

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE UMA LAJE NERVURADA DE
MICROCONCRETO ARMADO SUBMETIDA A UM CARREGAMENTO
UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDO**

Sérgio Leandro Chemale Selistre

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, abril de 2000

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Prof. Dario Lauro Klein, UFRGS
M.Sc. - UFRGS - Orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora:

Prof. Américo Campos Filho
D.Sc. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Dario Lauro Klein, UFRGS
M.Sc. - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

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

Prof. Sérgio Roberto Maestrini
Ph.D. North Carolina State University

Dedico este trabalho

Aos meus avós, pelo exemplo de perseverança e por viverem nas lembranças mais ternas de minha infância.

Aos meus pais, pelo afeto e dedicação a mim sempre dirigidos.

A minha esposa Catia, pelo amor, carinho e incentivo durante todos os instantes desta jornada.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dario Lauro Klein, orientador deste trabalho, pela amizade e estímulo à pesquisa.

À Escola de Engenharia da UFRGS, por me oferecer uma oportunidade ímpar de estudar em seu Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Ao LEME, Laboratório de Ensaios e Modelos Experimentais, e aos Prof. João Luiz Campagnolo e Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, por terem me acolhido, incentivado e dado suporte durante minhas pesquisas de Graduação e Pós-Graduação.

Ao CNPq, pelo auxílio financeiro sem o qual esta pesquisa se inviabilizaria.

Ao Prof. Américo Campos Filho pelas valiosas sugestões e observações.

Aos técnicos do LEME, Paulo Francisco Bueno, Eurípedes Martins Fontes e Flávio L. C. de Lima, pela ajuda e dedicação despendidas.

Aos auxiliares de pesquisa pelo auxílio e contribuição.

Ao Eng. Luis Aurélio Fortes da Silva da TQS Informática, pela ajuda na modelagem numérica do GRELHA-TQS.

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

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE FOTOGRAFIAS.....	x
LISTA DE TABELAS.....	xii
LISTA DE QUADROS.....	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xiv
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Justificativa.....	1
1.2 Objetivos.....	1
1.3	
Metodologia.....	2
1.4 Estrutura do Trabalho.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 Descrição das Lajes Nervuradas.....	5
2.2 Análise dos Entrepisos sem Vigas.....	6
2.3 Determinação de Flechas e Momentos Fletores.....	9
2.4 Utilização das Lajes Nervuradas.....	14
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	17
3.1 Materiais Constituintes.....	18
3.1.1 Microconcreto.....	18

3.1.2 Aço.....	23
3.2 Preparação e Ensaio do Modelo.....	24

3.2.1	Preparação da Fôrma.....	24
3.2.2	Preparação das Armaduras.....	28
3.2.3	Concretagem.....	31
3.2.4	Cura e Desforma do Modelo.....	36
3.2.5	Instrumentação e Montagem dos Sistemas de Carga e Apoio.....	37
3.2.6	Ensaio do Modelo Reduzido.....	47
3.3	Ensaio Complementares.....	49
3.3.1	Ensaio de Escorregamento - Flow Test.....	49
3.3.2	Ensaio de Compressão Simples do Microconcreto.....	50
3.3.3	Determinação do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Microconcreto ($E_{sec,0,8}$).....	51
4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	54
4.1	Parâmetros do SAP90.....	57
4.2	Parâmetros do Grelha-TQS.....	63
4.3	Dimensionamento do Modelo.....	68
5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	76
5.1	Deformações Específicas.....	76
5.2	Deslocamentos Verticais - Ensaio de Curta Duração.....	85
5.3	Deslocamentos Verticais - Ensaio de Longa Duração.....	92
5.4	Rotações.....	99
6	COMENTÁRIOS FINAIS.....	102
6.1	Conclusões.....	102

6.2	Sugestões	para	Trabalhos
	Futuros.....		103
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		104
	ANEXOS.....		108

LISTA DE FIGURAS

2.1 Reforço à punção de lajes cogumelo.....	4
2.2 Conjunto de vigas "T"	6
2.3 Ruptura à punção.....	8
2.4 Perímetro de controle.....	9
3.1 Fôrma da laje nervurada em estudo.....	19
3.2 Curva granulométrica de Gorisse para o microconcreto D=2,4.....	22
3.3 Vista inferior da laje com o posicionamento dos extensômetros elétricos.....	40
3.4 Vista inferior da laje com o posicionamento dos deflectômetros e clinômetros.....	45
3.5 Gráfico tensão x deformação do 1º corpo de prova ensaiado.....	52
3.6 Gráfico tensão x deformação do 2º corpo de prova ensaiado.....	52
4.1 Transformação da laje nervurada em laje maciça equivalente.....	56
4.2 Malha de elementos finitos discretizada no SAP90 (unidades em cm).....	58
4.3 Deformação da laje sujeita ao carregamento de 8 kN/m ²	60
4.4 Aspecto da distribuição de momentos fletores em torno do eixo "Y".....	61
4.5 Aspecto da distribuição de momentos fletores em torno do eixo "X".....	62
4.6 Entrada gráfica do modelo no CAD/FORMAS.....	65
4.7 Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS.....	66
4.8 Deformação da laje sujeita ao carregamento de 8 kN/m ²	67
4.9 Aspecto da distribuição de momentos fletores da laje sujeita ao carregamento de 8 kN/m ²	67
4.10 Armação positiva paralela à menor dimensão do modelo reduzido separada em 5 faixas de distribuição conforme variação dos esforços.....	72
4.11 Armação positiva paralela à maior dimensão do modelo reduzido separada em 3 faixas de distribuição conforme variação dos esforços.....	73

4.12 Armação negativa sobre os pilares centrais paralela à menor dimensão do modelo reduzido separada em 6 faixas de distribuição conforme variação dos esforços.....	74
4.13 Armação negativa paralela à maior dimensão do modelo reduzido separada em 9 faixas de distribuição conforme variação dos esforços.....	74
5.1 Vista inferior da laje com o posicionamento dos extensômetros elétricos.....	79
5.2 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X1.....	80
5.3 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X5.....	80
5.4 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X7.....	81
5.5 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X9.....	81
5.6 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y1.....	82
5.7 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y3.....	82
5.8 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y4.....	83
5.9 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y5.....	83
5.10 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y7.....	84
5.11 Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y8.....	84
5.12 Vista inferior da laje com o posicionamento dos deflectômetros e clinômetros.....	86
5.13 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para o deflectômetro D1.....	87
5.14 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os deflectômetros D2 e D15.....	88
5.15 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os deflectômetros D3 e D14.....	88
5.16 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os deflectômetros D4 e D8.....	89
5.17 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os deflectômetros D5 e D7.....	89
5.18 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os deflectômetros D6 e D13.....	90

5.19 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os deflectômetros D9 e D12.....	90
5.20 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para o deflectômetro D10.....	91
5.21 Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para o deflectômetro D11.....	91
5.22 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D1, D10 e D11 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	94
5.23 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D2 e D15 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	94
5.24 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D3 e D14 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	95
5.25 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D4 e D8 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	95
5.26 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D5 e D7 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	96
5.27 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D6 e D13 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	96
5.28 Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D9 e D12 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	97
5.29 Gráfico de tempo x deformações lentas para todos os deflectômetros (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m ²).....	98
5.30 Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para o clinômetro C1.....	100
5.31 Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para o clinômetro C2.....	100
5.32 Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para o clinômetro C3.....	101
5.33 Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para os clinômetros C1, C2 e C3.....	101

LISTA DE FOTOGRAFIAS

3.1 Vista inferior da fôrma.....	25
3.2 Desenho do modelo colado à chapa de compensado e protegido pelo filme plástico.....	25
3.3 Preparação dos blocos de poliestireno expandido na serra circular.....	26
3.4 Colagem dos blocos de poliestireno expandido sobre o filme plástico.....	26
3.5 Detalhe da fôrma após a colagem dos blocos de poliestireno expandido.....	27
3.6 Aspecto final da fôrma antes de colocadas as bordas e a armadura.....	27
3.7 Amarração dos fios constituintes da armação positiva da laje.....	29
3.8 Malha positiva formada pelos fios de arame devidamente amarrados.....	29
3.9 Detalhe da armadura negativa sobre um dos pilares centrais.....	30
3.10 Disposição da armadura completa da laje.....	30
3.11 Colocação dos agregados na betoneira.....	32
3.12 Adição de água à mistura de materiais secos.....	32
3.13 Aplicação de desmoldante na fôrma.....	33
3.14 Concretagem em andamento.....	33
3.15 Detalhe da concretagem em andamento.....	34
3.16 Desempenamento da superfície superior da laje.....	34
3.17 Aspecto final da laje logo após a concretagem.....	35
3.18 Moldagem dos corpos de prova cilíndricos de ϕ 5 x 10 cm.....	35
3.19 Cura úmida com sacos de aninhagem.....	36
3.20 Vista inferior da laje com alguns nichos limpos e outros ainda com blocos de EPS.....	37
3.21 Furação da laje no centro da projeção do pilar P6.....	38
3.22 Detalhe do pilar metálico usinado no topo e do parafuso já posicionado (P6).....	38
3.23 Marcação da superfície inferior da laje para colagem dos extensômetros.....	40

3.24 Detalhe de extensômetros colados à superfície inferior do modelo, protegidos com verniz e com os cabos soldados e identificados.....	41
3.25 Vista inferior da laje com a extensometria elétrica finalizada.....	41
3.26 Detalhe de extensômetros colados à superfície superior do modelo, protegidos com verniz e com os cabos soldados e identificados.....	42
3.27 Vista superior da laje com a extensometria elétrica finalizada.....	42
3.28 Vista do modelo pronto para o ensaio, com a instrumentação finalizada e a piscina montada sobre ele.....	44
3.29 Vista de alguns deflectômetros posicionados sob a laje.....	44
3.30 Vista de alguns deflectômetros posicionados sob a laje e da camada de espuma e do filme plástico dispostos sobre a mesma.....	46
3.31 Vista de alguns deflectômetros e extensômetros posicionados sob a laje.....	46
3.32 Vista dos clinômetros C1 e C2.....	47
3.33 Vista da conexão dos cabos aos equipamentos de leitura e dos extensômetros de referência (à esquerda) colados num elemento de microconcreto isento de tensões.....	48
3.34 Vista do cone de microconcreto moldado sobre a mesa giratória.....	49
3.35 Ruptura de um corpo de prova durante ensaio de compressão simples.....	50
3.36 Ensaio de determinação do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto.....	53

LISTA DE TABELAS

3.1 Granulometria do microconcreto.....	23
---	----

LISTA DE QUADROS

3.1 Parâmetro de correção K.....	22
3.2 Composição final do traço e quantidades dos materiais empregados na mistura.....	23
3.3 Relação da armadura em escala real e em escala reduzida empregada no modelo.....	24
3.4 Ordem e tempo de mistura dos materiais para obtenção do microconcreto.....	31
3.5 Relação dos deflectômetros utilizados.....	43
3.6 Relação dos clinômetros utilizados.....	43
3.7 Carregamento do ensaio.....	48
3.8 Cargas e tensões de ruptura obtidas no ensaio de compressão simples de corpos de prova de microconcreto.....	50
5.1 Estádios do microconcreto armado durante o ensaio (I, II ou III).....	78
5.2 Relação entre as máximas deflexões verticais dos ensaios de longa e curta duração.....	93
5.3 Relação entre as deflexões verticais residuais dos ensaios de longa e curta duração.....	93

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A_s	área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
A'_s	área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
B_x	rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo x
B_y	rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo y
C	consumo de cimento
Cn	clinômetro do ponto n
C_x	rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo x
C_y	rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo y
D	diâmetro máximo do agregado
Dn	deflectômetro do ponto n
E	módulo de deformação longitudinal
E_c	módulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	módulo de deformação longitudinal do aço
$E_{sec,0,8}$	módulo de deformação longitudinal do microconcreto
E_x	módulo de deformação longitudinal na direção "X"
E_y	módulo de deformação longitudinal na direção "Y"
G	módulo de deformação transversal
H	fator água/materiais secos
I	momento de inércia
K	parâmetro de correção para a curva granulométrica do microconcreto
M	momento fletor
Sd	desvio padrão de dosagem
V	esforço cortante de cálculo

X	Abcissa do ponto "A" da curva granulométrica do microconcreto
X _{in}	extensômetro paralelo às abscissas, colado na superfície inferior da laje no ponto n
X _{sn}	extensômetro paralelo às abscissas, colado na superfície superior da laje no ponto n
Y	ordenada do ponto "A" da curva granulométrica do microconcreto
Y _{in}	extensômetro paralelo às ordenadas, colado na superfície inferior da laje no ponto n
Y _{sn}	extensômetro paralelo às ordenadas, colado na superfície superior da laje no ponto n
a	traço em peso de agregados
a ₁	distância entre eixos de nervuras
b _f	largura da mesa das vigas de seção T
b _x	espaçamento axial das nervuras paralelas ao eixo x
b _y	espaçamento axial das nervuras paralelas ao eixo y
b _w	largura da nervura das vigas de seção T
d	altura útil
f _{cj}	resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias
f _{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f _{tk}	resistência característica do microconcreto à tração
f _{yck}	resistência característica do aço à compressão
f _{yk}	resistência característica do aço à tração
h	altura total da seção transversal
h _{eq}	altura da laje maciça equivalente a laje nervurada
h _f	altura da mesa de vigas de seção T
j	número de dias
m _x	momento fletor na direção "X"
m _{xy}	momento de torção
m _y	momento fletor na direção "Y"
q _x	esforço cortante na direção "X"

q_y	esforço cortante na direção "Y"
u	comprimento do perímetro de controle
x	fator água/cimento
γ_a	massa específica real do agregado
γ_c	massa específica real do cimento
γ_{mc}	coeficiente de minoração da resistência do microconcreto
γ_s	coeficiente de minoração da resistência do arame galvanizado
ε	deformação específica
ε_0	deformação específica média do corpo de prova submetido a 0,5 MPa
$\varepsilon_{0,8}$	deformação específica média do corpo de prova submetido à 80% da carga de ruptura
ε_t	deformação específica das fibras tracionadas da seção
σ	tensão normal
$\sigma_{0,8}$	tensão de compressão no microconcreto à 80% da carga de ruptura
ν	coeficiente de Poisson do microconcreto
ν_x	coeficiente de Poisson na direção "X"
ν_y	coeficiente de Poisson na direção "Y"
τ_{wd}	tensão tangencial de cálculo
τ_{wu}	valor último da tensão tangencial de cálculo

RESUMO

O modelo estrutural das lajes nervuradas é mais sofisticado que muitos tipos de lajes, exigindo, conseqüentemente, uma modelagem numérica mais trabalhosa. Entretanto, vantagens como a simplificação da execução da obra, redução do seu prazo de execução e do seu custo, justificam sua crescente utilização no país. Por isso, é necessário maior conhecimento do seu comportamento estrutural e aperfeiçoamento dos modelos teóricos empregados na sua simulação.

O objetivo deste trabalho foi comparar dois métodos de cálculo amplamente empregados na modelagem destas estruturas, indicando se os mesmos as reproduzem satisfatoriamente, qual deles o faz da forma mais aproximada e quais são os aspectos relevantes para seu cálculo. Também foi analisado o comportamento do microconcreto armado sujeito a carregamento de longa duração (efeito da fluência). Para tanto, foi ensaiada uma laje nervurada em modelo reduzido na escala 1:7,5 construída em microconcreto armado. O estudo mediu deflexões verticais, rotações e determinou deformações específicas em seções características do modelo em duas etapas distintas: a primeira com carregamento de curta duração e a segunda com carregamento de longa duração. O carregamento uniformemente aplicado ao modelo representou o peso próprio da laje, das paredes divisórias e as cargas variáveis.

Na análise numérica foram empregados dois modelos. O empregado no SAP90 utilizou elementos finitos de placa e simulou a laje com seção retangular de inércia equivalente à nervurada. Já o utilizado no GRELHA-TQS serviu-se da análise matricial e simulou a laje como uma grelha de vigas "T". A laje teve comportamento próximo do elástico linear no princípio do ensaio, quando os valores previstos pelo SAP90 estiveram ligeiramente mais próximos dos experimentais do que os do GRELHA-TQS. Depois, o modelo reduzido começou a apresentar um crescente comportamento não linear, distanciando-se cada vez mais das previsões teóricas. Esta diferença pode ser atribuída ao fato de que o modelo numérico do SAP90 levou em conta a rigidez à torção, enquanto que o empregado no GRELHA-TQS desprezou sua influência, comportando-se de forma menos rígida.

ABSTRACT

The structural model of waffle slabs can be more sophisticated than most others, demands a more difficult numeric analysis. Nonetheless, advantages such as the simplification of the work, reduction execution time and of cost, justify its increasing use. It is necessary however to gather more knowledge of its structural behavior and improve the theoretical models used.

The objective of this work was to compare two calculation methods commonly used in the simulation of these structures, investigating the ability to reproduce their behavior satisfactorily, determine the more accurate method and characterize the more important aspects. Moreover, the behavior of the reinforced microconcrete was also analyzed with long-term load (creep effects). Hence, a reinforced microconcrete waffle slab was built in the reduced scale 1:7,5 and tested. The study measured vertical displacements, rotations and strains in characteristic sections of the model. These were measured in two different stages: the first with short-term load and the second with long-term load. The applied load represents the slab dead weight, the walls and the live loads.

Two models were used in the numeric analysis. The SAP90 used shell elements and represented the waffle slab as a flat plate with rectangular section of equivalent inertia. The program GRELHA-TQS used the matricial analysis and simulated the waffle slab as a grillage. The slab had a close to the linear elastic behavior at the beginning of the test. At this moment, the values foreseen by SAP90 were closer of the experimental ones than those obtained by GRELHA-TQS. After that, the model presents an increasing non-linear behavior, disagreeing progressively from the theoretical forecasts. This difference may be due to the fact that the SAP90 program considered the torsion rigidity, while the model used in GRELHA-TQS despised its influence and presented a less rigid behavior.

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

Soluções estruturais mais sofisticadas e racionais são exigências crescentes no cotidiano dos engenheiros estruturais. Esta demanda tecnológica é decorrente da evolução dos projetos arquitetônicos, que mostram-se cada vez mais arrojados, e dos novos conceitos de gerenciamento de obras e de qualidade das construções, que exigem menor tolerância a desperdícios (seja de material ou de mão-de-obra) durante sua execução.

O emprego das lajes nervuradas em edificações comerciais ou residenciais é justificada pelas vantagens estruturais que estas apresentam sobre as demais soluções técnicas, tais como simplificação da execução da obra, menor tempo de execução, maior liberdade de projeto e menor custo de materiais (proveniente do alívio de cargas experimentado por estas estruturas em função da redução do seu peso próprio). O uso crescente deste tipo de sistema construtivo no país implica maior conhecimento do seu comportamento estrutural e aperfeiçoamento da Norma Brasileira NBR6118/80, pertinente ao assunto. Colaborar no aumento do conhecimento nesta área é uma das principais motivações do presente trabalho

1.2 OBJETIVOS

Neste trabalho foi executado um modelo experimental de microconcreto armado em escala reduzida de 1:7,5 conforme os princípios da teoria de modelos (KLEIN, 1988), para verificar se o comportamento de uma laje nervurada submetida a um carregamento uniformemente distribuído pode ser adequadamente reproduzido pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados atualmente. O modelo experimental foi uma laje nervurada ortogonalmente nas duas direções, com características geométricas similares às encontradas nas construções correntes. O fator determinante desta escolha foi o crescimento do emprego deste tipo estrutural como solução técnica, tendo em vista suas vantagens (descritas no Capítulo 2).

Para verificar o comportamento do elemento, decidiu-se analisar os resultados referentes aos deslocamentos verticais e deformações específicas em diversos pontos da estrutura, bem como a rotação em uma direção ocorrida sobre 3 dos 6 pilares de apoio. Estes dados foram então comparados com os obtidos nas análises numéricas realizadas com dois modelos computacionais distintos: um gerado com elementos finitos de placa no SAP90 e outro com elementos de grelha no GRELHA-TQS. Os parâmetros empregados nestas análises estão descritos no Capítulo 4. Deste modo, foram verificados os seguintes aspectos:

- a) O comportamento do modelo está de acordo com o previsto nas análises teóricas?
- b) Qual dos métodos de análise numérica empregado que melhor simula o comportamento desta estrutura?
- c) Quais são os aspectos mais importantes que devem ser considerados para que o cálculo seja mais preciso?
- d) Qual o comportamento do modelo e do microconcreto armado quando sujeitos a um carregamento de longa duração?

1.3 METODOLOGIA

Para que os objetivos estabelecidos fossem alcançados, foi inicialmente necessário promover uma ampla revisão bibliográfica sobre o tema em estudo, com ênfase nos métodos de cálculo e modelos matemáticos mais convenientes, nas solicitações existentes neste modelo estrutural e nas inovações surgidas na área dos materiais e das técnicas construtivas.

Com relação à análise numérica, foi imprescindível aprender a utilizar os programas SAP90 e GRELHA-TQS, incluindo a montagem do arquivo de entrada de dados, seu processamento e a coleta de resultados (SAP90), e o lançamento ou discretização gráfica da estrutura, o estabelecimento de critérios de cálculo, o processamento e a coleta de resultados (GRELHA-TQS).

Já no campo experimental, foi preciso estudar o funcionamento dos clinômetros de nível de bolha através de teste piloto. Também foram simuladas várias concretagens, que estudaram as fôrmas e originaram um sistema de desforma não agressivo à estrutura do microconcreto, evitando a fissuração do modelo durante este procedimento.

Além disso, foi desenvolvido um sistema de corte das placas de poliestireno expandido em blocos (utilizados para conformar as nervuras) e criado um modo de conferir-lhes adequada fixação à fôrma. Os procedimentos para confecção das armaduras foram padronizados de modo a obter barras retas e malhas uniformes com escalonamento e espaçamento adequados para absorção dos momentos fletores esperados.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

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

Capítulo 1: Introdução – é o capítulo onde é apresentado o tema da dissertação, seus objetivos e a metodologia empregada para alcançá-los;

Capítulo 2: Revisão Bibliográfica - é o capítulo onde se faz um breve histórico da evolução dos entrespos sem vigas e dos seus métodos de cálculo até o estágio atual de conhecimento das lajes nervuradas, bem como são apresentadas as principais vantagens deste sistema construtivo;

Capítulo 3: Programa Experimental – é o capítulo onde são descritos todos os materiais e equipamentos utilizados na confecção e ensaio do modelo experimental bem como a metodologia de ensaio adotada;

Capítulo 4: Análise Numérica – é o capítulo onde são descritos os programas computacionais empregados na análise numérica, como cada um deles aborda o problema em estudo e o dimensionamento do modelo reduzido em microconcreto armado a partir de seus resultados, de acordo com a NBR6118/80;

Capítulo 5: Apresentação e Discussão dos Resultados Obtidos – é o capítulo onde são apresentados e analisados os resultados experimentais obtidos, e é feita uma comparação entre eles e os obtidos com as previsões teóricas;

Capítulo 6: Comentários Finais - é o capítulo onde são apresentadas as conclusões deste trabalho e as sugestões para futuros estudos;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As lajes cogumelo, também designadas por entrepisos sem vigas, tiveram sua origem nos Estados Unidos, sendo idealizadas em 1904 por C. A. P. Turner, que construiu a primeira estrutura deste tipo no ano de 1906, em Minneápolis (MORETTO, 1970). Seu uso se estendeu rapidamente ao resto do mundo, embora não houvesse grande embasamento teórico na época. Na Europa, o engenheiro A. F. Loleit foi o primeiro a utilizar este sistema estrutural, em 1908, no projeto e construção de um prédio de quatro andares em Moscou. Como nos Estados Unidos, lá também as estruturas apresentaram desempenho satisfatório e começaram a ser mais empregadas, principalmente na execução de câmaras frigoríficas e depósitos de vários pisos, onde a questão das cargas atuantes é mais significativa. As diretrizes do plano quinquenal de desenvolvimento da U.R.S.S. no período de 1951 à 1955, por exemplo, previam a construção de grande quantidade de fábricas executadas em entrepisos sem vigas (SHTAERMAN e IVIANSKI, 1960).

Originalmente, os entrepisos 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, capitéis ou de ambos simultaneamente (como mostrado nas Fig. 2.1.a, 2.1.b e 2.1.c respectivamente) melhoravam a sua resistência à punção.

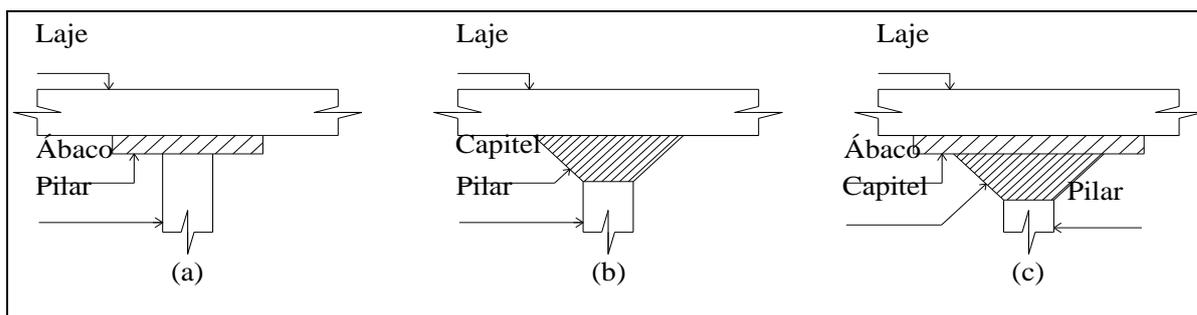


Figura 2.1 - Reforço à punção de lajes cogumelo

Atualmente, com o avanço dos métodos de cálculo e dos materiais de construção, não são mais utilizados estes elementos de reforço em estruturas convencionais, sendo seu uso somente justificável para atender a um efeito arquitetônico exigido em projeto. Além disso, a

utilização de lajes cogumelo é condicionada por razões de ordem arquitetônica ou funcional, sendo, em princípio, uma disposição menos racional e mais cara do que a tradicional estrutura de lajes e vigas. A solução só é economicamente competitiva quando a sobrecarga é importante e os vãos entre pilares são suficientemente grandes para exigir lajes cujas espessuras seriam grandes mesmo com a utilização de vigas de contorno. De um modo geral, pode-se considerar que há vantagem econômica no uso de lajes cogumelo quando a carga variável supera 5 kN/m^2 e a distância entre pilares varia de 4 a 6 m quando se utiliza concreto armado convencional e de 10 a 12 m quando se utiliza concreto armado protendido (MORETTO, 1970).

2.1 DESCRIÇÃO DAS LAJES NERVURADAS

Sabe-se que as regiões tracionadas dos elementos de concreto armado submetidos a esforços de flexão apresentam-se sempre fissuradas em virtude de sua baixa resistência mecânica à tração. Por esta razão, as teorias de concreto armado desprezam a sua resistência à tração, atribuindo-lhe tão somente funções de proteção da armadura, ligação da mesma com as zonas comprimidas, resistência à compressão e participação nos mecanismos de resistência aos esforços cortantes e torsões. 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 duplo propósito de reduzir o peso próprio da estrutura e de minimizar custos.

Foi justamente da eliminação dos volumes excedentes de concreto que surgiram as lajes nervuradas. Esta concepção estrutural deriva das lajes cogumelo, pois ao invés de concebê-las como elementos maciços, as lajes nervuradas são projetadas como um conjunto de vigas “T” pouco distanciadas entre si que apoia-se 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 encontram-se comprimidas quando atuam momentos positivos e são as responsáveis pela solidarização das nervuras e compatibilização dos seus deslocamentos. O conjunto de nervuras trabalha como uma grelha ou malha formada por vigas “T” (vide Fig. 2.2).

A resistência à torção e à flexão da grelha diminuiriam muito se a mesma não tivesse sua altura aumentada tendo em vista a redução de rigidez ocasionada pelos vazios existentes

entre as nervuras (responsáveis pela grande economia de concreto e redução de peso próprio). Por isso, as lajes nervuradas geralmente apresentam maior altura que as cogumelo, de modo a minimizar este aspecto, não implicando necessariamente em maior consumo de concreto. Para este modelo estrutural, a distância entre pilares economicamente vantajosa situa-se no intervalo de 9 à 13,5 m, dependendo das dimensões das nervuras e do seu espaçamento (SVAB e JUREWICZ, 1990). Vãos livres de grande dimensão como os citados só podem ser vencidos em razão da redução do peso próprio do pavimento e da maior rigidez da estrutura.

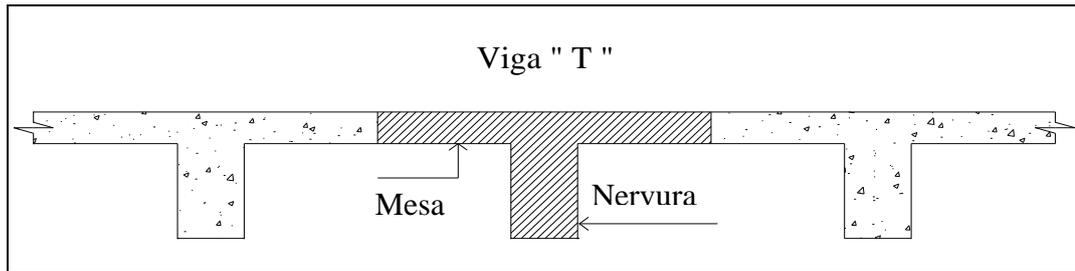


Figura 2.2 - Conjunto de vigas “T”

2.2 ANÁLISE DOS ENTREPISOS SEM VIGAS

A análise dos entrepisos sem vigas tem por objetivo determinar o valor e a distribuição dos esforços cortantes e dos momentos fletores e torsores atuantes na estrutura, a fim de dispor em cada seção da peça a armadura necessária para resistir adequadamente a estes esforços. Além deles, também é de grande importância para o projetista avaliar as deformações ou flechas que ocorrerão na estrutura submetida ao carregamento de serviço, de forma a compatibilizá-las com os valores máximos permitidos pela norma pertinente (NBR 6118/80, item 4.2.3 Estado de deformação excessiva).

Nas lajes cogumelo e nervuradas, o maior risco proveniente dos esforços cortantes é o puncionamento da placa, 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 laje com o pilar até o outro lado da mesma (Fig. 2.3). A perfuração da laje pelos pilares se deve às altas tensões de tração que atuam no seu entorno e são 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 flexão e cisalhamento. Portanto, a região circundante aos pilares onde normalmente já existem momentos fletores negativos que devem ser absorvidos e que deve

resistir também à punção, nas lajes nervuradas é geralmente maciça e nas lajes cogumelo eventualmente é reforçada com capitéis ou ábacos conforme visto anteriormente (Fig. 2.1).

Os códigos e regulamentos de concreto armado são em grande parte empíricos no tratamento da punção, pois ela é uma forma de falha do concreto armado pouco compreendida. Por isso, numerosos esforços têm sido feitos para desenvolver uma teoria capaz de reproduzir com adequada fidelidade este mecanismo (REGAN, 1985; GARDNER, 1990; GARDNER e SHAO, 1996; SHEHATA, SHEHATA e DIAS, 1997). Inúmeros estudos têm demonstrado que a utilização de uma armadura de cisalhamento corretamente posicionada no entorno dos pilares, além de aumentar a resistência da laje ao puncionamento, também aumenta sua ductilidade (BROMS, 1990; CHANA, 1991), o que levou alguns autores a sugerir o uso de uma armadura de cisalhamento mínima mesmo quando só o concreto for capaz de resistir ao puncionamento, de forma a assegurar alguma ductilidade à placa.

Todos os códigos tratam da punção através da especificação de uma resistência nominal ao corte em uma seção denominada crítica que se desenvolve ao longo de um perímetro de controle junto à área carregada (Fig. 2.4). A abordagem pode ser expressa pela seguinte equação genérica:

$$\tau_{wd} = \frac{V}{u \cdot d} \leq \tau_{wu} \quad (2.1)$$

onde

τ_{wd} é a tensão tangencial de cálculo;

V é o esforço cortante de cálculo;

u é o comprimento do perímetro de controle;

d é a altura útil da laje;

$u \cdot d$ é a área da seção crítica;

τ_{wu} é o valor último da tensão tangencial de cálculo;

O perímetro de controle varia de forma e de posição nos diferentes códigos de concreto armado. As normas inglesas BS 8110 e BS 5400 e o EUROCODE n° 2, por exemplo, recomendam a utilização de um perímetro localizado à $1,5 \cdot d$ da face do pilar em estudo. Isto é conveniente porque a mesma tensão de cisalhamento limite para vigas pode ser aplicada para as lajes (CHANA, 1991). Mas a sua localização mais usual é à $d/2$ da face do pilar (Fig. 2.4), a qual é preconizada pela norma brasileira NBR6118/80, pela norma americana ACI

318-99 e pela norma canadense CAN3-A23.3-M84, entre outros regulamentos. Os dois últimos códigos levam em conta ainda uma parcela adicional de esforço cortante originada pela transferência de momentos fletores desbalanceados da laje para os pilares, a qual é desconsiderada em várias outras normas, como a NBR6118/80, e que pode ser significativa (GHALI e ELGABRY, 1990; RANGAN, 1990; GHALI e ELGABRY, 1996).

