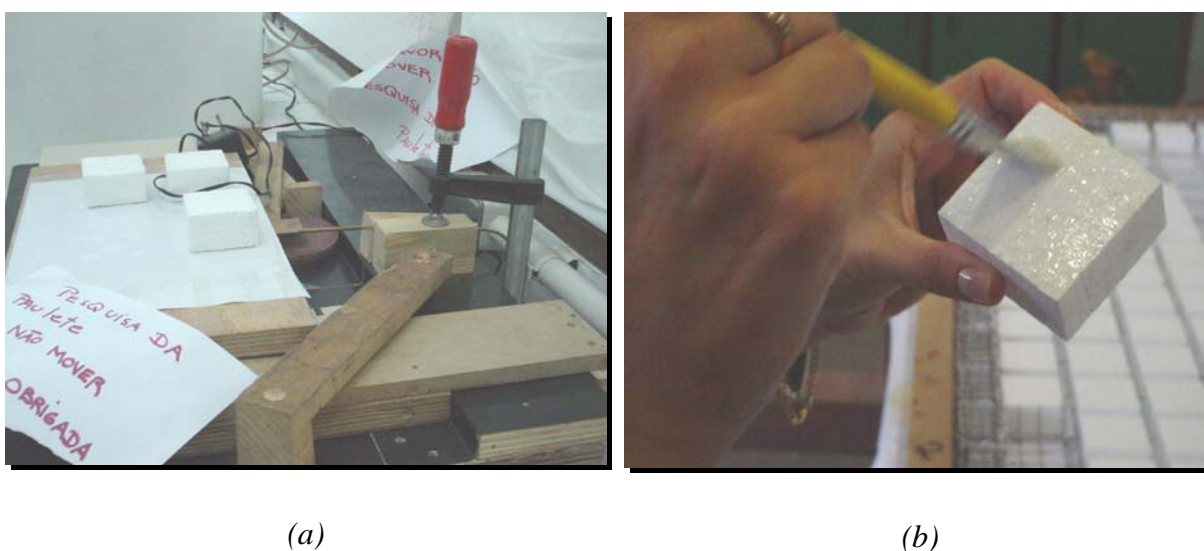


Figura 4.6 – (a) Cortador de isopor tipo fio quente e (b) colagem de um bloco de EPS

4.4 PREPARAÇÃO DAS ARMADURAS

Para a armadura do modelo utilizou-se arame de aço galvanizado. Este tipo de arame tem sido empregado para simular a armadura em estruturas de microconcreto, por apresentar um comportamento semelhante ao do aço CA-50 quanto à resistência a tração. A escala de 1:7,5 permite uma boa simulação dos diâmetros comerciais de aço CA-50, como mostra o Quadro 4.10, no qual a identificação dos arames foi feita segundo a nomenclatura inglesa BWG (Birmingham Wire Gauge), usada comercialmente.

¹ Para a colagem dos blocos foi utilizada a formulação adesiva PVARTE 3603/1 (ARTCOLA).

Quadro 4.10 – Relação da armadura em escala real e em escala reduzida empregada no modelo

ARMADURA DO PROTÓTIPO		ARMADURA REDUZIDA 1:7,5		ARMADURA EMPREGADA NO MODELO		
Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	Nº BWG	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)
16	201	2,13	3,57	14	2,11	3,50
12,5	123	1,67	2,19	16	1,65	2,14
10	79	1,33	1,39	18	1,25	1,23

Os desenhos de detalhamento das armaduras utilizadas no modelo reduzido podem ser visualizados no anexo I deste trabalho. É importante salientar que a armadura negativa de distribuição adotada foi BWG 18, espaçada a cada 2 cm, por não ter sido encontrado no mercado arame galvanizado com as mesmas características físicas do empregado neste trabalho e com diâmetro inferior. Outra questão importante a abordar diz respeito à aderência entre o microconcreto e o arame galvanizado, visto que este último apresenta uma superfície lisa, diferentemente do aço comercial usado na construção civil. Esta questão foi resolvida utilizando-se ganchos nas extremidades de toda a armadura empregada no modelo reduzido.

O processo de montagem das armaduras das vigas e dos pilares iniciou com o corte dos arames longitudinais e dos estribos nos comprimentos e quantidades definidos em projeto (figura 4.7). A seguir, foram retificados os arames com a utilização de martelos metálicos (figura 4.8), procedeu-se à dobragem dos estribos (figura 4.9) e a amarração dos arames longitudinais (figura 4.10). A figura 4.11 mostra, em detalhe, as armaduras montadas.



Figura 4.7 – Corte do arame



Figura 4.8 – Retificação da armadura

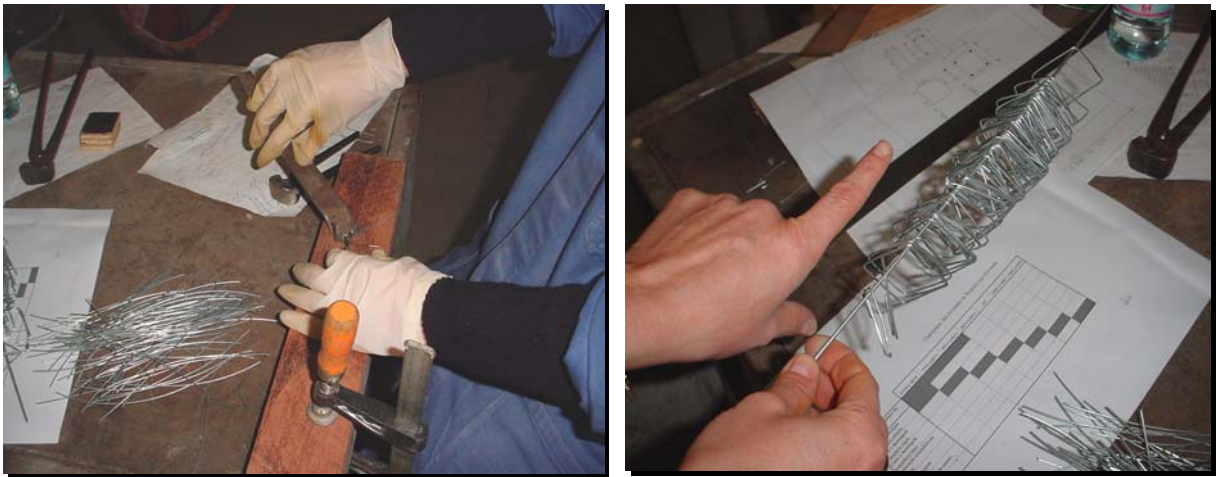


Figura 4.9 – Dobragem dos Estribos

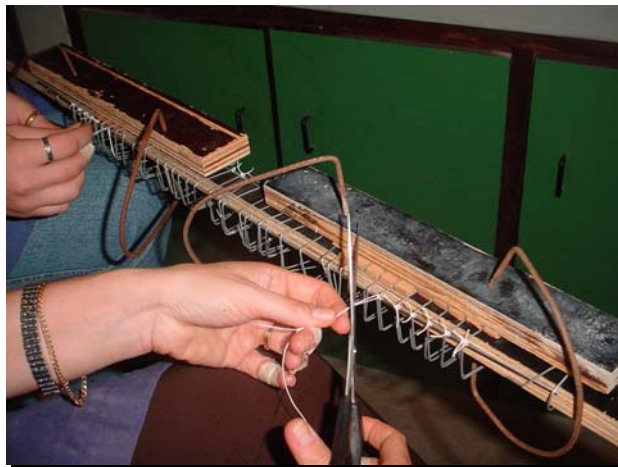


Figura 4.10 – Amarração dos arames longitudinais nos estribos

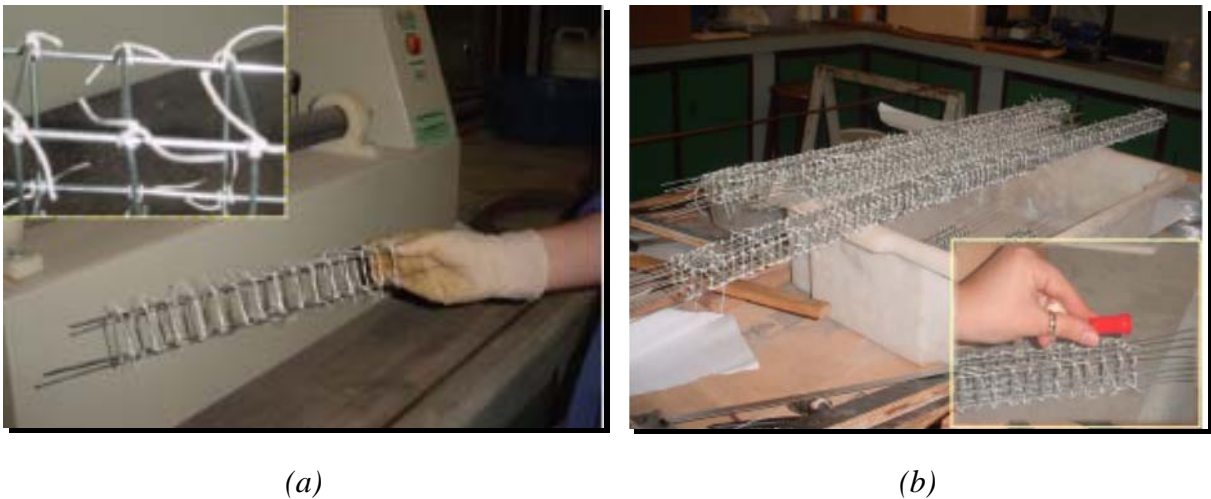


Figura 4.11 –(a) Armadura dos Pilares e (b) Armadura das Vigas

A preparação das armaduras de flexão contra o colapso progressivo e das armaduras positivas e negativas do modelo principiou com o corte dos arames longitudinais nos comprimentos e quantidades definidos em projeto. Após passar pelo processo de retificação, o arame foi amarrado para a formação das malhas (figura 4.12) e procedeu-se à dobragem dos ganchos (figura 4.13). A amarração dos arames longitudinais nos estribos das vigas e pilares, bem como a amarração dos arames para formação das malhas positiva (figura 4.14) e negativa (figura 4.15) foi feita utilizando-se uma linha de algodão de diâmetro 0,5 mm, comercialmente conhecida como linha urso (figura 4.16a).

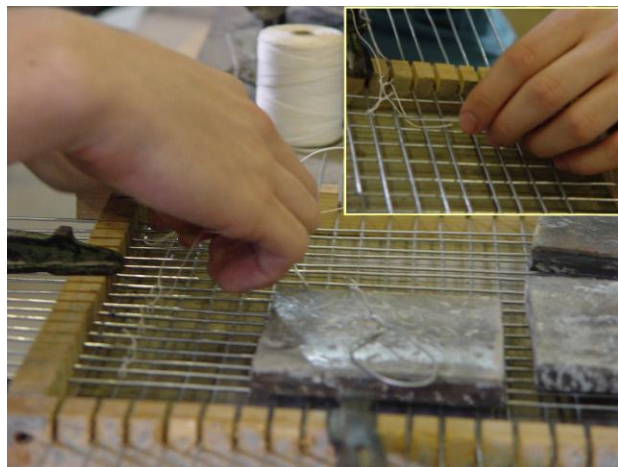


Figura 4.12 – Amarração dos arames para formação das malhas

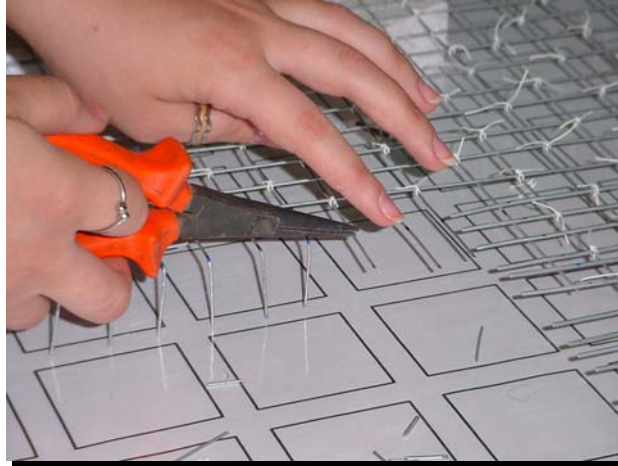


Figura 4.13 – Dobragem dos ganchos



Figura 4.14 – Malha positiva (armadura das nervuras e armadura contra colapso progressivo)



Figura 4.15 – Malha Negativa

Os espaçamentos dos estribos definidos no projeto, bem como a montagem das malhas, foram obtidos através da utilização de gabaritos de madeira produzidos no LEME. Os espaçadores para a garantia do cobrimento da armadura foram feitos a partir do material isolante que reveste os fios de cobre empregados em instalações elétricas (figura 4.16b).

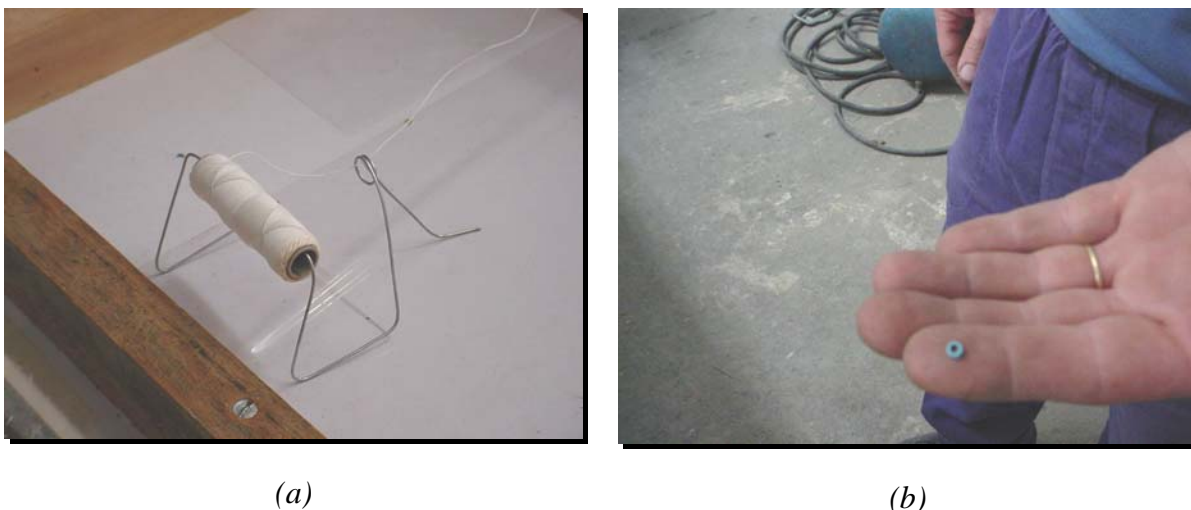


Figura 4.16 – (a) Linha utilizada para amarração da armadura e (b) espaçadores

4.5 MONTAGEM DO MODELO

A montagem do modelo obedeceu as seguintes etapas:

- a) Colocação da cópia, em papel, da planta da fôrma da estrutura em modelo reduzido (figura 4.17);
- b) Fixação da folha plástica sobre o gabarito de papel (figura 4.18);
- c) Colocação da armadura dos pilares (figura 4.19);
- d) Colocação da armadura de flexão contra colapso progressivo (figura 4.20);
- e) Colocação da armadura das vigas (figura 4.21);
- f) Colocação e amarração da armadura das nervuras (figura 4.22);
- g) Colagem dos blocos de EPS (figura 4.23);
- h) Colocação da armadura negativa (figuras 4.24 e 4.25).