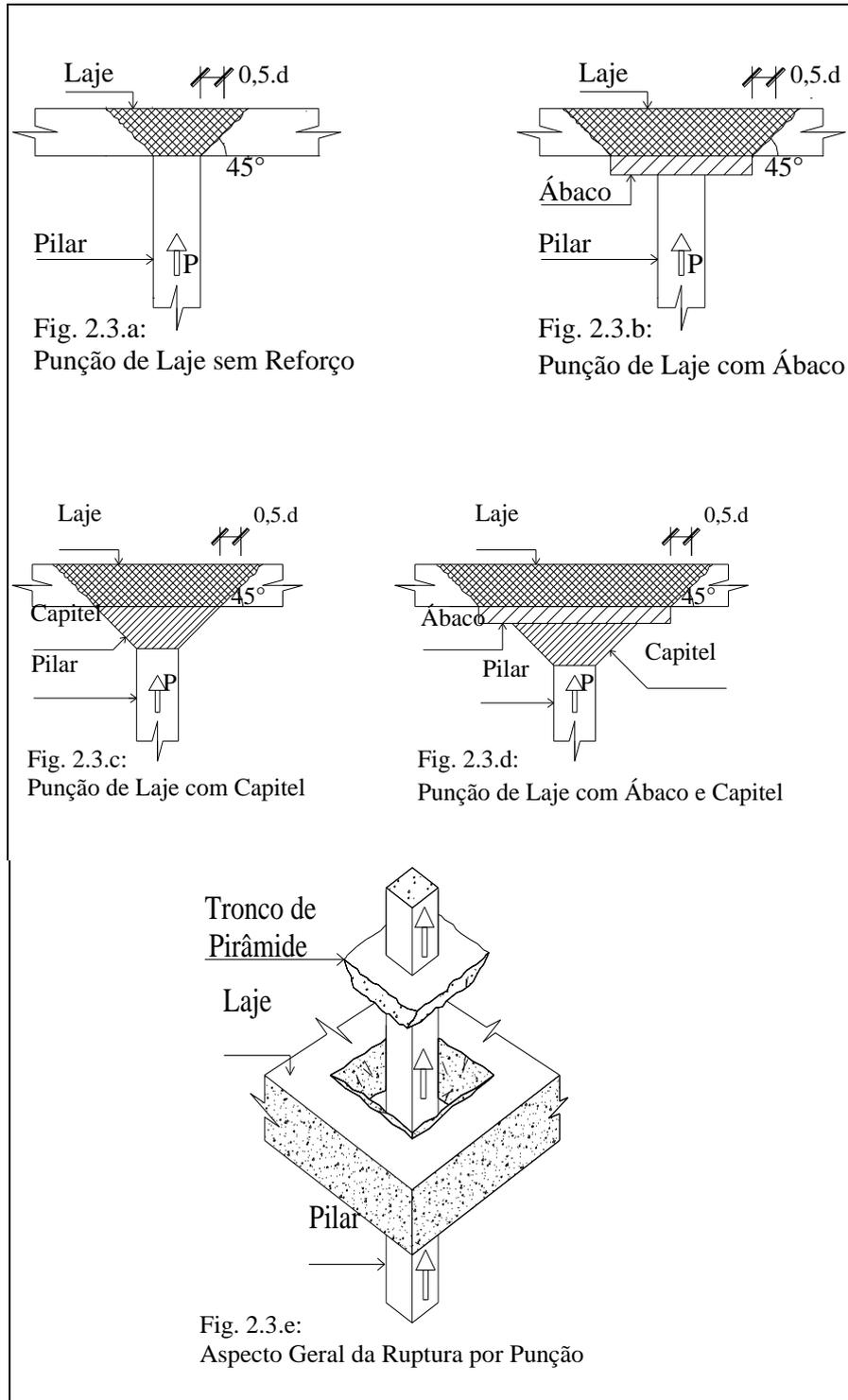


Figura 2.3 - Ruptura à punção

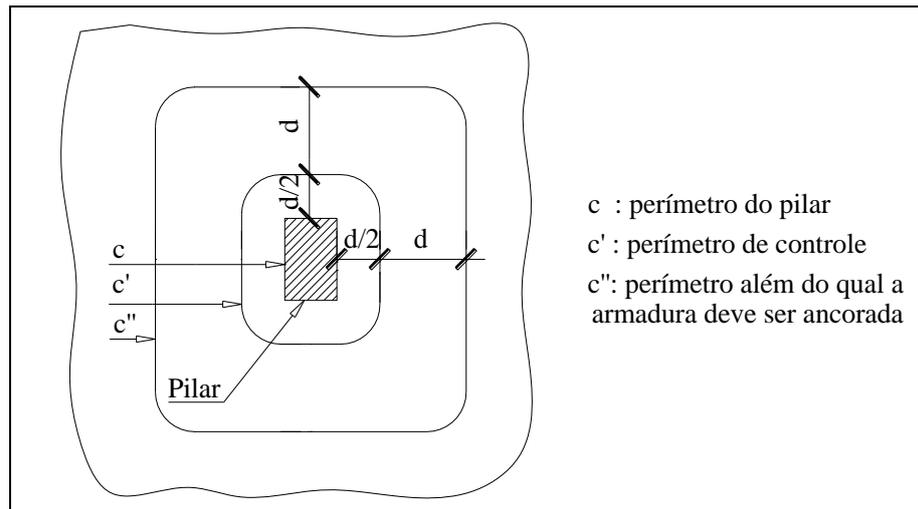


Figura 2.4 – Perímetro de controle

Fonte: NBR 6118/80, p. 25

2.3 DETERMINAÇÃO DE FLECHAS E MOMENTOS FLETORES

Quanto às flechas e aos momentos fletores e sua distribuição, pode-se utilizar diferentes métodos que seguem dois caminhos distintos de análise, (JIMENEZ MONTOYA, MESEGUER e CABRÉ, 1979; SHTAERMAN e IVIANSKI, 1960), a saber:

1) Métodos clássicos ou elásticos: são fundamentados na teoria da elasticidade, supõem a estrutura constituída por material homogêneo, isótropo e de comportamento linear elástico, analisando-a segundo um comportamento idealizado, que se estima ser o mais representativo da estrutura quando ela está sujeita às cargas de serviço (regime elástico).

2) Métodos de ruptura ou rígido-plásticos: são fundamentados na teoria da plasticidade, supõem o material como rígido perfeito e se referem à configuração final que a estrutura adquire imediatamente antes do seu colapso (regime rígido-plástico).

O histórico dos projetos de lajes cogumelo mostra que foram usados, inicialmente, métodos de cálculo elásticos aproximados, como os de A. F. Loleit e de M. I. Shtaerman. Ambos apresentaram resultados muito bons, tendo em vista a grande quantidade de obras projetadas e construídas de acordo com eles (SHTAERMAN e IVIANSKI, 1960). Posteriormente, porém, foram desenvolvidos novos métodos de cálculo elásticos aproximados, como o dos pórticos de substituição ou virtuais e o método direto, ambos preconizados pelo ACI.

Mais tarde, o método dos pórticos de substituição existente sofreu algumas adaptações e originou um novo método de mesmo nome, porém no regime rígido-plástico, que está entre os de mais simples aplicação desta natureza (MORETTO, 1970; JIMENEZ MONTOYA, MESEGUER e CABRÉ, 1979).

Investigações posteriores avaliaram de forma mais exata o real comportamento dos entrepisos sem vigas e permitiram maior compreensão deste modelo estrutural. Como resultado surgiram métodos de cálculo exatos, que consideraram os entrepisos sem vigas como placas maciças unidas rigidamente a pontos de pequena superfície que lhes servem de apoio. A análise rigorosa de lajes maciças pela teoria da elasticidade conduz à equação diferencial não homogênea, de quarta ordem com coeficientes constantes, também dita equação não homogênea bi harmônica, ou de Lagrange, expressa por:

$$D_x \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot H_1 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (2.2)$$

onde

$$E_x = E_y = E, \quad \nu_x = \nu_y = \nu, \quad G_{xy} = G \quad (2.3)$$

$$D_x = D_y = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.4)$$

$$H_1 = \left(E \cdot \frac{\nu}{1 - \nu^2} + 2 \cdot G \right) \cdot \frac{h^3}{12} = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.5)$$

e substituindo-se (2.3), (2.4) e (2.5) em (2.2) chega-se a

$$\boxed{\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D}} \quad (2.6)$$

ou usando o operador Laplaciano,

$$\boxed{\nabla^4 w = \frac{p(x, y)}{D}} \quad (2.7)$$

que é a equação diferencial governante para todas as placas maciças carregadas lateralmente, onde w é a flecha da placa num dado ponto, $p(x, y)$ é o carregamento solicitante (perpendicular à placa) e $D = \frac{h^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ é a rigidez da laje (MORETTO, 1970). Como as

lajes cogumelo são maciças, esta teoria é aplicável na sua solução desde que sejam respeitadas as condições de contorno da peça, que são apoios diretamente sobre os pilares e eventuais vigas de borda.

Para placas retangulares, Lewe desdobrou em uma série trigonométrica dupla a função das forças internas que são devidas ao carregamento e às reações dos apoios (SHTAERMAN e IVIANSKI, 1960). Contudo, seus resultados são de difícil utilização devido à dificuldade de convergência das séries resultantes, que necessitam cálculos matemáticos muito complicados e são de pouca aplicação prática (TIMOSHENKO e WOINOWSKY-KRIEGER, 1959; SHTAERMAN e IVIANSKI, 1960).

Por sua vez, B. G. Galerkin elaborou uma teoria para resolução de lajes com a utilização de séries biarmônicas, que convergem notavelmente mais rápido que as séries trigonométricas de Fourier. Por isso, o cálculo segundo o método de Galerkin é mais simples que o de Lewe, mas ainda assim demasiadamente complexo para uso corrente. Para facilitar os estudos, foram criadas tabelas de uso prático para os casos mais frequentes de carregamentos, condições de contorno e disposição dos pilares para ambos os métodos (SHTAERMAN e IVIANSKI, 1960). A complexidade desses dois processos é tão grande, porém, que ambos jamais se constituíram como de uso prático. As poucas soluções encontradas com eles para algumas situações, entretanto, serviram para aprimorar os métodos de cálculo aproximados e, adicionalmente, para analisar a forma geral que adquire a distribuição de momentos em zonas de grande interesse do entrepiso, como a localizada sobre os pilares, entre eles ou no meio dos vãos (MORETTO, 1970).

Para as lajes nervuradas, os métodos de análise estrutural também podem ser divididos em 2 grupos principais (AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI, 1990):

- 1) Métodos baseados na analogia a lajes maciças;
- 2) Métodos baseados na analogia a grelhas;

Foi a analogia a lajes isótropas apoiadas puntualmente que inicialmente fundamentou a estimativa dos valores das forças internas e deslocamentos das lajes nervuradas. Mesmo utilizando a rigidez equivalente da seção, ou seja, transformando o momento de inércia da seção “T” que compõe as nervuras num equivalente de seção retangular maciça, o erro envolvido nas aproximações foi muito grande, tanto para lajes de um painel (AJDUKIEWICZ e KLISZCZEWICZ, citados por AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI, 1990) como para aquelas formadas por vários painéis contíguos (BROMS, citado por AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI, 1990). Resultados muito mais próximos da realidade são obtidos com a analogia a lajes ortótropas. Neste caso, podem ser empregados qualquer um dos métodos

citados anteriormente para resolução de lajes maciças, seja elástico ou rígido-plástico, aproximado ou exato, 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. Cabe salientar que a norma brasileira NBR6118/80 não recomenda a utilização de métodos de cálculo no regime rígido-plástico, e sim no regime elástico (de acordo com o item 3.3.2.1) e considera a laje nervurada como uma placa maciça. Além do item supra citado, a norma brasileira faz referências explícitas às lajes nervuradas nos itens 3.3.2.10, 6.1.1.3, 6.3.1.1 e 6.3.2.1. O primeiro destes refere-se aos esforços atuantes e às verificações que se fazem necessárias quando da utilização deste modelo estrutural, enquanto os três últimos tratam das disposições construtivas que devem ser respeitadas no projeto e execução das mesmas.

Quanto menor e mais constante for o espaçamento entre as nervuras, mais exata será a solução (AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI, 1990). A adaptação das soluções de lajes ortótropas para lajes nervuradas pode ser atingida com a inserção dos seguintes fatores em (2.4) e (2.5):

$$D_x = \frac{B_x}{b_y}, \quad D_y = \frac{B_y}{b_x}, \quad D_1 = \nu \cdot \sqrt{D_x \cdot D_y} \cong 0, \quad D_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \quad (2.8)$$

onde

B_x é a rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo x ;

B_y é a rigidez à flexão das nervuras paralelas ao eixo y ;

b_y, b_x são os espaçamentos axiais das nervuras, paralelos aos eixos x e y ;

C_x é a rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo x ;

C_y é a rigidez à torção das nervuras paralelas ao eixo y ;

Os valores de C_x e C_y para seções retangulares e “T” são dados em JACCAUD e FAVRE, citados por AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI (1990).

Pode-se chegar então à equação para lajes nervuradas:

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

Na prática, a solução desta equação só é possível, e ainda assim trabalhosa, para simples tipos de carregamento, como por exemplo quando o mesmo for constante. Neste

caso, as forças internas podem ser definidas usando as seguintes fórmulas (TIMOSHENKO e WOINOWSKY-KRIEGER, 1959):

$$m_x = -\frac{B_x}{b_y} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad m_y = -\frac{B_y}{b_x} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad m_{xy} = \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (2.10)$$

$$q_y = -\left[\frac{B_y}{b_y} \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial x^2} \right] \quad (2.11)$$

$$q_x = -\left[\frac{B_x}{b_x} \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \left(\frac{C_x}{b_y} + \frac{C_y}{b_x} \right) \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right] \quad (2.12)$$

As forças internas então obtidas são relativas à uma nervura de largura unitária, e devem portanto, ser multiplicadas pelo espaçamento entre as nervuras b_y (para m_x e q_x) e b_x (para m_y e q_y).

Já a análise de lajes nervuradas como grelha é mais apropriada quando a estrutura assemelha-se a um conjunto de barras. Por isso, independente do número de nervuras existentes, quando a placa de união entre as nervuras tiver espessura inferior a 1/10 da altura total das mesmas ou inexistir e o enchimento entre as mesmas for de material débil ou inexistir, a suposição da estrutura como grelha é razoável. Nesta última condição, o fator decisivo é a relação entre os módulos de elasticidade do concreto (constituente das nervuras) e do material utilizado como enchimento. Quando for satisfeita a desigualdade (2.13), desconsidera-se a colaboração do enchimento (AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI, 1990).

$$\frac{E_{nervura}}{E_{enchimento}} > 10, \quad (2.13)$$

Quanto maior for o número de nervuras, mais laboriosa será a análise numérica. Por isso, existe uma tendência em analisar grelhas com nervuras pouco espaçadas como lajes ortótropas. A utilização dos métodos de análise como grelha depende da real possibilidade da solução numérica da estrutura, tendo em vista seu grau de indeterminação estática. Quando o número de nós não é muito grande, a grelha pode ser resolvida por métodos exatos, considerando como rígidos os nós entre as barras e levando em conta os esforços cortantes na resolução das solicitações internas e dos deslocamentos. Entretanto, quando o número de nós é muito grande, é necessário empregar métodos de análise aproximados, que diminuam o

grau de indeterminação da estrutura através da redução do número de nós ou das restrições existentes em cada um.

A crescente utilização de algoritmos numéricos na análise de estruturas deve-se aos avanços que os recursos computacionais e os próprios métodos numéricos têm obtido nos últimos anos. Por isso, métodos exatos anteriormente tidos como inexequíveis devido à quantidade e à complexidade de equações a ser resolvidas, já podem ser frequentemente empregados para a obtenção dos esforços solicitantes e dos deslocamentos. Deste modo, os modelos teóricos podem reproduzir de forma mais correta o comportamento das estruturas reais. Dentre os métodos numéricos que mais têm se difundido e desenvolvido, destacam-se os de análise matricial e de elementos finitos, empregados neste trabalho e descritos no capítulo 4.

2.4 UTILIZAÇÃO DAS LAJES NERVURADAS

Quase um século depois de sua criação, acumulando muitos sucessos e alguns insucessos, o uso de lajes cogumelo e nervuradas já é bastante difundido na Europa e Estados Unidos. Nestas regiões, o nível de industrialização da construção civil é bastante alto e permite que a tecnologia disponível seja bem aproveitada, propiciando a aceleração da obra e a redução de seu custo final. Alguns países possuem maior sistematização do seu processo construtivo, de tal forma que há blocos de enchimento reaproveitáveis, fôrmas especiais, e até mesmo armação pré-fabricada para resistir a esforços de punção.

No Brasil, a construção civil ainda utiliza predominantemente lajes apoiadas/engastadas em vigas (método convencional). Nos últimos anos, entretanto, tem crescido o uso de lajes nervuradas. Ainda que o atual nível de industrialização do setor em nosso país não se equipare com o de outros, esse sistema apresenta algumas vantagens, tais como:

a) Simplificação da armação – sendo observado o intervalo economicamente vantajoso de vãos entre pilares para lajes nervuradas citado anteriormente, a armação apresentará redução do peso de aço total. Além disso, sua montagem é mais simples do que a do sistema tradicional, consistindo de barras dispostas nas duas direções dentro das nervuras (formando uma malha) e, eventualmente, de estribos nos maciços dos pilares onde se fizer necessário um reforço à punção.

b) Simplificação das fôrmas – a fôrma das lajes nervuradas é mais simples do que a do sistema tradicional, necessitando de menor quantidade de madeira e recortes já que ela é simplesmente um plano contínuo com recortes somente onde passam os pilares, sem mais nenhuma complicação, exceto onde houver capitéis ou desníveis no pavimento, o que seria igualmente laborioso de se executar no sistema tradicional (FARHEY, ADIN e YANKELEVSKY, 1993; MORETTO, 1970).

c) Redução do tempo de execução - como consequência da simplificação das fôrmas e da armação, sua execução torna-se mais rápida, especialmente quando são empregadas fôrmas prontas e blocos de enchimento reaproveitáveis (material inerte que conformará as nervuras) (ÁVILA e MONTEIRO, 1997).

d) Maior liberdade para o projeto arquitetônico - nas lajes nervuradas, as paredes não necessitam estar no mesmo alinhamento vertical nos sucessivos andares do prédio, pois não há viga no pavimento superior a ser dissimulada e nem problema quanto à distribuição dos esforços. Desta forma, a disposição de compartimentos nos espaços construídos é mais flexível (FARHEY, ADIN e YANKELEVSKY, 1993; SHEHATA, SHEHATA e DIAS, 1997).

e) Facilidade para instalações - em geral a altura livre entre pavimentos (sem interferência de nenhum elemento estrutural) é maior, o que facilita a passagem de tubulações horizontais no teto, como as de ar-condicionado, rede lógica e hidráulica, especialmente no caso de prédios comerciais (CORDOVIL, 1997; MORETTO, 1970).

f) Menor custo – como consequência das vantagens acima apresentadas, serão atingidos os mais importantes benefícios deste sistema estrutural, que são a economia de volume de concreto, peso de aço, área de fôrma e tempo de mão-de-obra, originando redução de custos, aumento de produtividade da empresa construtora e grande competitividade do produto final no mercado imobiliário. A simplicidade da fôrma e a economia de madeira, por exemplo, já proporcionam grande diminuição dos gastos, uma vez que os recursos empregados com material e mão-de-obra para montagem de fôrmas de madeira são significativos, podendo variar de 40 à 60% do custo da estrutura de concreto (HANNA e SENOUCI, 1995; SVAB e JUREWICZ, 1990).

g) Melhoria das condições sanitárias – decorrente da superfície inferior plana e de fácil limpeza e manutenção que é obtida com a colocação entre as nervuras de materiais sem

função estrutural, tais como tijolos vazados, blocos vazados de argamassa e blocos de poliestireno expandido, ou mesmo executando-se uma fôrma de caixão perdido (MORETTO, 1970).

h) Melhoria do conforto térmico e acústico – decorrente da maior espessura da peça, e da consequente melhoria na inércia térmica e no isolamento acústico, auxiliados pela colocação entre as nervuras de materiais sem função estrutural, porém com boas propriedades termo-acústicas (CORDOVIL, 1997).

A maior competitividade dos imóveis no mercado imobiliário e da produtividade das empresas construtoras, bem como a diminuição dos custos e do tempo para execução do empreendimento sem redução da sua qualidade (representada pelo incremento no conforto térmico e acústico, melhoria das condições sanitárias e vida útil similar à atingida com outros modelos estruturais), permite que o sistema construtivo de lajes nervuradas se enquadre nos novos conceitos de gerenciamento de obras e de qualidade das construções. Implementados nos últimos anos, estes fatores aliados à capacidade em suprir a demanda tecnológica dos projetos arquitetônicos contemporâneos mais arrojados, justificam a franca expansão da construção de obras com esse modelo de laje no Brasil.

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 maneira muito sucinta e por vezes é omissa. Além disso, há pontos obscuros no cálculo destas estruturas que necessitam melhor esclarecimento, uma vez que as simplificações incorporadas ao canteiro de obras não se estendem a sua análise teórica. A inexistência de ancestrais edificados em rocha ou madeira, torna esta concepção estrutural relativamente nova (AJDUKIEWICZ e STAROSOLSKI, 1990). Portanto, ainda persistem algumas dúvidas relativas à quantificação dos esforços atuantes na laje e a sua adequada reprodução pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados atualmente. Este é o foco do presente trabalho.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são descritos todos os materiais e equipamentos utilizados no desenvolvimento do programa experimental, constituído pela confecção, instrumentação e ensaio do modelo reduzido de uma laje nervurada.

Segundo os princípios da análise dimensional (KLEIN, 1988), o modelo reduzido de uma estrutura real, deve se caracterizar por apresentar um comportamento semelhante ao protótipo 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 protótipo, como o módulo de elasticidade, a resistência à compressão e a resistência à tração.

Procurando respeitar os princípios da análise dimensional, o modelo reduzido foi confeccionado em microconcreto armado, e a escala 1:7,5, segundo a qual as dimensões lineares do modelo são 7,5 vezes menores que as do protótipo fictício, foi empregada porque permite uma boa aproximação dos diâmetros de arame de aço galvanizado com os diâmetros comerciais de aço CA-50A (WILLRICH, 1995), e origina um modelo reduzido com dimensões adequadas ao manuseio e ensaio em laboratório.

Portanto, a estrutura básica utilizada neste estudo foi o modelo reduzido de uma laje nervurada ortogonalmente nas duas direções, executada em microconcreto armado, simplesmente apoiada sobre 6 pilares metálicos. Suas dimensões são 81,25 x 161,18 cm², e suas nervuras têm 1,33 cm de base e 2,67 cm de altura, estando espaçadas de 5,33 cm nas duas direções. A espessura da laje, também conhecida como mesa ou capeamento, é de 0,67 cm (Fig. 3.1). Se existisse uma estrutura em tamanho real que respeitasse os princípios da análise dimensional preestabelecidos neste trabalho (escala 1:7,5 para as dimensões lineares), ela seria uma laje de 6,10 x 12,09 m², e possuiria nervuras com 10 cm de base e 20 cm de altura distanciadas de 40 cm nas duas direções, e mesa com espessura de 5 cm.

3.1 MATERIAIS CONSTITUINTES

3.1.1 Microconcreto

Por tratar-se de um modelo reduzido, não foi empregado concreto comum na sua confecção tendo em vista o elevado tamanho do agregado graúdo tradicional em relação às dimensões da peça. A opção de argamassa a empregar recaiu, portanto, sobre o microconcreto, que atende às exigências da análise dimensional e é um concreto com granulometria muito fina, cujo diâmetro máximo do agregado é 4,8 mm. Ele é obtido pela criteriosa dosagem de material inerte (areia de granulometria controlada) com aglomerante (cimento) e água. Atendidas certas exigências granulométricas e de dosagem, ele resulta numa argamassa com propriedades semelhantes às do concreto, tais como módulo de elasticidade longitudinal, resistências características à tração e compressão, retração e trabalhabilidade (KLEIN, 1985).

Estas semelhanças e o adequado uso da análise dimensional, que mantém inalterada a relação entre as dimensões dos agregados e da estrutura em estudo, fazem do microconcreto o material mais adequado à simulação de estruturas de concreto armado com modelos reduzidos (KLEIN, 1985; KLEIN, 1988).

O microconcreto é classificado conforme a 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 o 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. Além disso, o f_{ck} adotado foi de 20 MPa.

Como estes parâmetros são idênticos aos utilizados em estudos anteriores realizados com modelos reduzidos de lajes nervuradas (KLEIN e SELISTRE, 1997; KLEIN et al., 1998), a dosagem do microconcreto também foi idêntica a dos referidos trabalhos, cujo roteiro básico é, a partir da determinação do tipo de microconcreto e do f_{ck} desejado, chegar à tensão f_{cj} , obter a relação água/cimento, calcular o traço e o consumo de cimento e finalmente desdobrar o traço (KLEIN, 1985). Seguindo este roteiro temos:

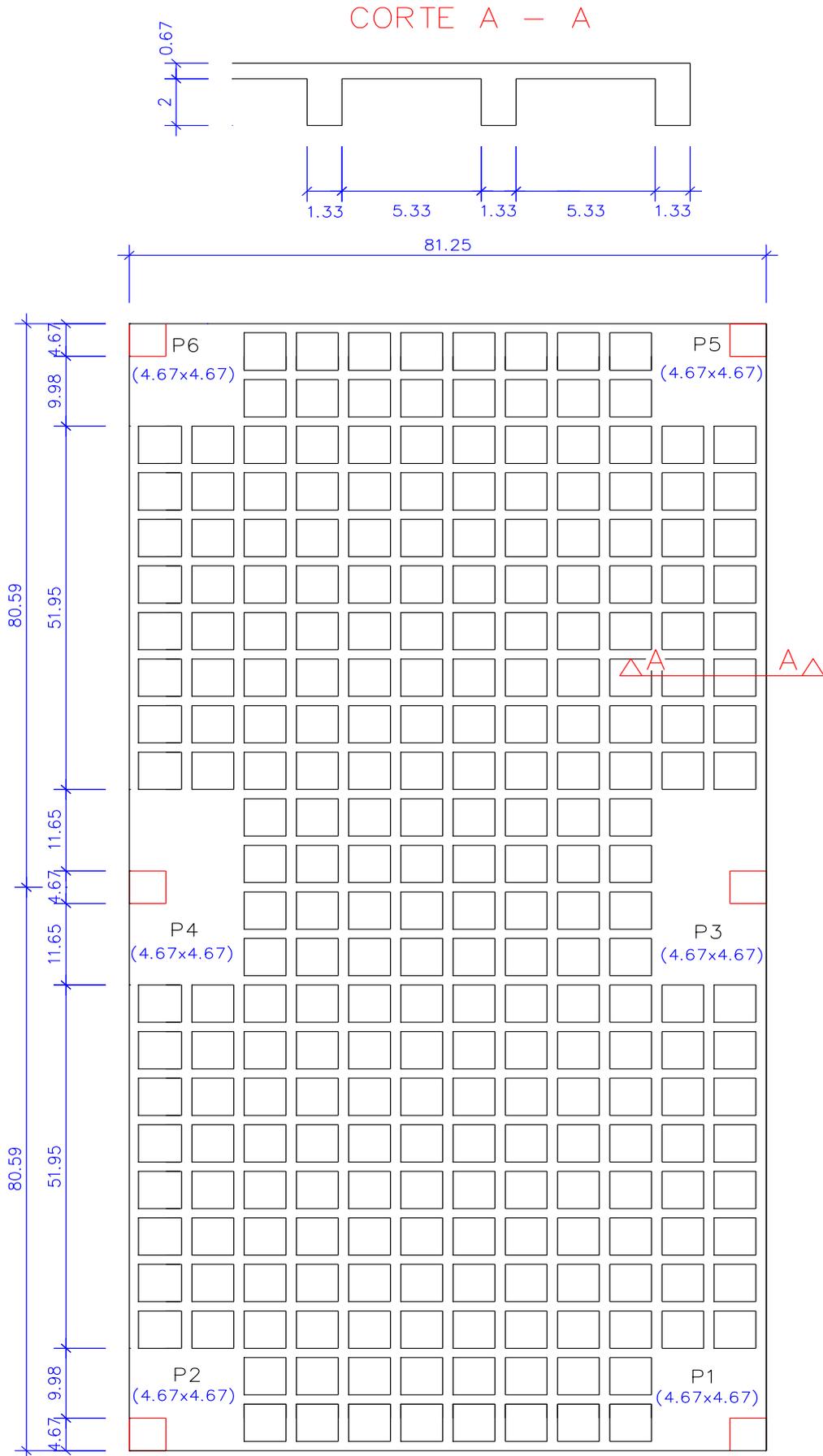


Figura 3.1 – Fôrma da laje nervurada em estudo

a) Determinação da Tensão f_{cj} : conforme item 8.3.1.2 da NBR 6118/80, $f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d$ (3.1)

onde:

f_{cj} é a resistência média do microconcreto à compressão, prevista para a idade de j dias;

f_{ck} é a resistência característica do microconcreto à compressão;

S_d é o desvio padrão de dosagem; conforme item 8.3.1.2 (a) da NBR 6118/80, $S_d = 4MPa$;

Levando-se a resistência característica à compressão do microconcreto utilizada no projeto ($f_{ck} = 20MPa$) e o desvio padrão de dosagem ($S_d = 4MPa$) em (3.1), obtém-se $f_{c28} = 26,6MPa$, ou seja, a resistência média do microconcreto à compressão aos 28 dias de idade deve ser igual ou superior a 26,6 MPa para que o valor do f_{ck} de projeto, estimado em 20 MPa, seja aceito (ver resultados experimentais no item 3.3.2).

b) Fator Água/Cimento: o valor do fator água/cimento x foi obtido através da curva de correlação resistência - fator água/cimento traçada para o microconcreto $D = 2,4$ mm que, para o caso de cura úmida, equivale à expressão $f_{cj} = \frac{256,5}{51,20^x}$ (3.2)

onde:

f_{cj} é a resistência média do microconcreto à compressão, prevista para a idade de j dias;

x é o fator água/cimento;

Como $f_{c28} = 26,6MPa$, resolve-se (3.2) obtendo-se $x = 0,576$.

c) Cálculo do traço: o traço foi determinado a partir da relação $a = \frac{100 \cdot x}{H} - 1$ (3.3)

onde:

a é o traço em peso de agregados;

x é o fator água/cimento;

H é o fator água/materiais secos;

O valor do fator água/materiais secos depende do diâmetro máximo do agregado do microconcreto. Para um microconcreto $D = 2,4$ mm, H é igual a 10,90% (KLEIN, 1985). Substituindo os valores de H e x em (3.3), obtém-se o traço em peso de agregados (a) na mistura. Desta forma, $a = 4,28$, ou seja, o traço em peso é 1 : 4,28, ou 18,94% de cimento e 81,06% de agregados.

d) Cálculo do Consumo de Cimento: o consumo de cimento foi determinado através da

formulação que relaciona os materiais do microconcreto em peso, $C = \frac{1000}{x + \frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a}}$ (3.4)

onde:

C é a quantidade de cimento por metro cúbico de mistura (kg/m^3);

γ_c é a massa específica real do cimento (kg/dm^3);

γ_a é a massa específica real do agregado (kg/dm^3);

x é o fator água/cimento;

Substituindo em (3.4) os valores calculados $x=0,576$ e $a=4,28$ e os valores assumidos $\gamma_c = 3,15 \text{ kg/dm}^3$ e $\gamma_a = 2,62 \text{ kg/dm}^3$ (KLEIN, 1985), obteve-se o consumo de cimento $C = 395,7 \text{ kg/m}^3$.

e) Desdobramento do traço: calculado o traço total (cimento : agregado), é necessário desdobrá-lo nas diversas frações de areia, de modo a obter uma composição que minimize os vazios da mistura, ou seja, na qual obtenha-se a máxima compactidade da massa e conseqüentemente maior resistência. Para tanto utiliza-se o método de Gorisse (KLEIN, 1985) que consiste na determinação do ponto de inflexão "A" de uma curva granulométrica bi-linear que parte do zero sobre a coluna correspondente à abertura da malha de peneira 0,15mm (ver Fig. 3.2). Ao interceptar as demais colunas, a curva dá origem aos percentuais de agregados, por frações granulométricas, que compõem o microconcreto. As coordenadas do ponto "A" são dadas por:

$$X = \frac{D}{2} \text{ e } Y = 50 - \sqrt{D} + K \quad (3.5)$$

onde:

X é a abscissa do ponto "A";

D é o diâmetro do agregado máximo (função do tipo de microconcreto adotado);

Y é a ordenada do ponto "A";

K é um parâmetro de correção que é função do tipo de grão do agregado e do consumo de cimento (Quadro 3.1);

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

Fonte: KLEIN, 1985, p.8.

Como o consumo de cimento é $C = 395,7 \text{ kg/m}^3$, o parâmetro K é obtido com uma interpolação linear entre 0 e -2, que são os seus respectivos valores para os consumos de 350 e 400 kg/m³. Desta forma, $K = -1,828$. Este valor, considerado juntamente com $D = 2,4$ em (3.5) fornece $X = 1,2$ e $Y = 46,62$. Dadas as coordenadas do ponto A, traça-se a curva granulométrica de Gorisse para o microconcreto em estudo (Fig. 3.2):

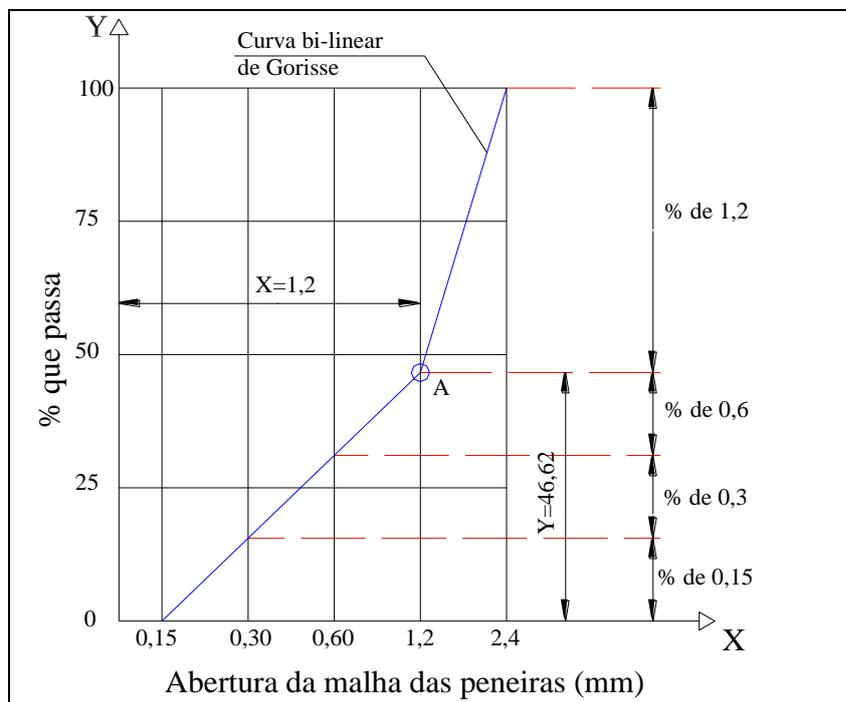


Figura 3.2 - Curva granulométrica de Gorisse para o microconcreto D=2,4

Como pode-se observar na Fig. 3.2, a maior quantidade de agregado é formada pela maior fração granulométrica do microconcreto utilizado, sendo que o restante é subdividido

igualmente entre as demais frações, pois a curva granulométrica intercepta retas paralelas igualmente espaçadas. Estes valores encontram-se na Tab. 3.1.

TABELA 3.1 – Granulometria do microconcreto

Fração Tipo	(%)
1,2	53,38
0,6	15,54
0,3	15,54
0,15	15,54

Multiplicando-se as frações tipo pelos valores do traço em peso ($a=4,28$) e em porcentagem (81,06%) de agregado, obteve-se a composição final e as quantidades de materiais (Quadro 3.2), que foram calculadas para um volume de 0,023 m³ de microconcreto. Este foi o volume necessário para a confecção do modelo, dos corpos de prova e para suprir eventuais perdas. Foi utilizado cimento da marca Eldorado (Alta Resistência Inicial), areia do Rio Guaíba (Porto Alegre/RS) e água potável.

Quadro 3.2 – Composição final do traço e quantidades dos materiais empregados na mistura

Materiais	Traço		Consumo (kg/m ³)	Quantidade Total (kg)
	Peso	%		
Cimento CP V	1	18,92	395,70	9,10
Areia Tipo				
1,2	2,285	43,27	904,17	20,79
0,6	0,665	12,60	263,14	6,05
0,3	0,665	12,60	263,14	6,05
0,15	0,665	12,59	263,14	6,05
Água Potável	0,576	10,90	227,92	5,24

3.1.2 Aço

De acordo com a escala adotada, a armadura deveria ter diâmetro 7,5 vezes menor ou área 56,25 vezes inferior à escala real. Conforme discutido anteriormente, a escala de 1:7,5 permitiu uma boa simulação dos diâmetros comerciais de aço CA-50 através da utilização de arame de aço galvanizado (Quadro 3.3), cuja identificação é feita segundo a nomenclatura inglesa BWG (Birmingham Wire Gauge).

Quadro 3.3 – Relação da armadura em escala real e em escala reduzida empregada no modelo

Diâmetros comerciais de aço CA-50		Diâmetros em escala reduzida de 1:7,5		Diâmetros existentes de arame de aço galvanizado		
Diâmetro Nominal	Área Nominal	Diâmetro Calculado	Área Calculada	BWG	Diâmetro Nominal	Área Calculada
(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(Nº)	(mm)	(mm ²)
16	200	2,13	3,56	14	2,11	3,50
12,5	125	1,67	2,22	16	1,65	2,14
10	80	1,33	1,42	18	1,24	1,21

Fonte: catálogo técnico de produtos – Comercial Gerdau.

3.2 PREPARAÇÃO E ENSAIO DO MODELO

3.2.1 Preparação da Fôrma

A fôrma da laje foi confeccionada com a utilização de placas de compensado plastificado de 14mm de espessura fixadas sobre 5 tábuas de 15x2,5 cm dispostas a cada 30 cm (devidamente contraventadas) e caibros de 5x5 cm posicionados junto das extremidades da fôrma para facilitar seu nivelamento sobre os apoios (blocos de concreto) e auxiliar o manuseio do conjunto (Foto 3.1).

Sobre o compensado foi colado um desenho da fôrma da estrutura (similar à Fig. 3.1), impresso no tamanho do modelo, onde estavam demarcadas as posições dos pilares e das nervuras. Ele foi protegido com um filme plástico para não ser inutilizado e evitar a aderência do modelo à fôrma, o que poderia dificultar sua desmoldagem e até danificá-lo durante este procedimento (Foto 3.2).

Uma vez pronta a base da fôrma, foram dispostos nas posições marcadas 256 blocos de EPS (poliestireno expandido) que conformaram as nervuras previstas em projeto. Eles foram produzidos na oficina do LEME a partir de placas de EPS de 2 cm de espessura, cortados em uma serra circular Acerbi (com disco de pastilha de vídea de 25 cm de diâmetro) com 5,33 x 5,33 cm² (com margem de aceitação de $\pm 0,03$ cm) e foram fixados sobre o filme plástico com adesivo Araldite (Fotos 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6). Finalmente, foram colocados os delimitadores do contorno da fôrma, cuidadosamente produzidos em madeira com altura de 2,67 cm e fixados com parafusos na chapa de compensado para facilitar sua retirada durante a desmoldagem do modelo.



Foto 3.1 - Vista inferior da fôrma

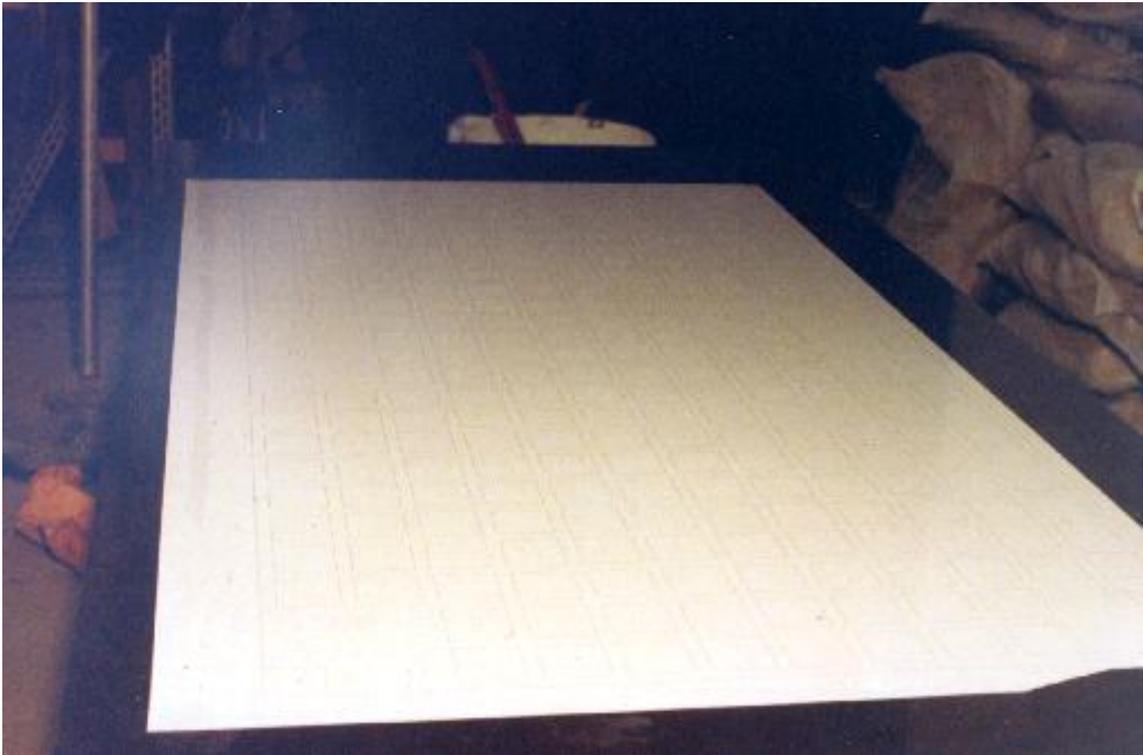


Foto 3.2 - Desenho do modelo colado à chapa de compensado e protegido pelo filme plástico



Foto 3.3 - Preparação dos blocos de poliestireno expandido na serra circular

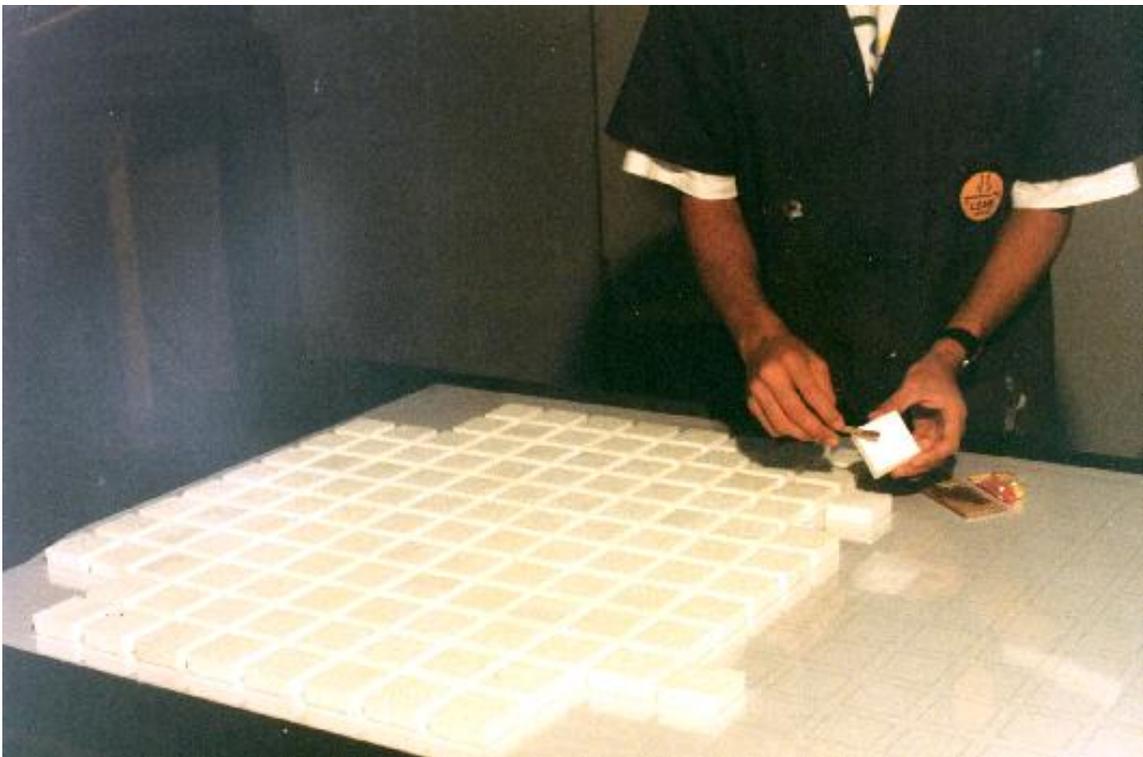


Foto 3.4 - Colagem dos blocos de poliestireno expandido sobre o filme plástico



Foto 3.5 - Detalhe da fôrma após a colagem dos blocos de poliestireno expandido

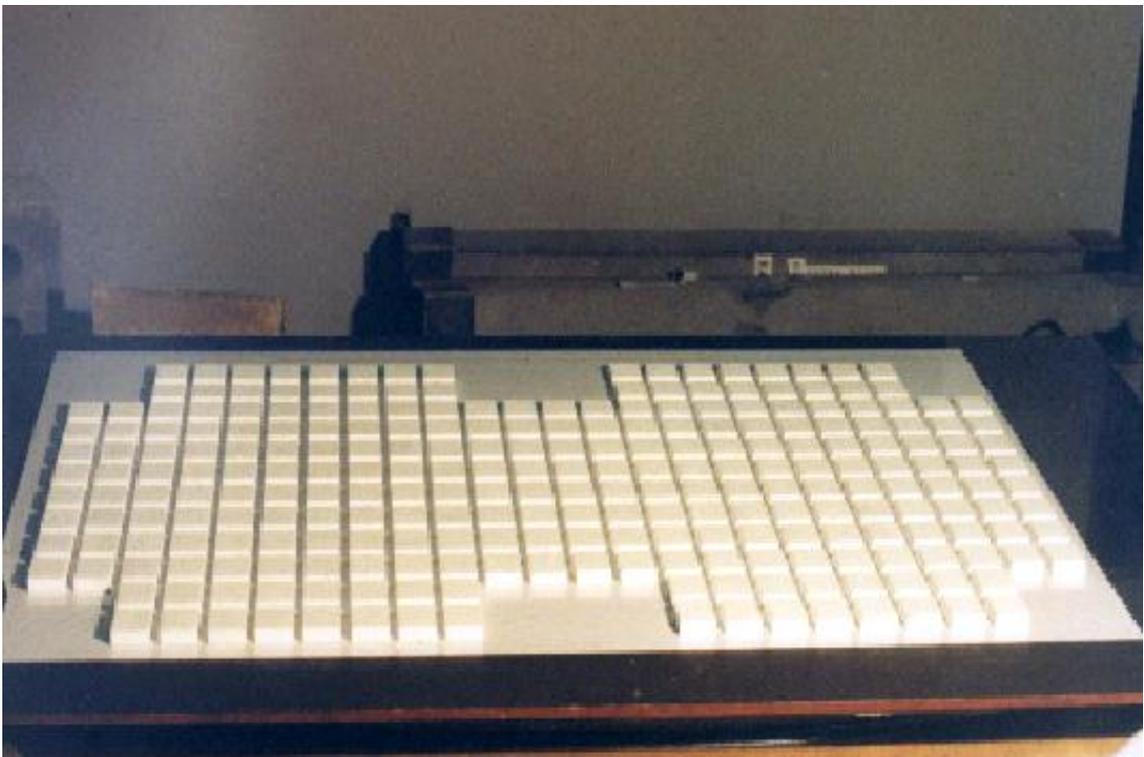


Foto 3.6 - Aspecto final da fôrma antes de colocadas as bordas e a armadura

3.2.2 Preparação das Armaduras

A armadura foi confeccionada com arame de aço galvanizado (Quadro 3.3) e foi separada em positiva e negativa. A primeira foi formada por uma malha disposta nas nervuras, e a segunda foi colocada sobre os pilares centrais e entre eles no capeamento do modelo. A área de aço empregada e o escalonamento dos fios de arame constituintes da armadura variaram conforme os esforços de cada região (item 4.3 e Fig. 4.10 a 4.13). O procedimento de montagem das telas teve as seguintes etapas:

- a) corte dos arames nos comprimentos e quantidades necessários;
- b) retificação dos arames com o uso de martelos;
- c) dobra das extremidades para a formação dos ganchos de ancoragem;
- d) preparação dos gabaritos para montagem das telas de armadura negativa;
- e) montagem das telas negativas;
- f) colocação da armação positiva dentro da fôrma;
- g) amarração dos fios constituintes da armação positiva;
- h) colocação da armação negativa dentro da fôrma;

Diferentemente da armação negativa, a montagem da armação positiva se deu dentro da fôrma porque os seus fios foram amarrados de modo a manter os ganchos das extremidades na posição vertical (Fotos 3.7 e 3.8), podendo romper algum bloco de EPS durante sua colocação na posição final se este procedimento fosse realizado fora da fôrma.

A amarração de cada fio com os perpendiculares a ele (tanto para as malhas negativas como para a positiva) foi realizada com arame BWG 24 ou BWG 26, e como espaçadores da armação positiva foram empregados arames BWG 16, cujo diâmetro de 2,11 mm é o que mais se aproxima dos 2,00 mm estipulados como cobertura mínimo da armação, de acordo com o cálculo dimensional da mesma. Por sua vez, o cobertura da armação negativa foi garantido com ganchos verticais cujos comprimentos foram ajustados individualmente de forma a assegurar a correta posição da malha dentro do capeamento. Em todas as malhas nunca foi deixada mais de uma intersecção consecutiva de fios sem amarração.



Foto 3.7 - Amarração dos fios constituintes da armação positiva da laje



Foto 3.8 - Malha positiva formada pelos fios de arame devidamente amarrados



Foto 3.9 - Detalhe da armadura negativa sobre um dos pilares centrais

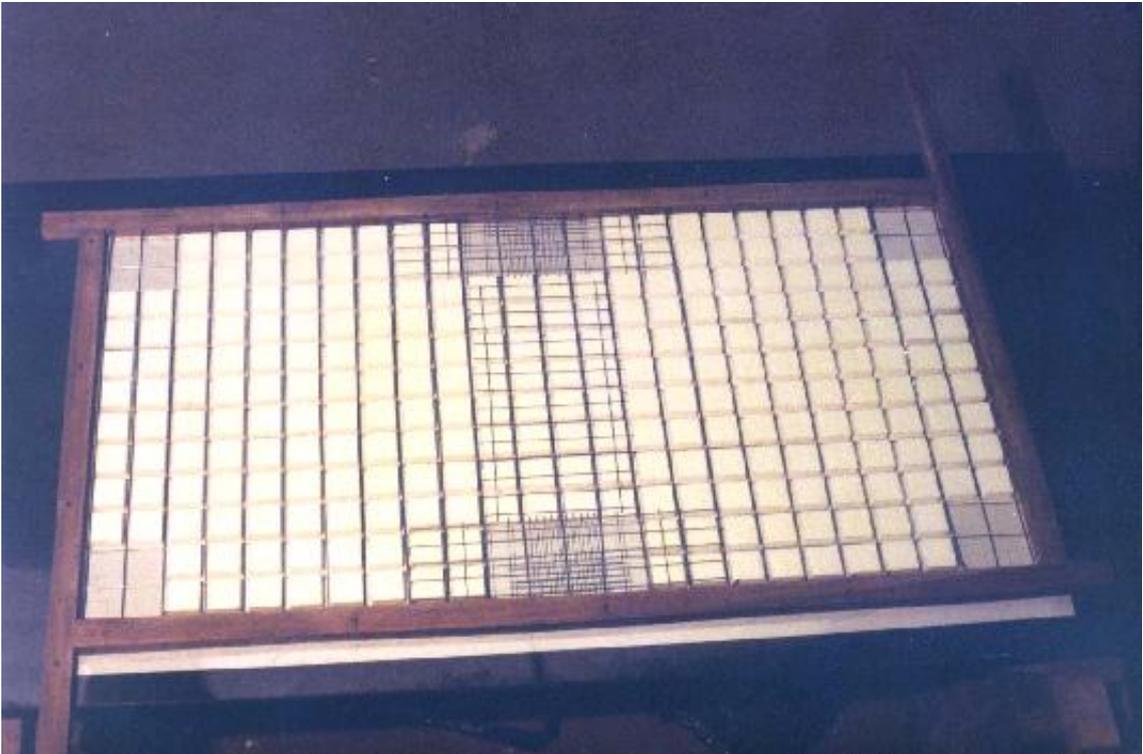


Foto 3.10 - Disposição da armadura completa da laje

3.2.3 Concretagem

Os materiais empregados na confecção do microconcreto (descritos no item 3.1.1) foram pesados nas proporções indicadas na última coluna do Quadro 3.2. Foram necessários 0,023 m³ de microconcreto para a confecção do modelo e de 5 corpos de prova de controle, considerando eventuais perdas de 10%. A mistura dos materiais constituintes do microconcreto foi feita numa betoneira de eixo vertical de contracorrente com capacidade de 0,03 m³. A ordem, o tempo e a velocidade de mistura seguiram os procedimentos apresentados no Quadro 3.4 (Fotos 3.11 e 3.12). A concretagem propriamente dita, foi precedida por uma imprimação realizada com materiais no mesmo traço.

Foi aplicado um desmoldante sobre a fôrma antes do lançamento do microconcreto, especialmente sobre os blocos de EPS (Foto 3.13). Então procedeu-se a concretagem do modelo, a qual foi realizada em uma só etapa, sendo o microconcreto lançado na fôrma e adensado manual e mecanicamente com o uso de vibrador encostado à mesma, sendo posteriormente desempenado (Fotos 3.14, 3.15, 3.16 e 3.17). Simultaneamente à concretagem do modelo, foram moldados 5 corpos de prova cilíndricos de ϕ 5 x 10 cm (Foto 3.18), adensados com auxílio de uma mesa vibratória e posteriormente empregados na verificação da resistência à compressão e na determinação do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto.

Quadro 3.4 - Ordem e tempo de mistura dos materiais para obtenção do microconcreto

Processo	Tempo	Velocidade	Resultado
I) Colocação do agregado no misturador	-	-	-
II) Colocação do cimento no misturador	-	-	-
III) Mistura	40 s	66 rpm	Materiais secos misturados
IV) Adição de água	-	-	-
V) Mistura final	20 s	66 rpm	Argamassa de microconcreto pronta

Fonte: KLEIN, 1985, p.18.



Foto 3.11 - Colocação dos agregados na betoneira



Foto 3.12 - Adição de água à mistura de materiais secos



Foto 3.13 - Aplicação de desmoldante na fôrma



Foto 3.14 - Concretagem em andamento

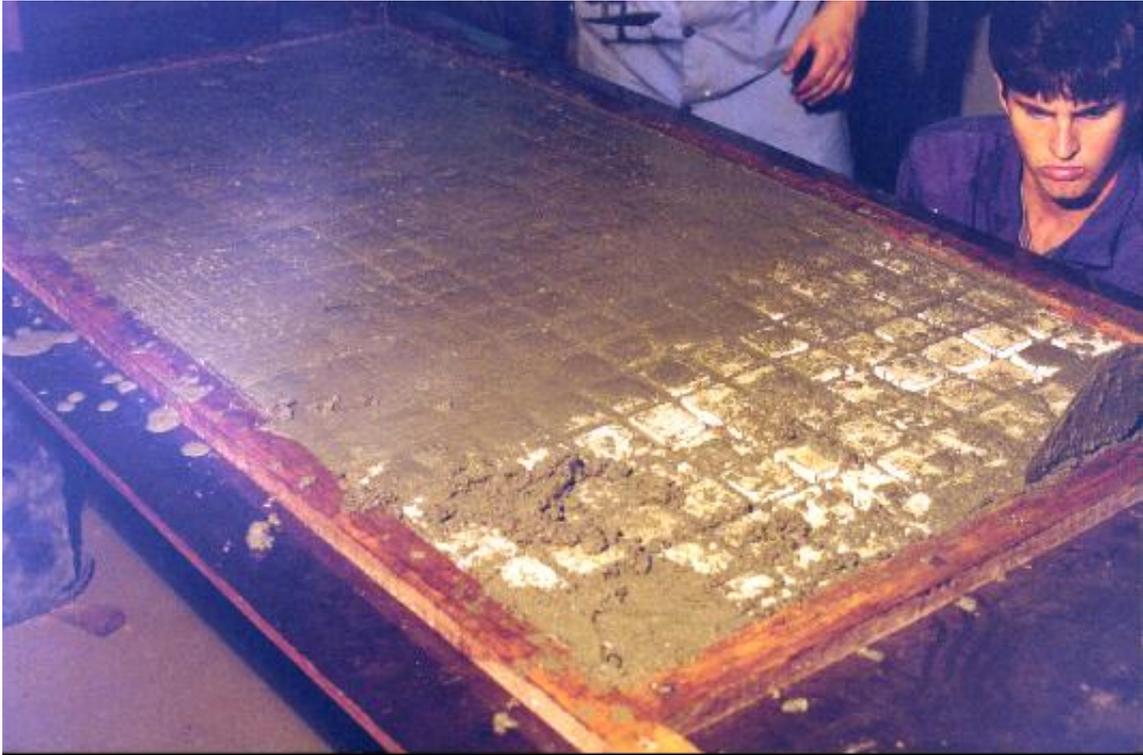


Foto 3.15 - Detalhe da concretagem em andamento



Foto 3.16 - Desempenamento da superfície superior da laje



Foto 3.17 - Aspecto final da laje logo após a concretagem



Foto 3.18 - Moldagem dos corpos de prova cilíndricos de $\phi 5 \times 10$ cm

3.2.4 Cura e desforma do modelo

Para cura do microconcreto foram utilizados sacos de aninhagem molhados, colocados sobre a laje durante 14 dias (Foto 3.19). Os corpos de prova foram colocados junto à laje e submetidos ao mesmo processo, sendo que, passadas 24 horas de concretagem, eles foram desmoldados e recolocados ao lado do modelo até o término da cura.

A desforma do modelo ocorreu 21 dias após a concretagem. O filme plástico colocado sobre a chapa de compensado evitou a adesão do microconcreto à fôrma e permitiu uma fácil desforma do modelo, que foi, então, envolvido por uma estrutura auxiliar de madeira que serviu de apoio durante seu manuseio e instrumentação e evitou o surgimento de esforços para os quais ele não estava dimensionado. Inicialmente a laje foi posicionada verticalmente para que fossem retirados os blocos de EPS que ficaram entre suas nervuras com o emprego de espátula e ar comprimido (Foto 3.20). Este procedimento foi necessário para facilitar a posterior instrumentação e a observação do comportamento da laje durante o ensaio.



Foto 3.19 - Cura úmida com sacos de aninhagem

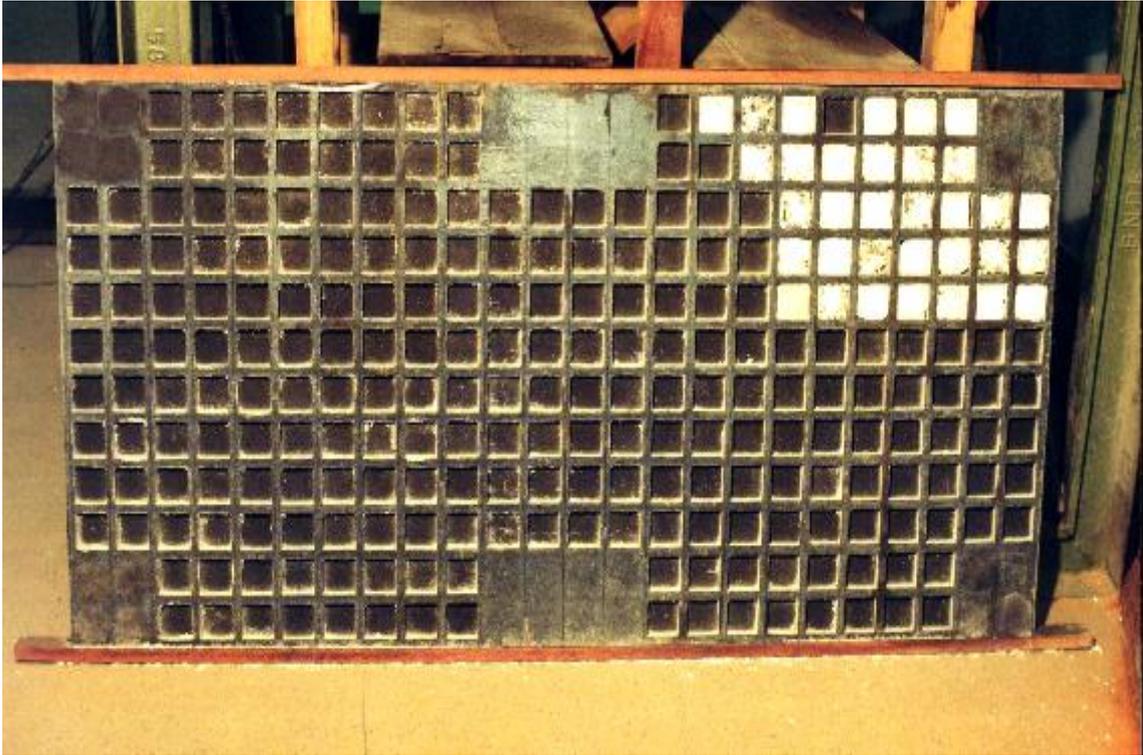


Foto 3.20 - Vista inferior da laje com alguns nichos limpos e outros ainda com blocos de EPS

3.2.5 Instrumentação e Montagem dos Sistemas de Carga e Apoio

3.2.5.1 Sistema de Apoio

Depois de limpa, a laje foi posicionada horizontalmente com as nervuras viradas para cima, e furada no centro da projeção dos pilares P5 e P6 (6 mm de diâmetro) para passagem dos parafusos (4,8 mm de diâmetro) que foram posteriormente fixados ao sistema de apoio do ensaio para evitar deslocamentos horizontais de grande magnitude da laje (Foto 3.21).

O sistema de apoio foi constituído por 6 pilares de aço 1020 usinados no topo de modo a conferir ao modelo apoio de $4,67 \times 4,67 \text{ cm}^2$ (Foto 3.22). Os pilares foram soldados a 3 trilhos TR-37 (2 por trilho) que por sua vez também foram soldados a 2 quadros formados por trilhos do mesmo tipo contraventados com barras de aço CA-50A de 16 mm de diâmetro. Este sistema de apoio já havia sido empregado em trabalhos anteriores (KLEIN e SELISTRE, 1997; KLEIN et al, 1998). Por ter demonstrado possuir rigidez suficientemente alta para não sofrer deformações que influenciassem os resultados dos ensaios anteriores, ele foi novamente empregado.



Foto 3.21 - Furação da laje no centro da projeção do pilar P6



Foto 3.22 - Detalhe do pilar metálico torneado no topo e do parafuso já posicionado (P6)

3.2.5.2 Extensometria Elétrica

Tendo finalizado a preparação da laje em si e do sistema de apoio, foi iniciada a instrumentação com a colagem de 36 extensômetros elétricos em 13 pontos da estrutura. Cada ponto foi devidamente marcado e identificado (Foto 3.23) e sofreu um preparo prévio à colagem dos extensômetros para remover as irregularidades superficiais, conforme recomendação de KLEIN (1975). Em 5 pontos foram dispostos extensômetros orientados nas duas direções e nos 8 restantes somente numa delas, conforme Fig. 3.3. Por ser simétrica, a laje foi instrumentada somente em um lado, sendo que para cada extensômetro colado na superfície inferior da laje, correspondeu outro colado na parte superior da mesma. Além destes 36 extensômetros foram empregados mais 3 como compensadores de temperatura (referência), colados em elementos de microconcreto isentos de qualquer tensão.

A identificação dos extensômetros foi feita segundo sua posição e orientação em relação ao sistema local de referência do modelo, e respeitou o seguinte formato:

Xin: extensômetro paralelo às abscissas, colado na superfície inferior da laje no ponto "n";

Xsn: extensômetro paralelo às abscissas, colado na superfície superior da laje no ponto "n";

Yin: extensômetro paralelo às ordenadas, colado na superfície inferior da laje no ponto "n";

Ysn: extensômetro paralelo às ordenadas, colado na superfície superior da laje no ponto "n";

Todos os extensômetros foram protegidos contra a influência da temperatura e da umidade com verniz (Foto 3.24 e 3.26), e aqueles colados na parte superior da laje ainda foram protegidos mecanicamente com uma camada de espuma e isolados da água da piscina (utilizada para simular o carregamento) que porventura escapasse da lona interna com um filme plástico (Foto 3.30).

Os extensômetros utilizados na instrumentação foram de fabricação da Kyowa Electronic Instruments Co. Ltda., e eram do tipo KFC-5-C1-11, apresentando as seguintes características:

Coeficiente de dilatação térmica na direção principal: 10,8 PPM / °C

Comprimento de resistência: 5 mm

Resistência: $120,2 \Omega \pm 0,3 \Omega$

Fator de correlação resistência x sinal elétrico: $2,10 \pm 1 \%$

Rendimento Térmico: $\pm 1,8 \mu\epsilon / ^\circ\text{C}$

Mudança do fator de calibração com a temperatura: $0,015 \%$ / °C

Os 36 conjuntos extensômetro - cabo apresentaram impedâncias que variaram de

122,64 Ω a 123,23 Ω , conforme indicado no Quadro constante nos anexos.



Foto 3.23 - Marcação da superfície inferior da laje para colagem dos extensômetros

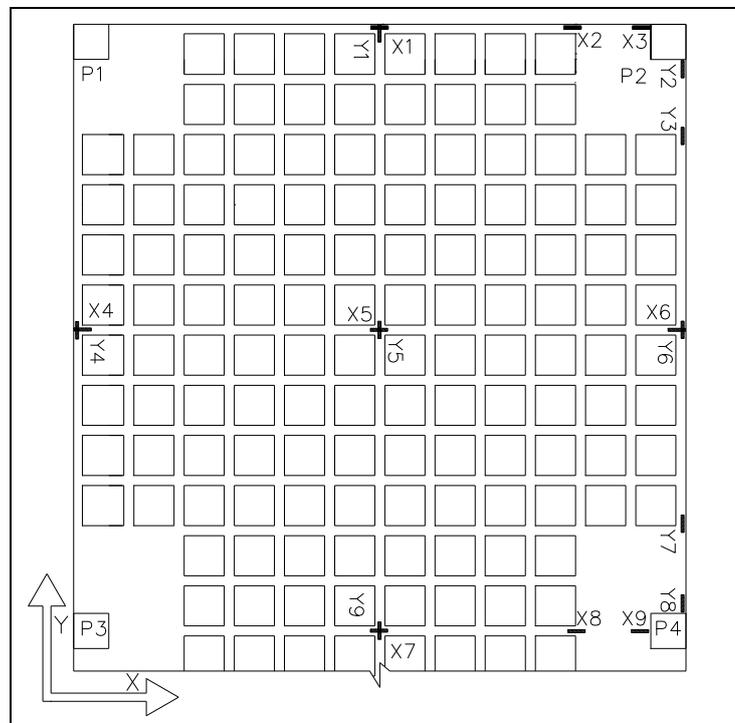


Figura 3.3 - Vista inferior da laje com o posicionamento dos extensômetros elétricos

Uma vez colados os extensômetros na superfície inferior da laje (Fotos 3.24 e 3.25) e finalizada a montagem e o nivelamento do sistema de apoio (item 3.2.5.1), a laje foi

cuidadosamente colocada sobre ele. Só então foram colados os extensômetros da superfície superior da laje (Fotos 3.26 e 3.27).



Foto 3.24 - Detalhe de extensômetros colados à superfície inferior do modelo, protegidos com verniz e com os cabos soldados e identificados

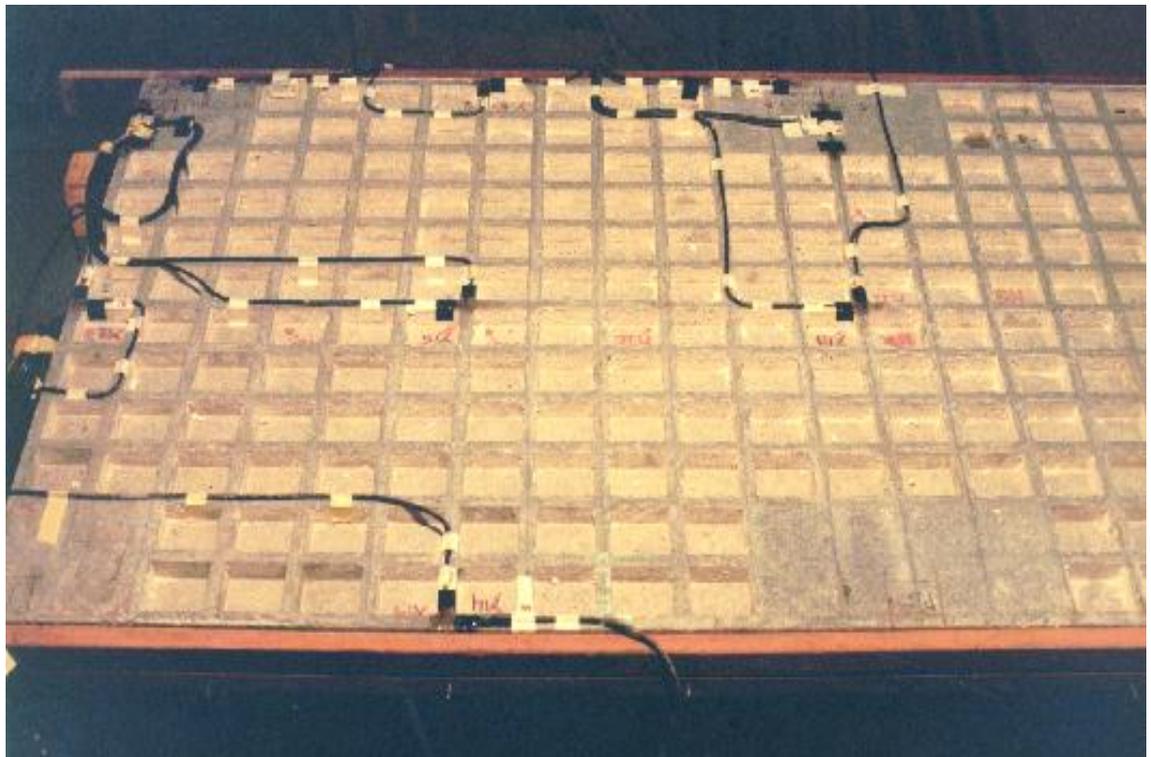


Foto 3.25 - Vista inferior da laje com a extensometria elétrica finalizada

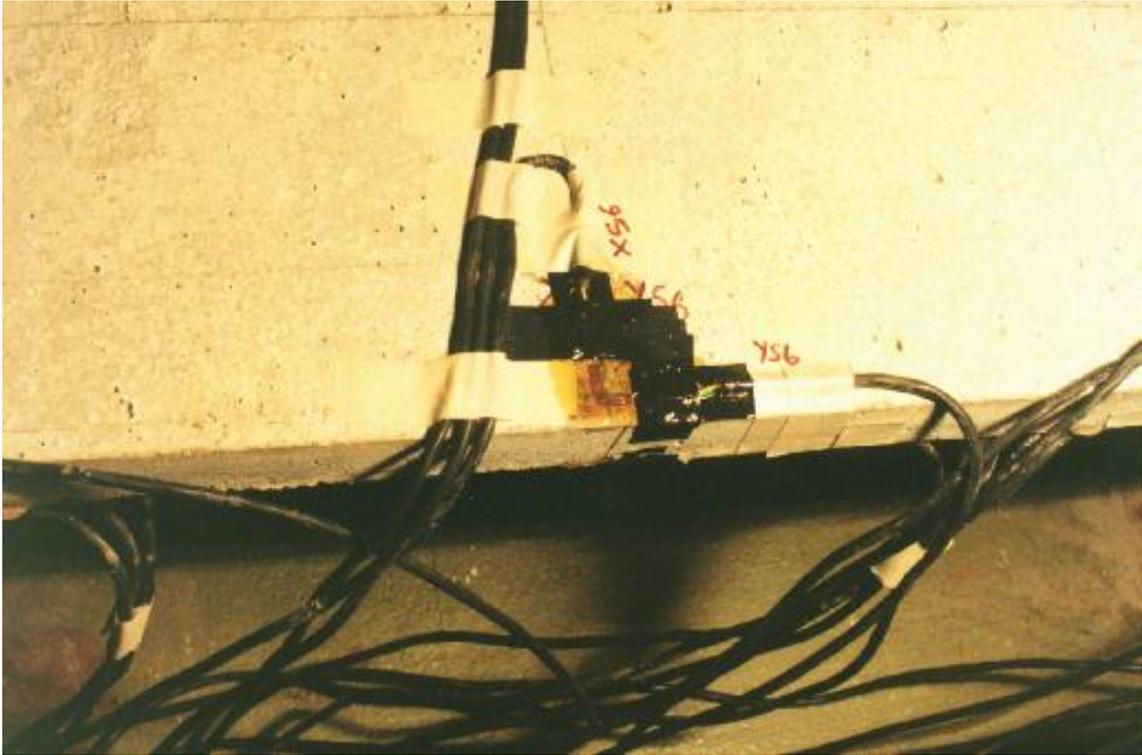


Foto 3.26 - Detalhe de extensômetros colados à superfície superior do modelo, protegidos com verniz e com os cabos soldados e identificados

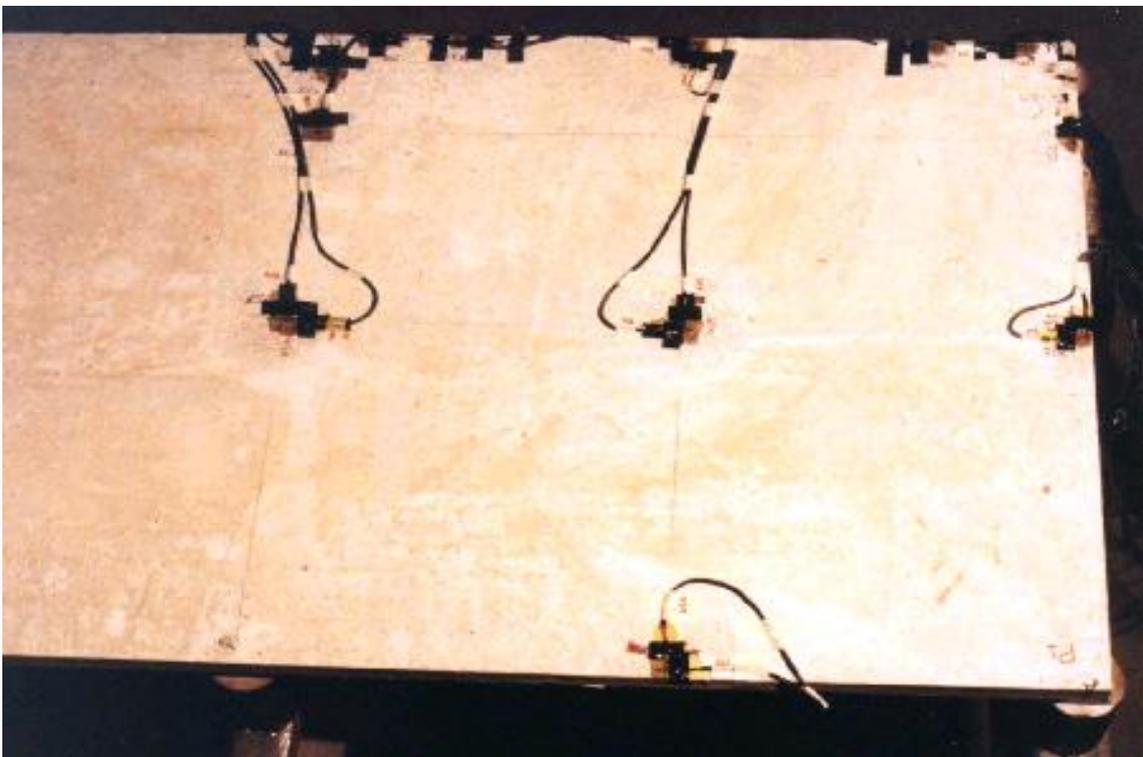


Foto 3.27 - Vista superior da laje com a extensometria elétrica finalizada

3.2.5.3 Sistema de Carga

Uma vez finalizada a fase de instrumentação com a colagem dos extensômetros elétricos, foi montado o sistema de carga do ensaio, confeccionado como uma piscina cujo fundo era o próprio modelo reduzido (Foto 3.28). As paredes desta piscina foram construídas com placas de compensado resinado de 12 mm de espessura devidamente contraventadas, e o conjunto foi revestido internamente com duas lonas plásticas para garantir sua estanqueidade.