Figura 4.17 – Cópia da fôrma, em papel, da estrutura em modelo reduzido



Figura 4.18 - Fixação do plástico sobre o gabarito de papel

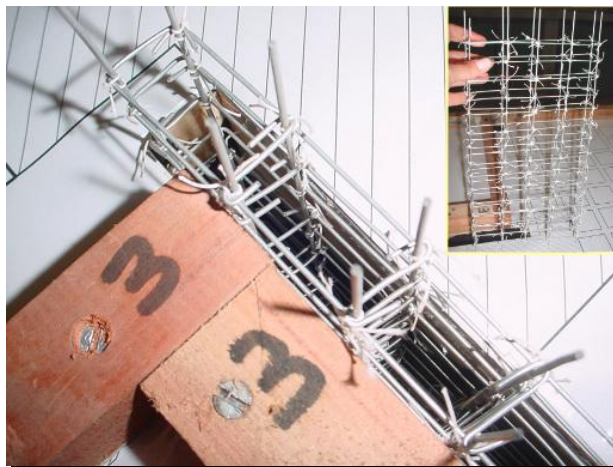


Figura 4.19 - Colocação da armadura dos pilares

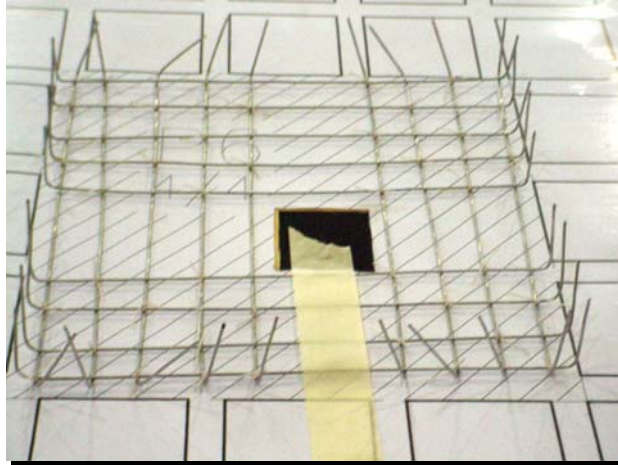


Figura 4.20 - Colocação da armadura de flexão contra colapso progressivo

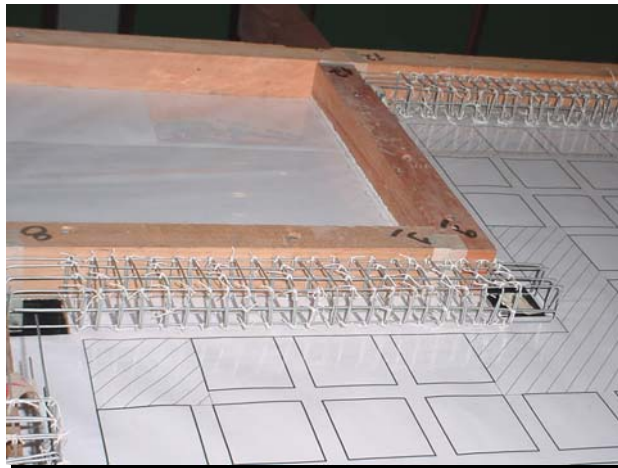


Figura 4.21 - Colocação da armadura das vigas

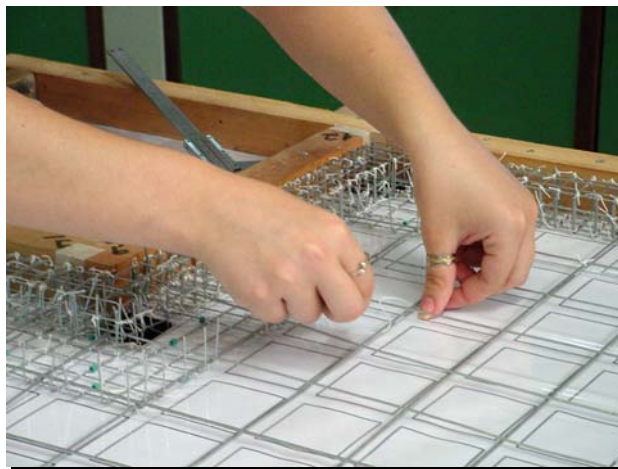


Figura 4.22 - Colocação e amarração da armadura das nervuras



Figura 4.23 - Colagem dos blocos de EPS

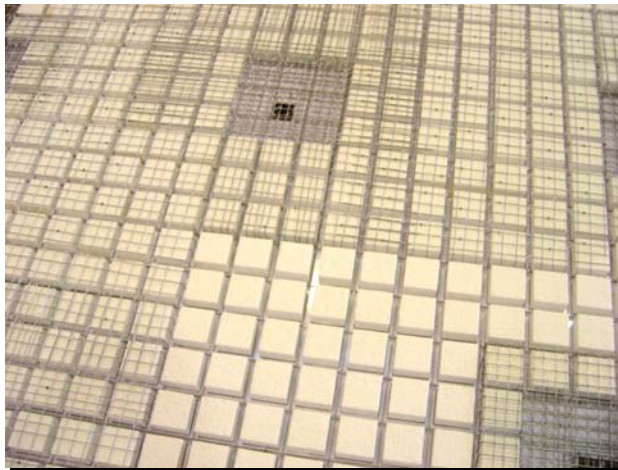


Figura 4.24 - Colocação da armadura negativa

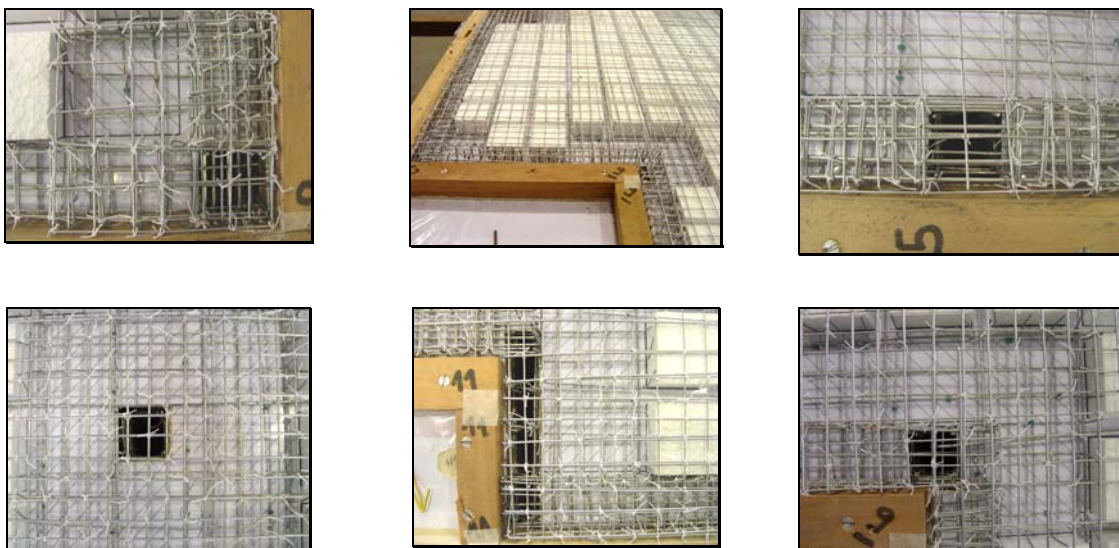


Figura 4.25 – Detalhes da armadura na fôrma

4.6 MOLDAGEM

Os materiais para o microconcreto, descritos no item 4.1, foram pesados segundo as proporções indicadas na última coluna do Quadro 4.9. As frações de areia foram obtidas a partir de peneiramento, utilizando-se um peneirador automático. A mistura dos materiais constituintes do microconcreto foi feita numa betoneira de eixo vertical de contracorrente com capacidade de 0,05m³. A moldagem foi realizada em duas etapas em função da capacidade da betoneira utilizada. Verificou-se a necessidade de adição de um plastificante que melhorasse a trabalhabilidade do microconcreto. O plastificante utilizado foi o Glenium 54, dosado em relação ao consumo de cimento, e as quantidades adotadas encontram-se especificadas no Quadro 4.11. A ordem, o tempo e a velocidade de mistura seguiram os procedimentos apresentados conforme Quadro 4.5 item 4.2.1. A mistura do material foi precedida por uma imprimação realizada com materiais de traço 1:3 (figura 4.26). Foram necessários 0,071m³ de microconcreto, suficientes para a moldagem do modelo, dos corpos-de-prova e do ensaio de espalhamento, já consideradas eventuais perdas, como já discutido em 4.2.5.

Quadro 4.11 – Quantidade de material utilizada nas duas etapas de concretagem

MATERIAIS	Quantidade Total	Primeira Etapa	Segunda Etapa
Materiais Secos	(kg)	(kg)	(kg)
Cimento	31,5	12,5	19,0
Areia Total	117,1	46,5	70,5
Areia tipo 1,2	64,2	25,5	38,7
Areia tipo 0,6	17,6	7,0	10,6
Areia tipo 0,3	17,6	7,0	10,6
Areia tipo 0,15	17,6	7,0	10,6
Água Potável	16,2	6,4	9,7
Aditivo	0,4	0,2	0,2



Figura 4.26 – Aspecto da mistura do microconcreto

O microconcreto foi lançado na fôrma e adensado manualmente com o auxílio de soquetes e mecanicamente, utilizando-se dois vibradores tipo agulha. Foram vibradas as laterais e o fundo da fôrma, bem como as fôrmas dos pilares. Ao final da moldagem, foi feita a regularização da superfície da laje e a retirada do excesso de material (figuras 4.27 a 4.30). Simultaneamente à concretagem do modelo, foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, adensados com o auxílio de uma mesa vibratória com a finalidade de verificação da resistência à compressão e para a determinação do módulo de elasticidade. Além disso, procedeu-se ao ensaio de espalhamento, ou “Flow Test”, realizado conforme descrito no item 4.2.1.



Figura 4.27 – Lançamento do microconcreto na fôrma

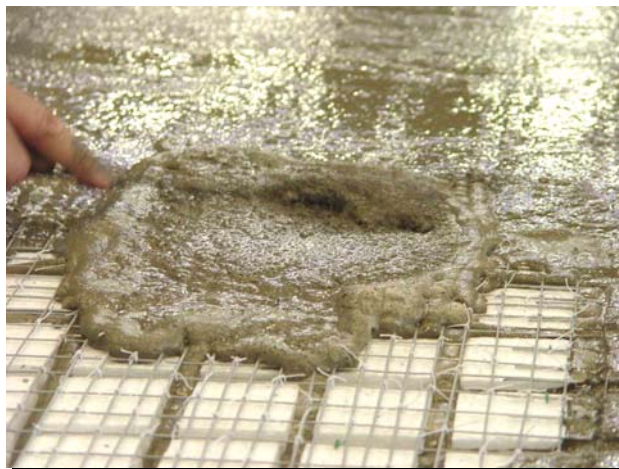


Figura 4.28 – Moldagem em andamento



Figura 4.29 – Regularização da superfície da laje



Figura 4.30 – Final da concretagem

4.7 CURA E DESFORMA DO MODELO

A cura do concreto foi feita com sacos de aninhagem molhados, os quais foram dispostos sobre a laje durante 28 dias e molhados regularmente. Uma capa de plástico foi disposta sobre os sacos de aninhagem com o objetivo de manter a umidade (figuras 4.31a e 4.31b). Os corpos-de-prova foram desmoldados, após 24 horas da concretagem, e submetidos ao mesmo processo de cura.



(a)



(b)

Figura 4.31 – (a) Colocação dos sacos de aninhagem e (b) Colocação da capa de plástico

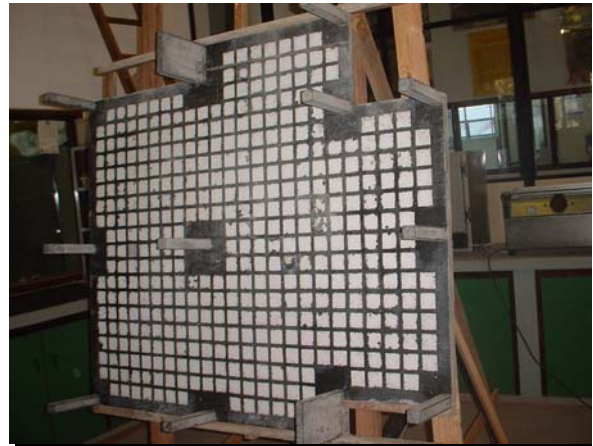
As fôrmas foram retiradas 54 dias após a concretagem. Uma estrutura de madeira foi montada para servir de apoio ao modelo durante seu manuseio, evitando o surgimento de esforços para os quais a laje não foi dimensionada (figura 4.32). O modelo foi posicionado na vertical para a retirada da fôrma da laje e dos pilares (figuras 4.33a e 4.33b). O plástico colocado sobre a chapa de compensado evitou a aderência do microconcreto, facilitando a retirada da fôrma. A seguir, procedeu-se à retirada dos blocos de EPS que ficaram entre as nervuras com o emprego de espátula e ar comprimido (figuras 4.34 à 4.35). Após a limpeza do EPS, a superfície ficou exposta para a realização da instrumentação.



Figura 4.32 - Estrutura de apoio da laje para descimbramento



(a)



(b)

Figura 4.33 – (a) Retirada da fôrma do pilar e (b) Retirada da fôrma da laje



(a)



(b)

Figura 4.34 – (a) e (b) Retirada dos blocos de EPS



Figura 4.35 – Vista da parte inferior da laje após a retirada das fôrmas

4.8 INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO COM EXTENSOMETRIA ELÉTRICA

Como já discutido, a laje foi instrumentada com extensômetros elétricos, para medição das deformações específicas.

Foram colados 70 extensômetros elétricos em 35 pontos da estrutura, cuja locação pode ser visualizada na figura 4.36. Cada ponto foi marcado, identificado e recebeu um preparo prévio à colagem, para remoção das irregularidades superficiais (KLEIN, 1975). Os extensômetros foram colados com o adesivo instantâneo LOCTITE 495 (figura 4.37). Cada extensômetro colado na superfície inferior da laje, teve como correspondente um colado na parte superior da mesma. Como compensadores de temperatura, foram colados extensômetros em corpos-de-prova de microconcreto isentos de qualquer tensão.

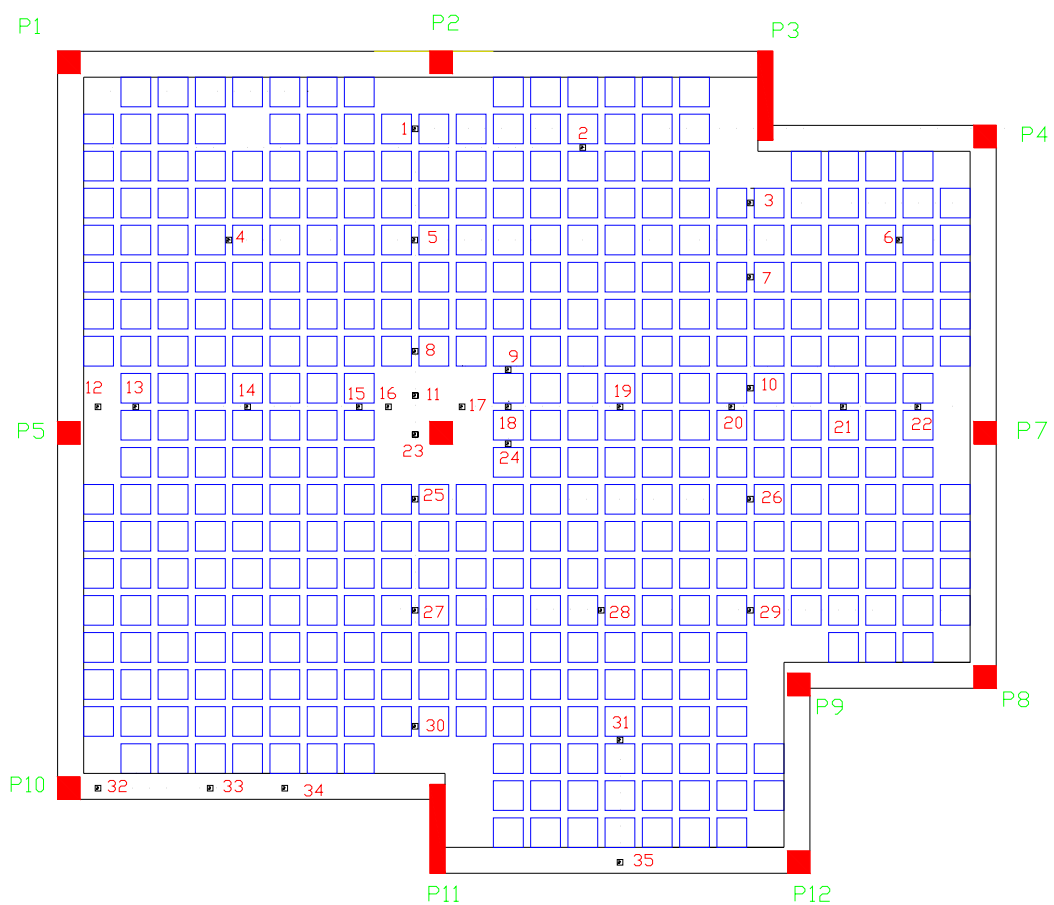


Figura 4.36 – Planta de localização dos extensômetros



Figura 4.37 – Colagem dos extensômetros

Os extensômetros empregados para medir as deformações específicas foram fabricados pela Kyowa Eletronic Instruments Co., Ltd. com as características apresentadas no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Características dos extensômetros

Tipo	KFC-5-C1-11
Resistência	$120,0\Omega \pm 0,3\Omega$
Fator de correlação resistência x sinal elétrico	$2,10 \pm 1\%$
Rendimento térmico	$\pm 1,8\mu\varepsilon / ^\circ C$
Coeficiente de dilatação térmica aferido	$10,8PPM / ^\circ C$
Mudança do fator de calibração com a temperatura	$0,015\% / ^\circ C$
Comprimento de resistência	5 mm

Após a colagem, os extensômetros foram identificados e conectados a cabos manga de 8 pares, o que possibilitou ligar 5 extensômetros a cada cabo e reduzir a fiação. As características dos cabos são apresentadas no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 – Características dos cabos soldados nos extensômetros

Construção	PVC Cinza
Padrão do fio	22 AWG
Capacitância mútua	167 pf/m
Resistência	$16\Omega / 304m$
Blindagem	Folhada 28 AWG

4.9 DEFINIÇÃO DO SISTEMA DE CARGA DO MODELO

O sistema de carregamento do modelo era composto por duas cargas principais: a carga linear, que representava as alvenarias que se apóiam no pavimento, e a carga por unidade de área, que representava o somatório das cargas permanentes e acidentais.

A carga linear foi simulada utilizando-se painéis de acrílico sem fundo, preenchidos com pó de chumbo. O pó de chumbo foi escolhido por apresentar uma densidade aparente elevada ($\gamma_{chumbo} \cong 6800 \text{ kg/m}^3$), resultando em alturas de carregamento menores, além de ser de manuseio relativamente fácil e ser capaz de acompanhar a deformação da laje.

A altura dos recipientes, que serviram para delimitar lateralmente a área de ação das cargas, foi estabelecida a partir da definição da altura de chumbo necessária para provocar uma intensidade de carga compatível com a carga real, respeitados os princípios da Análise Dimensional (KLEIN, 1988).

Esta análise foi feita considerando uma relação entre o módulo de deformação longitudinal do microconcreto e o módulo de deformação longitudinal do concreto com valor $\lambda_1 \cong 1,0$. Considerou-se, ainda, que a relação entre as dimensões lineares do modelo reduzido e do protótipo assume o valor $\lambda_2 = 1/7,5$. O dimensionamento pode ser encontrado nos Quadros 4.14a e 4.14b.

Quadro 4.14a - Alturas e espessuras dos painéis de acrílico referentes às alvenarias de 25 cm

Alv 25					
Carga de projeto (kgf/m)	Carga Reduzida (kgf/m)	Peso Esp. Aparente kg/m^3	Espessura da parede (m)	Altura de Chumbo (m)	Altura do Painel (m)
850	102	6800	0,038	0,40	0,45
500	60	6800	0,022	0,40	0,45
550	66	6800	0,024	0,40	0,45
200	24	6800	0,022	0,16	0,45
650	78	6800	0,028	0,40	0,45

Quadro 4.14b - Alturas e espessuras dos painéis de acrílico referentes às alvenarias de 15 cm

Alv 15					
Carga de projeto (kgf/m)	Carga Reduzida (kgf/m)	Peso Esp. Aparente kg/m^3	Espessura da parede (m)	Altura de Chumbo (m)	Altura do Painel (m)
500	60	6800	0,022	0,40	0,45

Os painéis de acrílico para contenção do chumbo foram montados utilizando-se cantoneiras de alumínio com abas de 19 mm de largura e 3 mm de espessura, fixadas com parafusos de cabeça boleada tipo comercial. A fim de evitar a deformação excessiva do acrílico, em virtude do empuxo do pó de chumbo, as placas foram parafusadas entre si com colunas de 3 parafusos espaçadas a cada 15 cm, aproximadamente (figuras 4.38 e 4.39). O espaçamento entre os painéis foi garantido utilizando-se tubos de alumínio.



Figura 4.38 – Detalhe da montagem da estrutura de acrílico



Figura 4.39 – Estrutura de acrílico montada

A parte inferior da estrutura de acrílico foi vedada com uma fita adesiva e sobre a mesma foi colocado um plástico para evitar a aderência do pó de chumbo no adesivo. (figura 4.40 à 4.41).