Os carregamentos previstos para a laje (Quadro 3.7) foram simulados através da altura equivalente de coluna d'água a cada um. As alturas equivalentes às etapas de carregamento foram marcadas em uma régua imersa na piscina. Para o enchimento e esvaziamento da piscina, foi utilizado 1 reservatório de fibrocimento Imbralit com capacidade de 1000 l e um grupo moto-bomba formado por um motor Weg de indução trifásica, modelo 0560188 e por uma bomba Yanmar modelo EA12T1214, com diâmetro de sucção 1 ½", e diâmetro de recalque de 1 ¼". Este processo de carregamento se mostrou eficiente, prático e possibilitou um carregamento homogêneo, preciso e rápido.

3.2.5.4 Deflectômetros e Clinômetros

Os 15 relógios comparadores (deflectômetros) e os 3 clinômetros de nível de bolha (Quadros 3.5 e 3.6) só foram posicionados depois que o sistema de carga foi montado e colocado sobre o modelo (Fotos 3.29 a 3.32). Os deflectômetros foram instalados com o auxílio de bases magnéticas Starret 657AA e Mora e os clinômetros foram fixados à laje por intermédio de perfis "U" de 1¼" nos pontos de maior interesse conforme a Fig. 3.4. Eles foram identificados por Dn (deflectômetro do ponto "n") e Cn (clinômetro do ponto "n").

Quadro 3.5 - Relação dos deflectômetros utilizados

Quantidade	Marca	Curso (mm)	Precisão (mm)	Posição
5	Starrett	25	0,01	D1, D2, D10, D11 e D15
5	Mitutoyo	30	0,01	D3, D4, D6, D7 e D12
5	Mitutoyo	50	0,01	D5, D8, D9, D13 e D14

Quadro 3.6 - Relação dos clinômetros utilizados

Nº do Aparelho	Marca	Precisão	Curso Máximo	Valor de uma divisão
C1 - 290	Huggenberger	1"	3°	1,056"
C2 - 291	Huggenberger	1"	3°	1,057"
C3 - 245	Huggenberger	1"	3°	1,055"

Fonte: CAMPAGNOLO, 1979, p. 127.



Foto 3.28 - Vista do modelo pronto para o ensaio, com a instrumentação finalizada e a piscina montada sobre ele



Foto 3.29 - Vista de alguns deflectômetros posicionados sob a laje

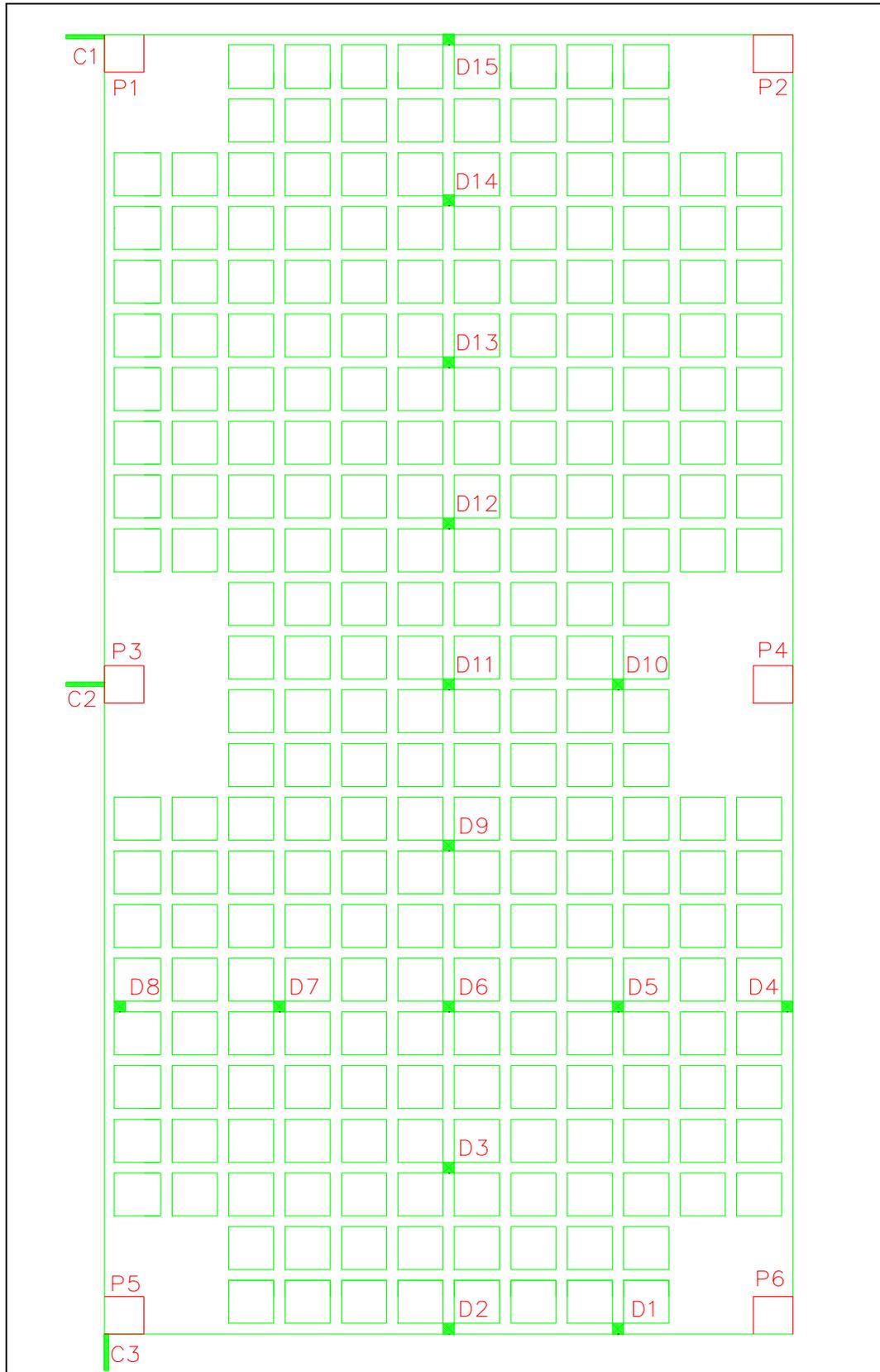


Figura 3.4 - Vista inferior da laje com o posicionamento dos defletores e clinômetros



Foto 3.30 - Vista de alguns deflectômetros posicionados sob a laje, mostrando a camada de espuma e o filme plástico dispostos sobre a mesma

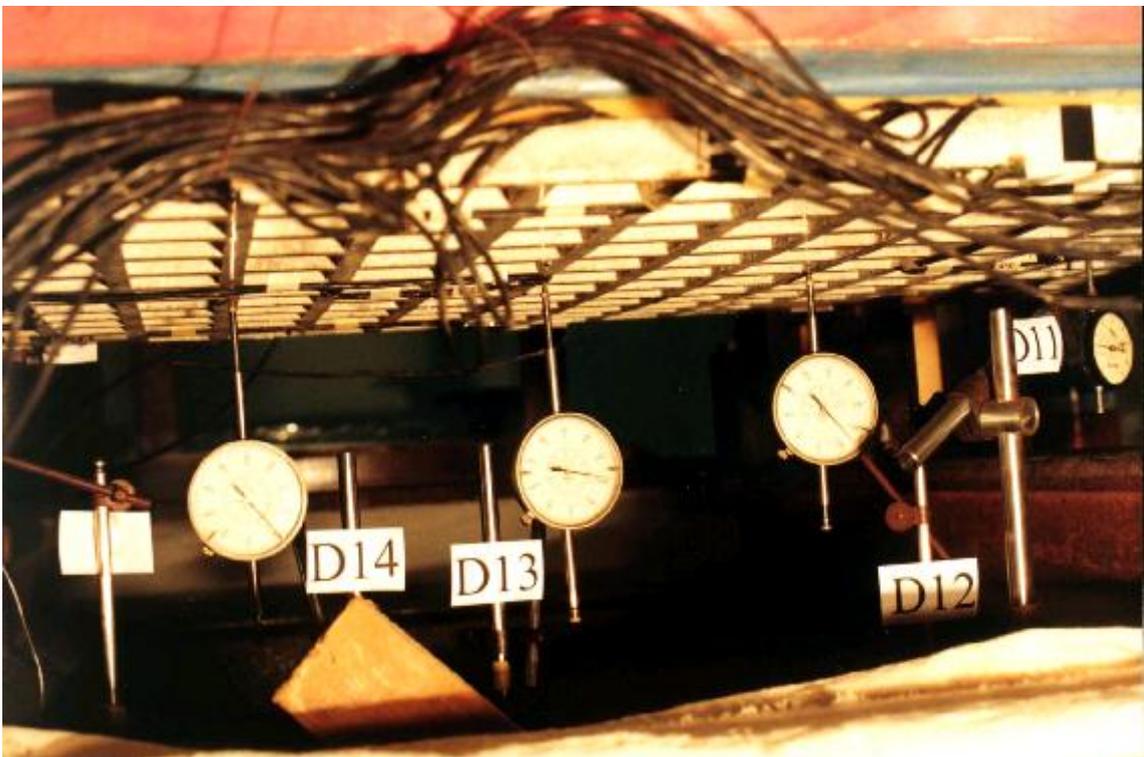


Foto 3.31 - Vista de alguns deflectômetros e extensômetros posicionados sob a laje



Foto 3.32 - Vista dos clinômetros C1 e C2

3.2.6 Ensaio do Modelo Reduzido

O ensaio do modelo reduzido ocorreu aos 60 dias de idade. A leitura das deflexões verticais e das rotações foram realizadas diretamente nas régua de graduação de cada deflectômetro e clinômetro. Já para efetuar a leitura de deformações específicas foram utilizados dois equipamentos: um indicador de deformações (strain indicator) portátil digital modelo 1200, de fabricação da BLH Electronics Inc. (cuja unidade de leitura é $\mu\text{in/in}$) e uma unidade de balanceamento e varredura em cujos terminais foram ligados os extensômetros elétricos por cabos de cobre 4x26 (Foto 3.33).

Inicialmente o modelo foi carregado e descarregado até cerca de 1 kN/m^2 (10 cm de coluna d'água). Tal procedimento foi repetido 3 vezes, afim de se obter a acomodação da lona plástica da piscina e dos instrumentos de leitura. Então os canais do aparelho digital utilizado para a leitura das deformações específicas foram zerados, seguindo-se as primeiras leituras dos extensômetros, dos deflectômetros e dos clinômetros. Só então foi iniciado o ensaio de curta duração, cujo carregamento aplicado (conforme item 3.2.5.3) seguiu as etapas constantes no Quadro 3.7. Ele foi de curta duração porque tão logo era atingido o nível d'água desejado, aguardava-se alguns minutos, e uma vez realizadas as leituras dos instrumentos se passava imediatamente à etapa de carga seguinte.



Foto 3.33 - Vista da conexão dos cabos aos equipamentos de leitura e dos extensômetros de referência (à esquerda) colados num elemento de microconcreto isento de tensões

Quadro 3.7 - Carregamento do Ensaio

Etapas de Carga	Coluna d'água - Carga	Etapas de Carga	Coluna d'água - Carga
1°	0,00 cm - 0,00 kN/m ²	9°	62,50 cm - 6,25 kN/m ²
2°	25,00 cm - 2,50 kN/m ²	10°	50,00 cm - 5,00 kN/m ²
3°	37,50 cm - 3,75 kN/m ²	11°	37,50 cm - 3,75 kN/m ²
4°	50,00 cm - 5,00 kN/m ²	12°	25,00 cm - 2,50 kN/m ²
5°	62,50 cm - 6,25 kN/m ²	13°	0,00 cm - 0,00 kN/m ²
6°	75,00 cm - 7,50 kN/m ²	14°	37,50 cm - 3,75 kN/m ²
7°	62,50 cm - 6,25 kN/m ²	15°	75,00 cm - 7,50 kN/m ²
8°	75,00 cm - 7,50 kN/m ²		

Concluídos as 15 etapas de carga do ensaio de curta duração, foi iniciado o ensaio de longa duração, que consistiu em acompanhar a evolução dos deslocamentos verticais do modelo sujeito à carga de 7,50 kN/m² (75 cm de coluna d'água) durante 76 dias e, depois de descarregado, durante mais 14 dias.

3.3 ENSAIOS COMPLEMENTARES

3.3.1 Ensaio de Escorregamento - Flow Test

O ensaio de escorregamento foi realizado para avaliar a trabalhabilidade do microconcreto utilizado na confecção da laje através da determinação do índice de consistência da massa de acordo com o método de ensaio da NBR 7215 - item 6.4. Este é um ensaio importante porque, dentre outras condições, o microconcreto deve apresentar boa trabalhabilidade para possibilitar a confecção de modelos reduzidos.

O índice de consistência é a média aritmética do diâmetro do material espalhado (medido em dois alinhamentos ortogonais) a partir de um cone de microconcreto padronizado colocado sobre uma mesa giratória que é submetida a 30 golpes durante 30 segundos (Foto 3.34). As duas medidas do ensaio realizado foram 284 mm e 288 mm, resultando portanto, num índice de consistência de 286 mm, indicativo de boa trabalhabilidade, pois para o uso de microconcreto em modelos reduzidos, é recomendado que a argamassa apresente índice de consistência entre 260 e 300 mm (KLEIN, 1985).



Foto 3.34 - Vista do cone de microconcreto moldado sobre a mesa giratória

3.3.2 Ensaio de Compressão Simples do Microconcreto

O ensaio de compressão simples foi realizado segundo as especificações da NBR 5739 no mesmo dia do ensaio do modelo reduzido (Foto 3.35). Foram rompidos 3 corpos de prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. O Quadro 3.8 apresenta os valores das cargas e tensões de ruptura determinadas para cada corpo de prova ensaiado, bem como a média do conjunto.

Quadro 3.8 - Cargas e tensões de ruptura obtidas no ensaio de compressão simples de corpos de prova de microconcreto

	1º corpo de prova	2º corpo de prova	3º corpo de prova	Média
Carga de ruptura (kgf)	6.400	6.120	8.400	6.973,3
Tensão de ruptura calculada (MPa)	32,6	31,2	42,8	35,5

Portanto, a resistência à compressão média do microconcreto aos 60 dias de idade foi $f_{c60} = 35,5MPa$.

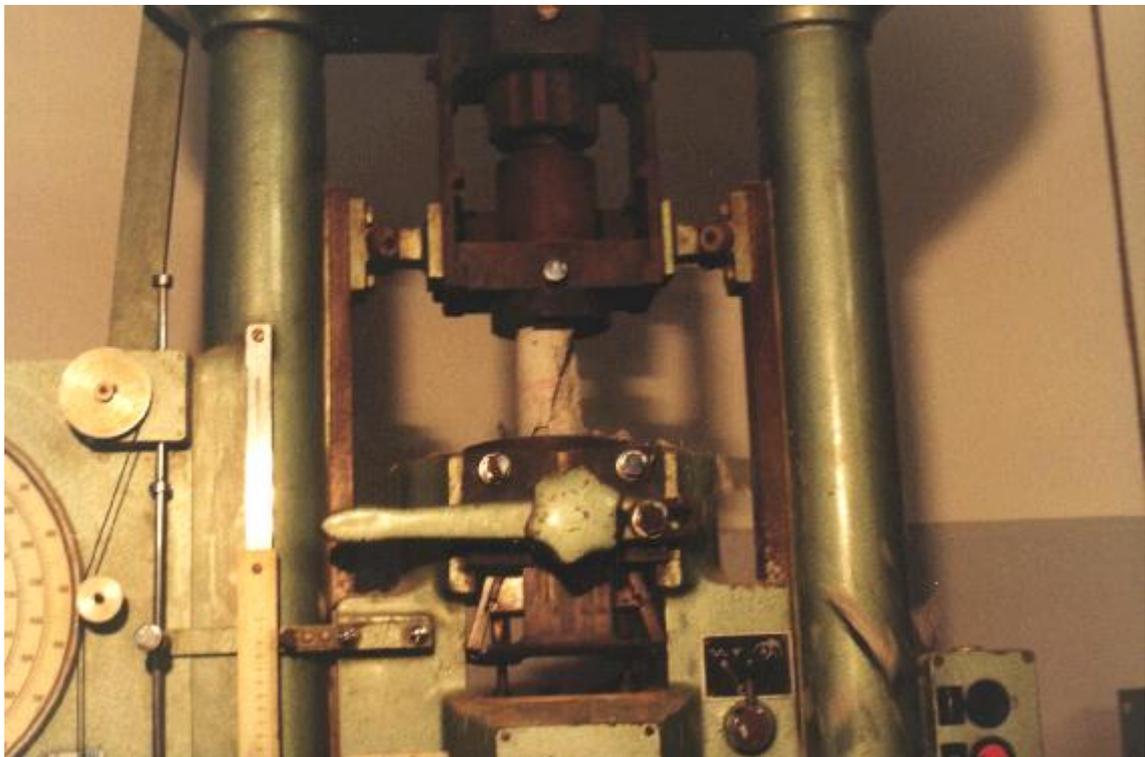


Foto 3.35 - Ruptura de um corpo de prova durante ensaio de compressão simples

3.3.3 Determinação do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Microconcreto ($E_{sec,0,8}$)

O ensaio de determinação do Módulo de Elasticidade Longitudinal do microconcreto foi realizado no dia seguinte ao ensaio do modelo reduzido. Para tanto, foram utilizados dois corpos de prova de 5cm de diâmetro e 10 cm de altura, instrumentados com dois extensômetros elétricos cada (do mesmo tipo e características daqueles descritos em 3.2.5.2) e submetidos a cargas axiais de curta duração, conforme NBR 8522 (Foto 3.36). A partir das leituras do ensaio, foram traçados os gráficos Tensão x Deformação para cada corpo de prova (Fig. 3.5 e 3.6), e foi determinado o valor do módulo de deformação secante do microconcreto com a seguinte equação:

$$E_{\text{sec},0,8} = \frac{\sigma_{0,8} - \sigma_{\text{inf}}}{\varepsilon_{0,8} - \varepsilon_o} \quad (3.6)$$

onde:

$E_{\text{sec},0,8}$ é o módulo de deformação secante do microconcreto à 80% da carga de ruptura prevista;

$\sigma_{0,8}$ é a tensão de compressão no microconcreto à 80% da carga de ruptura prevista;

$\sigma_{\text{inf}} = 0,5\text{MPa}$;

$\varepsilon_{0,8}$ é a deformação específica média do corpo de prova submetido à 80% da carga de ruptura prevista (ou à tensão $\sigma_{0,8}$);

ε_o é a deformação específica média do corpo de prova submetido à 0,5 MPa (σ_{inf});

Como os ensaios de compressão simples do dia anterior (Quadro 3.8) indicaram uma tensão de ruptura média de 35,5 MPa dos corpos de prova, a determinação do módulo de deformação secante do microconcreto foi realizada com as deformações específicas decorrentes das tensões de 28,4 MPa (valor superior equivalente a 0,8x35,5 MPa) e 0,5 MPa (valor inferior determinado pela NBR 8522) para cada corpo de prova, resultando em 35,6 GPa para o 1º corpo de prova e 32,2 GPa para o 2º. Portanto, o valor médio do módulo de deformação secante (adotado na análise numérica) foi $E_{\text{sec},0,8} = 33,9\text{GPa}$.

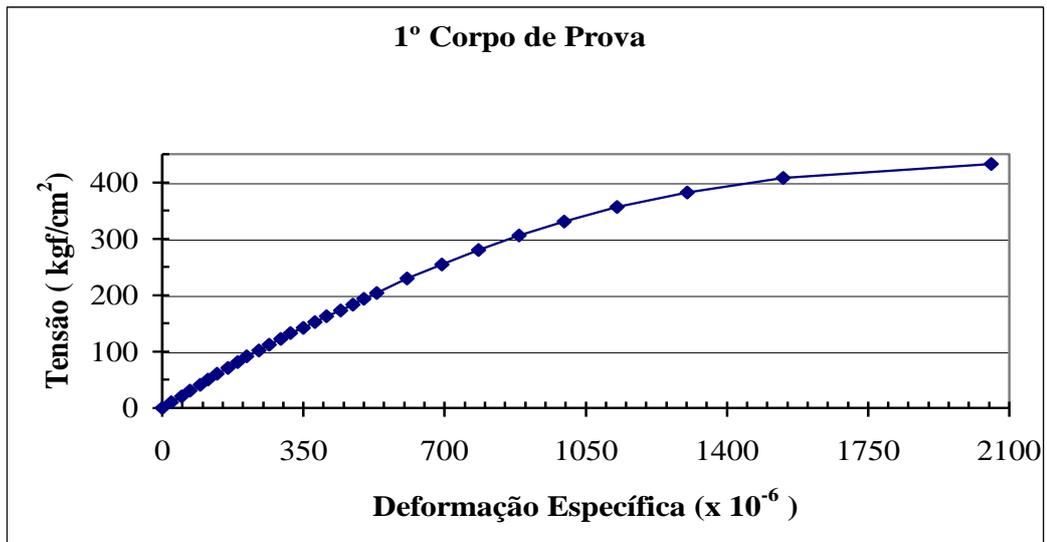


Figura 3.5 - Gráfico tensão x deformação do 1º corpo de prova ensaiado

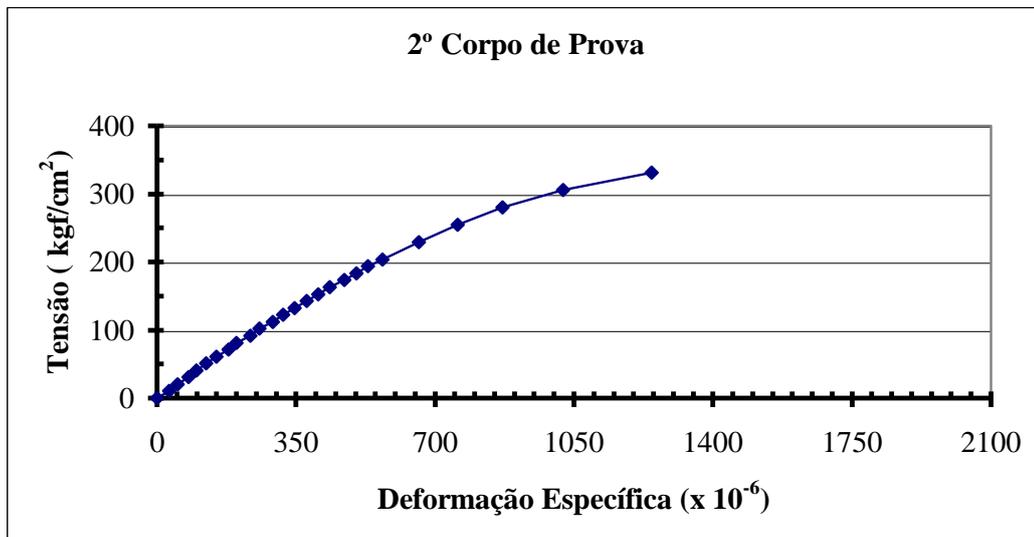


Figura 3.6 - Gráfico tensão x deformação do 2º corpo de prova ensaiado

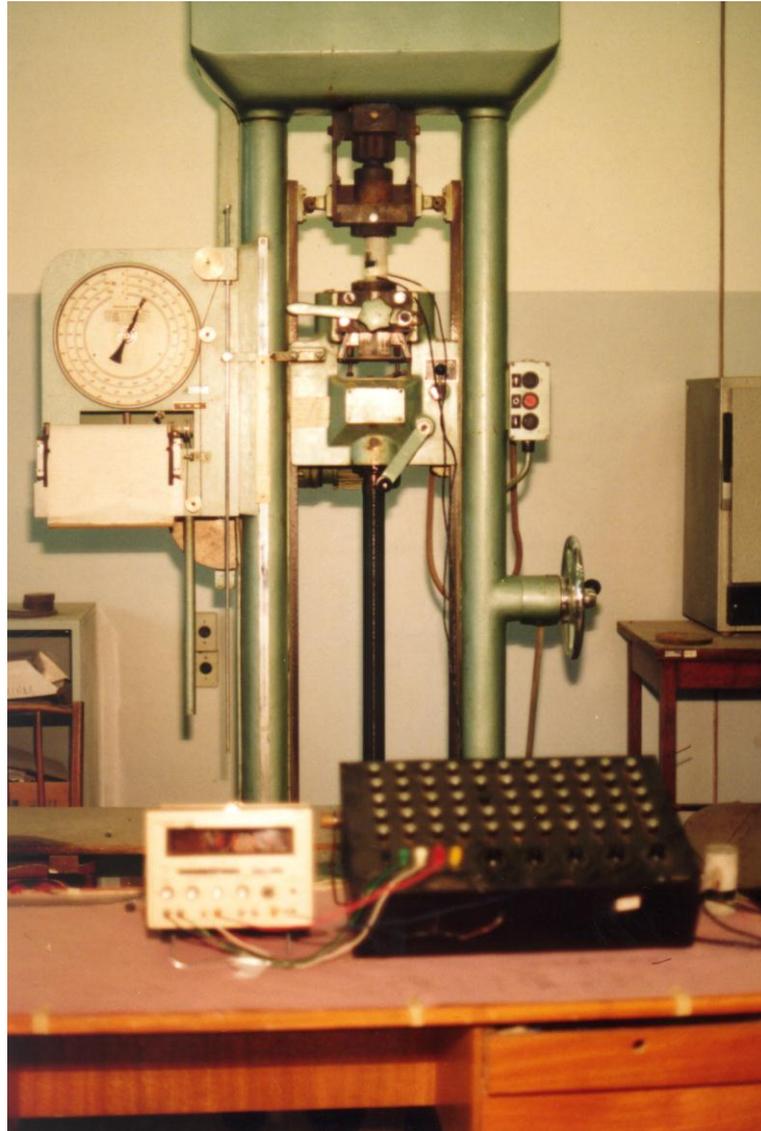


Foto 3.36 - Ensaio de determinação do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto

4 ANÁLISE NUMÉRICA

Atualmente são utilizados métodos numéricos e programas computacionais cada vez mais sofisticados na resolução de lajes nervuradas. Entre todos os métodos disponíveis, os mais indicados para resolução de estruturas complexas como estas, são aqueles que utilizam análise matricial ou elementos finitos. Na verdade, ambos são métodos aproximados, cuja solução converge à medida que os modelos numéricos empregados são refinados.

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 extremas 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 inter-relação de cada barra com as demais, formando um sistema global de equações cuja resolução leva às incógnitas do problema. Este processo de cálculo permite que a laje nervurada seja calculada como 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 (um esforço cortante, um momento torçor e um momento fletor).

Na prática, a resolução da grelha depende do grau de indeterminação estática da estrutura e da capacidade de resolução do programa e da máquina utilizados. Entretanto, o constante aprimoramento dos programas e plataformas computacionais permite que estruturas cada vez mais complexas sejam analisadas.

A semelhança do esquema computacional do método dos elementos finitos com o dos métodos matriciais contribuiu para sua rápida aceitação, tornando-o bastante difundido hoje em dia. Ele permite que a laje nervurada seja dividida em regiões ou elementos finitos para os quais são adaptadas soluções aproximadas. Estes resultados são tão mais próximos da realidade, convergindo à solução exata, quanto maior for esta divisão, ou seja, quanto mais densa e refinada for a malha de elementos finitos gerada. O conjunto das soluções de cada região ou elemento (ditas locais) representa o comportamento global do problema.

Dependendo do princípio variacional adotado como base e das hipóteses de comportamento localizado adotadas, há quatro formulações alternativas do método de elementos finitos (BREBBIA e CONNOR, 1975; REDDY, 1984):

1. Modelo compatível, método dos deslocamentos ou método da rigidez;
2. Modelo de equilíbrio ou método das forças;
3. Modelos híbridos;
4. Modelos mistos;

O SAP90 (programa computacional de elementos finitos empregado neste trabalho) utiliza o modelo compatível (1), que é baseado no princípio da energia potencial mínima (ou dos trabalhos virtuais) segundo o qual deve ser preservada a compatibilidade de deslocamentos entre lados comuns de elementos. As incógnitas básicas do problema são, portanto, os deslocamentos nodais. Quando usada esta formulação, o princípio variacional da energia potencial mínima faz com que o modelo discreto seja mais “rígido” que o problema real, fornecendo deslocamentos menores que os existentes (BREBBIA e CONNOR, 1975; HINTON e OWEN, 1977), o que foi corroborado na análise de dados realizada no capítulo 5 onde se confrontarão os resultados experimentais com as previsões teóricas realizadas.

O modelo numérico de lajes nervuradas pode ser gerado com elementos de barra e de placa para a alma e mesa das vigas “T” respectivamente. Porém, este procedimento exige maior refinamento do modelo numérico, consome mais tempo durante sua montagem e resolução, tornando-o mais complexo e, por vezes, demasiadamente oneroso. Por esta razão, muitas vezes a laje nervurada é considerada maciça, e discretizada somente com elementos de placa, que devem ter espessura tal que lhe confirmem rigidez à flexão equivalente a da laje nervurada original. Alguns estudos têm demonstrado que esta transformação representa com suficiente precisão o comportamento da estrutura original no regime elástico-linear, tanto para deslocamentos como para reações de apoio e esforços internos (BARBIRATO, CORRÊA e RAMALHO, 1997).

Esta modificação é alcançada com o conceito de espessura equivalente apresentado por JI ET AL (1985), segundo o qual a espessura da laje maciça pode ser calculada com a seguinte equação:

$$h_{eq} = \left(\frac{12 \cdot I}{a_1} \right)^{1/3} \quad (4.1),$$

que representa uma equivalência em termos de momento de inércia à flexão entre a laje nervurada e a maciça, onde

h_{eq} é a altura da laje maciça (Fig. 4.1);

a_1 é a distância entre eixos de nervuras (Fig. 4.1);

I é o momento de inércia da seção transversal T, sem considerar a fissuração e em relação ao eixo baricêntrico horizontal;

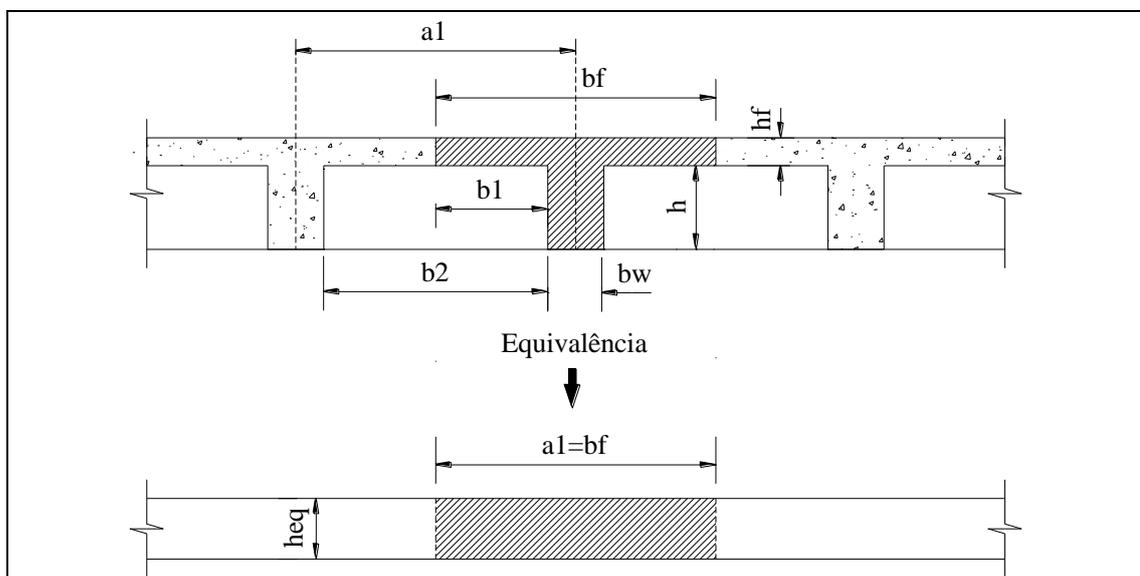


Figura 4.1 – Transformação da laje nervurada em laje maciça equivalente

Fonte: Barbirato, Corrêa e Ramalho, 1997, p.1686

A análise numérica do modelo experimental em estudo foi realizada com dois programas computacionais disponíveis no mercado: o SAP90, que emprega elementos finitos, e o GRELHA-TQS, que utiliza análise matricial. Inicialmente foi utilizado apenas o SAP90 para determinação dos esforços máximos atuantes na laje de modo a permitir seu dimensionamento em microconcreto armado de acordo com a NBR6118/80. Posteriormente foi empregado também o GRELHA-TQS, de modo a confrontar os resultados teóricos dos 2 programas com os experimentais de todas as etapas do ensaio de curta duração descritas no Quadro 3.7.

4.1 PARÂMETROS DO SAP90

O SAP90 é um software para engenharia estrutural que efetua análises estáticas e dinâmicas dos mais diversos tipos de estruturas, simulando seu comportamento quando sujeitas às mais variadas solicitações. É empregado principalmente nas áreas de Engenharia Civil, Mecânica, Naval e Geotecnia, e utiliza métodos de análise matricial e de elementos finitos.

A entrada de dados é simples e se dá através de um arquivo em formato de texto redigido com algumas palavras-chave que formam a sintaxe do programa e identificam as características geométricas, a vinculação, o carregamento ou combinação de carregamentos solicitantes, bem como o tipo de análise, o tipo dos elementos e as características dos materiais que serão empregados.