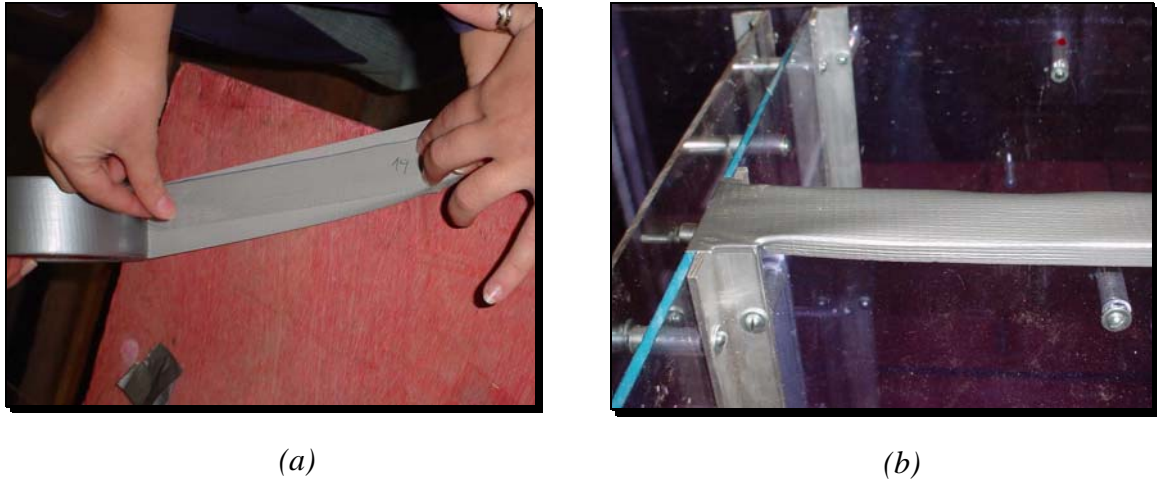


Figura 4.40 – (a) e (b) Vedação da estrutura de acrílico



Figura 4.41 – Estrutura de acrílico vedada

A carga distribuída foi simulada utilizando-se areia. A areia foi escolhida por razões similares às do chumbo, ou seja, apresentar densidade aparente relativamente elevada ($\gamma_{areia} \cong 1400 \text{kg} / \text{m}^3$), ser de fácil manuseio e acompanhar o deslocamento da estrutura. A quantidade de areia necessária também foi determinada usando os princípios da Análise Dimensional, obtendo-se uma altura $h = 20 \text{ cm}$.

4.10 PREPARAÇÃO DO MODELO PARA O ENSAIO

Após a desfôrma e limpeza do modelo, procedeu-se à colagem dos extensômetros inferiores e soldagem dos respectivos cabos (figuras 4.42 a e 4.42b).

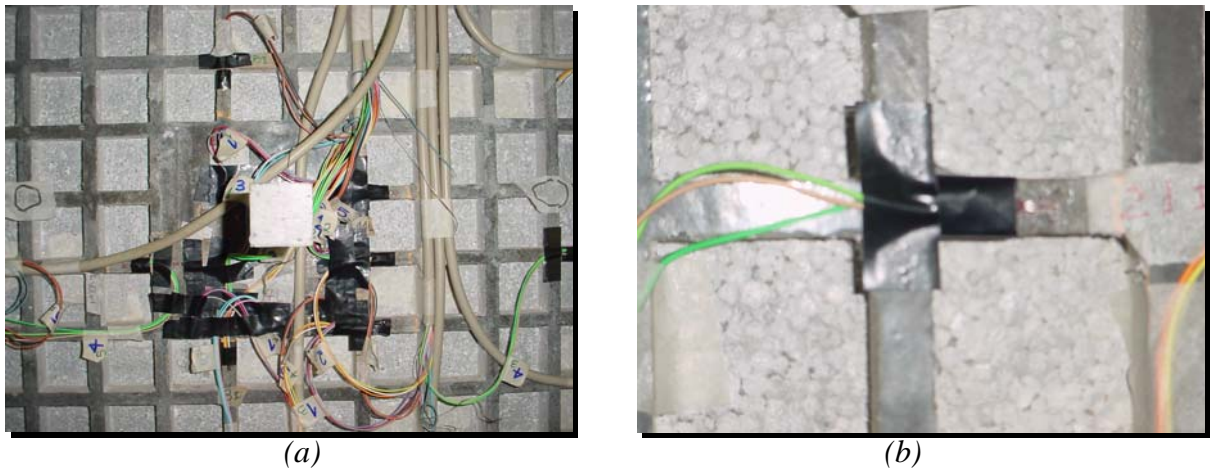


Figura 4.42 – (a) Vista dos extensômetros e cabos e (b) Extensometria em detalhe

Finalizada a soldagem, o modelo foi transportado por um sistema de caibros e colocado sobre uma estrutura metálica formada por perfis tipo I de 6" x 18,6 kg/m, permanecendo escorado (figuras 4.43 e 4.44).



Figura 4.43 – Preparação do modelo para transporte



Figura 4.44 – Modelo posicionado com escoramento

A laje foi, então, nivelada e os pilares engastados na estrutura metálica, utilizando-se NITOBOND EPD, um adesivo estrutural à base de epóxi de consistência tixotrópica (figura 4.45 à 4.46). Após 24 horas, o sistema de escoramento foi totalmente removido.



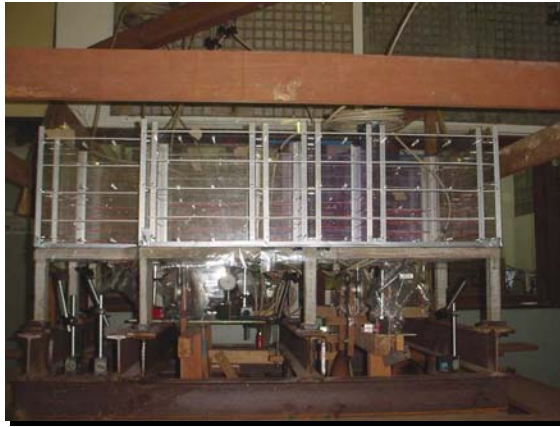
Figura 4.45 - (a) e (b) Colocação do epóxi para fixação dos pilares



Figura 4.46 – Estrutura engastada

A seguir, foram colados os extensômetros na parte superior e soldados os respectivos cabos. Todos os extensômetros superiores foram protegidos mecanicamente com uma fita de borracha de etileno-propileno com espessura de 0,76 mm e isolados da areia utilizada como carregamento, para evitar que se danificassem, por um plástico de espessura 0,1 mm.

A etapa seguinte foi o transporte da estrutura de acrílico e sua colocação sobre a laje, tendo-se o cuidado de posicionar os cabos dos extensômetros superiores adequadamente (figuras 4.47a e 4.47b).



(a)



(b)

Figura 4.47 – Colocação da estrutura de acrílico sobre o modelo reduzido

Posicionada a estrutura de acrílico, os cabos foram conectados à equipamentos para leitura das deformações específicas. Foram utilizados dois sistemas de aquisição de dados: SYSTEM 5000, da Vishay Instruments, que procedeu a leitura de 55 extensômetros, e o SPIDER 8, de Hottinger Baldwin Messtechnik, onde foram lidos os 15 restantes (figuras 4.48a e 4.48b).



(a)



(b)

Figura 4.48 – (a) Equipamento de aquisição de dados Spider 8 e (b) Equipamento de aquisição de dados System 5000

Concomitante à conexão dos cabos dos extensômetros, foram posicionados os deflectômetros para medição dos deslocamentos verticais. Esses medidores foram fixados sobre uma estrutura de madeira, independente do pórtico metálico de apoio da laje, para evitar que qualquer deformação desse interferisse na leitura (figura 4.49).



Figura 4.49 – Estrutura de madeira para fixação dos deflectômetros

Os 22 relógios comparadores foram posicionados no modelo com o auxílio de bases magnéticas Starret 657AA e Mora (figuras 4.50 à 4.51). As características dos deflectômetros utilizados estão descritas no Quadro 4.15 e sua localização pode ser visualizada na figura 4.52.



Figura 4.50 – (a) Deflectômetro digital em detalhe e (b) Deflectômetro analógico em detalhe



Figura 4.51 – Vista geral dos deflectômetros posicionados sob a laje

Quadro 4.15– Características dos deflectômetros utilizados

Quantidade	Marca	Tipo	Curso (mm)	Precisão	Posições
13	Mitutoyo	Analógico	30	0,01	2, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 15, 16, 17, 18,19,22
3	Mitutoyo	Digital	12,7	0,01	1, 20, 21
6	Mitutoyo	Digital	25,4	0,01	3, 4, 5, 6, 13, 14

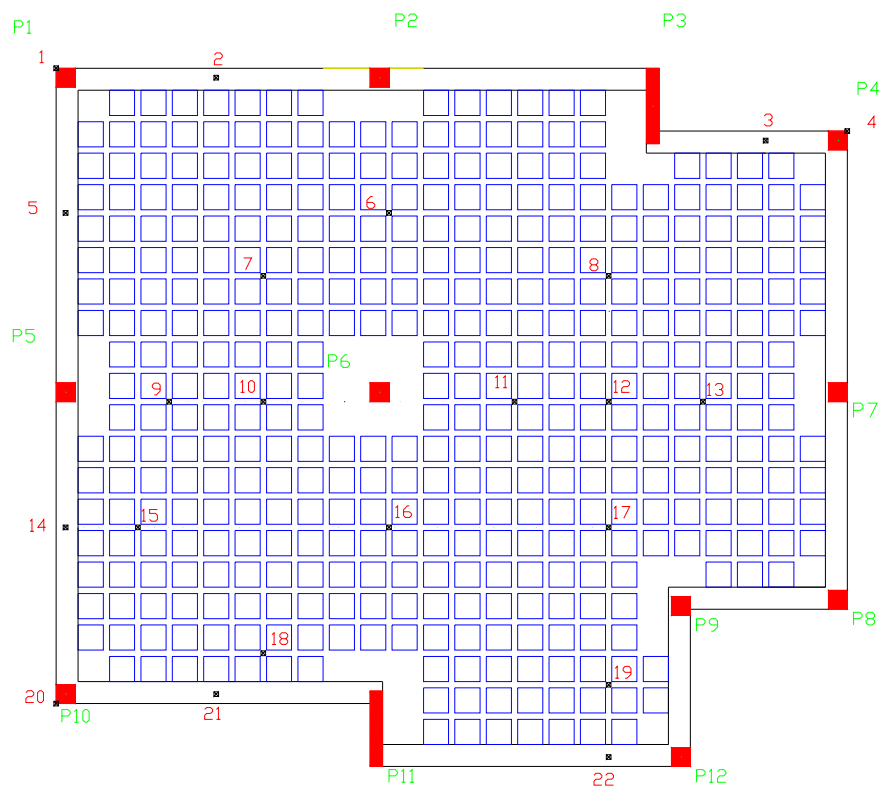


Figura 4.52 – Planta de locação dos deflectômetros

4.11 ENSAIO DO MODELO

O ensaio foi realizado 160 dias após a concretagem do modelo. O carregamento foi realizado em 8 etapas, conforme indicado no Quadro 4.16, colocando-se primeiramente a areia e preenchendo-se, a seguir, as paredes de acrílico com o pó de chumbo (figuras 4.55 a 4.60). O controle das etapas era feito por meio de fitas coladas nas paredes de acrílico. Ao final de cada etapa de carregamento, foram lidos os valores nos deflectômetros e arquivadas por meio eletrônico as deformações dos extensômetros. O experimento teve início às 9h 35min e a última etapa de carregamento foi finalizada às 16h 46min.

Quadro 4.16 – Etapas de Carregamento

<i>Etapas de carregamento</i>	<i>Quantidade de material carregado</i>
Carregamento 1	25% areia
Carregamento 2	25% chumbo + 25% areia
Carregamento 3	25% chumbo + 50% areia
Carregamento 4	50% chumbo + 50% areia
Carregamento 5	50% chumbo + 75% areia
Carregamento 6	75% chumbo + 75% areia
Carregamento 7	75% chumbo + 100% areia
Carregamento 8	100% chumbo + 100% areia



Figura 4.53 – Carregamento de chumbo



Figura 4.54 – Carregamento de areia

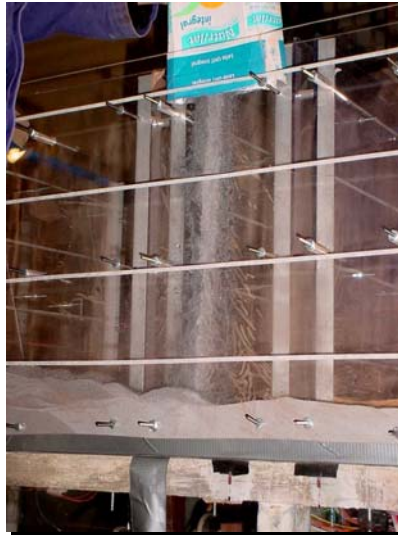


Figura 4.55 – Execução da primeira etapa de carga



Figura 4.56 - Finalização da segunda etapa de carregamento



Figura 4.57 – Execução da terceira etapa de carregamento



Figura 4.58 – Finalização do carregamento de areia



Figura 4.59 - Finalização da quarta etapa de carregamento

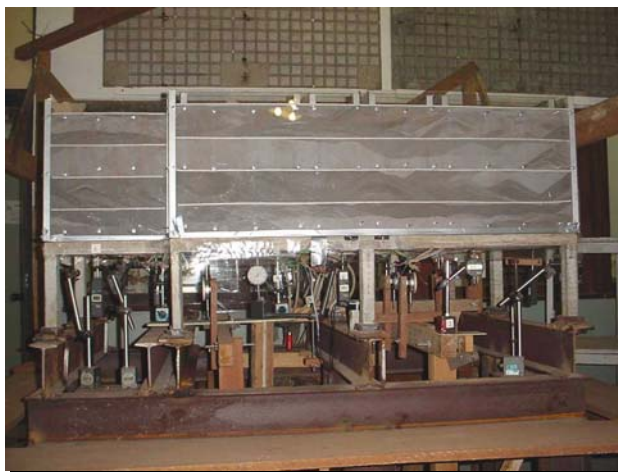


Figura 4.60 – Modelo reduzido carregado

4.12 ENSAIOS COMPLEMENTARES

Após a realização do ensaio do modelo, foram feitos ensaios complementares para determinação da trabalhabilidade do microconcreto, bem como sua resistência média à compressão e seu módulo de elasticidade longitudinal.

4.12.1 Ensaio de Espalhamento

O ensaio de espalhamento foi realizado antes da concretagem do modelo reduzido para avaliar a trabalhabilidade do microconcreto utilizado na laje nervurada, por meio da determinação do índice de consistência da massa de acordo com o método de ensaio da NBR 7215 (ABNT, 1996b), descrito anteriormente no item 4.2.1 (figura 4.61). Os resultados deste ensaio encontram-se no Quadro 4.17.



Figura 4.61 – Ensaio de espalhamento

A partir da análise dos resultados do ensaio, verifica-se que o índice de consistência obtido é superior ao recomendado por Klein (1985), que sugeriu um valor entre 260 e 300 mm como indicativo de boa trabalhabilidade do microconcreto. Este fato ocorreu em virtude da necessidade de adição de um plastificante que melhorasse ainda mais a trabalhabilidade da massa para garantir a penetração do material dentro da fôrma dos pilares.

Quadro 4.17 – Ensaio de espalhamento

ϕ 1 (mm)	ϕ 2 (mm)	ϕ 3 (mm)	MÉDIA (mm)
343	357	346	349

4.12.2 Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de compressão simples foi realizado segundo as especificações da NBR 5739 (ABNT,1994) aos 28 dias de idade e no dia seguinte ao ensaio do modelo. Foram rompidos três corpos-de-prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura para cada idade, cujos resultados encontram-se apresentados no Quadro 4.18. A resistência do microconcreto aos 28 dias foi $f_{c28} = 47,3$ MPa, sendo requerido para o projeto $f_{c28} = 36,6$ MPa, e aos 160 dias foi $f_{c160} = 49,70$ MPa.

Quadro 4.18 – Forças e tensões de ruptura obtidas no ensaio de compressão simples

Ensaio de Compressão Simples				
		Carga (kN)	Valor de Referência (kN)	f_{cj} (MPa)
28 DIAS	CP1	92,8	92,8	47,3
	CP2	88,5		
	CP3	63,1		
ENSAIO	CP1	97,5	97,5	49,7
	CP2	95,1		
	CP3	92,5		

4.12.3 Ensaio para determinação do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Microconcreto

O ensaio para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto foi realizado 10 dias após a realização do ensaio do modelo reduzido, utilizando-se três corpos-

de-prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Dois corpos-de-prova foram instrumentados com dois extensômetros elétricos cada um e submetidos a cargas axiais de curta duração (figuras 4.62a e 4.62b), conforme NBR 8522 (ABNT,1984) . As características dos extensômetros utilizados estão descritas no Quadro 4.12. O corpo-de-prova restante foi ensaiado com o auxílio de um anel de ensaio com dois transdutores tipo LVDT e também submetido a forças axiais de curta duração. Os ensaios foram monitorados por um sistema de aquisição de dados tipo SYSTEM 5000, da Vishay Instruments. A partir dos resultados das leituras, foram traçados os gráficos tensão x deformação (figuras 4.63 à 4.65) e foi determinado o valor do módulo de deformação longitudinal secante do microconcreto para cada corpo-de-prova, a partir da seguinte expressão:

$$E_{\text{sec}} = \frac{\sigma_n - \sigma_{\text{inf}}}{\varepsilon_n - \varepsilon_0} \quad (4.8)$$

onde σ_n é a tensão considerada para cálculo do módulo, adotada em 40% da resistência de ruptura do material, σ_{inf} a tensão de 0,5 MPa, ε_n a deformação específica correspondente a σ_n e ε_0 a deformação específica correspondente à tensão σ_{inf} .



(a)



(b)

Figura 4.62 – (a) Corpo-de-prova instrumentado (b) Ensaio do módulo de elasticidade

Os valores encontrados estão apresentados no Quadro 4.19. Portanto, o valor médio do módulo de deformação longitudinal secante do microconcreto utilizado é $E_{\text{sec}} = 33,23 \text{ GPa}$.

Quadro 4.19 – Valores dos Módulos de Elasticidade Longitudinal Secante

CP1 (GPa)	CP2 (GPa)	CP3 (GPa)	MÉDIA (GPa)
30,03	33,7	35,97	33,23

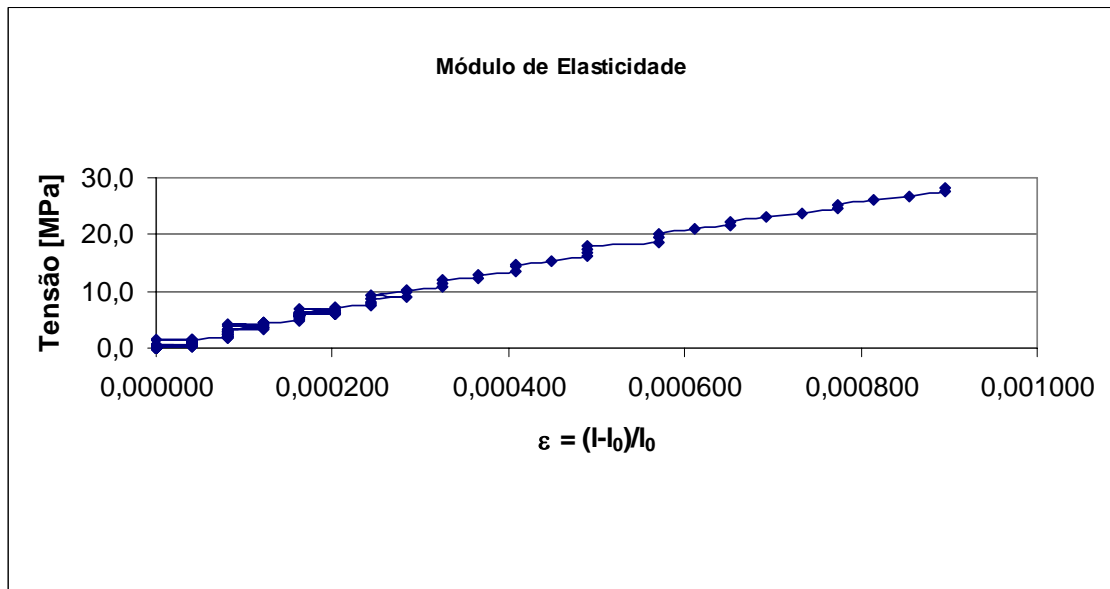


Figura 4.63 – Gráfico tensão x deformação do ensaio utilizando LVDT

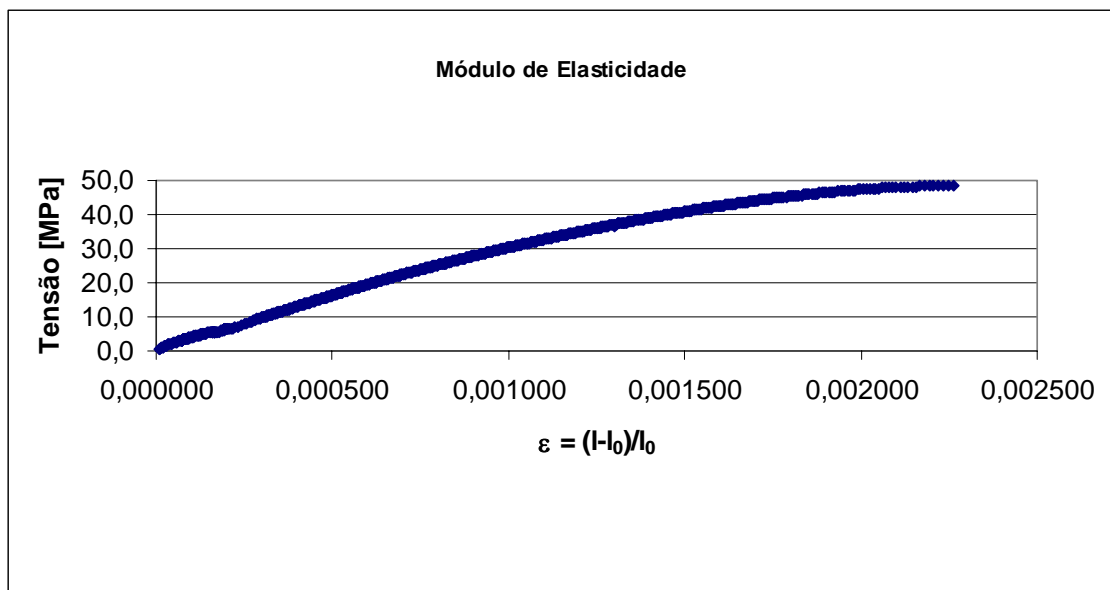


Figura 4.64 – Gráfico tensão x deformação do ensaio utilizando extensômetros (CP1)

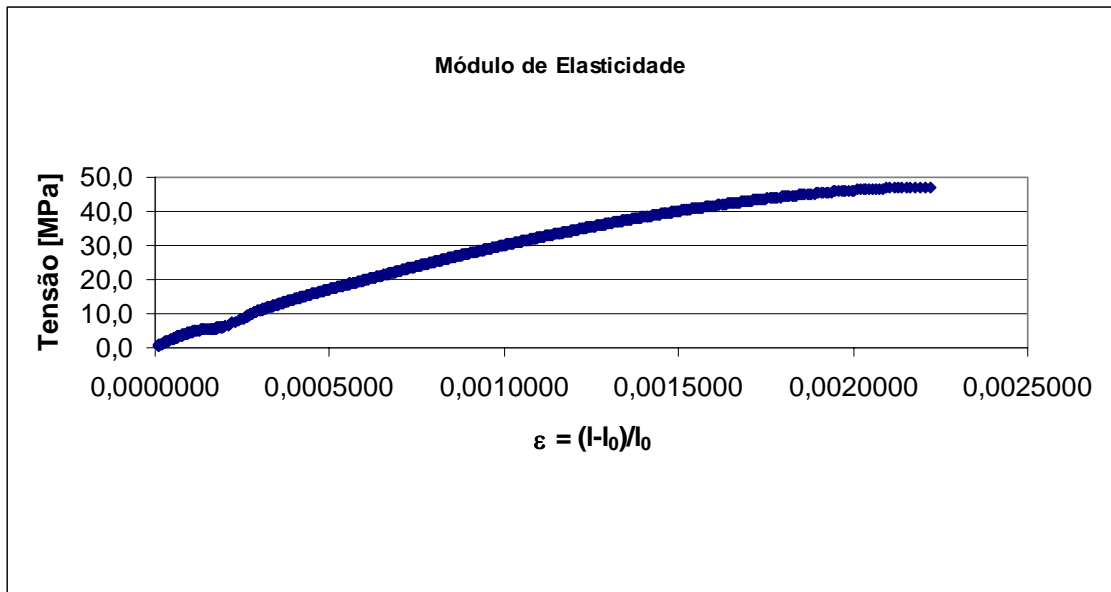


Figura 4.65 – Gráfico tensão x deformação do ensaio utilizando extensômetros (CP2)

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta e analisa os resultados experimentais e estabelece uma comparação com as previsões teóricas.

Após o ensaio do modelo reduzido em microconcreto armado, a grelha representativa da laje sob estudo, que havia sido previamente analisada numericamente, foi reprocessada, levando em conta os valores de resistência característica (f_{ck}) e de módulo de deformação longitudinal (E) obtidos experimentalmente.

Os novos valores teóricos foram, então, comparados com os valores experimentais. Adotaram-se, como parâmetros de comparação, os valores dos momentos fletores e dos deslocamentos verticais nos pontos de controle enumerados nas figuras 4.36 e 4.52 do capítulo 4.

5.2 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

Como discutido no capítulo 4, a deformação da laje em estudo sob carregamento foi monitorada por extensômetros elétricos, conectados a um sistema de aquisição que fornecia diretamente os valores de deformação específica em cada ponto de instrumentação. O quadro, com as leituras das deformações específicas, pode ser visualizado no anexo II deste trabalho. Porém, considerando o fato de que o Sistema TQS apresenta a análise numérica em termos de distribuição de momentos fletores, optou-se por realizar a comparação entre os resultados teóricos e experimentais a partir dos valores de momentos fletores, que será apresentada no próximo item.

Todavia, com o intuito de ilustrar o comportamento das seções instrumentadas, apresenta-se, nas figuras 5.1 a 5.8, alguns gráficos dos valores de deformação específica medidos pelos extensômetros elétricos para cada etapa de carregamento.

Analisando os gráficos, observa-se que a laje teve comportamento muito próximo ao elástico linear, ao longo de todas as etapas de carregamento, sugerindo que não ocorreu fissuração, ou seja, que o modelo reduzido permaneceu no Estádio I durante todo o ensaio.

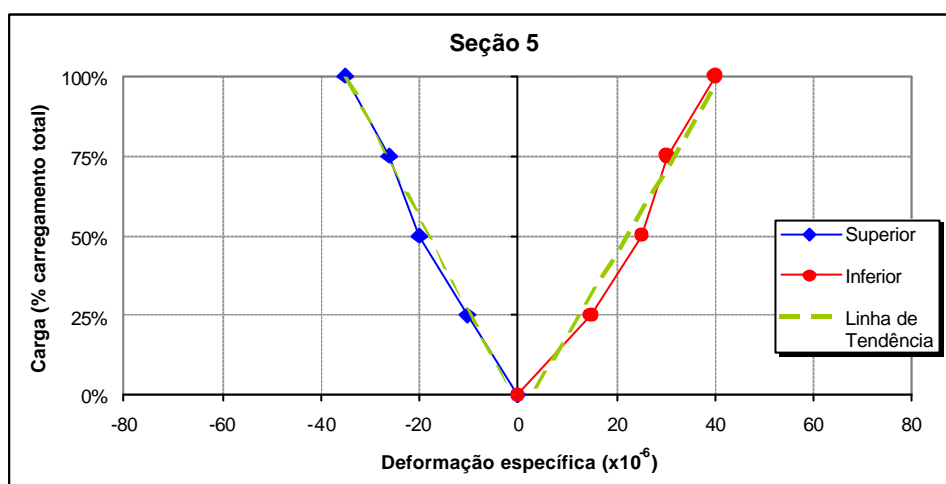


Figura 5.1 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 5

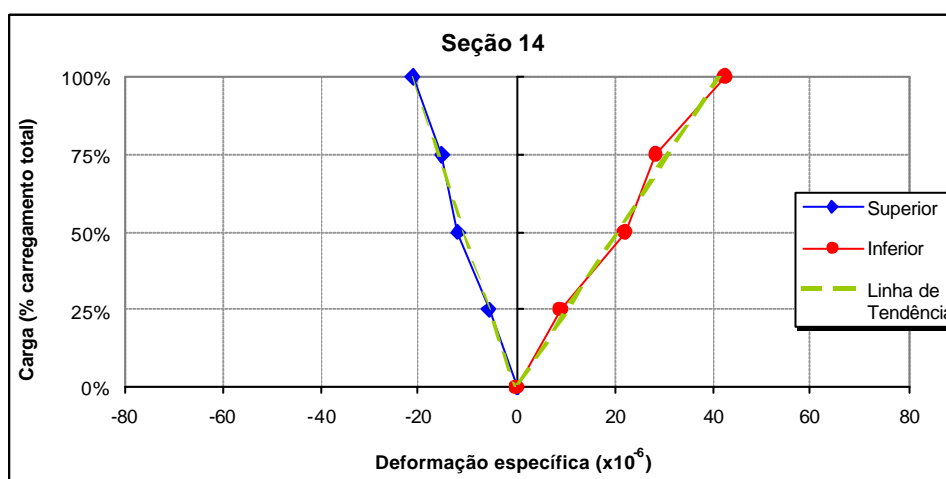


Figura 5.2 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 14

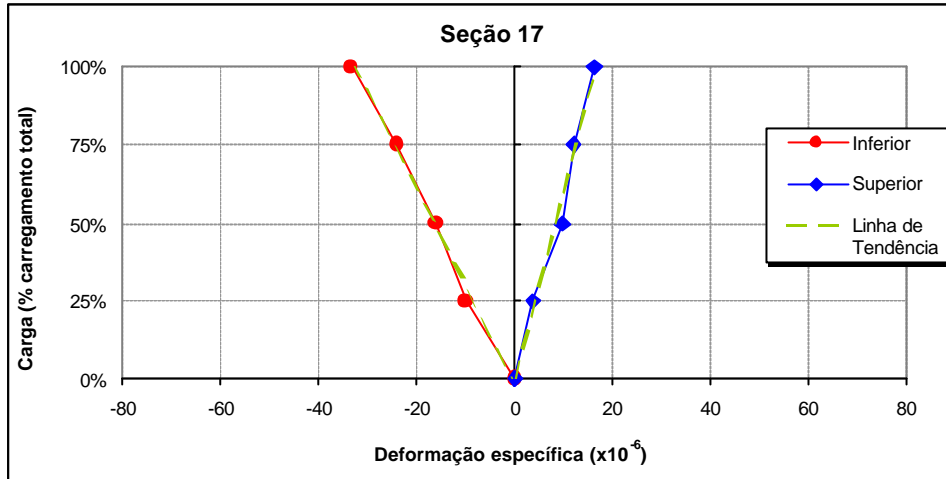


Figura 5.3 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 17

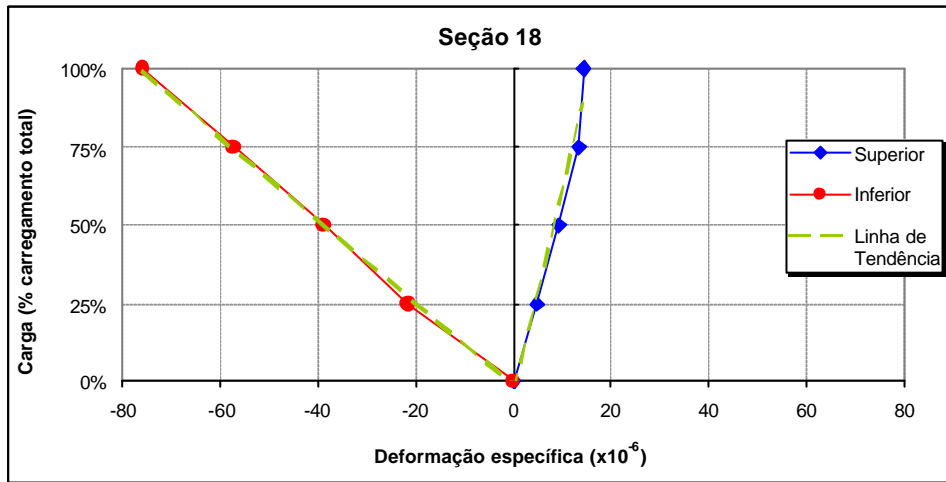


Figura 5.4 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 18

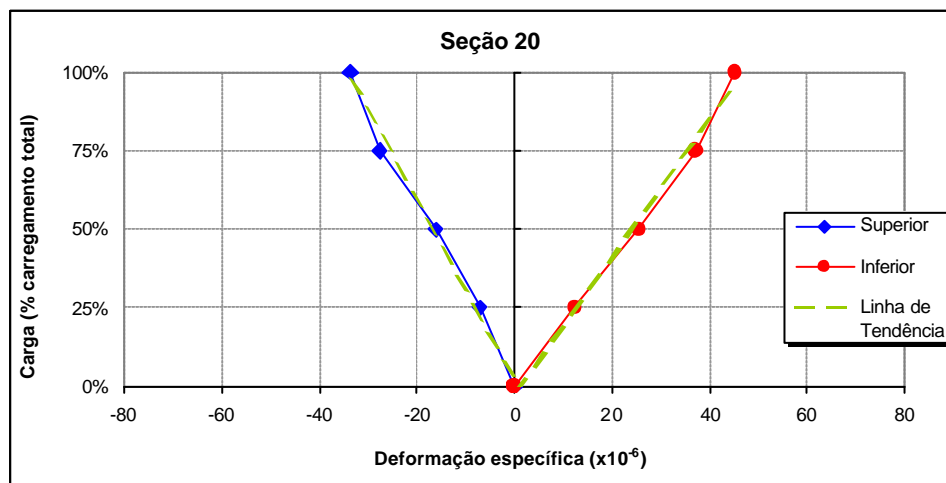


Figura 5.5 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 20.

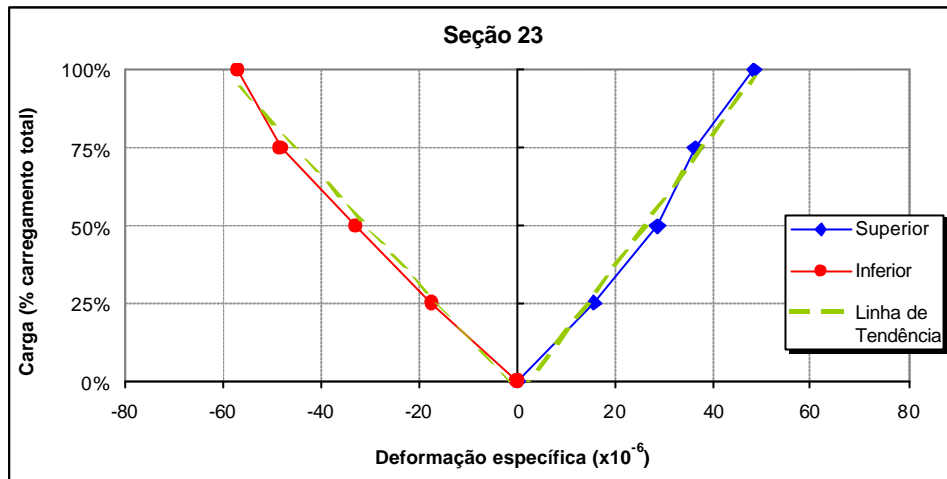


Figura 5.6 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 23

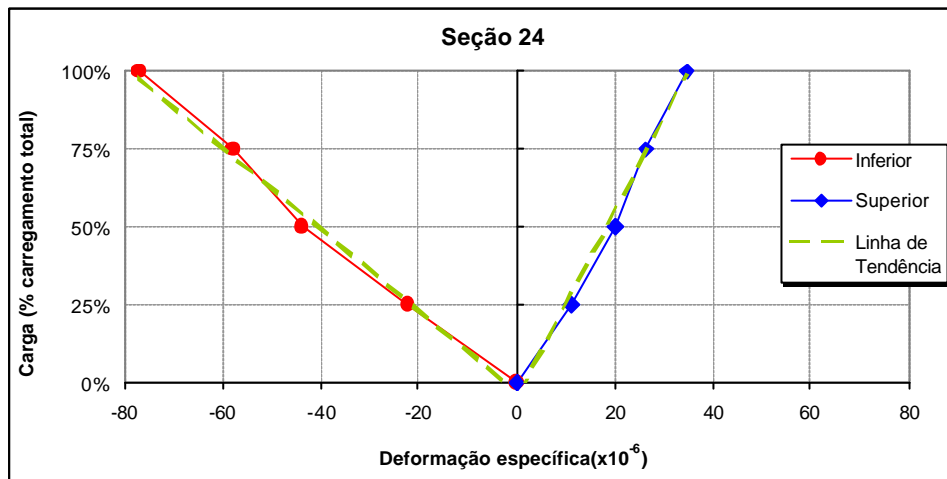


Figura 5.7 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 24

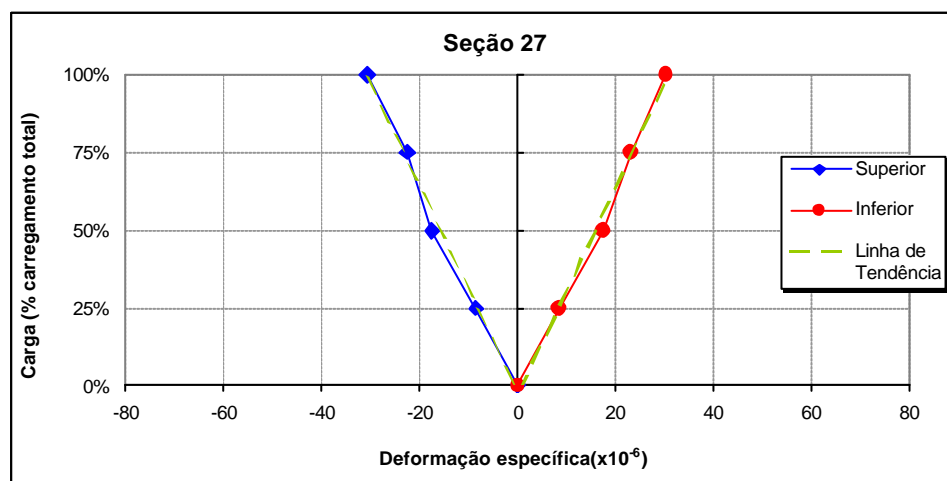


Figura 5.8 – Gráfico carregamento x deformação específica da seção 27.

Em relação a isto, é interessante discutir a questão do módulo de elasticidade longitudinal. Por meio de ensaios, foi determinado o módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto do modelo experimental, conforme descrito no item 4.12. O valor encontrado foi $E = 33,2$ GPa. Como definiu-se que $I_1 \cong 1$, de acordo com as recomendações de Klein (1988), pode-se assumir que o módulo de elasticidade do concreto do protótipo teria o mesmo valor.