A modelagem numérica no SAP90 foi realizada somente com elementos finitos laminares de placa, uma vez que a sua utilização, aliada ao conceito de rigidez equivalente, reproduz com satisfatória exatidão o comportamento de lajes nervuradas como já foi discutido. O tipo de elemento utilizado, tanto na zona maciça quanto na nervurada, foi o de quatro nós. Porém, em cada uma delas os elementos tiveram diferentes alturas, uma vez que foi utilizado o conceito de rigidez equivalente na região nervurada, cuja altura foi calculada conforme a equação (4.1), sendo que no modelo em estudo as variáveis da Fig. 4.1 são:

$$a_1 = b_f = 6,67\text{cm}; b_1 = 2,67\text{cm}; b_2 = 5,33\text{cm}; b_w = 1,33\text{cm}; h_f = 0,67\text{cm}; h = 2,00\text{cm}$$

e o momento de inércia calculado para esta seção T, sem considerar a fissuração, e em relação ao seu eixo baricêntrico horizontal é $I = 2\text{cm}^4$, que inserido em (4.1) juntamente com a_1 , determina $h_{eq} = 1,93\text{cm}$, que é a altura dos elementos discretizados na zona nervurada do modelo. Na zona maciça, não há necessidade de se fazer nenhuma transformação, e a altura dos elementos é a mesma da laje original (2,67 cm).

O modelo numérico no SAP90 foi montado a partir de uma malha de nós uniformemente distribuídos a cada 3,33 cm nas duas direções (Fig. 4.2), perfazendo um total de 1.225 nós e 1.152 elementos. A malha foi assim disposta para coincidir com o eixo das nervuras e das mesas colaborantes, fazendo com que os nós gerados no modelo numérico também coincidissem com os pontos de medição do ensaio, onde foram instalados

extensômetros elétricos (Fig. 3.3) e deflectômetros (Fig. 3.4). Este procedimento facilitou a comparação dos resultados teóricos com os experimentais e conferiu ao modelo boa discretização.

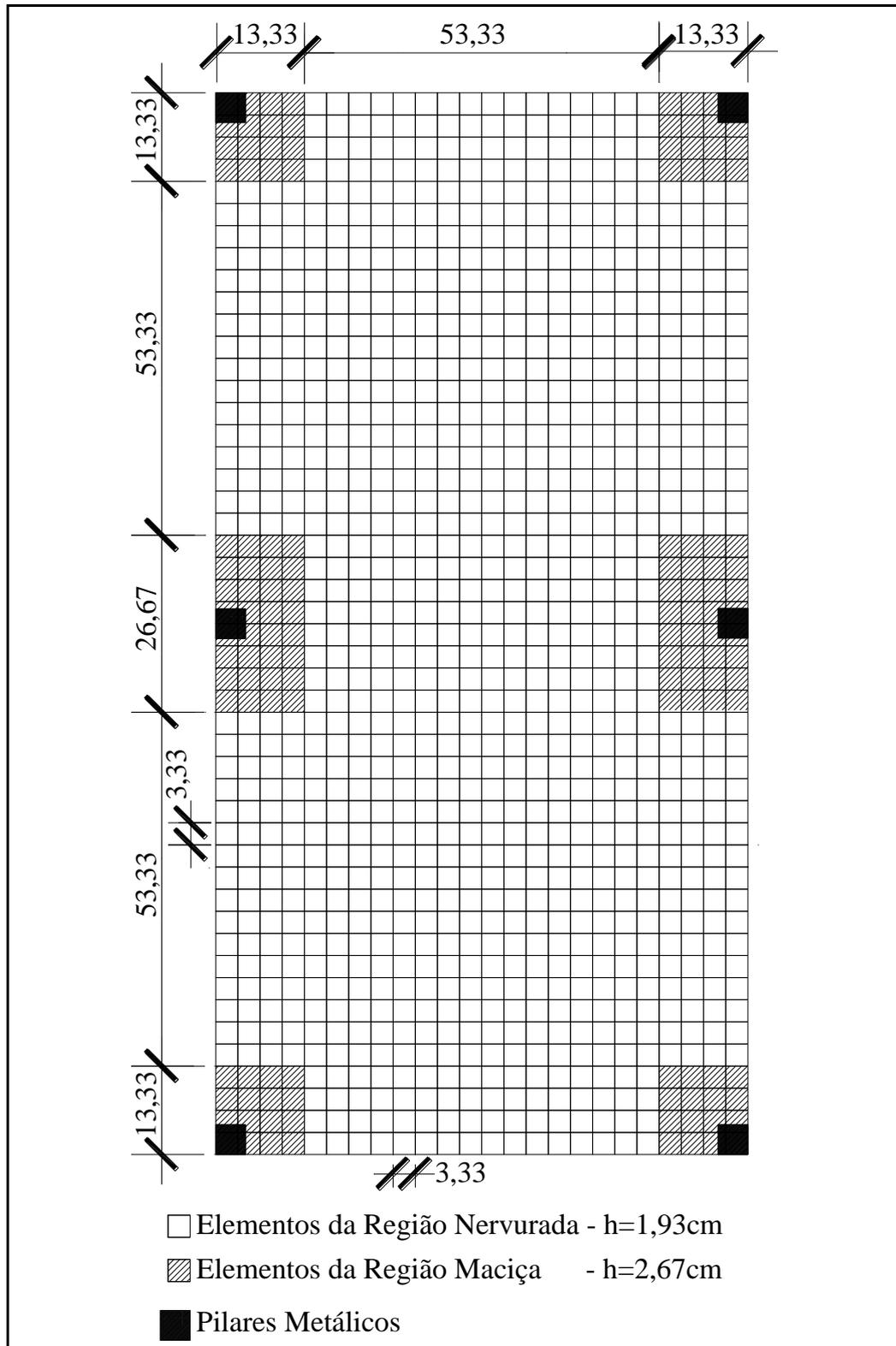


Figura 4.2 – Malha de elementos finitos discretizada no SAP90 (unidades em cm)

O carregamento de serviço para o qual o modelo reduzido foi dimensionado foi de 8 kN/m², distribuídos da seguinte forma:

Peso próprio da laje.....	0,39 kN/m ²
Peso das lonas impermeabilizantes.....	0,01 kN/m ²
Carga acidental a ser aplicada no ensaio.....	<u>7,50 kN/m²</u>
Total:	7,90 kN/m ²

Valor adotado: 8,00 kN/m²

O módulo de deformação longitudinal do microconcreto, empregado no dimensionamento do modelo reduzido, foi $E_c = 34,1GPa$, cuja determinação se deu através do emprego da equação (4.2) ¹, que é empírica e permite avaliar o módulo de deformação longitudinal do microconcreto até os 28 dias de idade. Entretanto, depois de realizado o ensaio de determinação do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto (item 3.3.3), este valor foi substituído pelo experimental ($E_{sec,0,8} = 33,9GPa$) na análise numérica posterior.

$$E_c = 25.400 - 213.500 \cdot \log(a/c) + 88.000 \cdot (agreg) + 14.900 \cdot (tpm) - 193 \cdot (tpm)^2 - 15.400 \cdot (agreg \cdot a/c) \quad (4.2)$$

onde

E_c é o módulo de deformação longitudinal do microconcreto em kgf/cm²;

tpm é a idade do microconcreto em dias;

$agreg$ é o diâmetro máximo do agregado do microconcreto em mm (ver Capítulo 3);

a/c é o fator água/cimento (ver Capítulo 3);

¹ Fórmula determinada em trabalho experimental não publicado de 1995, desenvolvido pelos alunos de graduação Gustavo A. Zanato e Tiago C. L. G. Jardim sob orientação do Prof. Msc. Dario Lauro Klein no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da Escola de Engenharia da UFRGS.

A saída de resultados do SAP90 forneceu, através de arquivos de texto, deslocamentos verticais (cm), rotações (radianos), momentos fletores (kN.cm/m), momentos de torção (kN.cm/m) e reações verticais nos pilares (kN). Além destes arquivos, também foram gerados a configuração aproximada da deformada da laje (Fig. 4.3) e as distribuições dos momentos fletores (Fig. 4.4 e 4.5) com ordem de grandeza ou suas intensidades.

Foram os arquivos de dados e os gráficos gerados inicialmente que forneceram as informações necessárias ao dimensionamento do modelo reduzido e permitiram o correto posicionamento da armadura na laje.

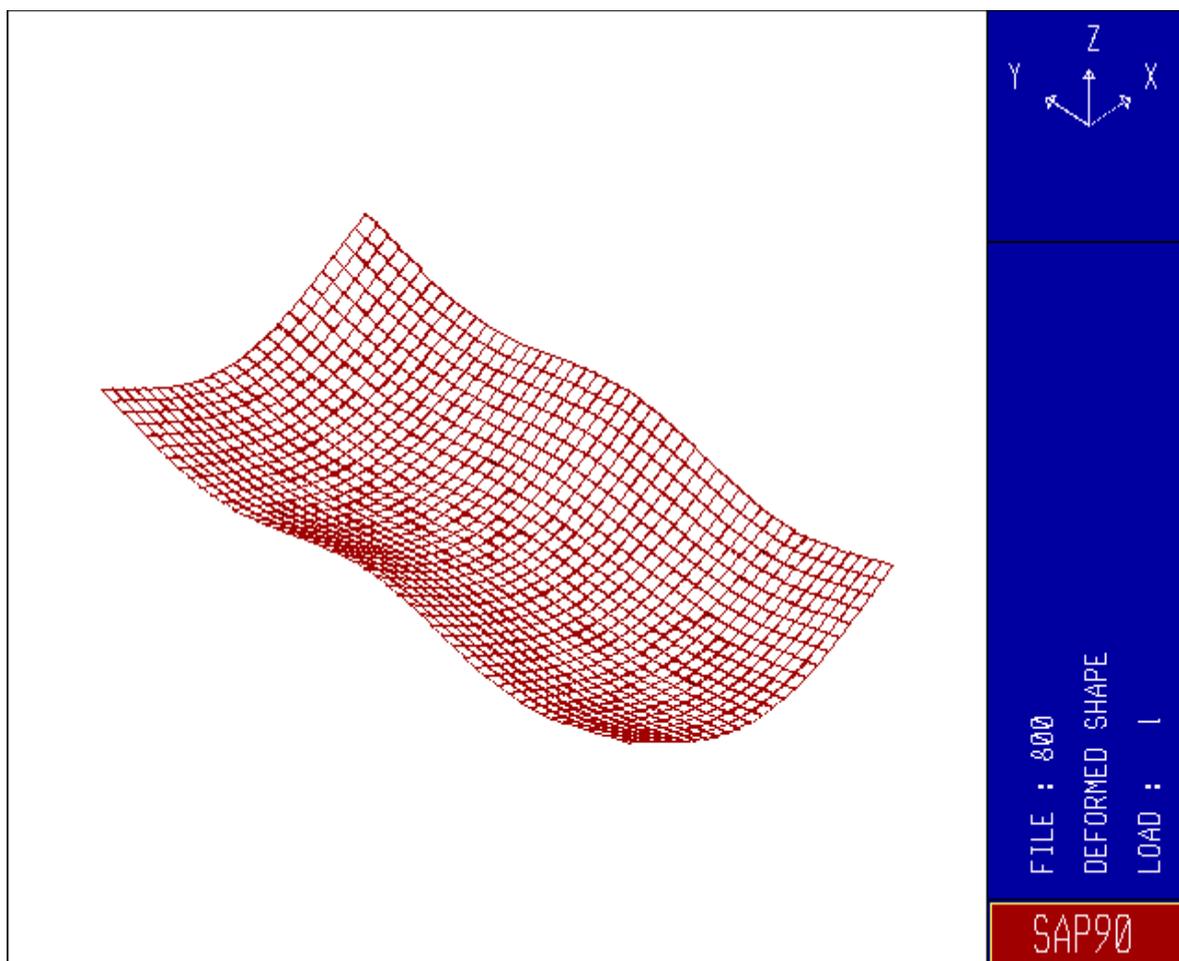


Figura 4.3 - Deformação da laje sujeita ao carregamento de 8 kN/m²

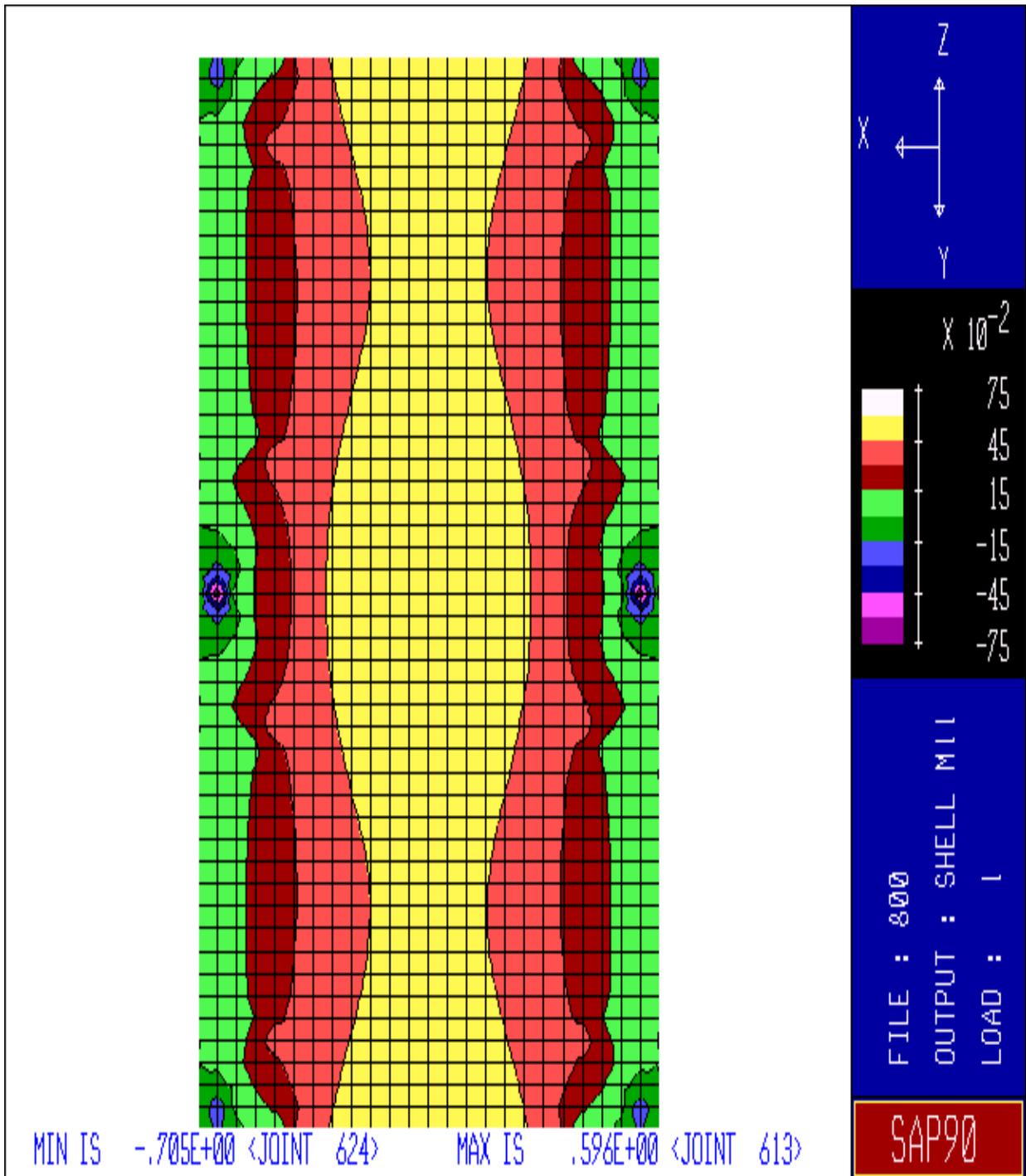


Figura 4.4 - Aspecto da distribuição de momentos fletores em torno do eixo “Y”

Gráfico de momentos referente ao carregamento de 8 kN/m^2 . Unidades: kN e cm.

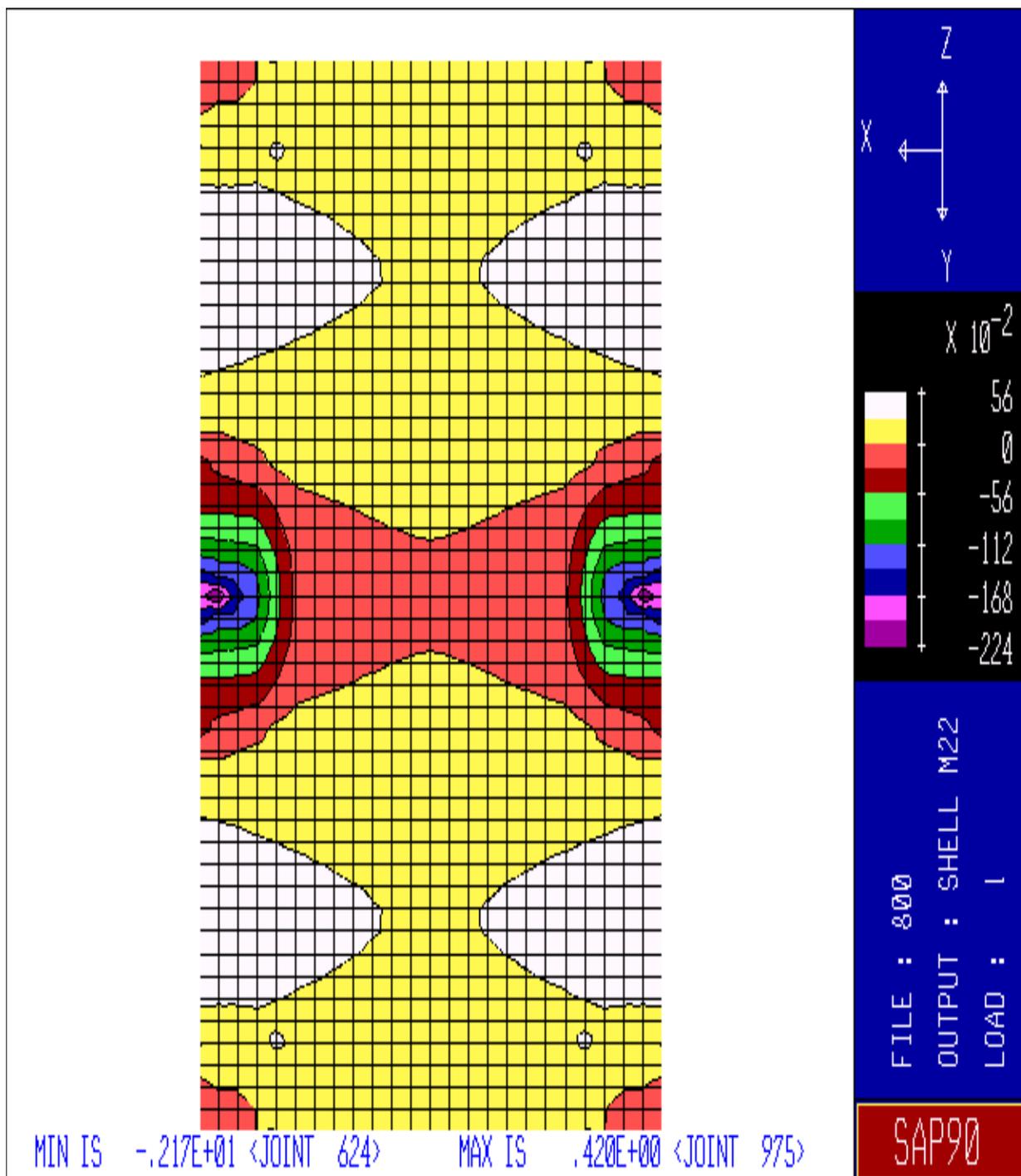


Figura 4.5 - Aspecto da distribuição de momentos fletores em torno do eixo “X”

Gráfico de momentos referente ao carregamento de 8 kN/m^2 . Unidades: kN e cm.

4.2 PARÂMETROS DO GRELHA-TQS

O GRELHA-TQS é um módulo do sistema computacional CAD/TQS, desenvolvido pela TQS Informática Ltda. para análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado convencional e protendido. Resumidamente, pode-se dizer que este sistema monta uma base de dados de toda a edificação, agrupando geometrias e carregamentos, gerenciando a análise da estrutura, a transferência de esforços, o seu cálculo e o detalhamento de todos os seus elementos constituintes. É um software amplamente empregado no projeto e detalhamento de estruturas de concreto armado, possuindo inúmeros usuários em todo Brasil, o que justificou sua escolha, juntamente com o SAP90, para efetuar as análises teóricas do modelo reduzido em estudo.

Trata-se, pois, de uma ferramenta de computação gráfica que confere ao projetista agilidade no projeto de estruturas, pois ela permite que o lançamento das mesmas seja feito no computador com o auxílio de um editor gráfico especialmente criado para este fim. O trabalho pode ser realizado diretamente sobre o projeto arquitetônico através da locação dos pilares e dos eixos das vigas, da definição do contorno das lajes, da informação das dimensões destes elementos e da determinação das cargas verticais e horizontais (caso seja analisado o efeito do vento) existentes na edificação.

Neste trabalho serão empregados os seguintes módulos do sistema CAD/TQS:

CAD/FORMAS: é o módulo onde se faz o lançamento ou entrada gráfica da estrutura conforme descrito acima;

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; para análise do modelo reduzido em estudo, foi criada uma grelha de laje nervurada apoiada diretamente sobre os pilares com a interposição de capitéis de mesma altura das nervuras (maciço do entorno dos pilares);

Neste modelo numérico, foram fornecidos graficamente 6 nós (correspondentes ao centro dos pilares) e o contorno da laje nervurada bem como a posição e o tamanho das suas nervuras (Fig. 4.6). Foram fornecidos também os dados referentes aos carregamentos utilizados no ensaio do modelo e as características do microconcreto empregado. O programa

então gerou automaticamente o modelo numérico da laje, formado por 453 nós e 744 barras (Fig. 4.7). O critério básico do programa para geração dos nós e barras é a sua coincidência com os pontos de interseção das nervuras. Os parâmetros empregados no programa foram:

Altura útil (empregada para todas as seções): $d = 2,47\text{cm}$;

Resistência característica do microconcreto à compressão: $f_{ck} = 20\text{MPa}$;

Resistência característica do arame galvanizado à tração: $f_{yk} = 500\text{MPa}$;

Resistência característica do arame galvanizado à compressão: $f_{yck} = 500\text{MPa}$;

Módulo de deformação longitudinal do arame galvanizado: $E_s = 217\text{GPa}$;

Coefficiente de Poisson do microconcreto: $\nu = 0,20$;

Coefficiente de minoração da resistência do microconcreto: $\gamma_{mc} = 1,4$;

Coefficiente de minoração da resistência do arame galvanizado: $\gamma_s = 1,15$;

Módulo de deformação longitudinal do microconcreto: $E_{\text{sec},0,8} = 33,9\text{GPa}$;

As Fig. 4.8 e 4.9 apresentam, respectivamente, a configuração deformada da laje e a distribuição de momentos fletores na mesma, para o carregamento de 8 kN/m².

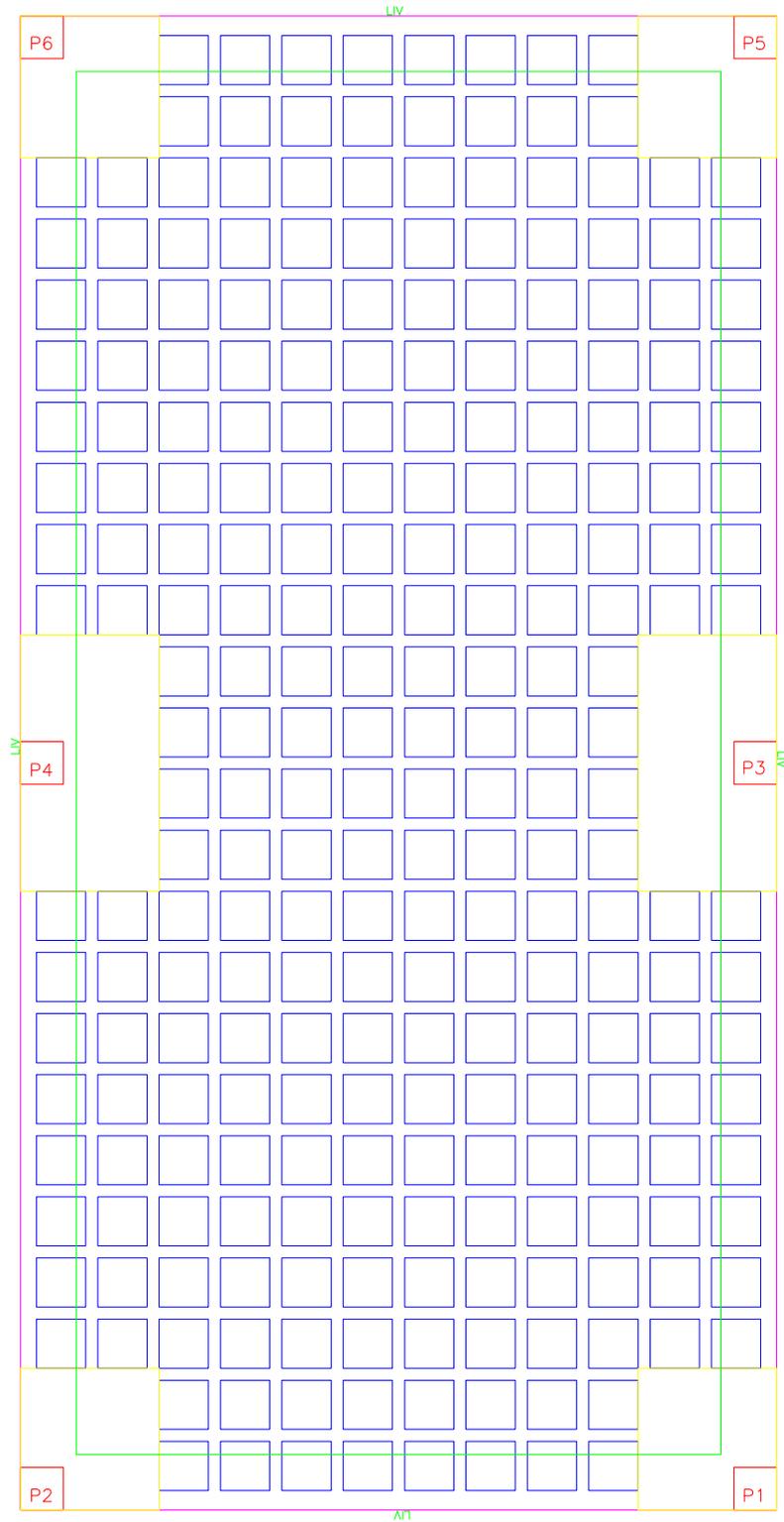


Figura 4.6 – Entrada gráfica do modelo no CAD/FORMAS

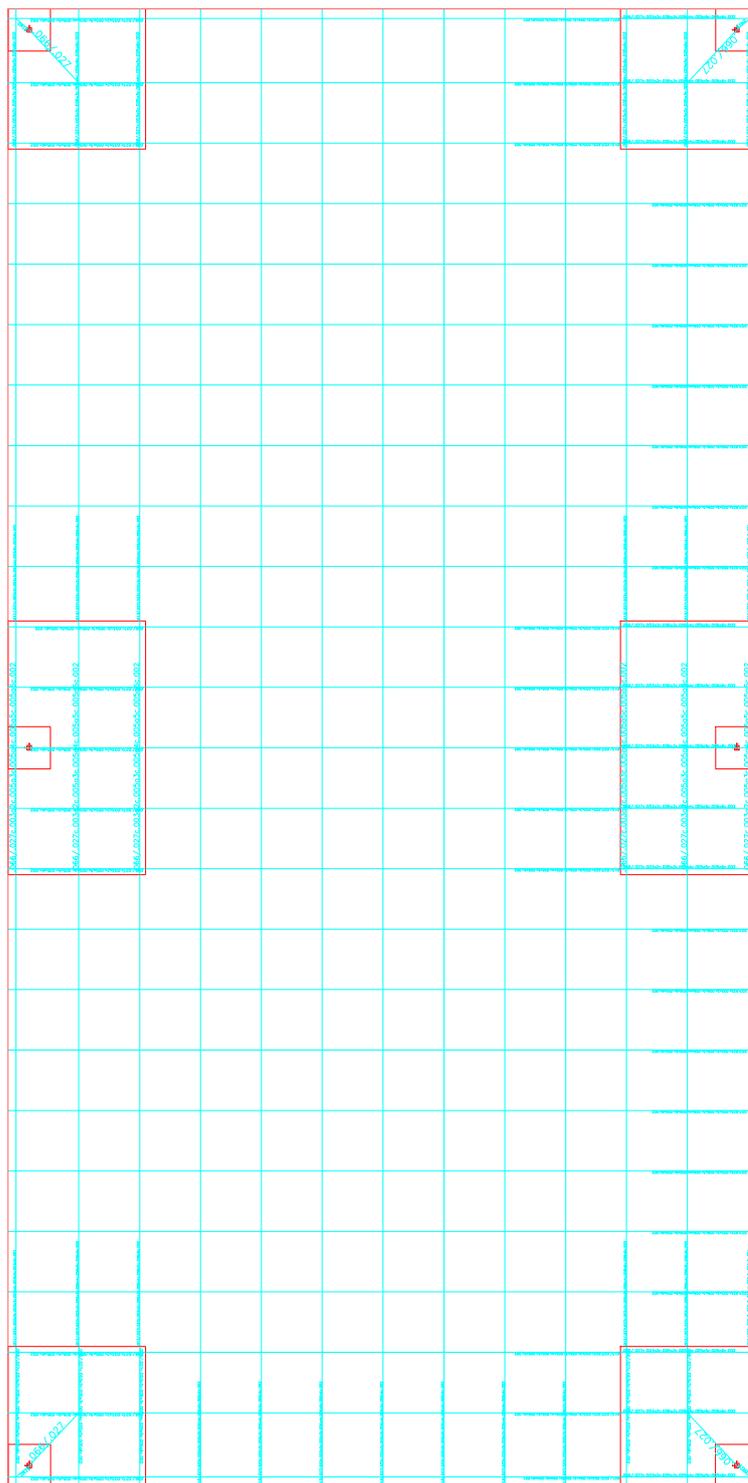


Figura 4.7 – Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS

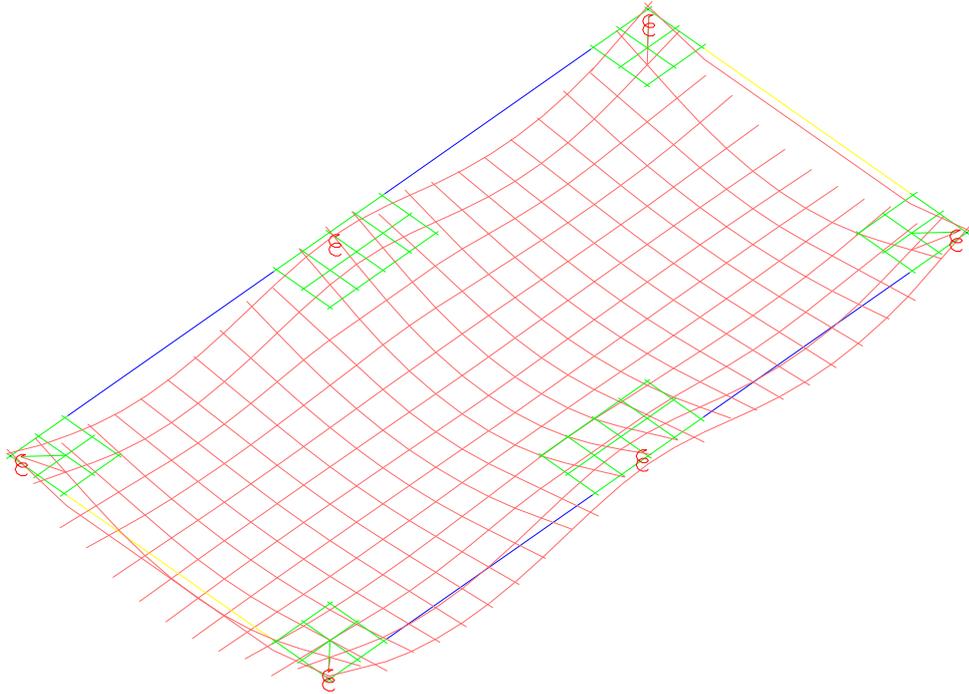


Figura 4.8 - Deformação da laje sujeita ao carregamento de 8 kN/m²

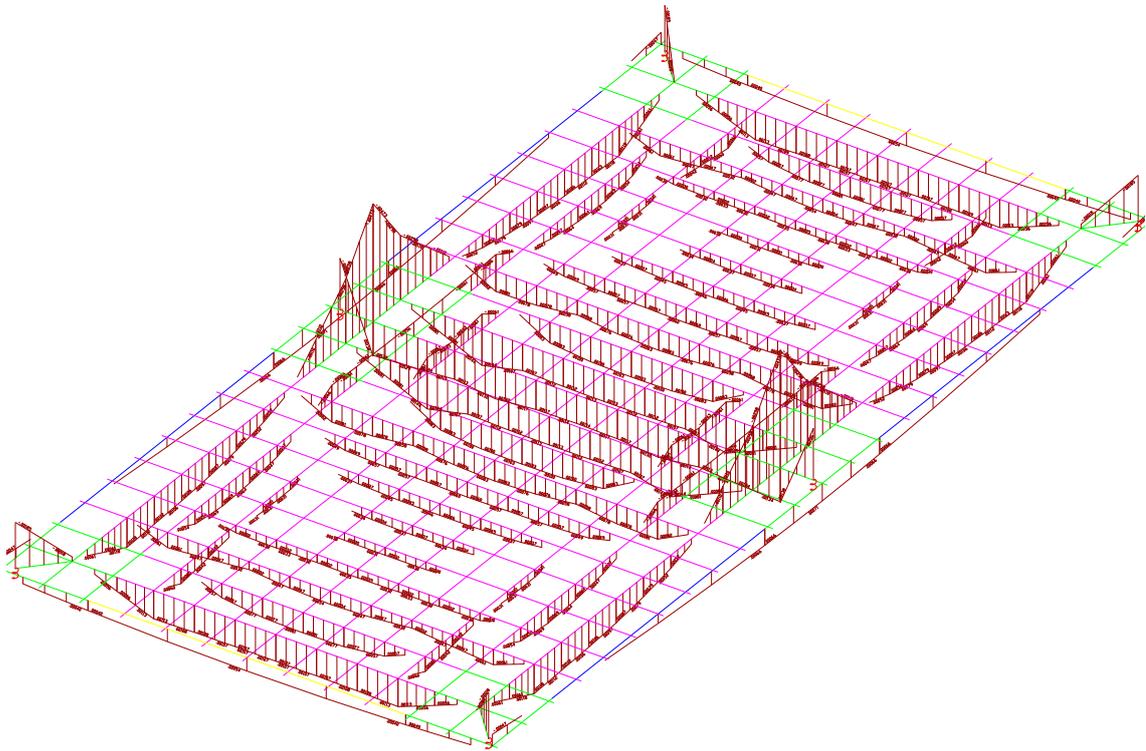


Figura 4.9 - Aspecto da distribuição de momentos fletores da laje sujeita ao carregamento de 8 kN/m²

4.3 DIMENSIONAMENTO DO MODELO

O dimensionamento do modelo reduzido foi realizado de acordo com a teoria clássica de concreto armado à flexão simples para seções retangular e “T”, pois sendo observadas as exigências prescritas pela análise dimensional e havendo uma criteriosa dosagem, o microconcreto armado apresenta características semelhantes as do concreto convencional. Além das seções geométricas adiante descritas, os parâmetros de projeto adotados foram:

Altura útil (empregada para todas as seções): $d = 2,47\text{cm}$;

Resistência característica do microconcreto à compressão: $f_{ck} = 20\text{MPa}$;

Resistência característica do arame galvanizado à tração: $f_{yk} = 500\text{MPa}$;

Resistência característica do arame galvanizado à compressão: $f_{yck} = 500\text{MPa}$;

Módulo de deformação longitudinal do arame galvanizado: $E_s = 217\text{GPa}$;

Coefficiente de Poisson do microconcreto: $\nu = 0,20$;

Coefficiente de minoração da resistência do microconcreto: $\gamma_{mc} = 1,4$;

Coefficiente de minoração da resistência do arame galvanizado: $\gamma_s = 1,15$;

O valor dos momentos fletores variou de $-0,705$ à $0,596$ kN.cm/cm (Fig. 4.4) em torno da maior dimensão da laje e de $-2,173$ à $0,420$ kN.cm/cm (Fig. 4.5) em torno da outra direção. Porém, o incremento dos momentos fletores positivos de um nó para outro no modelo numérico foi muito pequeno nas duas direções, ficando entre $0,010$ e $0,023$ kN.cm/cm. Na prática, somente uma diferença superior a $0,100$ kN.cm/cm poderia alterar significativamente a área de aço necessária para a seção resistente. Por isso, o modelo foi dividido em faixas imaginárias de modo a permitir que se realizasse um escalonamento mínimo da armação tendo em vista os diâmetros comerciais de arame galvanizado disponíveis e a variação dos esforços.

Assim, a armação positiva, montada com arames galvanizados constantes no Quadro 3.3, foi dimensionada para 5 faixas paralelas à menor dimensão do modelo (Fig. 4.10) e 3 paralelas à maior (Fig. 4.11). As nervuras sujeitas a momentos positivos foram calculadas como vigas de seção “T” com $b_f = 6,67\text{cm}$, $b_w = 1,33\text{cm}$, $h_f = 0,67\text{cm}$ e $h = 2,00\text{cm}$ (Fig.

4.1). Foram tomados os esforços máximos de cada uma das 8 faixas pré-estabelecidas multiplicados por 6,67 cm, que é o trecho de laje carregada contribuinte para cada nervura. Desta forma, os momentos e a armação de cada faixa positiva calculadas com os valores de d , f_{ck} , f_{yk} , f_{yck} e E_s dados no início desta seção, foram:

- Faixas 1, 3 e 5 (Fig. 4.10):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,596kN \cdot cm/cm \Rightarrow M_k = 0,596kN \cdot cm/cm \cdot 6,67cm = 3,975kN \cdot cm$$

$$A_s = 0,044 \text{ cm}^2/\text{nervura} \text{ ou } 4,4 \text{ mm}^2/\text{nervura} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 14 + 1 \text{ BWG } 18 \text{ (Quadro 3.3);}$$

- Faixas 2 e 4 (Fig. 4.10):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,488kN \cdot cm/cm \Rightarrow M_k = 0,488kN \cdot cm/cm \cdot 6,67cm = 3,255kN \cdot cm$$

$$A_s = 0,035 \text{ cm}^2/\text{nervura} \text{ ou } 3,5 \text{ mm}^2/\text{nervura} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 14 \text{ (Quadro 3.3);}$$

- Faixas 6 e 8 (Fig.4.11):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,420kN \cdot cm/cm \Rightarrow M_k = 0,420kN \cdot cm/cm \cdot 6,67cm = 2,801kN \cdot cm$$

$$A_s = 0,030 \text{ cm}^2/\text{nervura} \text{ ou } 3,0 \text{ mm}^2/\text{nervura} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 14 \text{ (Quadro 3.3);}$$

- Faixa 7 (Fig. 4.11):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,274kN \cdot cm/cm \Rightarrow M_k = 0,274kN \cdot cm/cm \cdot 6,67cm = 1,828kN \cdot cm$$

$$A_s = 0,022 \text{ cm}^2/\text{nervura} \text{ ou } 2,2 \text{ mm}^2/\text{nervura} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 16 \text{ (Quadro 3.3);}$$

A armação negativa também foi montada com arames galvanizados constantes no Quadro 3.3. Nos pilares de canto (P1, P2, P5 e P6), embora os gráficos indicassem o surgimento de momentos fletores negativos de pequena magnitude nas duas direções (Fig. 4.4 e 4.5), não foi projetada nenhuma armação para absorvê-los, uma vez que no modelo numérico a laje foi considerada apoiada sobre os mesmos, e não engastada ou parcialmente engastada.

Portanto, só foram dispostas armaduras negativas nos maciços dos pilares centrais (P3 e P4) e na região da laje nervurada localizada entre eles, para absorver os esforços devidos ao apoio intermediário fictício que se formou nesta zona (região em vermelho da Fig. 4.5). As

malhas dispostas sobre os pilares centrais foram escalonadas em 3 faixas em cada direção e a malha colocada entre eles foi escalonada em 3 faixas paralelas somente à maior dimensão da laje (Fig. 4.12 e 4.13). Como não existiram momentos negativos na outra direção, foram utilizados 3 fios de arame apenas para montagem da malha. Novamente foi realizado um escalonamento mínimo da armação tendo em vista os diâmetros comerciais de arame galvanizado disponíveis e a variação dos esforços negativos em cada região.

As regiões nervuradas sujeitas a momentos negativos foram calculadas como vigas de seção retangular com $b_w = 1,33\text{cm}$ e $h + hf = 2,67\text{cm}$ (Fig. 4.1). Foram tomados os esforços máximos de cada uma das faixas pré-estabelecidas multiplicados por 6,67 cm, que é o trecho de laje carregada contribuinte para cada nervura. A área de aço dimensionada para cada seção retangular foi então dividida por 1,33 cm de modo a se obter uma taxa por metro, permitindo uma melhor distribuição da armadura. As regiões maciças sujeitas a momentos negativos também foram calculadas como vigas retangulares, porém com $b_w = 1,00\text{cm}$. Desta forma, os momentos e a armação de cada faixa negativa calculadas com os valores de d , f_{ck} , f_{yk} , f_{yck} e E_s dados anteriormente, foram:

- Faixas 9, 10, 13 e 14 (Fig. 4.12):

$$M_{m\acute{a}x} = M_k = -0,253\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{cm}$$

$$A_s = 0,0034 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ ou } 0,34 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 18 \text{ a cada } 3,60 \text{ cm (Quadro 3.3);}$$

- Faixas 11 e 12 (Fig. 4.12):

$$M_{m\acute{a}x} = M_k = -0,705\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{cm}$$

$$A_s = 0,0099 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ ou } 0,99 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 18 \text{ a cada } 1,20 \text{ cm (Quadro 3.3);}$$

- Faixas 15 e 21 (Fig. 4.13):

$$M_{m\acute{a}x} = M_k = -0,703\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{cm}$$

$$A_s = 0,0099 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ ou } 0,99 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 14 \text{ a cada } 3,30 \text{ cm (Quadro 3.3);}$$

- Faixas 16 e 22 (Fig. 4.13):

$$M_{m\acute{a}x} = M_k = -2,173\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{cm}$$

$A_s = 0,0328 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ou $3,28 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 14$ a cada $1,10 \text{ cm}$ (Quadro 3.3);

- Faixas 17 e 23 (Fig. 4.13):

$$M_{m\acute{a}x} = M_k = -1,496 \text{ kN} \cdot \text{cm}/\text{cm}$$

$A_s = 0,0213 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ou $2,13 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 14$ a cada $1,60 \text{ cm}$ (Quadro 3.3);

- Faixas 18 e 20 (Fig. 4.13):

$$M_{m\acute{a}x} = -0,100 \text{ kN} \cdot \text{cm}/\text{cm} \Rightarrow M_k = -0,100 \text{ kN} \cdot \text{cm}/\text{cm} \cdot 6,67 \text{ cm} = -0,667 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$A_s = 0,009 \text{ cm}^2/1,33 \text{ cm}$ ou $0,67 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 16$ a cada $3,30 \text{ cm}$ (Quadro 3.3);

- Faixa 19 (Fig. 4.13):

$$M_{m\acute{a}x} = -0,042 \text{ kN} \cdot \text{cm}/\text{cm} \Rightarrow M_k = -0,042 \text{ kN} \cdot \text{cm}/\text{cm} \cdot 6,67 \text{ cm} = -0,280 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$A_s = 0,004 \text{ cm}^2/1,33 \text{ cm}$ ou $0,30 \text{ mm}^2/\text{cm} \Rightarrow 1 \text{ BWG } 18$ a cada $3,30 \text{ cm}$ (Quadro 3.3);

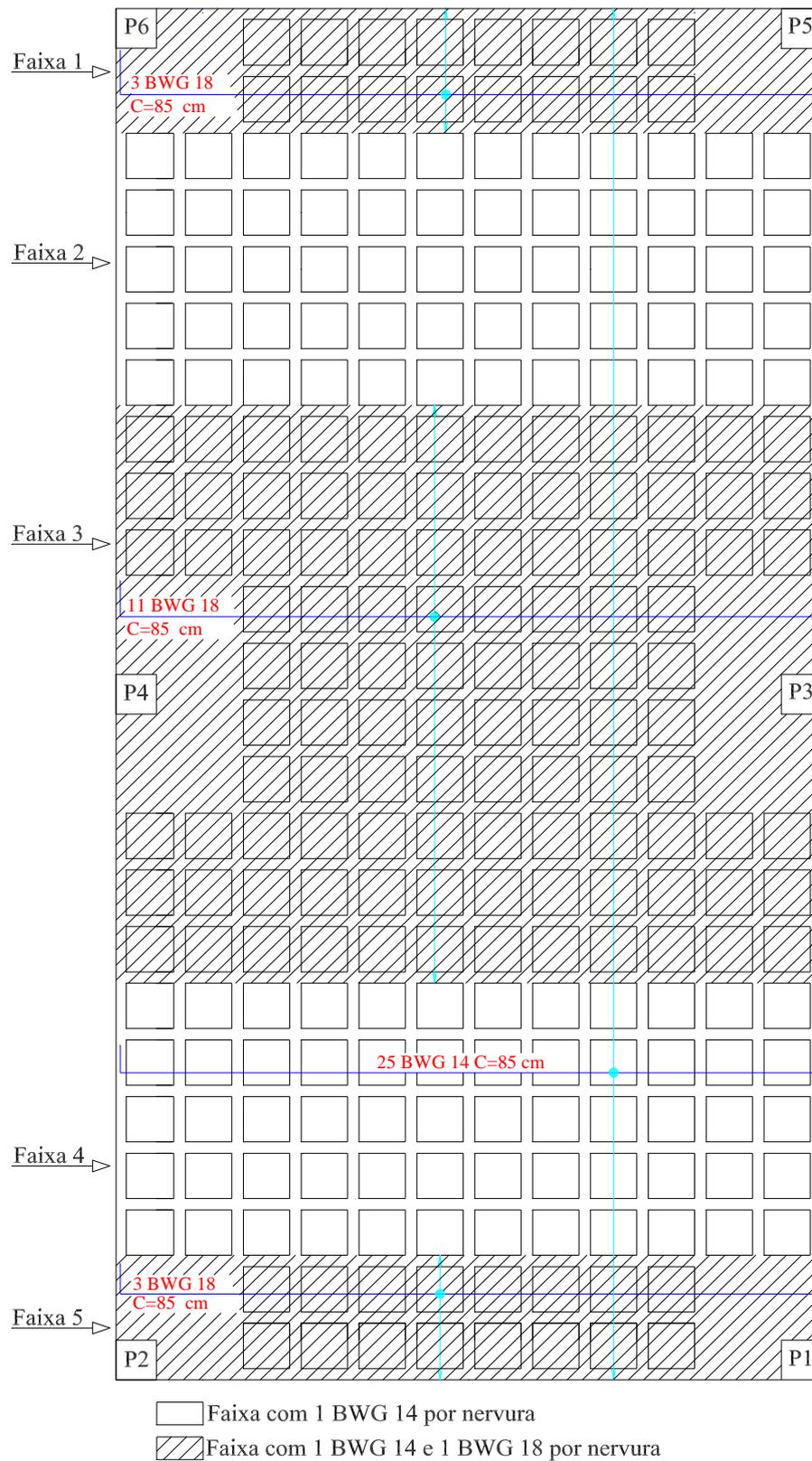


Figura 4.10 - Armação positiva paralela à menor dimensão do modelo reduzido separada em 5 faixas de distribuição conforme variação dos esforços

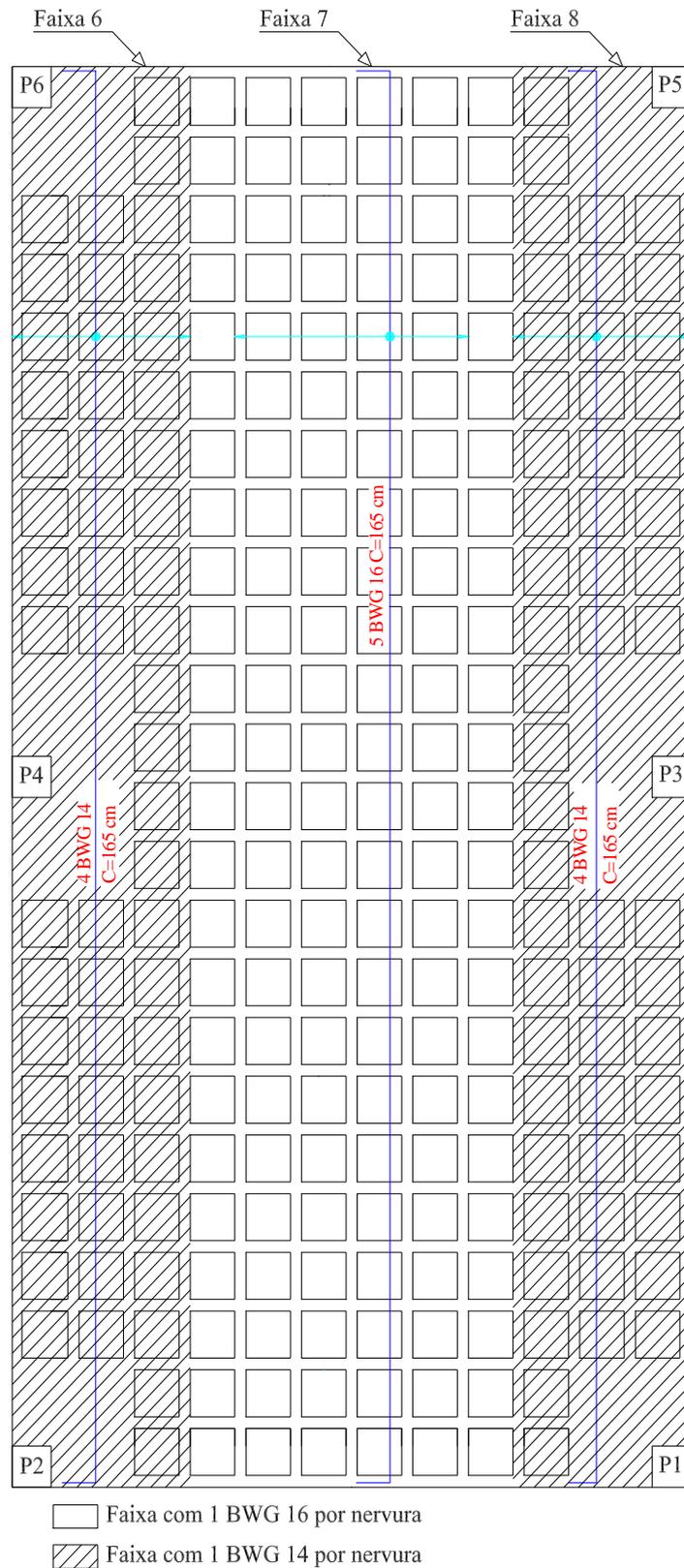


Figura 4.11 - Armação positiva paralela à maior dimensão do modelo reduzido separada em 3 faixas de distribuição conforme variação dos esforços

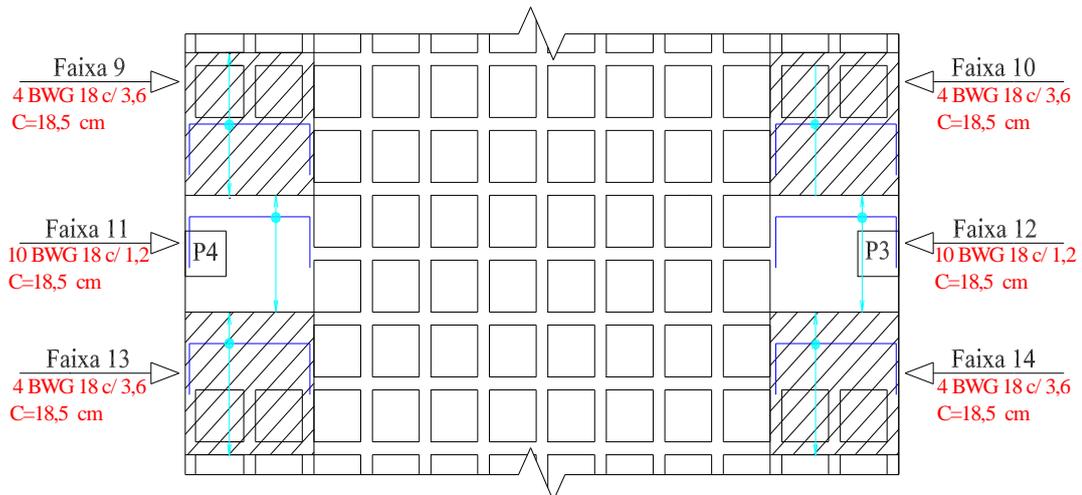


Figura 4.12 - Armadura negativa sobre os pilares centrais paralela à menor dimensão do modelo reduzido separada em 6 faixas de distribuição conforme variação dos esforços

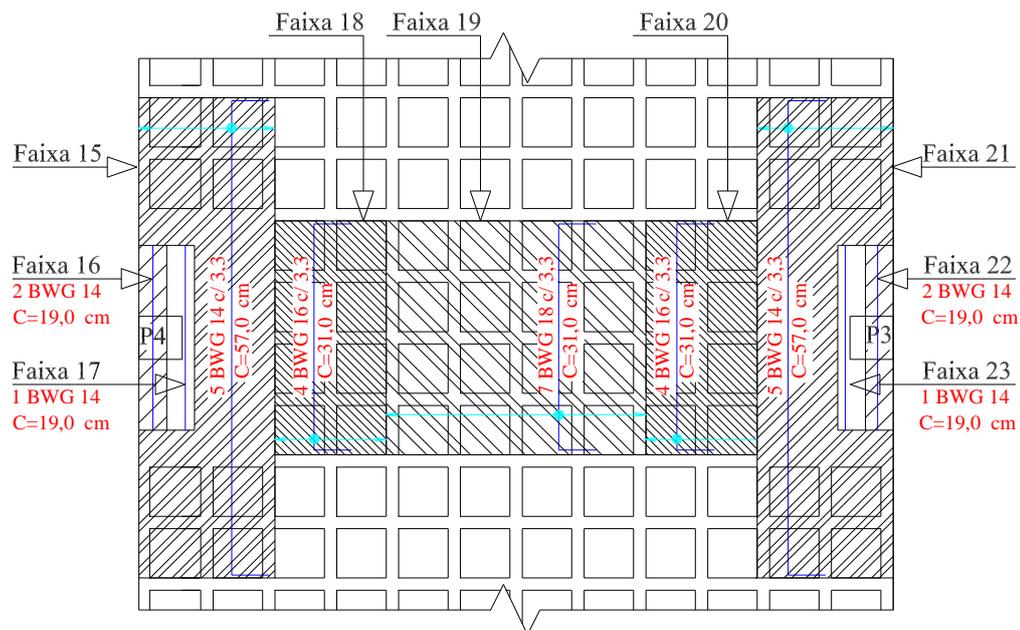


Figura 4.13 - Armadura negativa paralela à maior dimensão do modelo reduzido separada em 9 faixas de distribuição conforme variação dos esforços

Quanto à punção, a laje foi verificada conforme a NBR6118/80. As reações verticais foram de 3,08 kN nos pilares centrais (P3 e P4) e 1,03 kN nos pilares de canto (P1, P2, P5 e P6). Segundo a NBR6118/80, item 5.3.1.2b, o valor último da tensão tangencial de cálculo é

$$\tau_{wu} = 0,63 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \rightarrow \tau_{wu} = 0,63 \cdot \sqrt{\frac{20}{1,4}} = 2,38 \text{ MPa}$$

Os perímetros de controle para os pilares centrais e para os de extremidade são, respectivamente

$$u = \left(a + \frac{d}{2} \right) \cdot 2 + a + 2 \cdot \frac{d}{2} \rightarrow u = \left(4,67 + \frac{2,47}{2} \right) \cdot 2 + 4,67 + 2 \cdot \frac{2,47}{2} = 18,95 \text{ cm e}$$

$$u = \left(a + \frac{d}{2} \right) \cdot 2 \rightarrow u = \left(4,67 + \frac{2,47}{2} \right) \cdot 2 = 11,81 \text{ cm},$$

onde a é a dimensão do pilar e d é a altura útil da laje.

Consequentemente, as tensões tangenciais de cálculo no entorno destes pilares são, respectivamente,

$$\tau_{wd} = \frac{V}{u \cdot d} \longrightarrow \tau_{wd} = \frac{1,4 \cdot 3,08}{18,95 \cdot 2,47} = 0,09 \text{ kN/cm}^2 = 0,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V}{u \cdot d} \longrightarrow \tau_{wd} = \frac{1,4 \cdot 1,02}{11,81 \cdot 2,47} = 0,05 \text{ kN/cm}^2 = 0,5 \text{ MPa}$$

onde V é o esforço cortante de cálculo.

Portanto, é atendida a desigualdade $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$, e conforme o item 4.1.5.2 da NBR6118/80, não é necessária nenhuma armadura para absorver os esforços provenientes da punção, uma vez que a tensão tangencial de cálculo τ_{wd} , tanto para os pilares centrais (0,9 MPa) como para os de canto (0,5 MPa), é inferior à metade do valor último da tensão tangencial de cálculo τ_{wu} $\left(\frac{2,38 \text{ MPa}}{2} = 1,19 \text{ MPa} \right)$.

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Finalizada a análise numérica do SAP90 e do GRELHA-TQS para todas as etapas do carregamento do ensaio de curta duração, os valores teóricos foram comparados com os experimentais. No ensaio de curta duração foram medidas as deformações específicas, as deflexões verticais e as rotações sobre os pilares nos pontos indicados nas Fig. 5.1 e 5.12 (idênticas às Fig. 3.3 e 3.4 respectivamente). Já durante o ensaio de longa duração foram acompanhadas somente as deflexões verticais.

5.1 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

Os Quadros com os valores das deformações específicas medidas em cada ponto do modelo estão disponíveis no anexo deste trabalho. A seguir, são apresentados diversos gráficos (Fig. 5.1 a 5.10) e o Quadro 5.1, que indica em qual estágio estava o microconcreto armado em alguns pontos medidos durante o ensaio.

A partir dos gráficos, observa-se que a laje teve comportamento próximo do elástico linear no início do ensaio em alguns pontos, porém já apresentava-se fissurada em outros, com comportamento não linear. As deformações específicas residuais em todos os pontos monitorados são um forte indicativo de que o modelo atingiu o estágio II. A posição dos pontos é mostrada na Fig. 5.1 (reprodução da Fig. 3.3 de modo a facilitar a identificação da posição dos extensômetros elétricos neste capítulo).

O Quadro 5.1 corrobora estas observações, mostrando que algumas seções no início do ensaio trabalharam no estágio I (não fissurado) enquanto que as demais trabalharam no estágio II durante todo seu desenvolvimento. O estágio III não foi atingido em nenhum ponto. O Quadro 5.1 mostra também, que os pontos X5, Y3 e Y4 tiveram deformações específicas com ordem de grandeza esperadas para o estágio I após terem atingido o estágio II. Estas leituras, aparentemente incorretas, indicam que estes extensômetros elétricos provavelmente estavam colados a uma pequena zona não fissurada do microconcreto, localizada entre fissuras adjacentes. Deste modo, seus efeitos só foram detectados com carregamentos mais elevados.

Para indicar em qual estágio estava o microconcreto durante os 14 passos de carga do ensaio nas seções monitoradas, e montar o Quadro 5.1, foram fixados valores limites para a deformação específica das fibras tracionadas das seções. Estes valores são apenas indicativos da ordem de grandeza das deformações específicas máximas de cada estágio:

$$\varepsilon_t < \frac{f_{tk}}{E_{sec0,8}} \Rightarrow \text{Estádio I} \quad (5.1)$$

$$\frac{f_{tk}}{E_{sec0,8}} \leq \varepsilon_t < \frac{f_{yk}}{E_s} \Rightarrow \text{Estádio II} \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_t \geq \frac{f_{yk}}{E_s} \Rightarrow \text{Estádio III} \quad (5.3)$$

onde:

ε_t é a deformação específica das fibras tracionadas da seção;

f_{tk} é a resistência característica do microconcreto à tração;

$E_{sec0,8}$ é o módulo de deformação longitudinal do microconcreto (item 3.3.3);

f_{yk} é a resistência característica do arame galvanizado à tração;

E_s é o módulo de deformação longitudinal do arame galvanizado;

A resistência característica à tração do microconcreto (f_{tk}) depende da sua granulometria e do seu fator água/cimento (KLEIN, 1985). Para o microconcreto tipo 2,4 e fator água/cimento $x=0,576$ utilizados neste trabalho, o quociente entre a tensão média de ruptura à compressão simples e a tensão média de ruptura à tração por compressão diametral é 6,38, obtido interpolando-se entre 7,06 e 6,17, que são os valores para os fatores água/cimento $x=0,5$ e $x=0,6$ respectivamente (KLEIN, 1985). Portanto,

$$f_{tk} = \frac{f_{cj}}{6,38} = \frac{35,5MPa}{6,38} = 5,56MPa \quad (5.4)$$

e para $\varepsilon_t < \frac{5,56MPa}{33,9GPa} = 164,01 \cdot 10^{-6}$, a seção estava no estágio I, para

$164,01 \cdot 10^{-6} \leq \varepsilon_t < \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{500MPa}{217GPa} = 2304,15 \cdot 10^{-6}$, a seção estava no estágio II e para

$\varepsilon_t \geq 2304,15 \cdot 10^{-6}$ a seção estava no estágio III.

Quadro 5.1- Estádios do microconcreto armado durante o ensaio (I, II ou III)

Ponto	CARGA (kN/m ²)													
	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	6,25	7,50	6,25	5,00	3,75	2,50	0,00	3,75	7,50
X1	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II
X5	I	II	I	II	II									
X7	I	II												
X9	I	I	I	II										
Y1	I	I	I	II										
Y3	I	I	I	I	II	I	II	II	I	I	I	I	I	I
Y4	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	I	II	II
Y5	I	I	II											
Y7	I	I	I	I	II									
Y8	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II

Se a laje fosse imaginada como 2 panos contíguos, seria correto esperar, se adequadamente armada para isso, um comportamento hiperestático na direção onde há continuidade dos panos, e isostático na outra. Como o modelo de fato recebeu armadura para absorver os momentos negativos entre os pilares centrais, foi justamente este comportamento que se verificou. O confronto dos resultados dos extensômetros da posição Y4 (Fig. 5.8) com os da posição X1 (Fig. 5.2), por exemplo, demonstra que os primeiros, dispostos num ponto favorecido pela continuidade da estrutura, apresentaram deformações específicas bem menores que os últimos, colados em uma das bordas "isostáticas" da placa.

As maiores deformações específicas (e conseqüentemente momentos fletores) paralelas ao eixo X (menor dimensão do modelo) foram encontradas, em ordem decrescente, nas posições X1 (Fig. 5.2), X7 (Fig. 5.4) e X5 (Fig. 5.3), conforme as previsões teóricas do SAP90 e do TQS (Fig. 4.4 e 4.9).

Nas posições X2, X3, X6, X8 e X9, o valor das deformações específicas foi muito baixo, ficando no intervalo de -50 a 200 $\mu\text{in/in}$, o que era esperado, uma vez que foram colados em pontos indicados pela análise numérica de momentos fletores de pequena magnitude. Seus gráficos, invariavelmente apresentaram pequenas oscilações inesperadas que devem ser oriundas das leituras efetuadas no limite de precisão dos equipamentos, como pode ser visto no gráfico da posição X9 (Fig. 5.5). Na outra direção, o mesmo ocorre com os extensômetros colados nas posições Y1 (Fig. 5.6), Y2 e Y3 (Fig. 5.7).

Além disso, as deformações lidas nos pontos Y7 e Y8 (Fig. 5.10 e 5.11) revelaram compressão das fibras inferiores da laje e tração das superiores, indicando a formação de

momentos fletores negativos sobre o pilar P4 na direção paralela ao eixo Y (maior dimensão do modelo), como era esperado. Em última análise, pode-se dizer que a distribuição e sinal dos momentos fletores, que representam uma grandeza física mais compreensível aos engenheiros, se comportaram conforme o esperado.

Durante o ensaio, infelizmente pelo menos um dos extensômetros dispostos nas posições X4, X8, Y6 e Y9 começaram a apresentar leituras instáveis, com troca constante de sinal ou variações de magnitude desproporcionais entre um passo de carga e outro, indicando o seu rompimento ou descolamento do modelo, o que ocasionou a desconsideração de seus resultados. Por isso, a verificação do comportamento simétrico do modelo ficou prejudicada, não podendo ser comprovada pela extensometria elétrica.

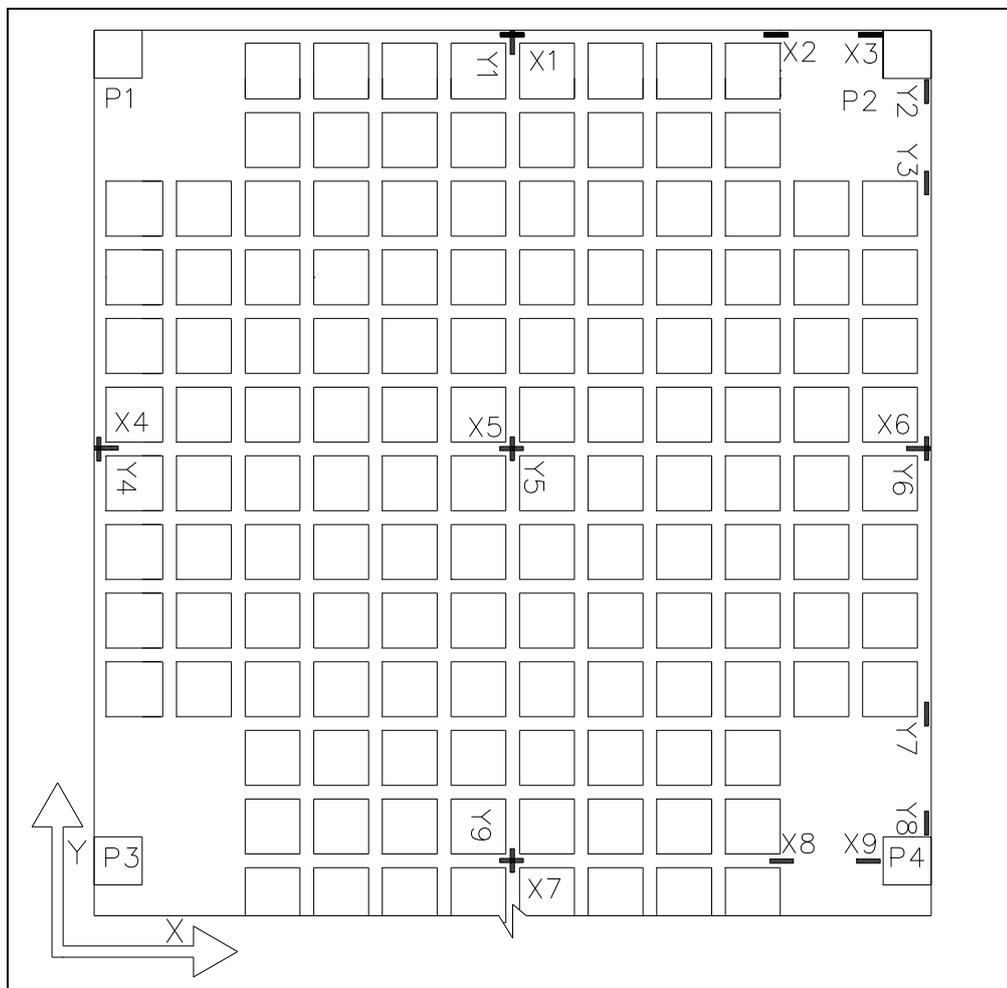


Figura 5.1 - Vista inferior da laje com o posicionamento dos extensômetros elétricos