Como na etapa de dimensionamento da estrutura na análise numérica, os dados experimentais ainda não estavam disponíveis, o módulo de deformação longitudinal do concreto para a análise teórica foi definido a partir da expressão 5.1, conforme recomendação da NBR 6118:2003.

$$E_c = 5600 \cdot \sqrt{fck} \quad (5.1)$$

Este valor representa o módulo de elasticidade longitudinal tangente do concreto, válido enquanto a seção não sofrer fissuração. Usando a expressão 5.1, com um $fck = 30$ Mpa, obtém-se um valor de $E_{tan} = 30,7$ GPa, valor razoavelmente próximo ao obtido experimentalmente para o microconcreto da laje, que foi de 33,2 GPa (vide item 4.12.3). Porém, a Norma Brasileira recomenda que, para o dimensionamento de estruturas, o valor do módulo tangencial seja reduzido em 15%, prevendo que ocorrerá uma fissuração da seção de concreto. Isto serviria como estimativa de um módulo de elasticidade longitudinal secante. Portanto, o valor de módulo utilizado no dimensionamento do protótipo foi $E_{sec} = 26,1$ GPa. A redução implicou em que a análise numérica determinasse deslocamentos verticais superiores aos que teriam sido encontrados, caso tivesse sido utilizado o valor do módulo, ou o valor da expressão 5.1, sem a redução. Conseqüentemente, foi adotada uma altura da laje maior, que permitisse limitar o valor das flechas de tal forma que não houvesse fissuras nas alvenarias, o que pode ter contribuído para que o modelo tenha permanecido no Estádio I.

5.3 ANÁLISE DE MOMENTOS

Admitindo a premissa de que a deformação específica do modelo reduzido é a mesma do modelo teórico (KLEIN,1988), foi possível, a partir dos dados experimentais e pressupondo-se válido o Teorema das Seções Planas de Bernoulli, determinar o momento fletor experimental M_{exp} para a estrutura real. Para tanto, definiu-se a posição da linha neutra para cada seção estudada, conforme ilustra a figura 5.9. A posição da linha neutra para cada seção pode ser visualizada no anexo III.

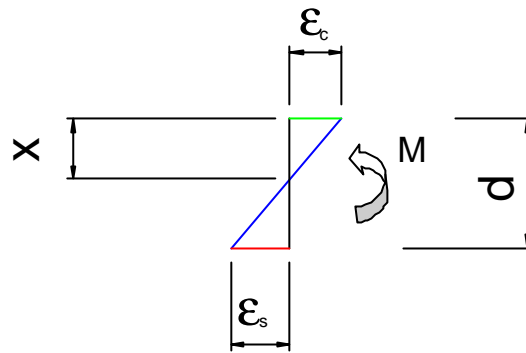


Figura 5.9 – Diagrama para definição da posição da linha neutra

A partir da definição da posição da linha neutra, foi possível efetuar o cálculo do momento que seria equivalente na estrutura real (M_{exp}), ao momento fletor experimental medido no modelo. Para cada seção este valor foi calculado utilizando-se as expressões (5.1) e (5.2), conforme MONTROYA, [197-].

$$s_c = e_c \cdot E \quad (5.1)$$

$$M_{exp} = \frac{s_c \cdot I_y}{x} \quad (5.2)$$

onde s_c é a tensão máxima de compressão do concreto, e_c a deformação específica máxima da fibra comprimida, E módulo de elasticidade longitudinal do concreto, x a distância da linha neutra até a fibra mais comprimida e I_y o momento de inércia da zona comprimida de concreto em relação à linha neutra.

Os valores encontrados, bem como os valores de momento fletor previstos pelo programa (M_{teor}) para cada seção, podem ser visualizados no Quadro 5.1.

Em paralelo, foi calculado o valor do momento de fissuração teórico M_r , no módulo **Grelha não Linear** do programa TQS, para cada seção, utilizando o momento experimental equivalente, as características da seção e a armadura real adotada. Cabe salientar que, no caso dos valores de momentos fletores negativos, a contribuição da mesa não foi considerada.

Quadro 5.1 – Valores estimados, na estrutura real, do momento experimental, do momento de fissuração e do momento teórico em cada seção de análise.

Seção	E (GPa)	y (m)	S_{sup} (kN/m ²)	S_{inf} (kN/m ²)	M_{exp} (kNm)	M_r (kNm)	M_{teor} (kNm)
1	33,23	0,2198	-3,59E+02	5,75E+01	6,16E-01	10,9	11,00
2	33,23	0,1256	-5,96E+02	6,14E+02	1,74E+00	10,5	4,00
3	33,23	0,0000	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	10,9	1,50
4	33,23	0,1109	-5,24E+02	6,81E+02	1,78E+00	10,9	1,00
5	33,23	0,1188	-1,16E+03	1,33E+03	3,69E+00	10,9	14,00
6	33,23	0,1229	-6,77E+02	7,28E+02	2,01E+00	10,4	4,00
7	33,23	0,1399	-8,93E+02	7,34E+02	2,39E+00	10,9	7,50
8	33,23	0,0130	6,41E+01	-1,20E+03	-1,03E+00	-7,9	0,00
9	33,23	0,0488	3,19E+02	-1,35E+03	-1,36E+00	-7,9	-5,00
10	33,23	0,0852	-7,91E+02	1,58E+03	3,48E+00	10,9	10,00
11	33,23	0,0579	2,08E+02	-7,08E+02	-1,90E+00	-20,5	-9,50
12	33,23	0,0000	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-19,7	-1,00
13	33,23	0,1054	-4,40E+02	6,24E+02	1,57E+00	10,9	8,00
14	33,23	0,0853	-7,08E+02	1,41E+03	3,13E+00	10,9	11,50
15	33,23	0,0000	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-7,9	-1,00
16	33,23	0,1614	7,80E+02	-4,52E+02	-2,56E+00	-20,5	-6,50
17	33,23	0,0838	5,44E+02	-1,11E+03	-3,43E+00	-20,5	-18,00
18	33,23	0,0400	4,79E+02	-2,57E+03	-2,49E+00	-7,9	-7,50
19	33,23	0,1017	-1,17E+03	1,77E+03	4,38E+00	10,9	8,50
20	33,23	0,1063	-1,08E+03	1,50E+03	3,79E+00	10,9	11,00
21	33,23	0,0907	-5,53E+02	1,00E+03	2,29E+00	10,9	9,50
22	33,23	0,1186	-3,41E+02	3,92E+02	1,08E+00	10,9	5,00
23	33,23	0,1186	1,61E+03	-1,86E+03	-7,20E+00	-20,5	-18,50
24	33,23	0,0794	1,16E+03	-2,56E+03	-5,54E+00	-21,8	-7,00
25	33,23	0,0356	3,72E+02	-2,29E+03	-3,96E+00	-21,8	-4,50
26	33,23	0,1140	-8,44E+02	1,04E+03	2,79E+00	10,9	7,00
27	33,23	0,1284	-1,02E+03	1,01E+03	3,00E+00	10,9	12,00
28	33,23	0,1316	-6,74E+02	6,32E+02	1,93E+00	10,9	1,00
29	33,23	0,0000	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-7,7	-1,50
30	33,23	0,0000	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	10,9	10,50
31	33,23	0,1195	-9,38E+02	1,06E+03	2,96E+00	10,9	7,00
32	33,23	0,0908	-7,78E+01	1,41E+02	5,85E-01	26,0	6,00
33	33,23	0,1187	-1,09E+03	1,25E+03	7,34E+00	29,1	26,00
34	33,23	0,1155	-6,55E+02	7,92E+02	4,56E+00	29,1	27,00
35	33,23	0,1468	-8,74E+02	6,44E+02	4,89E+00	29,7	11,00

Pode-se observar que, nas seções 3, 12, 15, 29 e 30, a posição da linha neutra é coincidente com as fibras superiores, o que resulta em um momento fletor experimental equivalente nulo. Como são pontos próximos às bordas de capitéis, pode-se concluir que, no entorno destas seções, a curva de momentos passa de negativa a positiva. Na seção 1, o comportamento é o mesmo, já que a posição da linha neutra não é nula, mas o valor do momento encontrado é bastante pequeno, indicando uma zona de transição.

Uma observação importante, não prevista, é o fato de que, em nenhuma seção estudada, o valor do momento fletor encontrado é superior ao momento de fissuração, o que comprova que o modelo reduzido esteve todo o tempo no Estádio I.

As figuras 5.10 a 5.12 mostram diagramas de momentos fletores traçados a partir da comparação dos valores dos momentos fletores experimentais equivalentes M_{exp} e teóricos $M_{teor.}$, obtidos com os dados efetivos do microconcreto.

Analisando os diagramas, conjuntamente com os demais dados do quadro 5.1, observa-se que a distribuição geral e a orientação dos momentos fletores obtidos experimentalmente foram coincidentes com os previstos na análise teórica. Além disso, verifica-se que os valores dos momentos fletores experimentais equivalentes tendem a ser bem inferiores aos teóricos.

Uma das possíveis explicações para esta diferença é que, na análise teórica, os momentos de torção nas barras da grelha são desconsiderados, sendo utilizado para isto um divisor de inércia à torção bastante elevado nas mesmas. Desta forma, o momento de torção concentra-se, totalmente, nas vigas de borda e nos capitéis, aumentando os esforços de flexão das barras da grelha. Acredita-se, porém, que estes momentos de torção devam ter ocorrido no modelo experimental e que a estrutura tenha sido capaz de absorvê-los, desta forma reduzindo o valor do momento fletor nas mesmas.

Esta constatação encontra suporte no trabalho de Stramandinoli (2004), que relata que, ao se considerar a rigidez à torção das nervuras, ocorre uma diminuição nos valores de momentos fletores e flechas da laje nervurada.

Para verificar o efeito desta hipótese foi feito um reprocessamento da grelha, utilizando-se valores menores para o divisor de inércia à torção. Os valores dos esforços de flexão resultantes desta análise sofreram uma redução significativa, se aproximando mais dos valores experimentais. Por isso, um terceiro diagrama de momentos fletores, com os resultados deste reprocessamento, foi incluído nas figuras.

Salienta-se que as curvas dos momentos fletores experimentais e teóricos com inércia à torção reduzida foram obtidas com auxílio de uma função polinomial. Desta forma, os valores dos pontos de momentos nulos e máximos são aproximações.

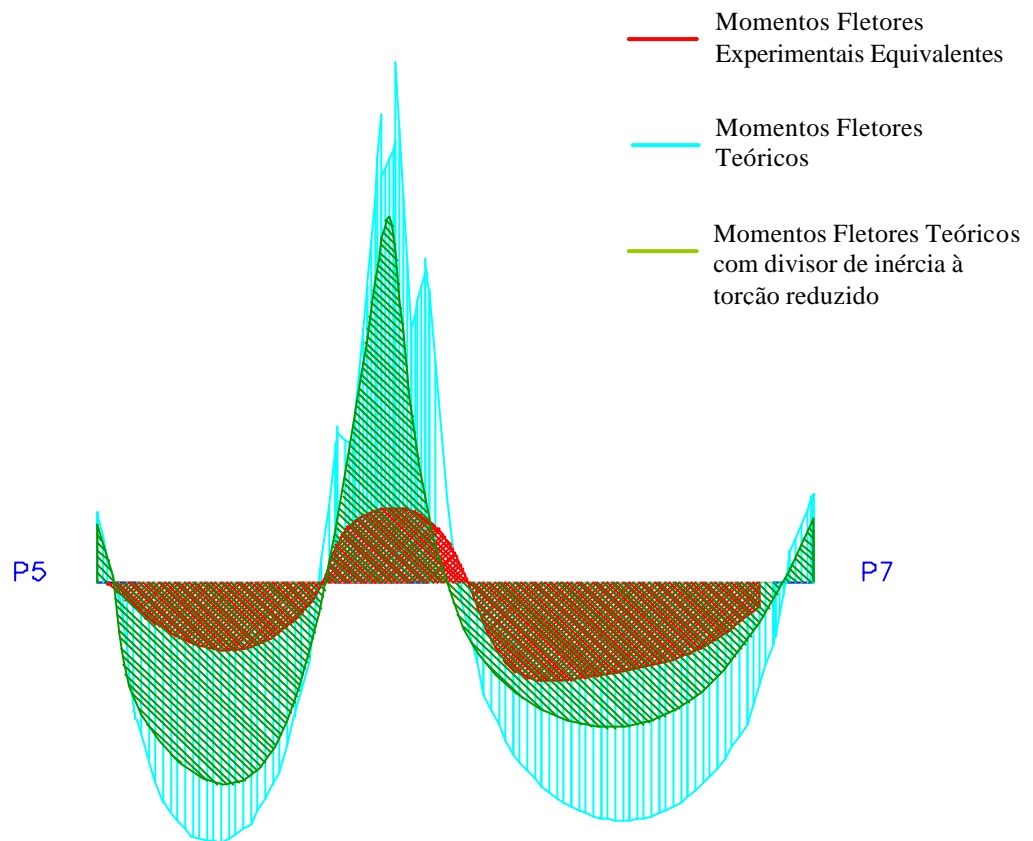


Figura 5.10 – Diagrama de Momentos Fletores entre os pilares P5 e P7

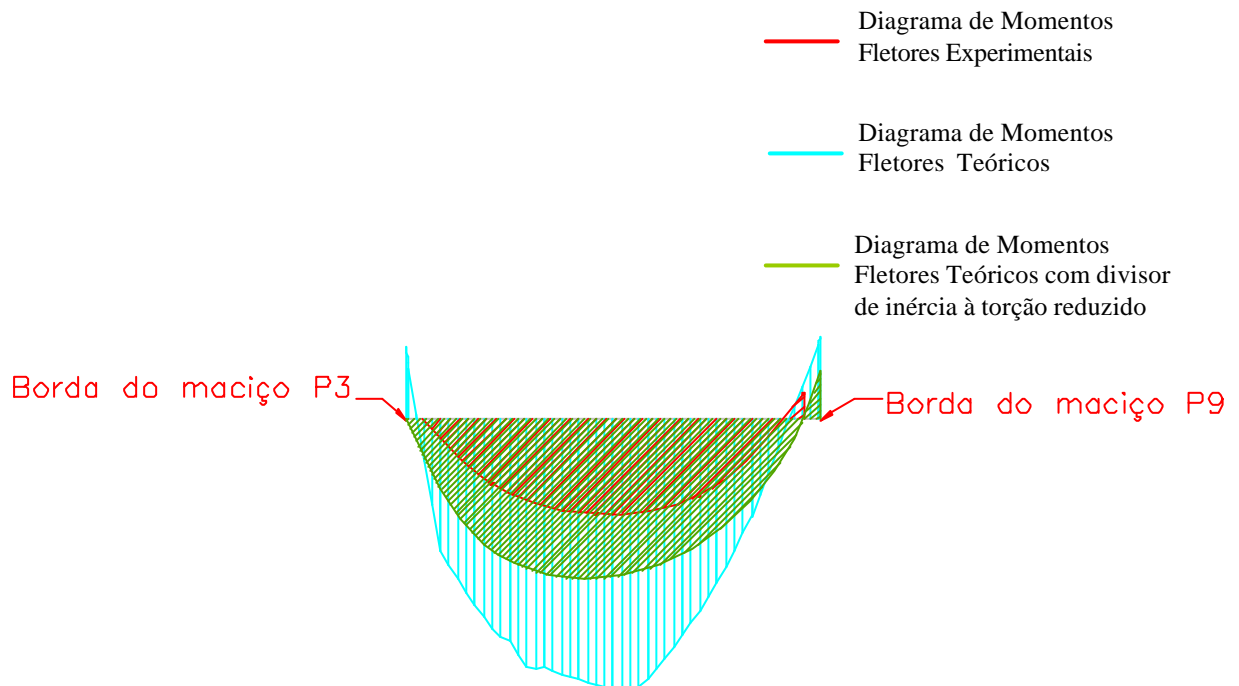


Figura 5.11– Diagrama de Momentos Fletores entre P3 e P9

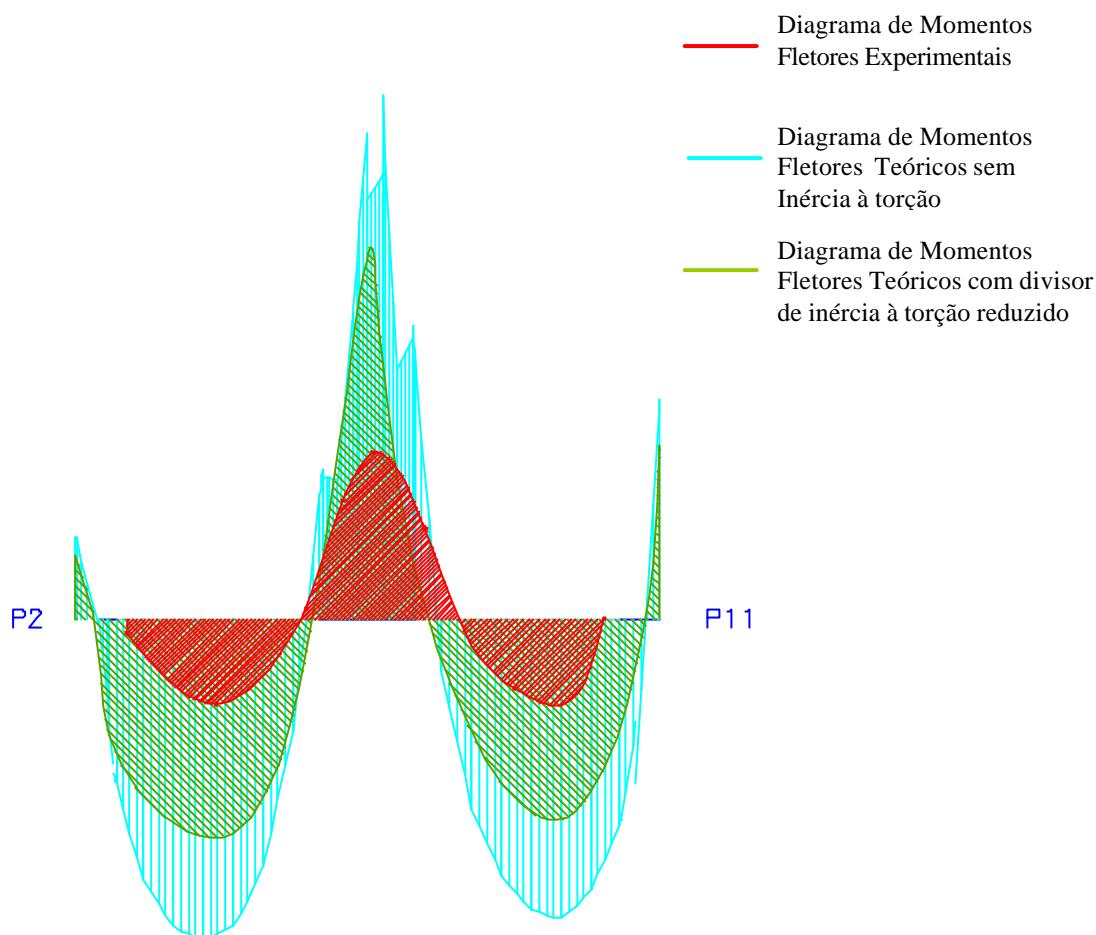


Figura 5.12 – Diagrama de Momentos Fletores entre os pilares P2 e P11

Deve-se atentar, ainda, para a presença da capa de concreto na laje, que não é considerada no modelo teórico. A capa pode funcionar como um importante elemento de ligação das barras da grelha, que aumenta consideravelmente a sua rigidez à torção e colabora para que surja um efeito de membrana. Considera-se que o efeito de membrana pode ter sido um dos fatores influentes na redução dos momentos fletores. O modelo experimental é tridimensional e os pilares de sustentação foram engastados tanto na estrutura quanto na base. Quando o modelo foi carregado, acredita-se que a tendência dos pilares, muito rígidos e na face superior ligados à região maciça da laje, deve ter sido a de restringir a deformação da laje, gerando efeitos de membrana, que aparecem como tensões normais perpendiculares à seção transversal da laje, o que podem ter resultado na redução dos esforços de flexão.