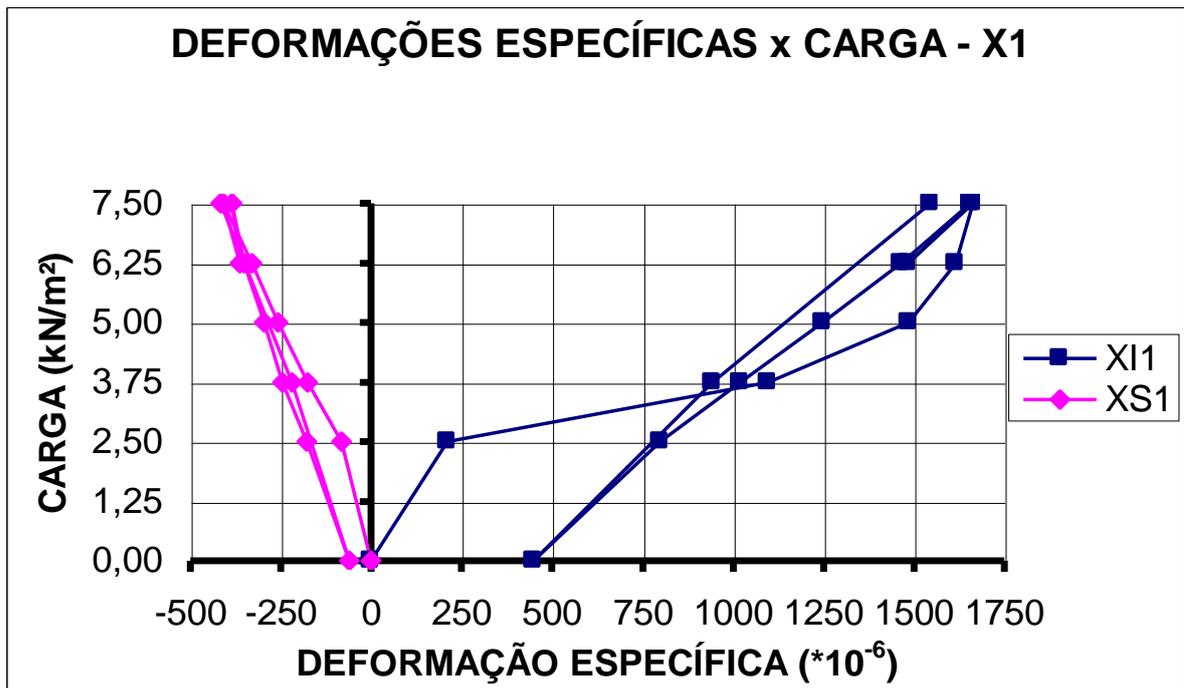


Figura 5.2- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X1

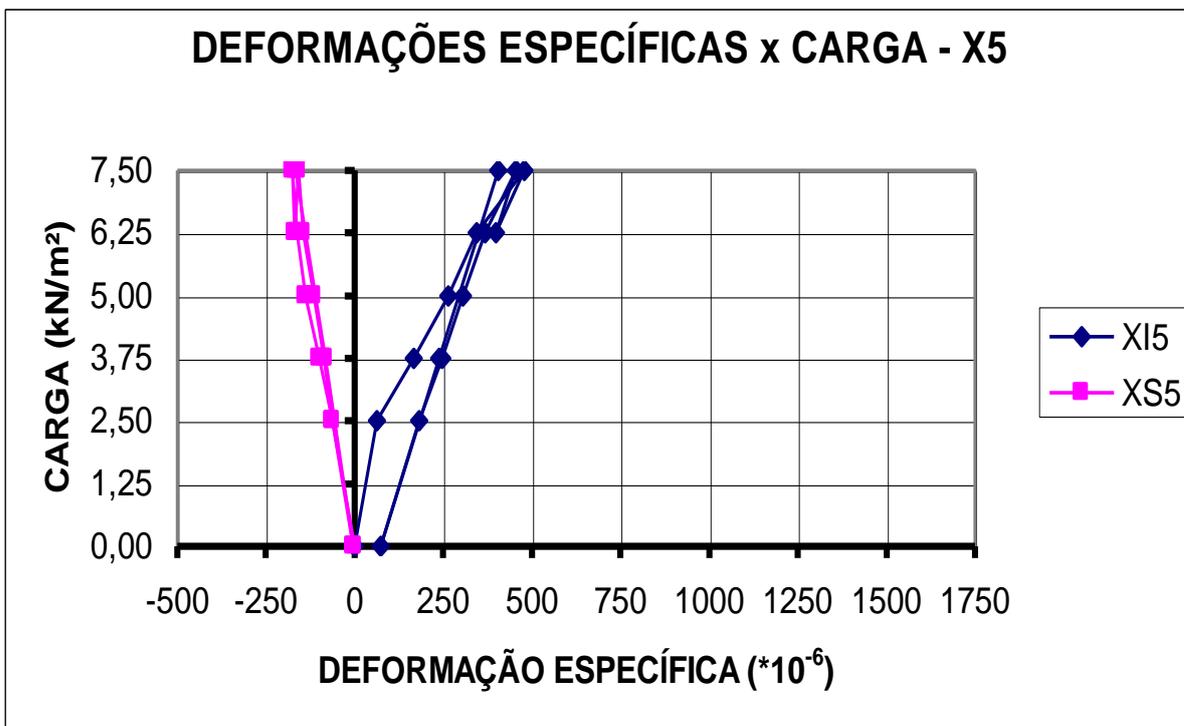


Figura 5.3- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X5

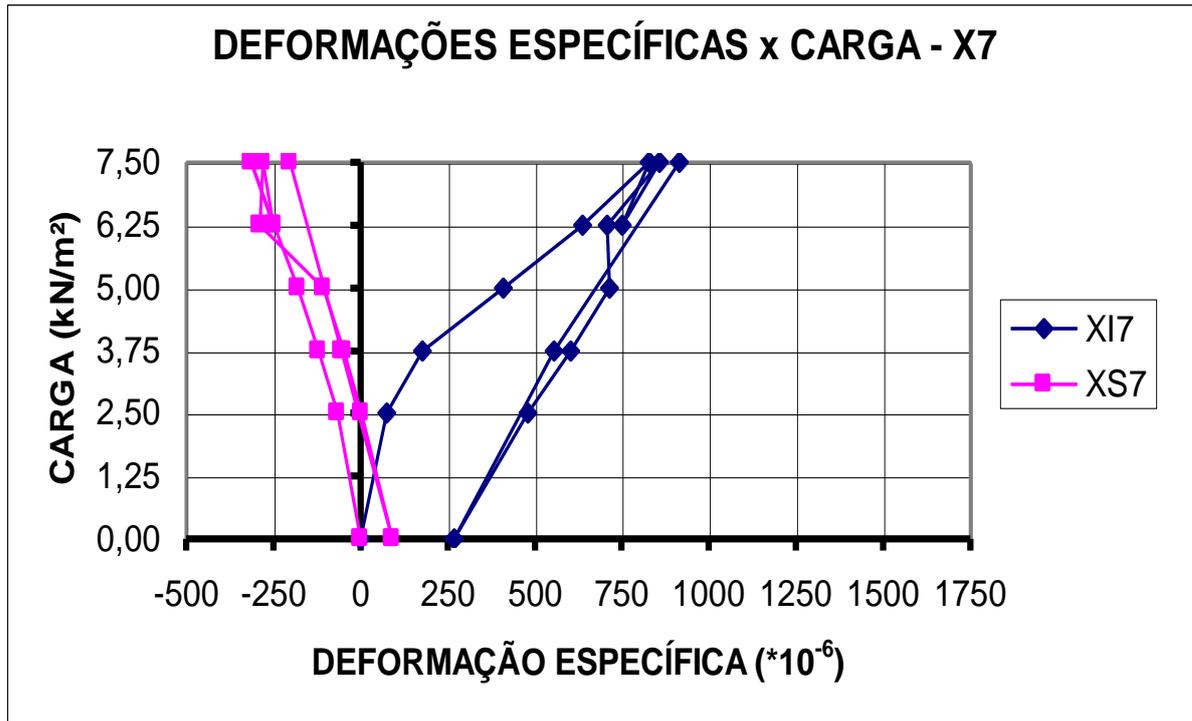


Figura 5.4- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X7

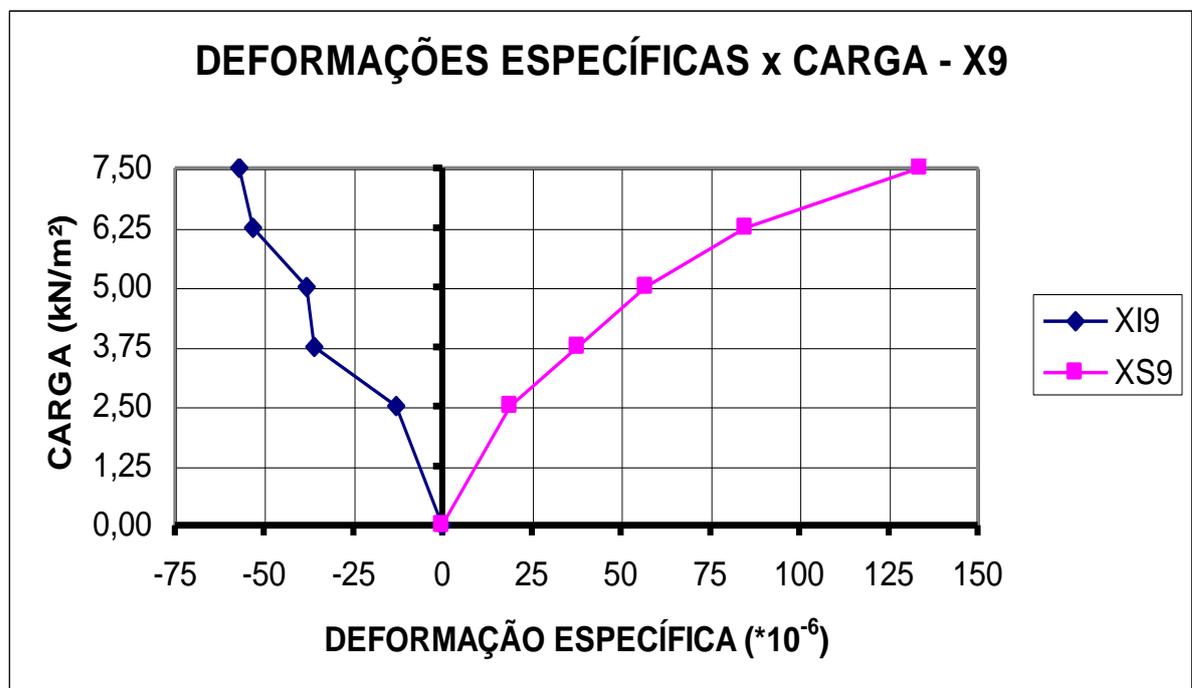


Figura 5.5- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto X9

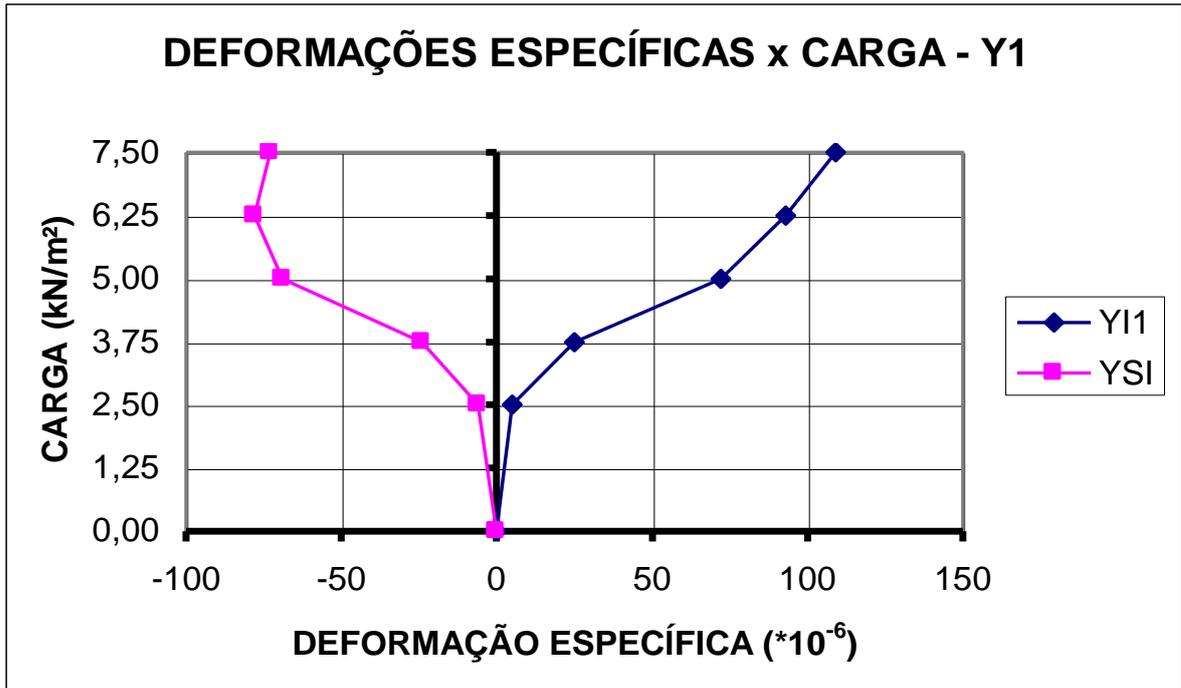


Figura 5.6- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y1

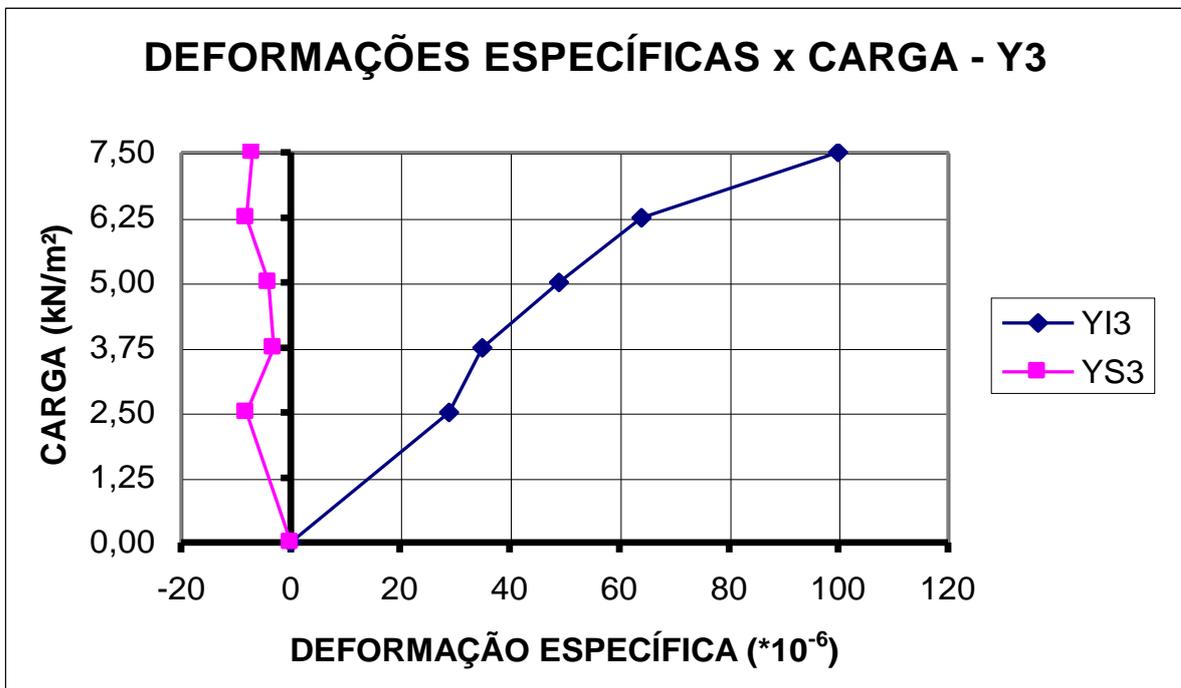


Figura 5.7- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y3

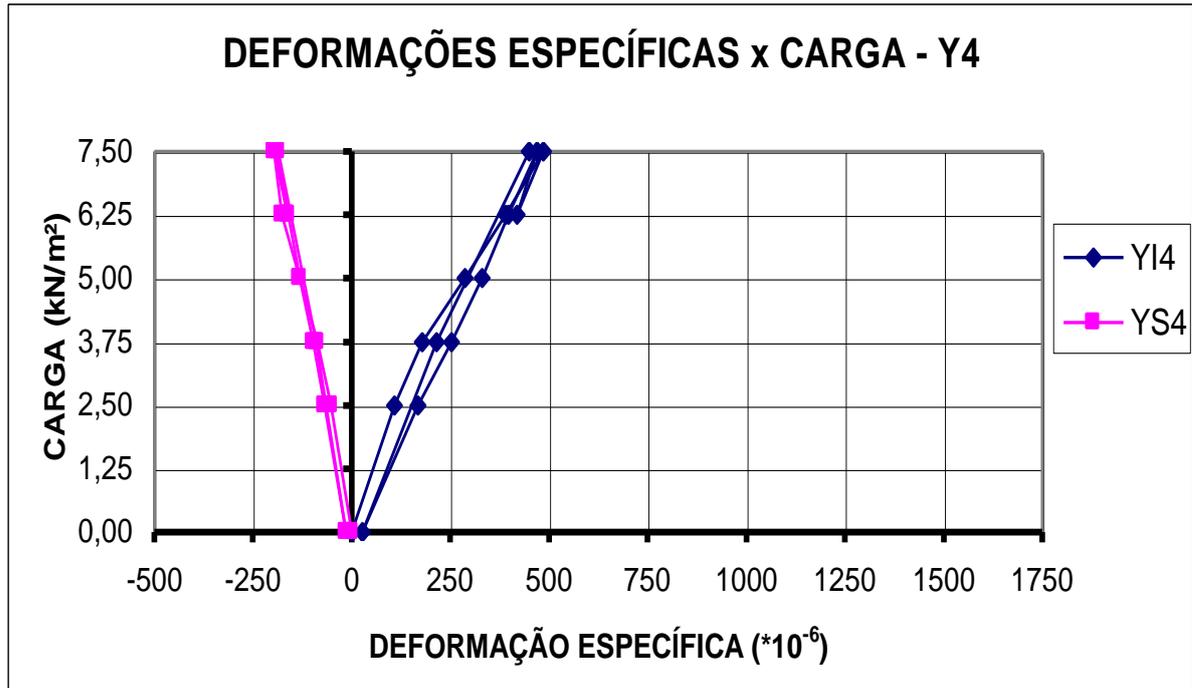


Figura 5.8- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y4

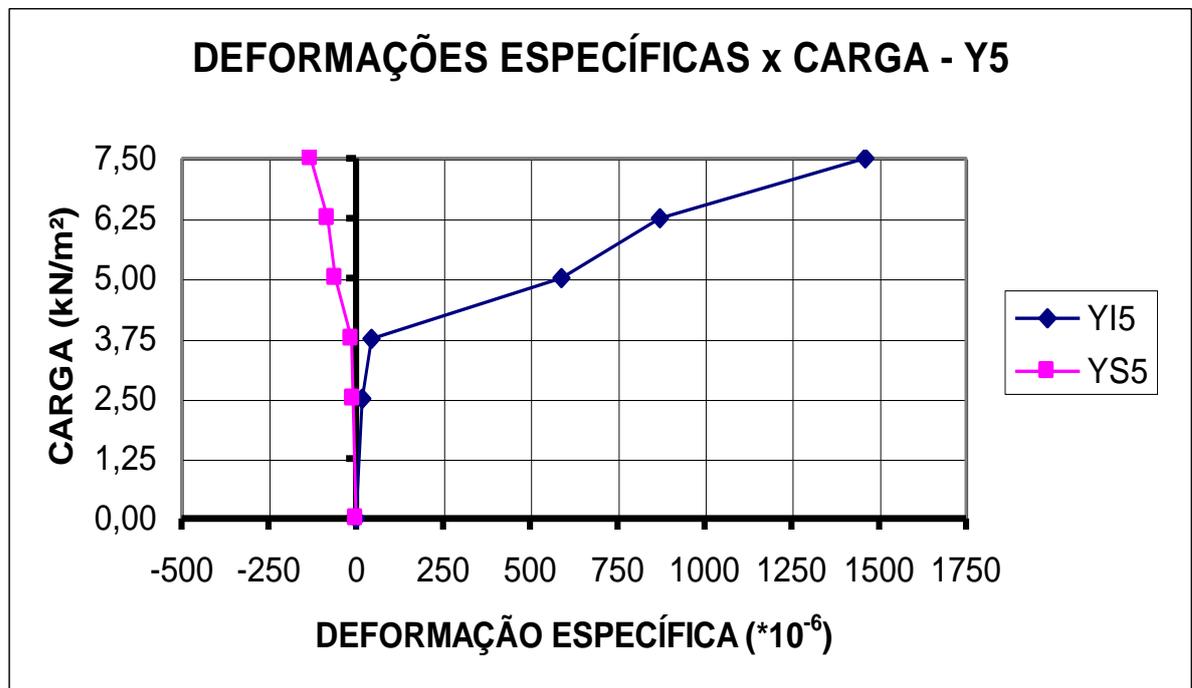


Figura 5.9- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y5

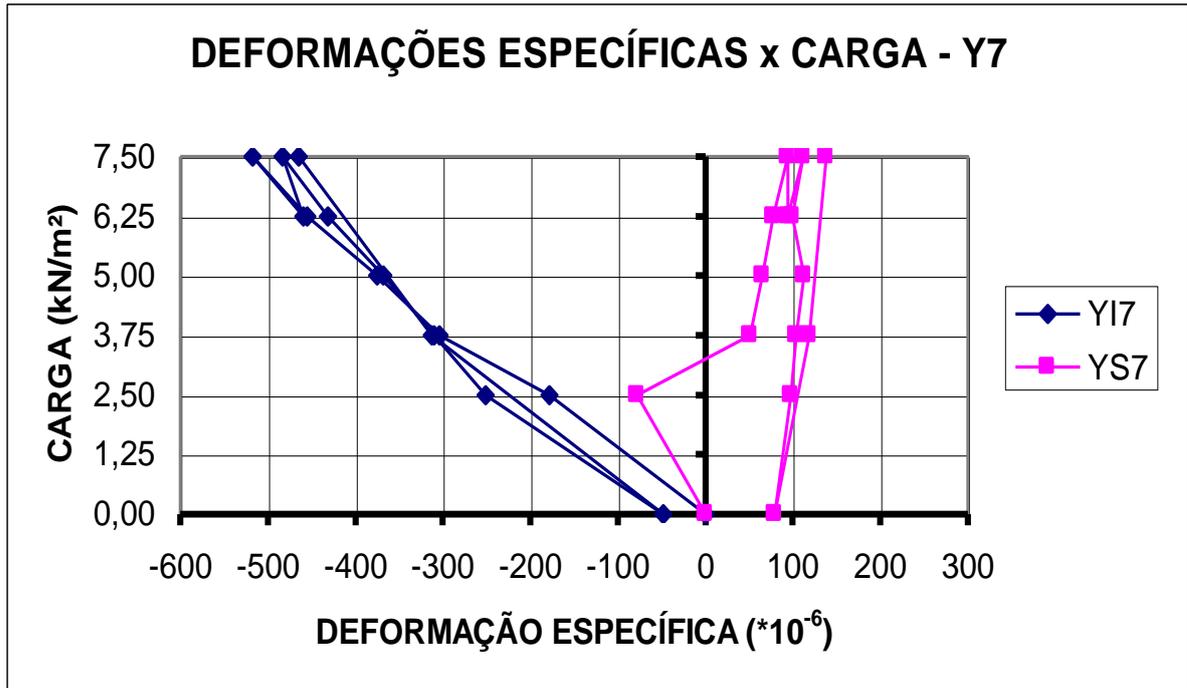


Figura 5.10- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y7

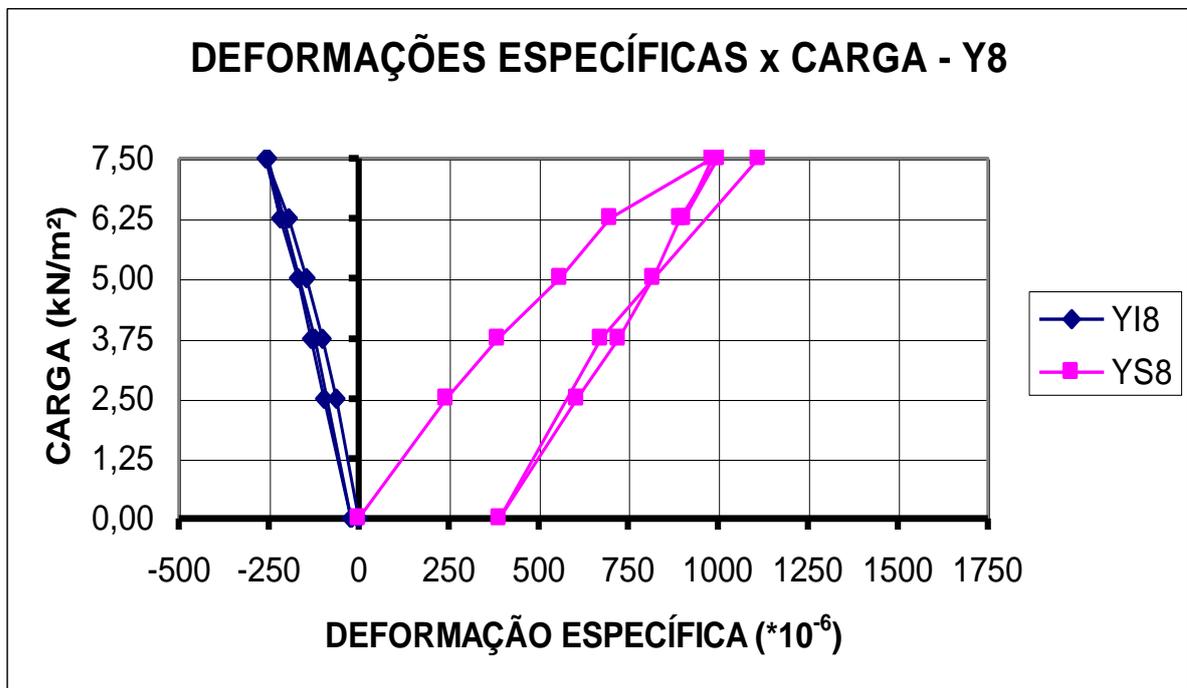


Figura 5.11- Gráfico de carga x deformações específicas experimentais para o ponto Y8

5.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS - ENSAIO DE CURTA DURAÇÃO

Os gráficos dos deslocamentos verticais obtidos experimentalmente e dos deslocamentos teóricos esperados em cada ponto de medição do modelo durante seu ensaio de curta duração seguem nas Fig. 5.13 a 5.21. As posições dos pontos de medição podem ser observados na Fig. 5.12 (reprodução da Fig. 3.4 de modo a facilitar a identificação da posição dos deflectômetros neste capítulo). Os quadros com os respectivos valores de cada etapa do ensaio são apresentados no anexo deste trabalho.

Como os programas computacionais empregados fazem somente análise numérica elástico-linear das estruturas, os deslocamentos verticais previstos por eles em cada ponto, são proporcionais às cargas aplicadas, formando retas quando traçados num gráfico de carga x deslocamento. Porém, sabe-se que uma vez alcançado o momento de fissuração do microconcreto numa determinada região da estrutura, ela não mais se comportará elasticamente nesta região, começando a divergir da previsão teórica elástico-linear.

Analisando as Fig. 5.13 a 5.21, observa-se que a laje teve comportamento próximo do elástico linear até o 3º passo de carga (3,75 kN/m²) em alguns pontos, ainda que, provavelmente, o momento de fissuração limite do microconcreto já tivesse sido atingido em várias partes da laje antes mesmo deste passo de carga, conforme indica o Quadro 5.1. A partir dele, como era esperado, o modelo começou a apresentar um crescente comportamento não linear, distanciando-se cada vez mais das previsões teóricas, principalmente nas regiões de maiores solicitações, como as medidas pelos deflectômetros D3 e D14 (Fig. 5.15), D5 e D7 (Fig. 5.17), D6 e D13 (Fig. 5.18) e D9 e D12 (Fig. 5.19).

Da mesma forma que as deformações específicas residuais, as deflexões residuais, que variaram de 0,50 a 1,80 mm aproximadamente, também indicam que foi ultrapassado o momento de fissuração limite do microconcreto nos pontos medidos. A deformação residual elevada foi consequência da grande fissuração a que a laje foi submetida, trabalhando fora do regime elástico-linear em todos os pontos medidos durante praticamente todo o ensaio (Quadro 5.1).

Conforme esperado, a simetria dos deslocamentos verticais foi respeitada (Fig. 5.14 a 5.19). As pequenas diferenças encontradas entre dois pontos simétricos, provavelmente se devem ao posicionamento da malha de arame galvanizado (que pode ter se deslocado durante a concretagem) ou à heterogeneidade do microconcreto.

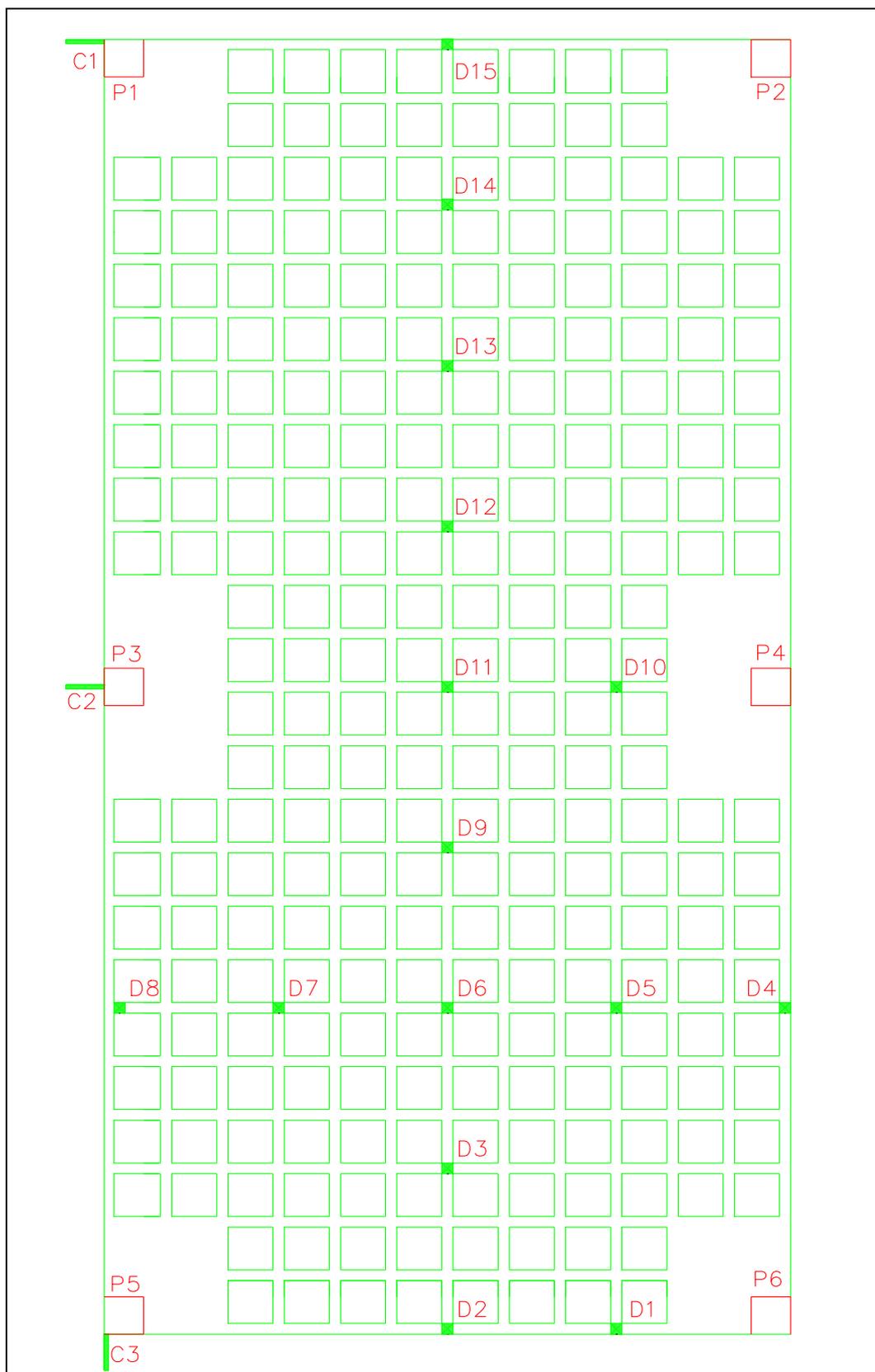


Figura 5.12 - Vista inferior da laje com o posicionamento dos defletores e clinômetros

O comportamento hiperestático do modelo na direção onde havia continuidade e isostático na outra direção, já verificado com os extensômetros, foi confirmado com os

deflectômetros. Quando comparados, por exemplo, os dados dos deflectômetros D4 e D8 (Fig. 5.16) com D2 e D15 (Fig. 5.14), os dois primeiros, dispostos em pontos favorecidos pela continuidade da estrutura, apresentaram deslocamentos máximos próximos a 1 mm quando sujeitos à 7,50 kN/m², já os dois últimos, colocados nas bordas "isostáticas" da placa, apresentaram cerca de 4 mm de deslocamento.

A análise dos resultados teóricos mostrou, também, que o modelo numérico mais rígido, formado por elementos finitos de placa, empregado no SAP90, foi o que previu os valores mais próximos dos deslocamentos experimentais no princípio do ensaio, enquanto a laje nervurada apresentou comportamento aproximadamente elástico-linear. Entretanto, à medida que a fissuração da laje evoluiu durante o ensaio, sua rigidez foi reduzida, e seu comportamento foi se aproximando do previsto pelo modelo numérico menos rígido, gerado com elementos de grelha no GRELHA-TQS. Já nos últimos estágios de carga, a fissuração do microconcreto foi tão intensa e abrangente, que nenhum dos dois modelos numéricos foi capaz de reproduzir seu comportamento visco-plástico adequadamente, divergindo em todos os pontos.