Stramandinoli (2004), em suas análises, apontou a existência deste efeito até mesmo para lajes com pequenos deslocamentos. A mesma ressalta que o uso de modelos de elementos finitos permite a consideração do efeito. No entanto, salienta que a montagem de modelos adequados desta natureza para lajes nervuradas é complexa e pouco atrativa, razão pela qual se popularizou o uso de modelos de grelha.

5.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais do modelo reduzido durante o ensaio foram determinados a partir das leituras dos deflectômetros, posicionados conforme apresentado no capítulo 4. Os quadros com os valores dos deslocamentos verticais medidos experimentalmente, em cada um dos pontos de controle, podem ser visualizados no Anexo IV deste trabalho.

Com o objetivo de ilustrar o comportamento das seções instrumentadas, apresenta-se, nas figuras 5.13 a 5.18, alguns gráficos dos valores de deslocamentos verticais medidos, para cada etapa de carregamento, pelos relógios comparadores.

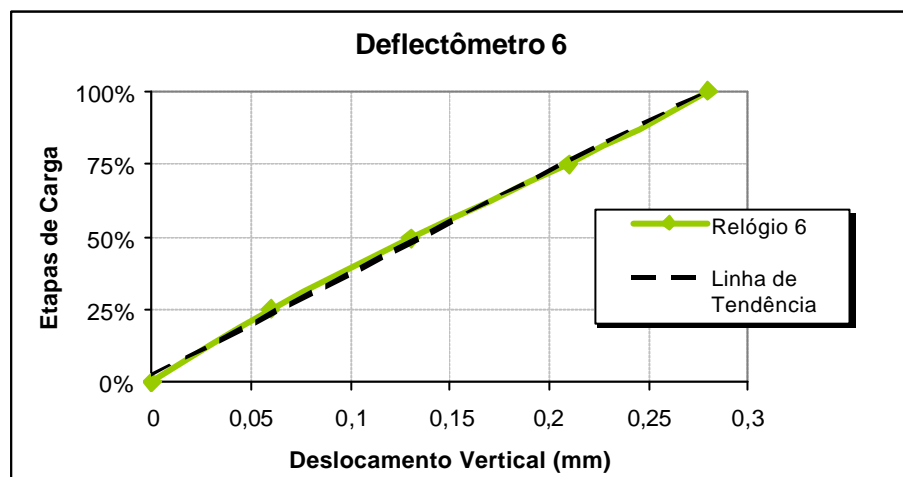


Figura 5.13 – Gráfico carregamento x deslocamento vertical do deflectômetro 6.

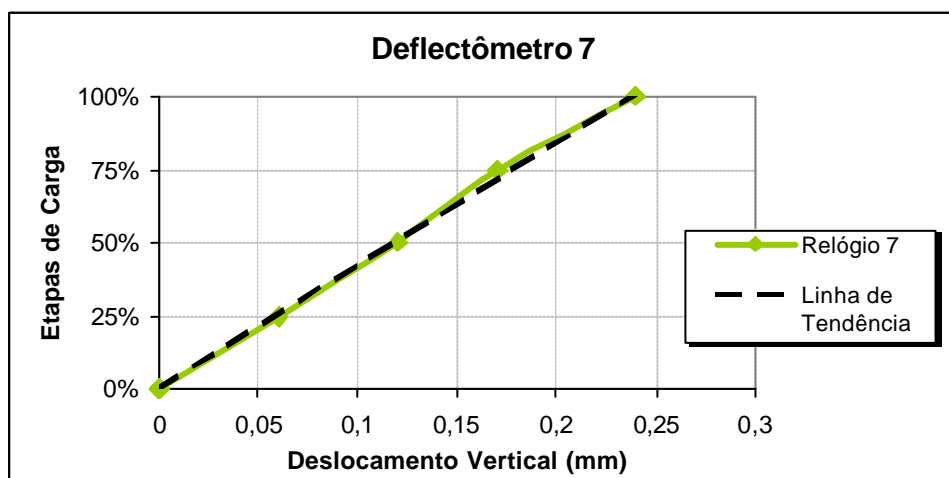


Figura 5.14 – Gráfico carregamento x deslocamento vertical do deflectômetro 7.

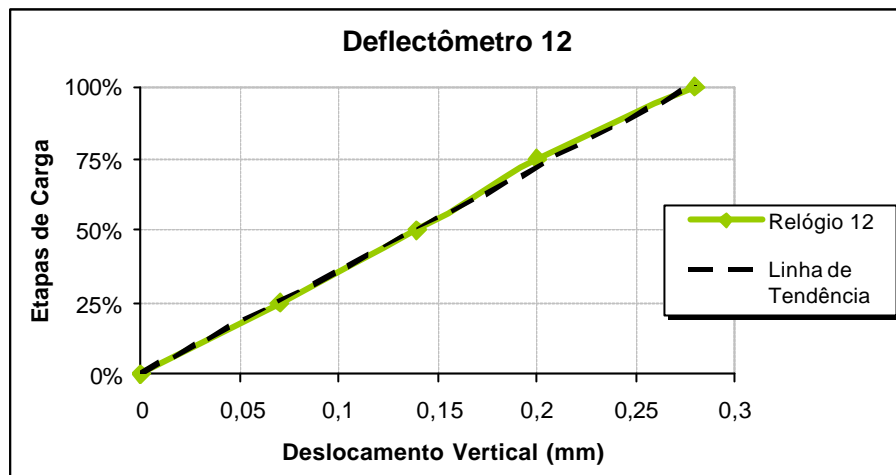


Figura 5.15 – Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 12.

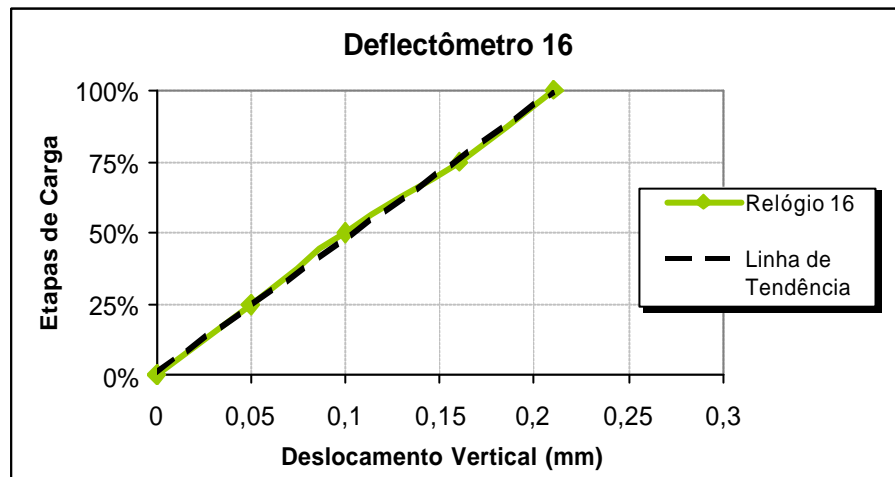


Figura 5.16 – Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 16.

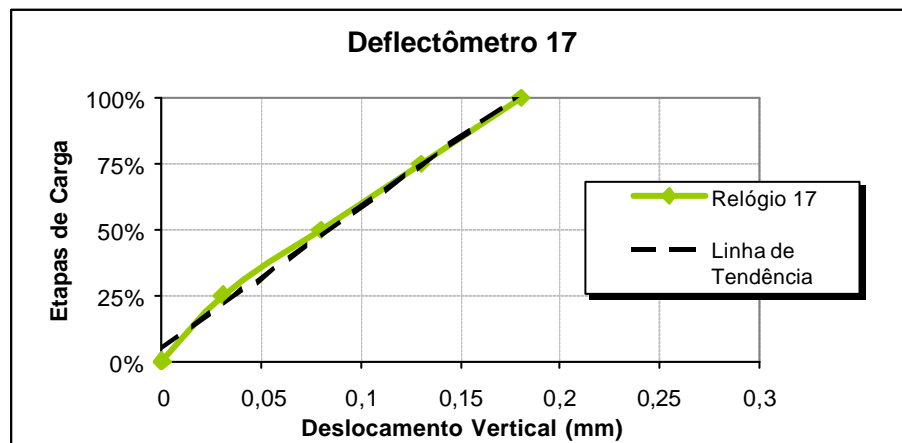


Figura 5.17 – Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defletoômetro 17.

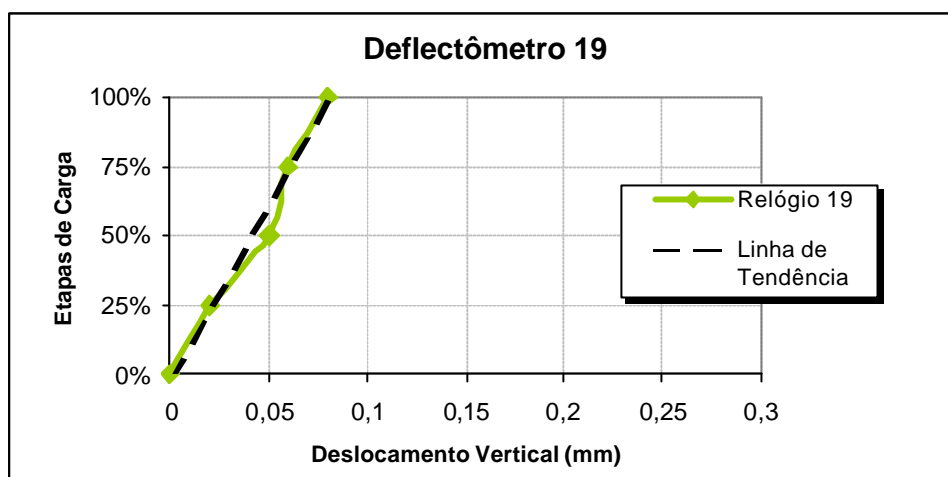


Figura 5.18 – Gráfico carregamento x deslocamento vertical do defleto metro 19.

Analisando as figuras, observa-se que a laje teve comportamento elástico linear durante todas as etapas de carregamento, confirmando a tendência mostrada pelas deformações específicas e corroborando a constatação, discutida no item anterior, de que o modelo experimental permaneceu no Estádio I.

As relações de pertinência entre o modelo reduzido e a estrutura real, a partir das premissas da Análise Dimensional, foram utilizadas para estabelecer a comparação entre os resultados dos deslocamentos verticais medidos experimentalmente e os resultados previstos pela análise numérica.

Conforme discutido anteriormente no capítulo 4, o fator de escala $I_2 = 1/7,5$ foi utilizado para determinar os deslocamentos verticais experimentais equivalentes na estrutura real, a partir das medições feitas pelos defleto metros no modelo reduzido. Os valores encontrados, bem como os deslocamentos verticais teóricos previstos pela análise numérica para cada seção podem ser visualizados no Quadro 5.2.

Os defleto metros posicionados nos pilares foram utilizados para monitorar um possível deslocamento da estrutura de apoio do modelo. A fixação destes relógios comparadores foi feita com o auxílio de uma cantoneira metálica, colocada no topo do pilar, e fixada com uma pequena folga para que a deformação das vigas de borda não afetasse a cantoneira. Isto permitiu medir os deslocamentos de cedimento de apoio, relativos à estrutura de apoio e do pilar, sem contribuição da deformação da laje. Verificou-se, a partir da análise dos valores medidos, que este deslocamento podia ser desconsiderado.

Quadro 5.2 – Valores dos deslocamentos verticais experimentais e teóricos²

Relógio	Localização	Teórico (cm)	Experimental (cm)	IC %
15	grelha	0,238	0,060	25,2
18	grelha	0,259	0,075	29,0
9	grelha	0,216	0,067	31,0
13	grelha	0,394	0,165	41,9
12	grelha	0,465	0,210	45,2
17	grelha	0,257	0,135	52,5
11	grelha	0,332	0,195	58,7
19	grelha	0,085	0,060	70,8
16	grelha	0,221	0,165	74,6
6	grelha	0,278	0,218	78,2
7	grelha	0,225	0,188	83,3
10	grelha	0,182	0,247	135,5
8	grelha	0,401	0,728	181,3
20	pilar	0,048	0,053	109,4
1	pilar	0,045	0,060	133,3
4	pilar	0,020	0,068	333,3
14	viga	0,174	0,008	4,3
21	viga	0,265	0,053	19,8
22	viga	0,061	0,038	61,5
5	viga	0,156	0,098	62,5
2	viga	0,194	0,150	77,2
3	viga	0,048	0,128	265,6

Analisando-se o quadro 5.2, nota-se uma defasagem nos valores dos deslocamentos verticais teóricos e experimentais. Observa-se, ainda, que estas diferenças não são constantes. Procurou-se estabelecer um índice de correlação (IC) entre estas diferenças a partir da expressão:

$$IC = \frac{desloc.ver_{exp}}{desloc.ver_{teóricos}} \cdot 100\% \quad (5.3)$$

² Os deflectômetros 8, 10 e 14 mostraram-se defeituosos durante o ensaio, tendo sido desconsiderados seus resultados

Estas relações indicaram algumas regiões de comportamento semelhante na laje, conforme indicado na figura 5.19.

Estas regiões foram definidas em função da diferença entre os valores teóricos e experimentais da laje. A região 1 compreende os valores onde as diferenças de comportamento foram maiores, resultando em índices de correlação inferiores a 40%. A região 2 apresentou os valores com menores diferenças, correspondentes a índices de correlação $IC > 60\%$. Já a região 3 apresentou valores intermediários, com IC entre 40 e 60%. Cabe salientar que, em todos os casos, o modelo reduzido apresentou-se mais rígido que o numérico. Observa-se ainda que, para a maior parte da laje, os resultados dos modelos se aproximaram bastante. As causas para esta diferença de comportamento necessitam ser investigadas em maior profundidade. Analisando as características da laje, observa-se que as regiões onde as diferenças foram maiores correspondem, aproximadamente, às áreas onde ocorre uma maior concentração das alvenarias (vide figura 3.2).

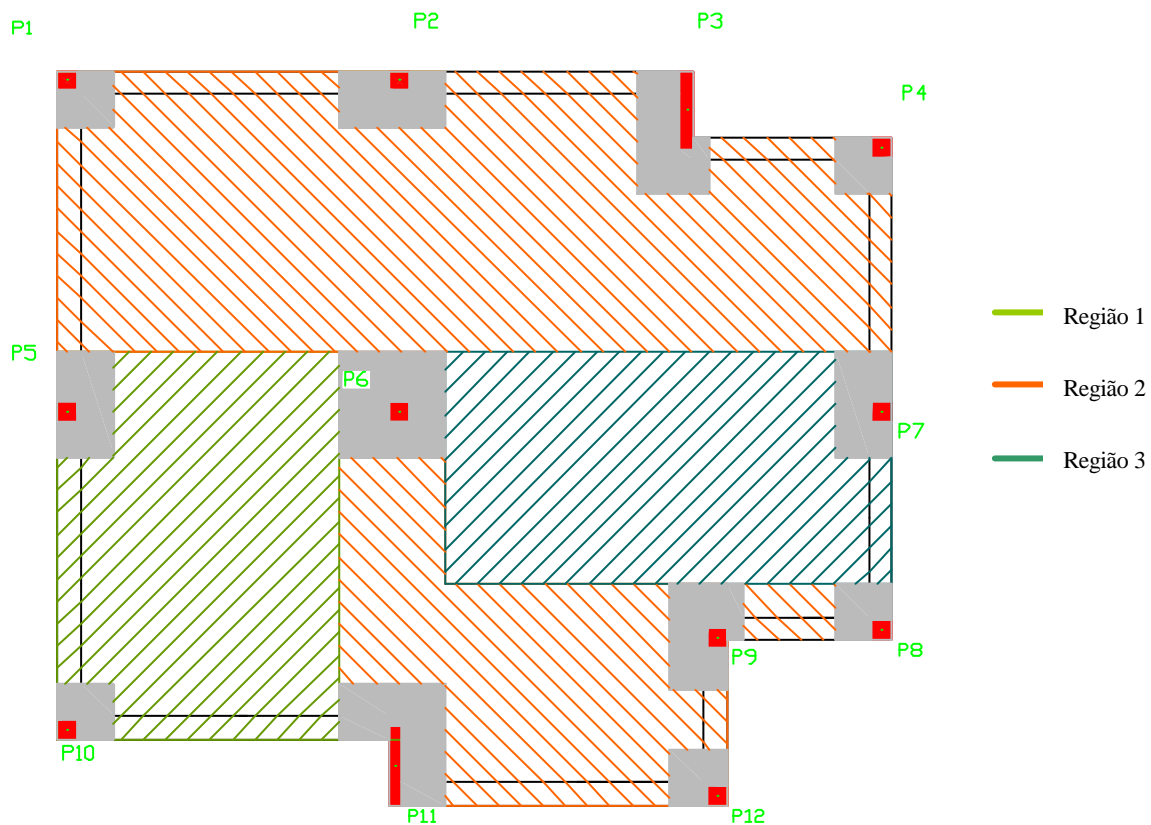


Figura 5.19 – Distribuição das regiões com diferentes níveis de diferença entre deslocamentos verticais teóricos e experimentais.

Para melhor mostrar o comportamento de algumas seções da laje, foram traçadas linhas elásticas, a partir dos valores dos deslocamentos verticais experimentais equivalentes na estrutura real e dos deslocamentos verticais previstos pela análise numérica (figuras 5.20 a 5.22). A análise das linhas elásticas indica que o comportamento da deformada do modelo experimental foi semelhante ao previsto pelo modelo numérico.

Constata-se que, de forma geral, o modelo matricial de grelhas, implementado no software TQS, comparado aos modelos reduzidos, tende a apresentar valores maiores de deslocamentos no regime elástico. Esta constatação encontra suporte no trabalho de Selistre (2000) que relata que, no princípio do ensaio do modelo experimental reduzido por ele confeccionado, quando a laje apresentou comportamento aproximadamente elástico-linear, os resultados previstos pela análise matricial de grelhas não foram semelhantes aos resultados experimentais, justamente porque o modelo experimental apresentou-se mais rígido.

Vários fatores podem ter contribuído para esta diferença de comportamento. O mesmo pode ser decorrente de um efeito de escala do modelo, embora a literatura indique que, para a escala utilizada, o comportamento não se altera significativamente.

Pode também ser resultado da forma como a estrutura é representada pelos modelos numéricos matriciais de grelha. A desconsideração da contribuição da capa pode ser um dos fatores que explicam a menor rigidez do modelo teórico. Estudos específicos, possivelmente com elementos em escala natural, são necessários para averiguar estas possibilidades.

Sob o ponto de vista prático, no caso específico do software utilizado, é possível ajustar a rigidez do modelo numérico ajustando o valor do divisor de inércia à flexão. Este coeficiente é gerado automaticamente pelo programa, e a definição do seu valor padrão (0,5) não é bem esclarecida no manual. A mudança deste valor, todavia, permite flexibilizar ou enrijecer a estrutura.

Com o intuito de verificar se o simples ajuste da flexibilidade traria resultados significativos em termos de aproximação dos resultados, decidiu-se efetuar um reprocessamento da grelha, utilizando um valor menor (0,2) para o divisor de inércia à flexão das barras da grelha e, conseqüentemente, aumentando sua rigidez. Os valores dos deslocamentos verticais resultantes desta análise sofreram uma redução significativa, se aproximando mais dos valores experimentais. Para ilustrar este comportamento, uma terceira linha elástica foi introduzida nas figuras, com os resultados deste reprocessamento.

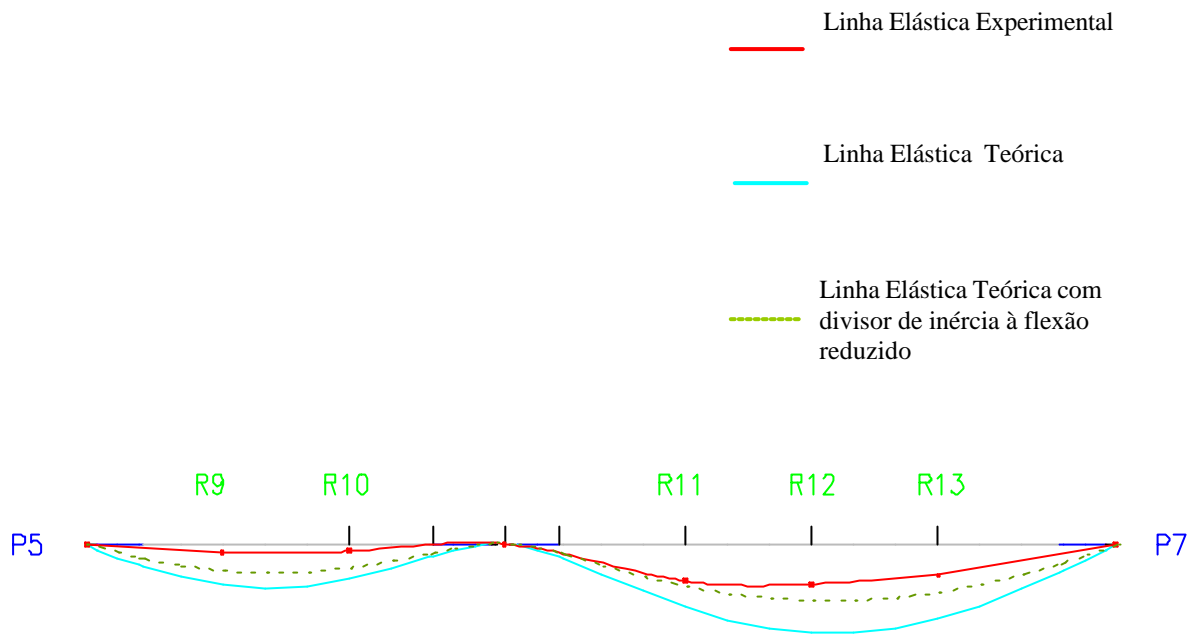


Figura 5.20 – Linha elástica entre P5 e P7

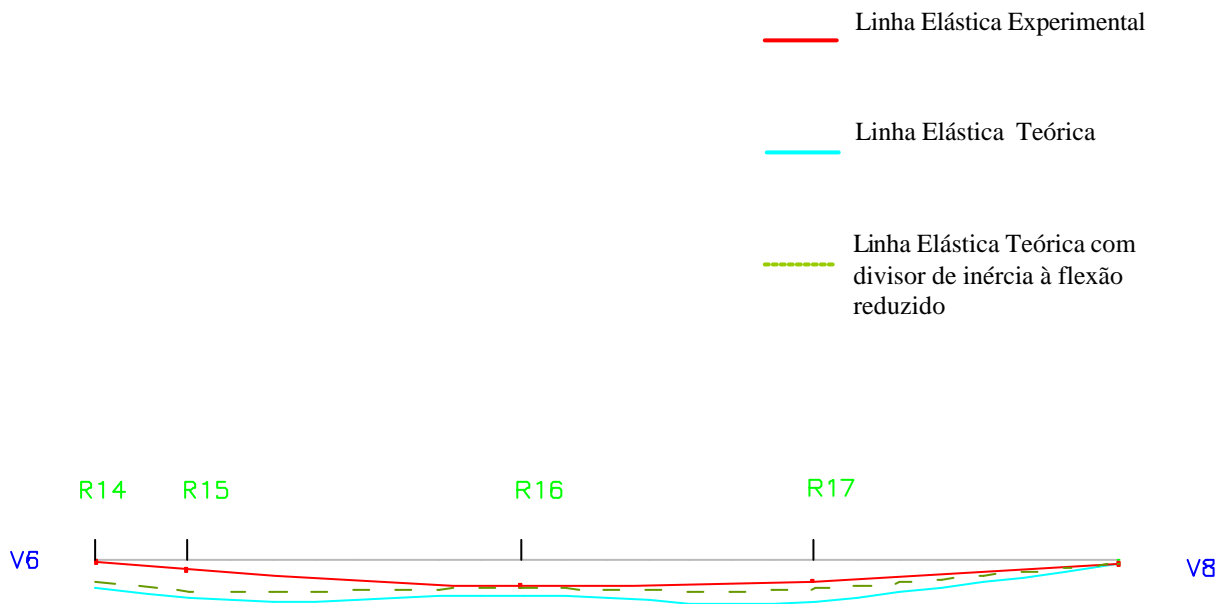


Figura 5.21 – Linha elástica entre V6 e V8

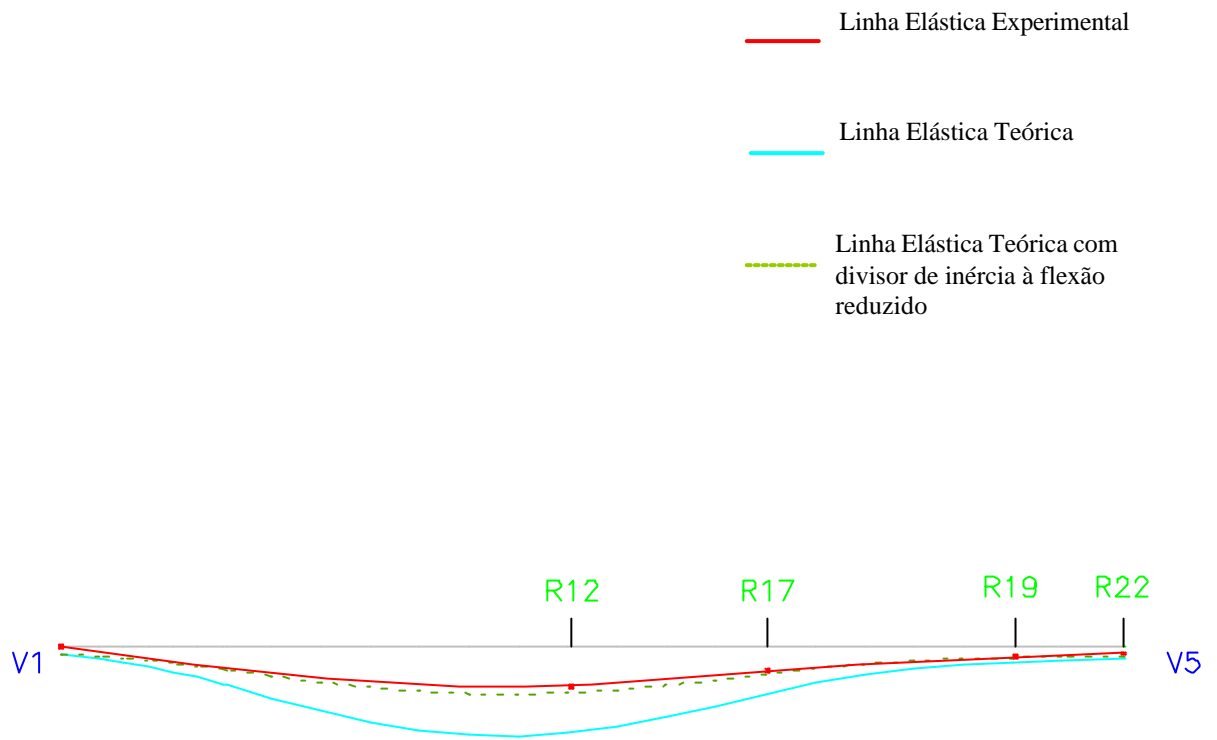


Figura 5.22 – Linha elástica entre V1 e V5

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

Nesta dissertação de mestrado foi feito um estudo teórico-experimental de uma laje nervurada, cuja geometria foi adaptada de um projeto arquitetônico real, submetida a carregamentos lineares e uniformemente distribuídos, apoiada sobre um viga de borda e pilares, sendo que as regiões circundantes foram maciças. A comparação entre os resultados teóricos e experimentais obtidos permite constatar que:

1. O comportamento do modelo reduzido esteve de acordo com o previsto, com distribuição e orientação dos momentos fletores experimentais compatíveis com as previsões do modelo teórico. Isto evidencia que o uso de modelos reduzidos é viável e que este tipo de modelagem é capaz de representar estruturas complexas, com carregamentos e geometrias variadas;
2. O modelo experimental teve um comportamento elástico-linear durante todas as etapas de carregamento, não evidenciando sinais de fissuração, mesmo para a carga máxima. Isto indica que os momentos fletores experimentais equivalentes atuantes foram inferiores aos momentos de fissuração da estrutura, e que a laje estudada permaneceu no Estádio I;
3. Os valores dos momentos fletores experimentais equivalentes na estrutura real tenderam a ser bem inferiores aos teóricos;
4. A desconsideração, na análise numérica, dos momentos de torção nas barras da grelha, podem ter contribuído para aumentar os momentos fletores e forças cortantes nas mesmas, gerando maiores deformações teóricas. Acredita-se, porém, que estes momentos de torção devam ter ocorrido no modelo experimental e que a estrutura

tenha sido capaz de absorvê-los, desta forma reduzindo o valor do momento fletor nas mesmas;

5. Os valores dos deslocamentos verticais teóricos e experimentais apresentaram-se defasados, sendo os últimos consistentemente menores. Observou-se, ainda, que estas diferenças não foram constantes, possibilitando a divisão da laje em regiões com comportamento semelhante.

As constatações apresentadas acima permitem concluir que o modelo experimental apresentou-se mais rígido que o teórico. A razão da diferença de rigidez pode estar na desconsideração da contribuição da capa na análise numérica e do fator de escala. Considera-se, ainda, que o efeito de escala do modelo pode ter contribuído para a diferença entre os valores teóricos e experimentais equivalentes na estrutura real, embora a bibliografia saliente que a escala adotada neste trabalho não apresente interferência significativa. Para esclarecer estes aspectos são necessárias maiores investigações, possivelmente com a análise experimental desta laje em escala real para tentar explicar este comportamento.

Torna-se importante salientar que o modelo, escolhido a partir de um projeto arquitetônico real, com uma geometria irregular, regiões maciças excêntricas em relação ao eixo dos pilares e cargas lineares apoiadas diretamente sobre a laje, apresentou diagramas de momentos fletores e linhas elásticas muito semelhantes entre os modelos experimental e teórico. Pode-se concluir, portanto, que a análise matricial de grelhas, utilizada neste trabalho por meio do Sistema Computacional TQS, reproduziu adequadamente o comportamento da laje nervurada em estudo.

A modificação do valor do divisor de inércia à flexão, com o enrijecimento da laje, e do divisor de inércia à torção, introduzindo a torção nas barras da grelha, contribuíram para diminuir as diferenças entre os valores teóricos e experimentais. Apesar dos resultados obtidos corresponderam especificamente ao modelo estudado, estes podem servir de base para o ajuste dos critérios de projeto adotados como padrão pelo programa computacional.

Outra questão importante a considerar diz respeito aos efeitos da variação do módulo de deformação longitudinal, fator decisivo no dimensionamento da estrutura da laje nervurada, afetando os valores dos deslocamentos verticais. Reitera-se, portanto, a importância do projetista estrutural especificar, de fato, o valor do módulo em projeto, assim como faz com a resistência característica à compressão.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho abordou apenas alguns aspectos referentes ao comportamento de lajes nervuradas, colaborando com novos dados, esclarecendo alguns aspectos e suscitando novas dúvidas. Desta forma, sugere-se que outros estudos na área abordem questões como:

1. Confrontar os momentos fletores experimentais, obtidos a partir do monitoramento de diversas lajes reais, com os valores previstos por análises numéricas. Tal estudo poderia ajudar a validar os critérios de projeto dos programas teóricos.
2. Comparar momentos fletores e deslocamentos verticais entre modelos reduzidos e modelos em escala natural, procurando estabelecer a influência do efeito de escala.
3. Pesquisar a região de transição entre as nervuras e os capitéis, em escala real e/ou reduzida, analisando os esforços de cisalhamento.
4. Analisar o comportamento dinâmico das lajes nervuradas, comparando resultados teóricos e experimentais.

REFERÊNCIAS

AJDUKIEWICZ, A.; STAROLSKI, W. **Reinforced-concrete slab-column structures**. New York: Elsevier Science Publishers, 1990.

AMARAL, A. A. **A tecnologia do micro-concreto e sua aplicação em modelos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1976.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:1984** : concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama – tensão de deformação – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739:1994** : concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (a). **NBR 12655:1996** : concreto – preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (b). **NBR 7215:1996** : cimento portland – determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2003** : projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2004.

BURGGRABE, H. **Microconcreto para ensaios estáticos em modelos**. Tradução Ivo Wolff. Porto Alegre: Departamento de Engenharia Civil – UFRGS, 1978. 140 p. Tradução de: Mikrobeton für modellstatische untersuchungen.

COELHO, J. **Análise de lajes nervuradas por analogia de grelha**. Disponível em: http://www.altoqi.com.br/Eberick/html/suportefaq.htm#duvidas_usuais/Dimensionamento/Analise_de_nervuradas_por_grelha.htm. Acesso em 26/11/2003.

D'AVILA, V.M.R. **Teoria de placas finas em regime elástico**. s.n.t. Apostila de aula. sd.

DIAS, R. H. **Sistemas estruturais para grandes vãos em pisos e a influência na concepção arquitetônica**. Disponível em: <http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp214.asp>. Acesso em 21/07/2004.

KLEIN, D. L. Medida experimental de deformações. **Caderno de Engenharia – CE-26**, Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1975.

KLEIN, D. L. Teoria de Modelos. 1988. **Caderno de Engenharia – CE-26**, Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

KLEIN, D. L. Microconcreto – Método de Dosagem. **Caderno de Engenharia – CE-03**, Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1985.

KLEIN, D. L.; SELISTRE, S. L. C. Análise numérico-experimental de lajes nervuradas submetidas a cargas uniformemente distribuídas. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. **Anais...**São Carlos:USP, 1997. v1, p.249-258.

MONTOYA P.J.; MESEGUER A.G.;CABRE,F.M. **Hormigón armado**. 10 ed. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S. A., [197-].

OLIVEIRA, R. S.; ARAÚJO, D. L.; RAMALHO, M. A. Avaliação da deformação de lajes nervuradas considerando a não linearidade física: comparação entre valores teóricos e experimentais. **Edição Eletrônica da ABECE, São Paulo, 2000.**

PEREIRA, V. F. (a) **Lajes treliçadas**. Artigo Técnico. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/jornal/consulta/tecnologia/lajes.htm>. Acesso em 14/11/2003

PEREIRA, V. F. (b) **Projeto de lajes treliçadas armadas em duas direções**. Artigo Técnico. Disponível em: <http://www.ufes.br/~ctjr/outeng/artigos/art4.pdf>. Acesso em 06/12/2003.

SELISTRE, S. L.C. **Análise Teórico-Experimental de uma Laje Nervurada de Microconcreto Submetida a um Carregamento Uniformemente Distribuído**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SHTAERMAN, M. I.; IAVINSKI, A. M. **Entrepisos sin vigas**. 2 ed. Montevideo: Inter Ciência, 1960.

STRAMANDIONOLI, J. S. B.; LORIGGIO, D. D. Análise de lajes de concreto armado por analogia de grelha. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. **Anais...Mendoza**: Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo, 2004.

SZILARD, R. **Theory and analyses of plates: classic and numerical methods**. New Jersey: Prentice-Hall, 1974.

TQS Informática Ltda. (a) . **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Formas**. São Paulo, s.d. várias paginações.

TQS Informática Ltda. (b). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Grelhas**. São Paulo, s.d. várias paginações.

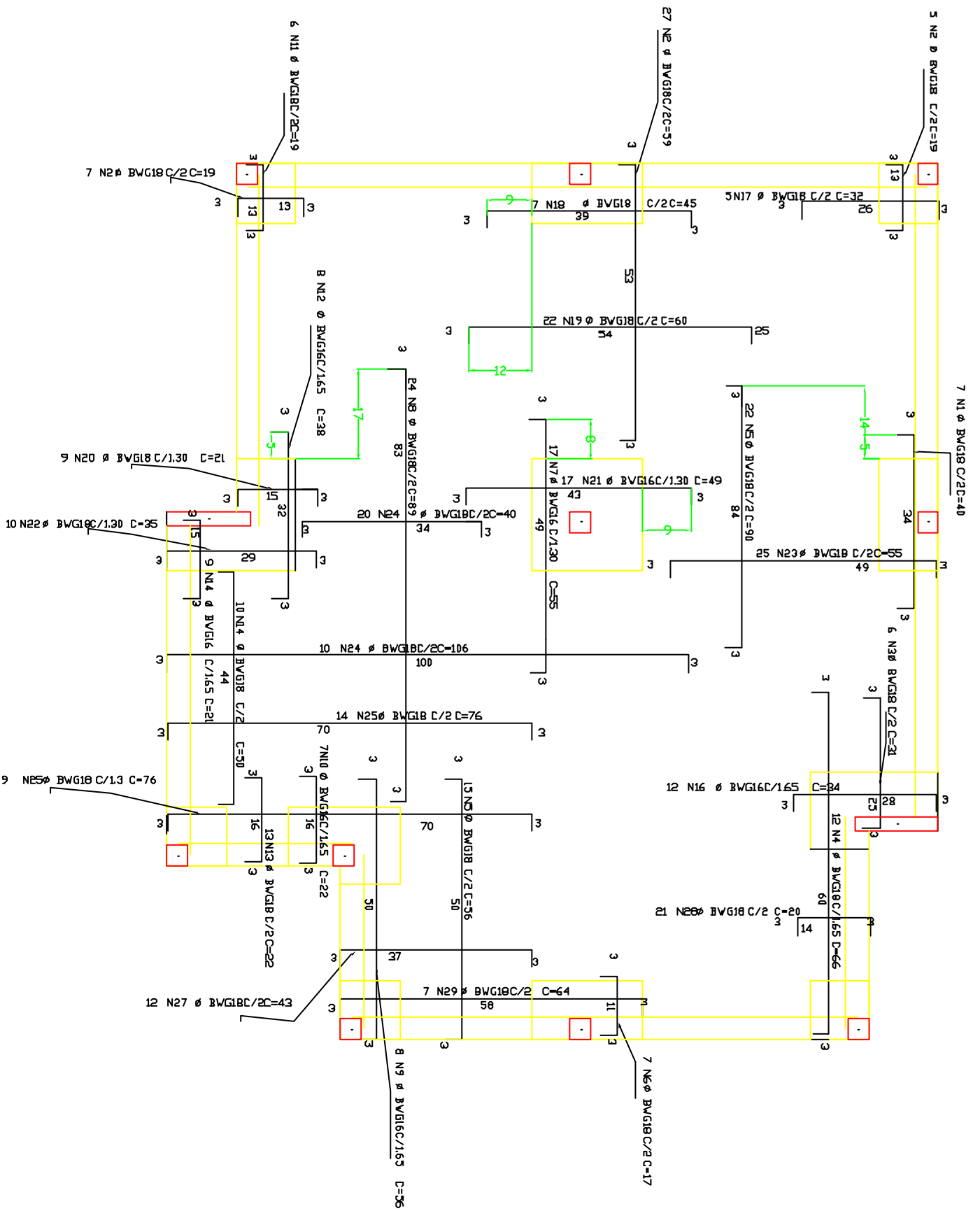
TQS Informática Ltda. (c). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural:**
CAD/Lajes. São Paulo, s.d. várias paginações.

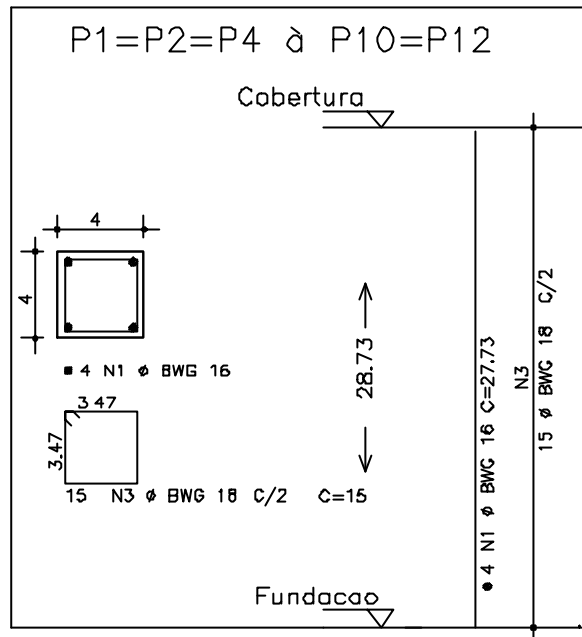
TQS Informática Ltda. (d). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural:**
CAD/Pilares. São Paulo, s.d. várias paginações.

TQS Informática Ltda. (e). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural:**
CAD/Vigas. São Paulo, s.d. várias paginações.

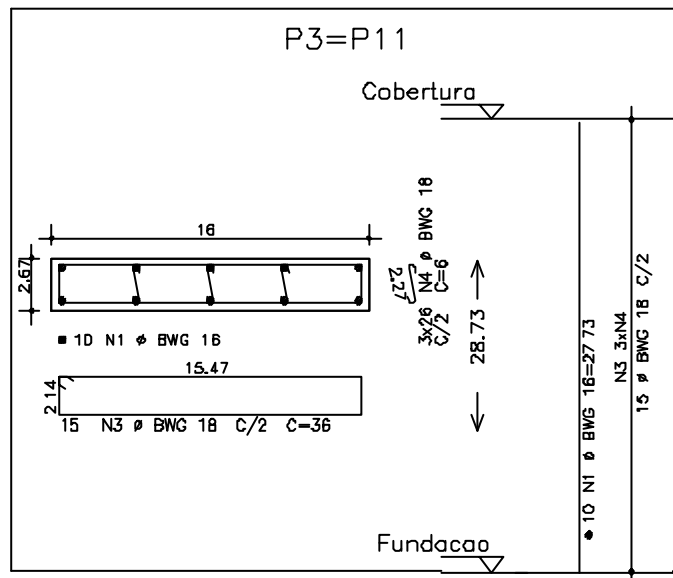
URAL, O. **Finite element method: basic concepts and applications**. New York: Intext
Educational, 1973.

Anexo I – Detalhamento das armaduras do modelo reduzido





Detalhamento das armaduras dos pilares P1, P2 P4 à P10 e P12 do modelo reduzido



Detalhamento das armaduras dos pilares P3 e P11 do modelo reduzido

**Anexo II – Leituras das deformações específicas experimentais no modelo
reduzido**

Deformações específicas experimentais (seções 1 à 12)

Deformações Específicas (x 10⁻⁶)				
Extensômetro	25% do carregamento	50% do carregamento	75% do carregamento	100% do carregamento
1S	-1,047	-4,591	-7,733	-10,818
1I	0,942	1,258	2,671	1,729
2S	-4,534	-10,618	-14,803	-17,942
2I	8,174	12,223	15,108	18,474
3S	-1,504	-4,535	-8,378	-9,548
3I	-7,681	-15,038	-20,799	-26,559
4S	-3,477	-8,451	-11,581	-15,755
4I	4,320	10,875	14,236	20,477
5S	-10,107	-20,034	-25,960	-35,023
5I	15,048	25,104	30,278	40,155
6S	-5,013	-10,003	-16,520	-20,386
6I	6,726	12,772	17,577	21,901
7S	-6,675	-13,334	-22,179	-27,879
7I	7,202	13,976	18,298	22,139
8S	0,000	3,851	2,407	1,926
8I	-12,696	-22,394	-29,920	-36,034
9S	1,446	9,121	10,085	9,603
9I	-11,053	-22,771	-30,942	-40,555
10S	-5,855	-11,545	-19,073	-23,757
10I	13,902	27,738	38,286	47,395
11S	1,924	3,851	4,814	6,257
11I	-6,725	-12,647	-16,491	-21,296
12S	3,826	5,443	5,791	7,182
12I	5,780	8,739	9,702	11,629

Deformações específicas experimentais (seções 13 à 24)

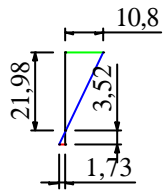
Deformações Específicas (x 10⁻⁶)				
Extensômetro	25% do carregamento	50% do carregamento	75% do carregamento	100% do carregamento
13S	-2,787	-6,963	-9,750	-13,234
13I	5,782	12,023	14,433	18,771
14S	-5,568	-11,921	-15,401	-21,318
14I	9,134	22,241	28,493	42,440
15S	1,443	-4,591	-3,629	-5,553
15I	-7,217	-14,761	-21,016	-24,864
16S	6,742	13,354	18,652	23,469
16I	-1,434	-6,437	-10,741	-13,610
17S	3,847	9,624	12,029	16,357
17I	-10,160	-16,130	-23,981	-33,448
18S	4,809	9,121	13,450	14,412
18I	-21,485	-38,691	-57,172	-75,885
19S	-7,504	-14,596	-24,100	-35,353
19I	17,532	27,656	41,728	53,262
20S	-7,006	-15,916	-27,594	-32,360
20I	12,537	25,509	37,084	45,283
21S	-3,180	-7,608	-13,130	-16,644
21I	8,192	17,142	25,334	30,153
22S	-1,671	-4,759	-8,604	-10,275
22I	0,000	12,772	11,808	11,808
23S	15,897	28,796	36,506	48,551
23I	-17,220	-32,957	-48,266	-55,877
24S	11,062	19,984	26,238	34,897
24I	-22,176	-43,862	-57,843	-77,127

Deformações específicas experimentais (seções 25 à 35)

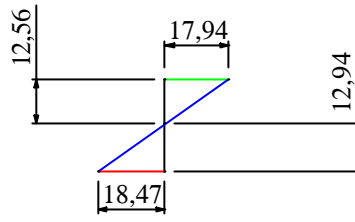
<i>Extensômetro</i>	<i>25% do carregamento</i>	<i>50% do carregamento</i>	<i>75% do carregamento</i>	<i>100% do carregamento</i>
25S	4,330	7,807	9,251	11,176
25I	-21,528	-40,558	-53,478	-68,791
26S	-5,175	-11,106	-18,785	-25,458
26I	8,167	17,975	24,702	31,428
27S	-8,614	-17,351	-22,616	-30,751
27I	8,607	17,404	23,143	30,317
28S	-7,690	-12,106	-15,470	-20,276
28I	3,839	18,531	19,011	19,011
29S	-7,006	-15,916	-27,594	-33,600
29I	-6,744	-16,910	-24,135	-31,843
30S	-2,392	-6,547	-9,418	-11,810
30I	-2,393	-6,286	-8,679	-12,987
31S	-8,611	-17,237	-22,022	-28,242
31I	9,161	18,531	25,283	32,034
32S	-0,349	-0,940	-1,289	-2,335
32I	0,963	1,820	3,265	4,228
33S	-10,447	-19,774	-27,087	-32,659
33I	14,418	24,980	32,192	37,479
34S	-5,219	-11,365	-15,888	-19,715
34I	11,065	16,600	20,450	23,818
35S	-6,695	-14,812	-20,073	-26,290
35I	7,194	12,665	16,023	19,381

Anexo III – Posição da linha neutra para cada seção de controle

1



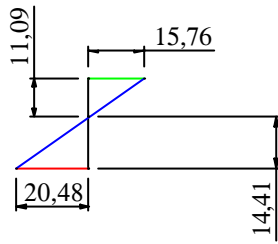
2



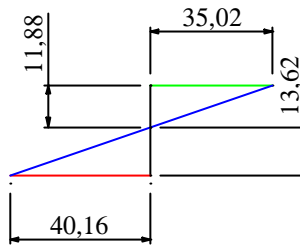
3



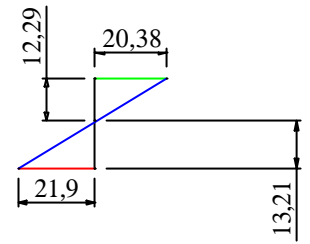
4



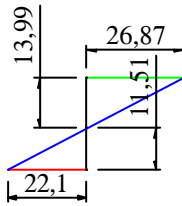
5



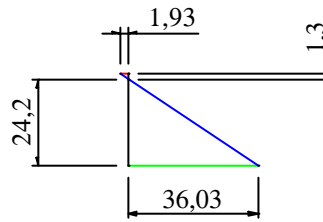
6



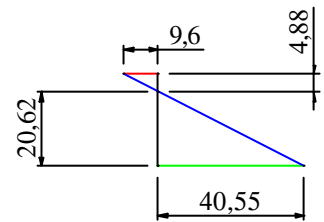
7



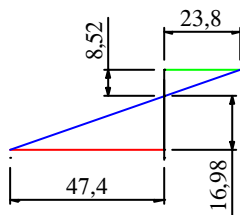
8



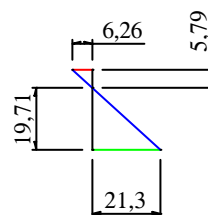
9



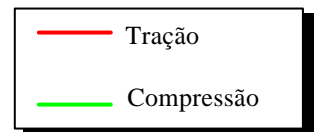
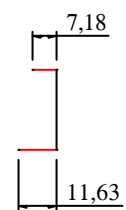
10



11

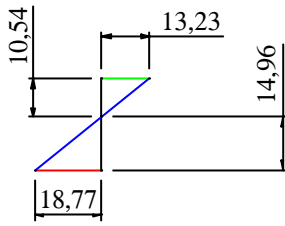


12

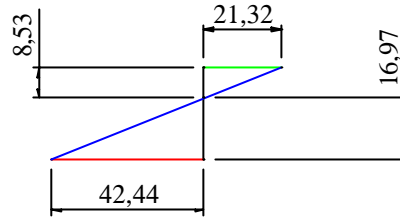


Posição da linha neutra das seções 1 à 12

13



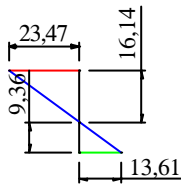
14



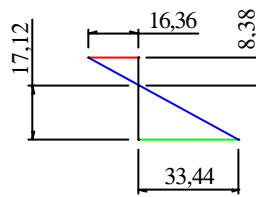
15



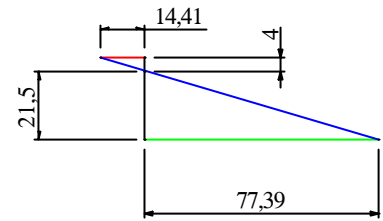
16



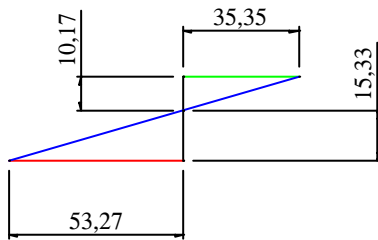
17



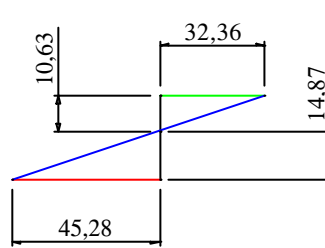
18



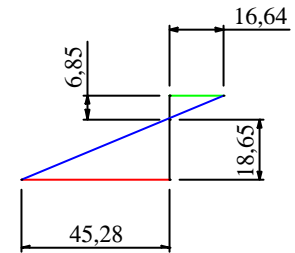
19



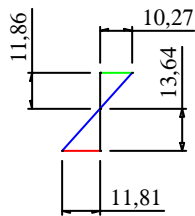
20



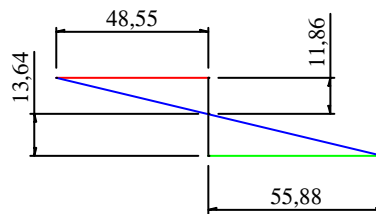
21



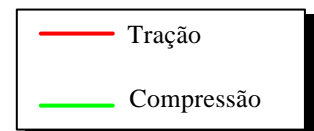
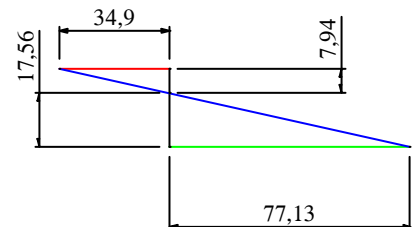
22



23

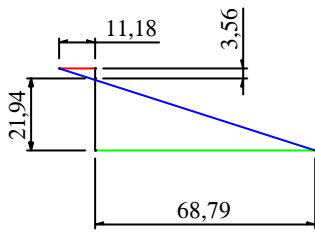


24

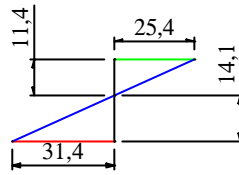


Posição da linha neutra das seções 13 à 24

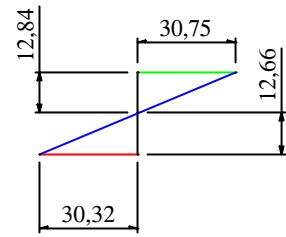
25



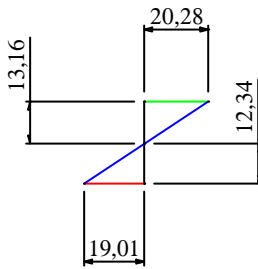
26



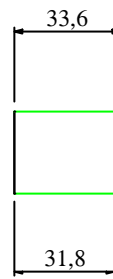
27



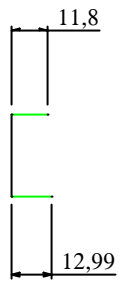
28



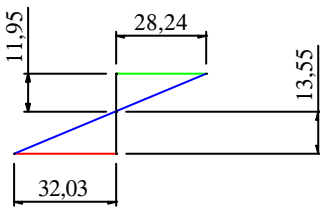
29



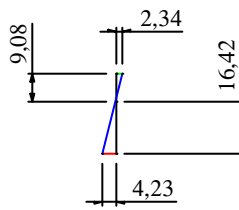
30



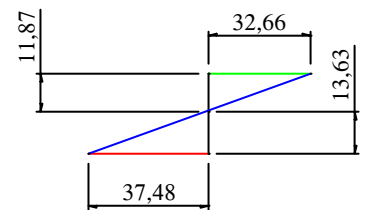
31



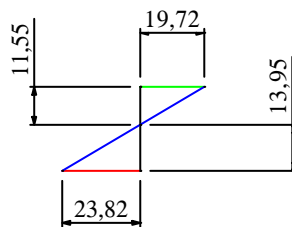
32



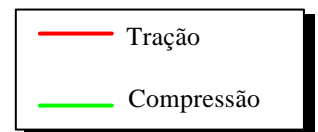
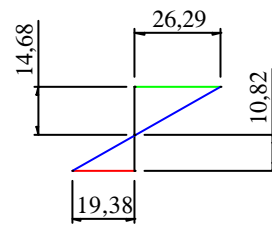
33



34



35



Posição da linha neutra das seções 25 à 35

Anexo IV – Deslocamentos verticais experimentais

Deslocamentos verticais experimentais em cada etapa de carregamento³

Relógio	Deslocamento com 1/4 carga (mm)	Deslocamento com 1/2 carga (mm)	Deslocamento com 3/4 carga (mm)	Deslocamento com carga total (mm)
1	0,02	0,05	0,05	0,08
2	0,04	0,10	0,14	0,20
3	0,03	0,08	0,12	0,17
4	0,00	0,01	0,06	0,09
5	0,02	0,07	0,10	0,13
6	0,06	0,13	0,21	0,29
7	0,06	0,12	0,17	0,25
*8	0,00	0,01	0,12	0,97
9	0,03	0,06	0,07	0,09
*10	0,00	0,00	0,34	0,33
11	0,06	0,13	0,19	0,26
12	0,07	0,14	0,20	0,28
13	0,05	0,11	0,16	0,22
*14	0,01	0,00	0,01	0,01
15	0,01	0,05	0,06	0,08
16	0,05	0,10	0,16	0,22
17	0,03	0,08	0,13	0,18
18	0,02	0,04	0,08	0,10
19	0,02	0,05	0,06	0,08
20	0,02	0,02	0,05	0,07
21	0,02	0,04	0,05	0,07
22	0,01	0,03	0,04	0,05

³ Os deflectômetros 8, 10 e 14 mostraram-se defeituosos durante o ensaio, tendo sido desconsiderados seus resultados