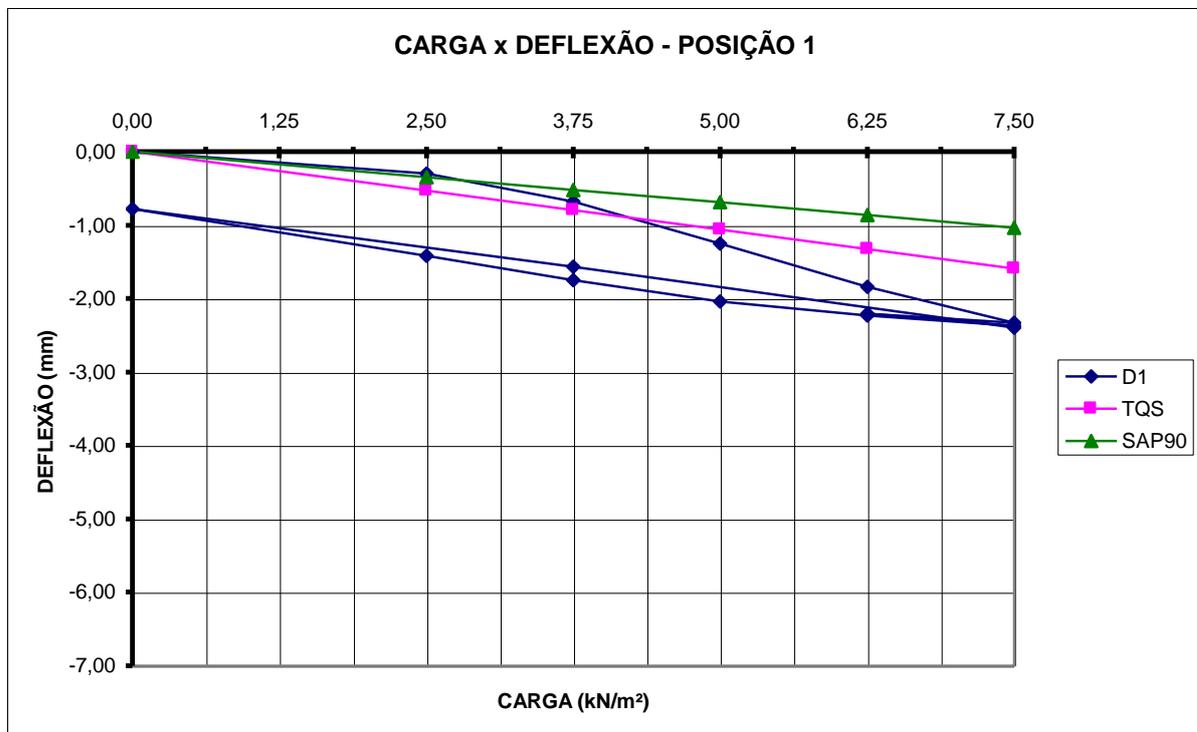


Figura 5.13- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para o deflectômetro D1

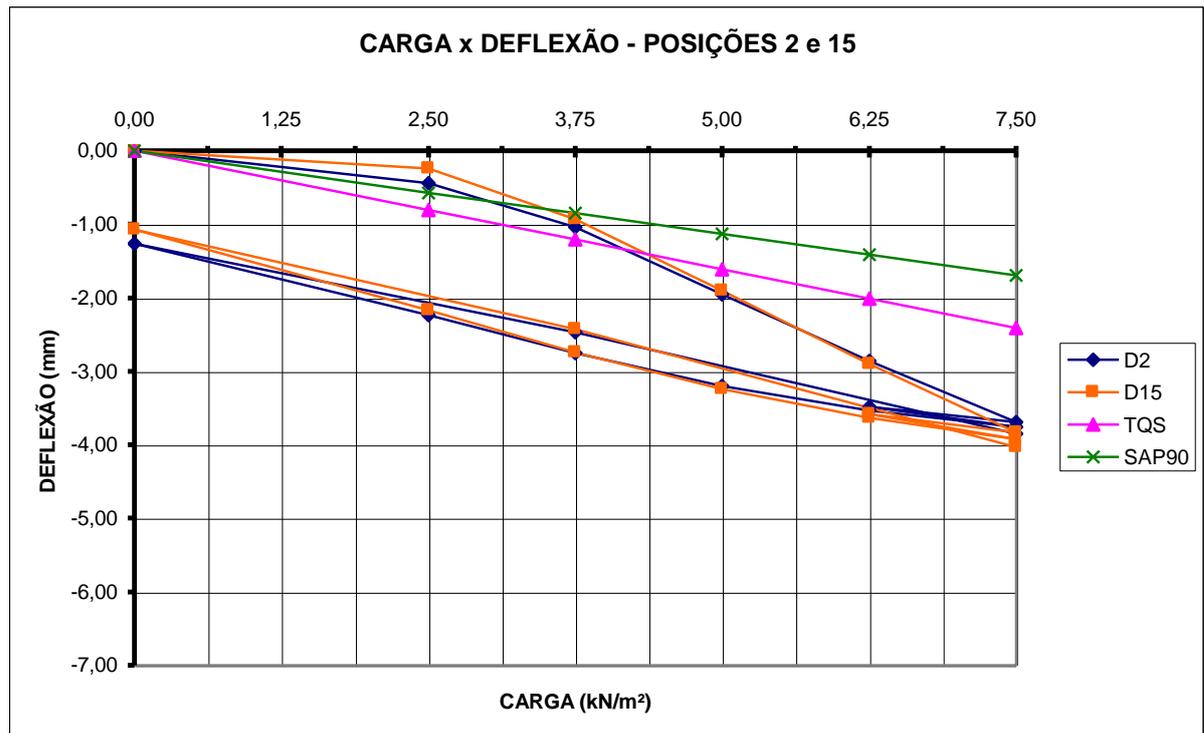


Figura 5.14- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os defletômetros D2 e D15

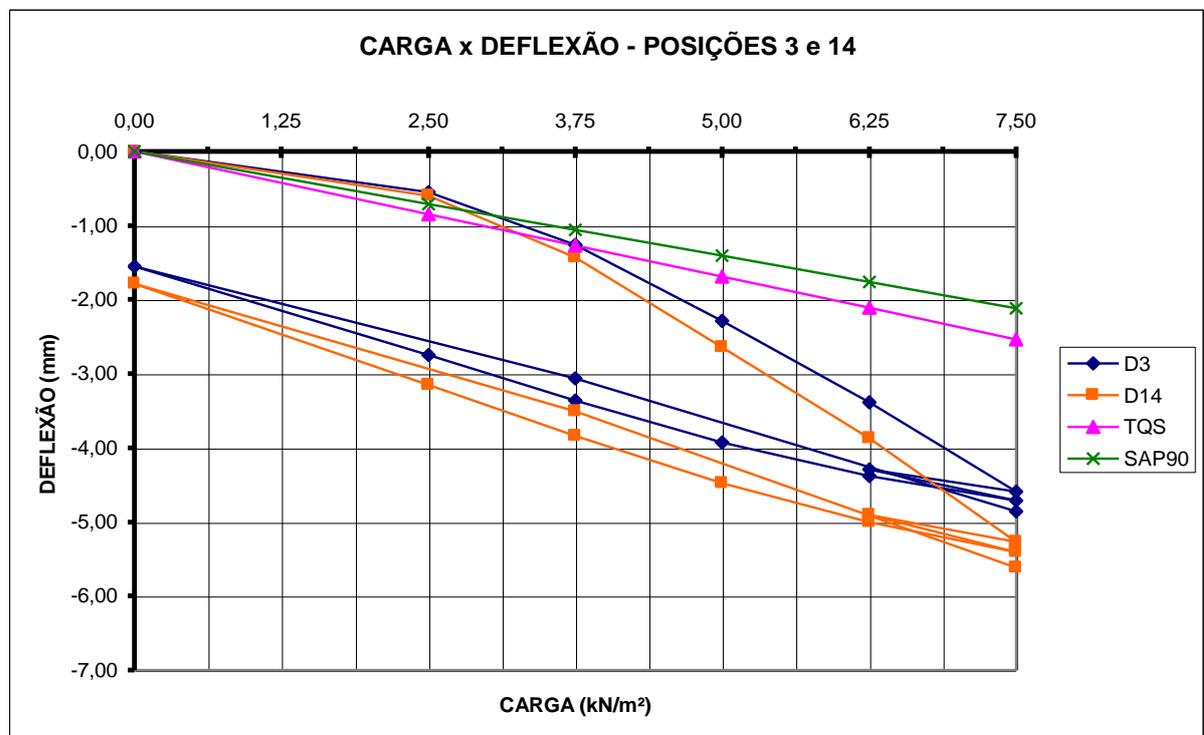


Figura 5.15 - Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os defletômetros D3 e D14

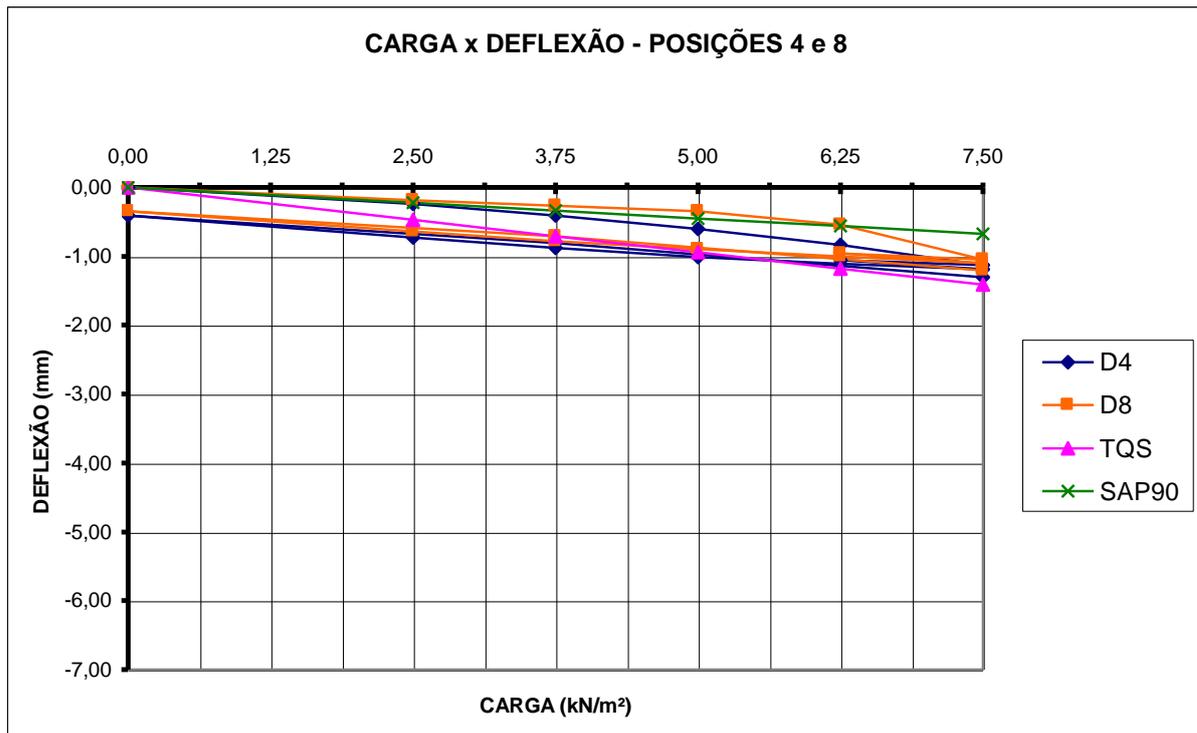


Figura 5.16 - Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os defletômetros D4 e D8

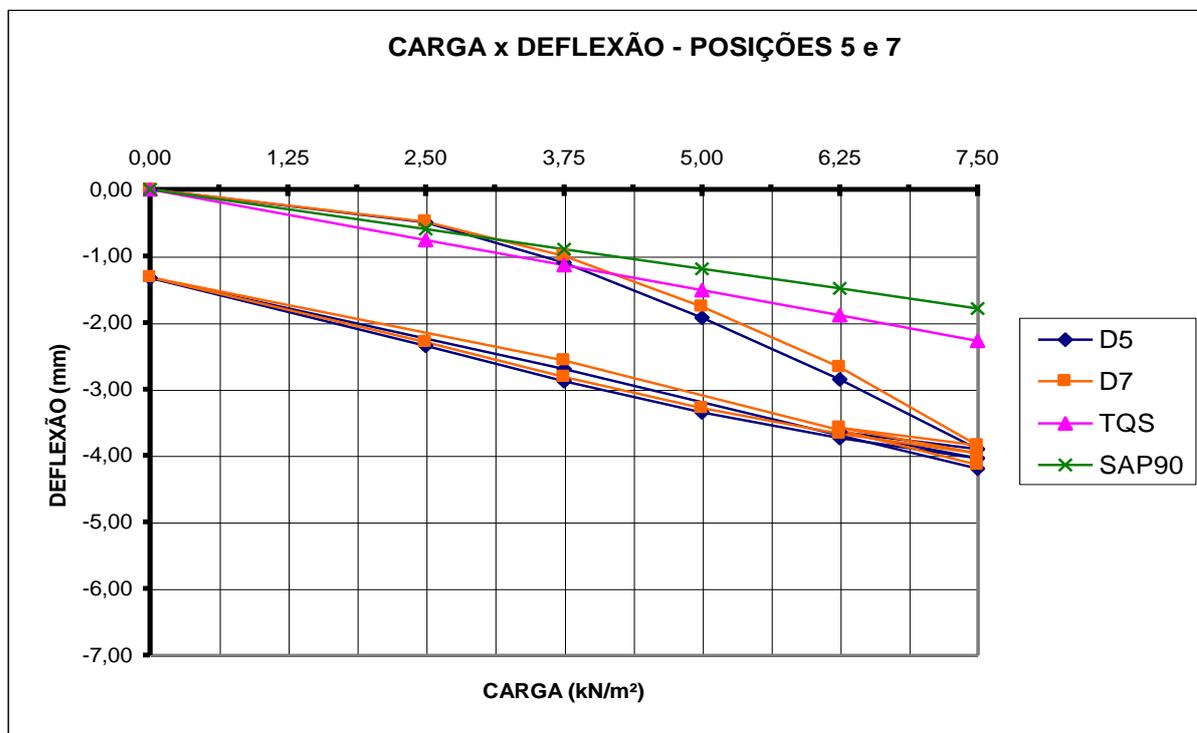


Figura 5.17- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os defletômetros D5 e D7

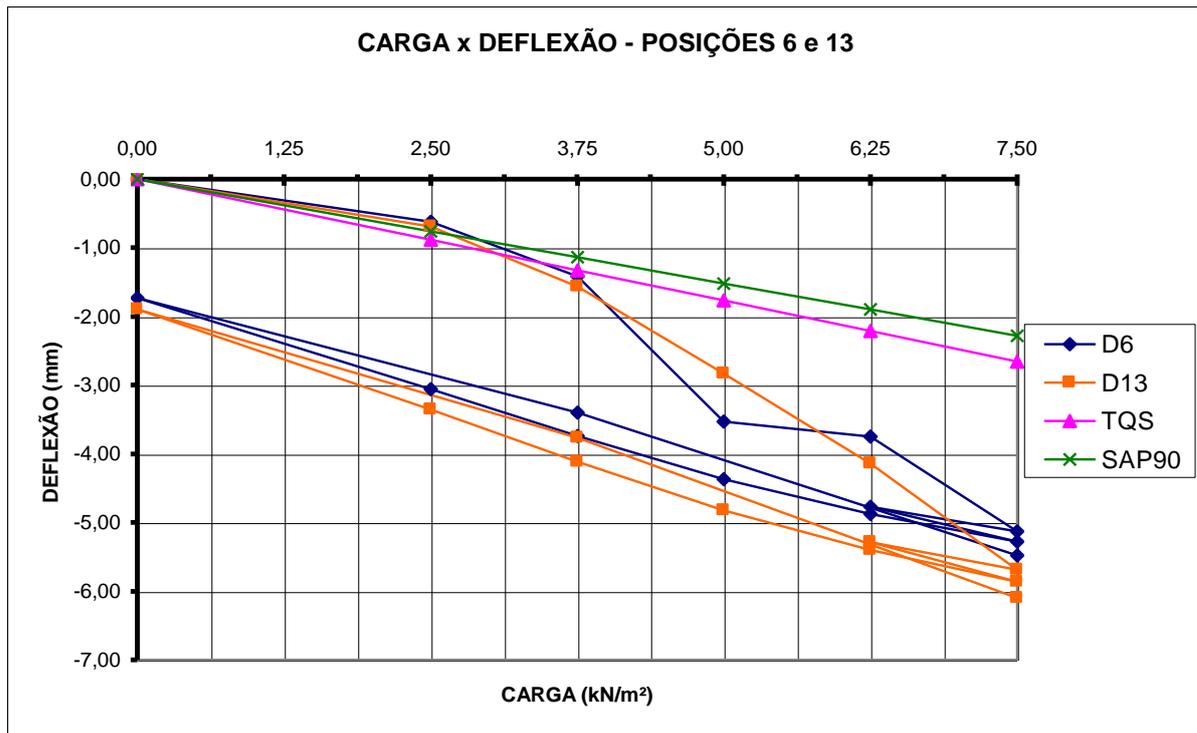


Figura 5.18- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os defletores D6 e D13

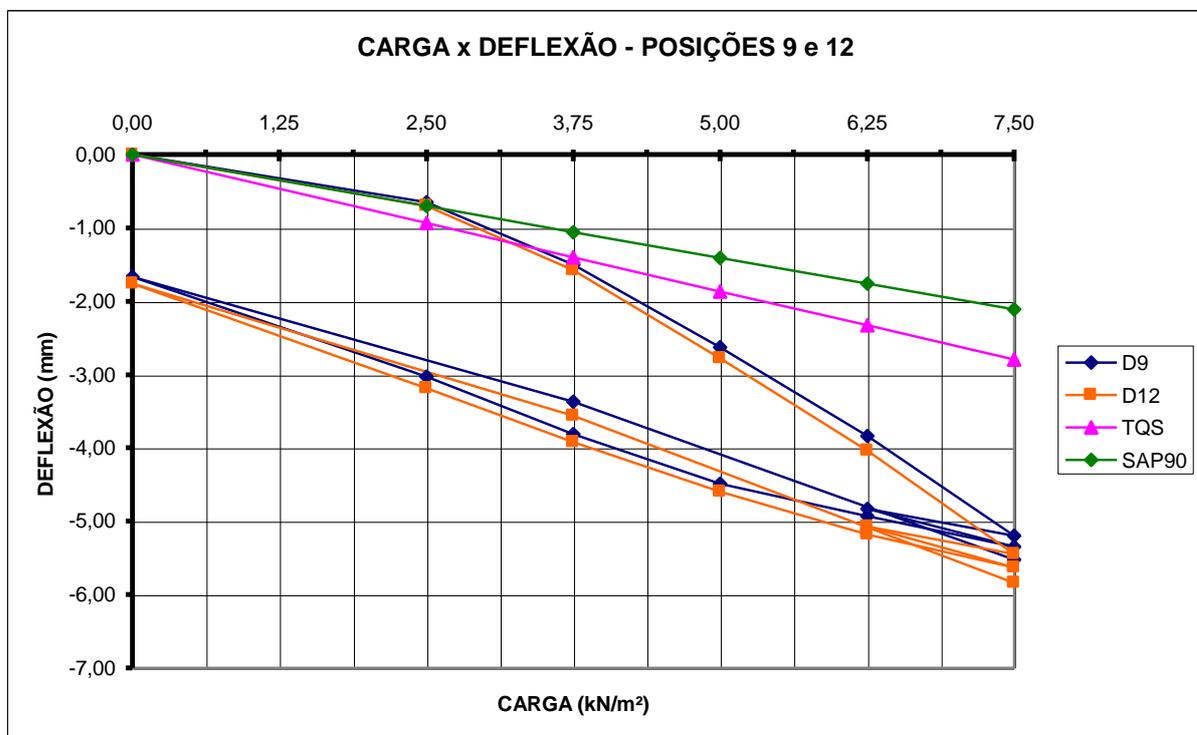


Figura 5.19- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para os defletores D9 e D12

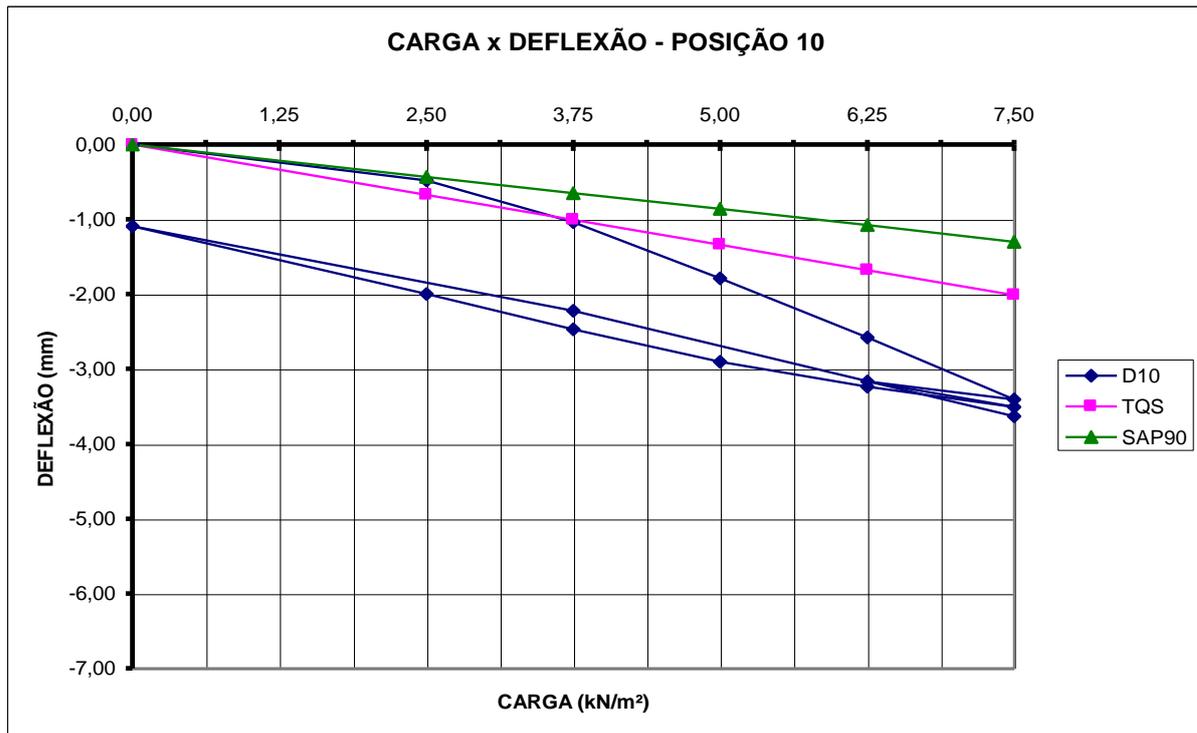


Figura 5.20- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para o defletômetro D10

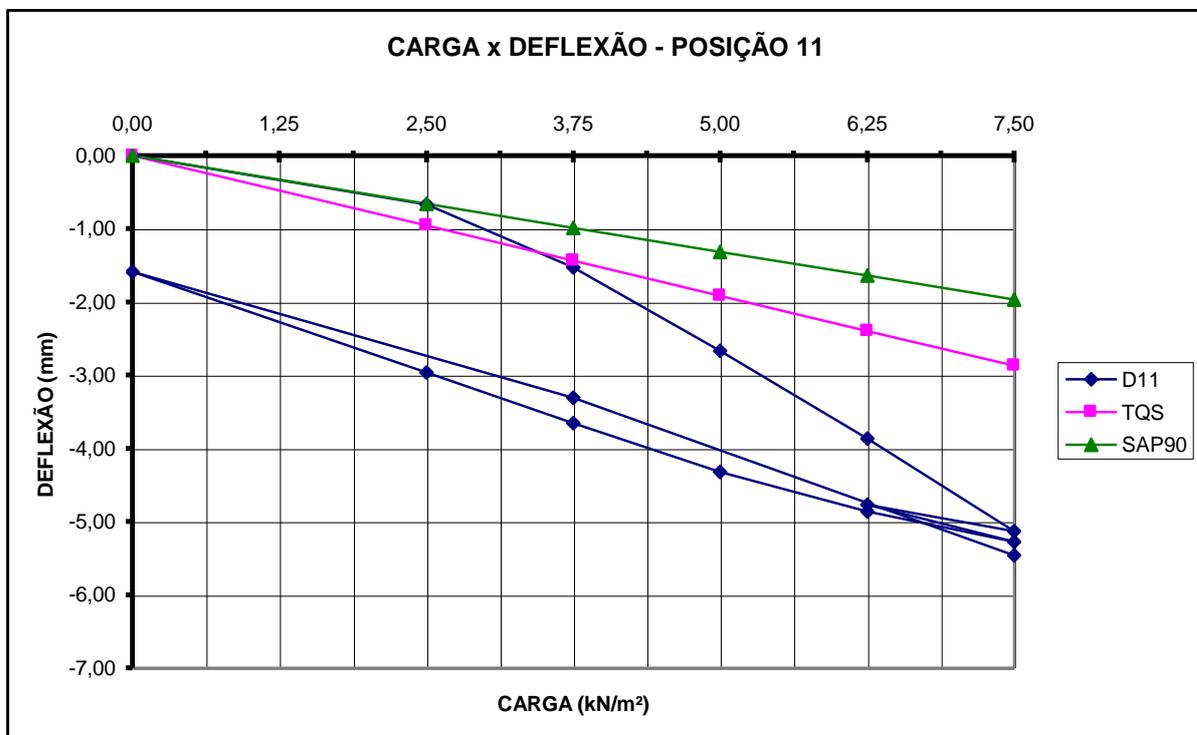


Figura 5.21- Gráfico de carga x deslocamentos verticais teóricos e experimentais para o defletômetro D11

5.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS - ENSAIO DE LONGA DURAÇÃO

Os gráficos dos deslocamentos verticais obtidos experimentalmente em cada ponto de medição do modelo durante seu ensaio de longa duração seguem nas Fig. 5.22 a 5.29. Os Quadros com os respectivos valores de cada etapa do ensaio são apresentados no anexo deste trabalho.

O microconcreto apresentou um comportamento similar ao do concreto quanto à fluência ou deformação lenta da estrutura, causada pelo carregamento de longa duração (7,50 kN/m²) aplicado sobre a mesma. Em todos os pontos houve um aumento da deflexão ao longo do tempo, sendo que os maiores incrementos se verificaram nos primeiros 17 dias do ensaio e as regiões mais solicitadas foram as que apresentaram os maiores acréscimos. Uma vez retirado o carregamento (76º dia), a estrutura recuperou parcialmente os deslocamentos adquiridos, sendo parte imediatamente (recuperação elástica) e parte de forma lenta e gradual (recuperação visco-elástica) nos 14 dias que se seguiram.

A partir das leis da análise dimensional (KLEIN, 1988), sabe-se que os 76 dias em que o modelo reduzido esteve sujeito ao carregamento de 7,50 kN/m² equivalem a aproximadamente 208 dias para estruturas em escala real, e os 14 dias que se seguiram após o descarregamento do modelo (período durante o qual foi acompanhada a recuperação das deflexões), correspondem a cerca de 38 dias na escala real.

Portanto, era previsível que os maiores incrementos de deflexões ocorressem nos primeiros 23 dias do ensaio de longa duração, uma vez que eles equivalem a 63 dias na escala real, período durante o qual as estruturas apresentam suas maiores deformações após entrarem em carga. Da mesma forma, depois de descarregada no 76º dia de ensaio, esperava-se que as maiores recuperações das deflexões ocorressem nos primeiros dias que se seguiram à descarga, especialmente no primeiro dia, quando a recuperação elástica do modelo contribuiria com uma grande parcela no processo. Nos gráficos traçados ficou evidente a recuperação elástica da laje quando da descarga, seguida da recuperação visco-elástica durante os 14 dias posteriores ao descarregamento do modelo.

A análise das Fig. 5.23 a 5.28 evidencia que simetria dos deslocamentos verticais continuou sendo respeitada durante o ensaio de longa duração. As pequenas diferenças encontradas entre dois pontos simétricos, são originadas ainda no ensaio de curta duração.

Porém ficou claro que o incremento de deslocamentos verticais é similar para os pontos simétricos, pois os gráficos apresentam-se praticamente paralelos ao longo do ensaio.

Como ocorrera no ensaio de curta duração, durante o de longa duração também foi verificado o comportamento hiperestático do modelo na direção onde havia continuidade dos panos e isostático na outra. A comparação dos dados dos deflectômetros D4 e D8 com D2 e D15 novamente, demonstra que os dois primeiros, dispostos em pontos favorecidos pela continuidade da estrutura, apresentaram deslocamentos finais próximos a 2,5 mm, e os dois últimos, colocados nas bordas "isostáticas" da placa, chegaram próximos de 5 mm.

O confronto entre as máximas deflexões do ensaio de curta duração com as do ensaio de longa duração, mostra que elas sofreram aumentos que variaram de 24 a 123%, conforme Quadro 5.2. Em média, as deflexões máximas ficaram 46% maiores.

Quadro 5.2- Relação entre as máximas deflexões verticais dos ensaios de longa e curta duração

Deflectômetro	Relação	Deflectômetro	Relação	Deflectômetro	Relação
D1	1,27	D6	1,41	D11	1,37
D2	1,24	D7	1,50	D12	1,39
D3	1,41	D8	2,23	D13	1,39
D4	1,84	D9	1,41	D14	1,37
D5	1,45	D10	1,37	D15	1,29

Já a comparação entre as deflexões residuais do ensaio de curta duração com as do ensaio de longa duração, indica incrementos da ordem de 68 a 360%, conforme Quadro 5.3. Ficou evidente que a laje ainda poderia recuperar alguma deflexão e/ou que o dano sofrido em função do carregamento contínuo foi maior que o provocado pelo ensaio de curta duração. Em média, as deflexões residuais ficaram 152% maiores.

Quadro 5.3- Relação entre as deflexões verticais residuais dos ensaios de longa e curta duração

Deflectômetro	Relação	Deflectômetro	Relação	Deflectômetro	Relação
D1	1,68	D6	2,27	D11	2,87
D2	1,76	D7	2,83	D12	2,24
D3	2,19	D8	4,60	D13	2,14
D4	3,15	D9	2,33	D14	2,00
D5	2,74	D10	3,15	D15	1,90

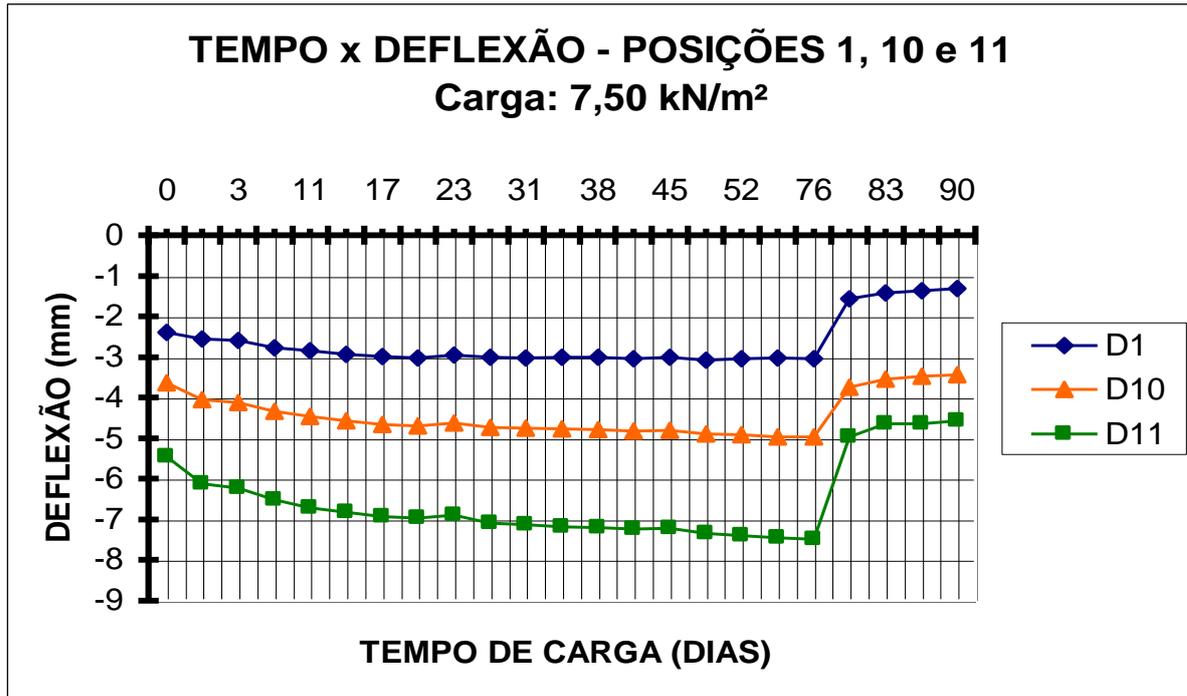


Figura 5.22 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os defletores D1, D10 e D11 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

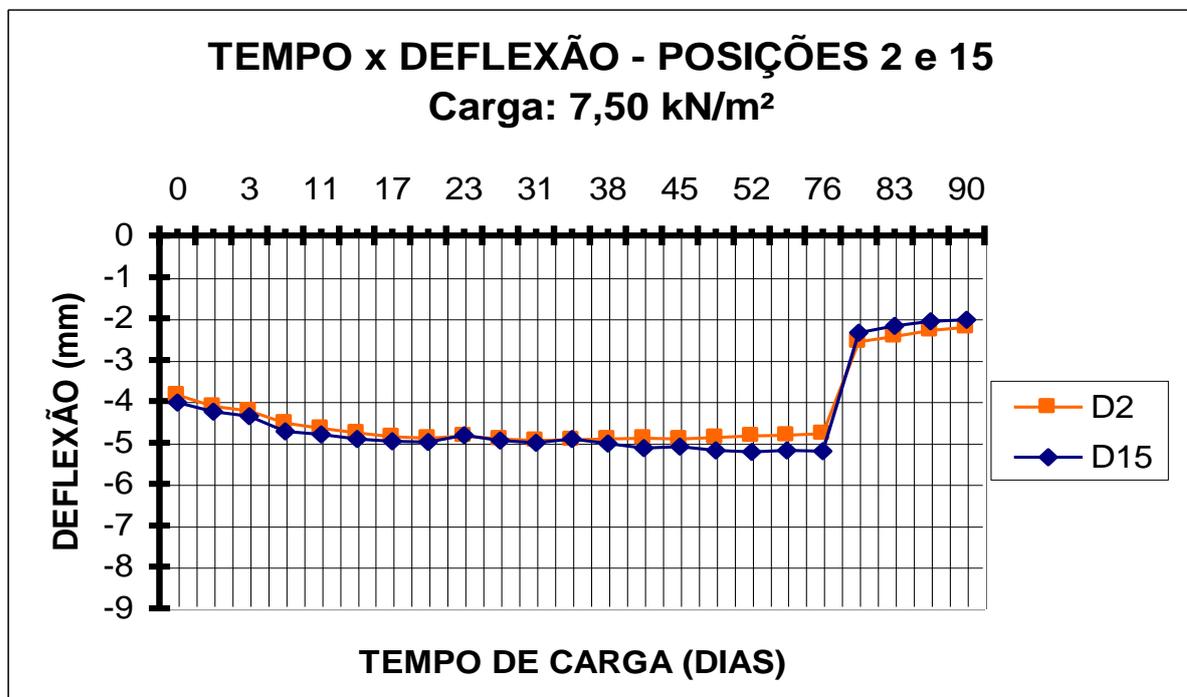


Figura 5.23 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os defletores D2 e D15 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

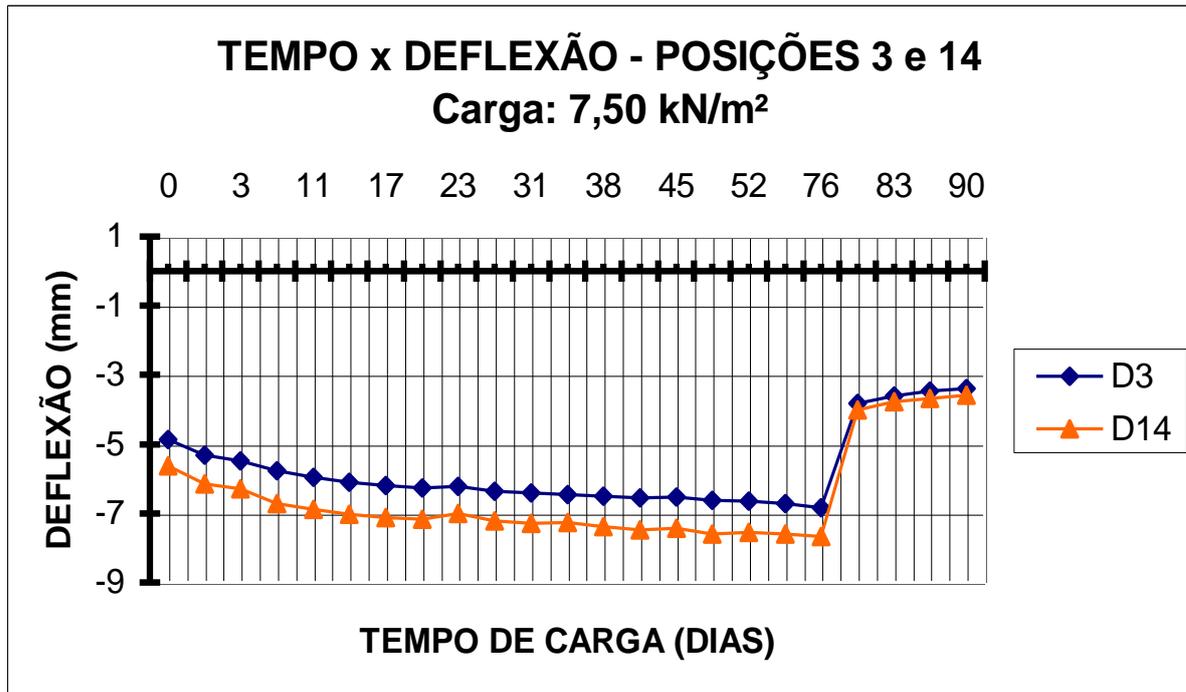


Figura 5.24 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D3 e D14 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

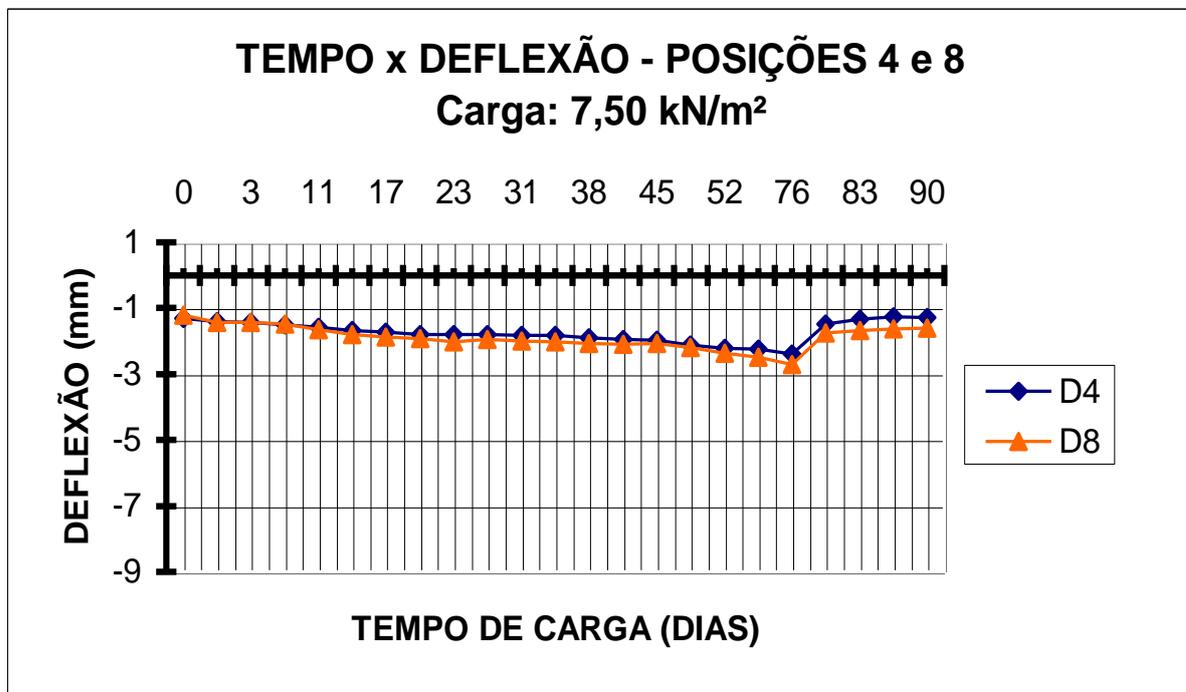


Figura 5.25 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os deflectômetros D4 e D8 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

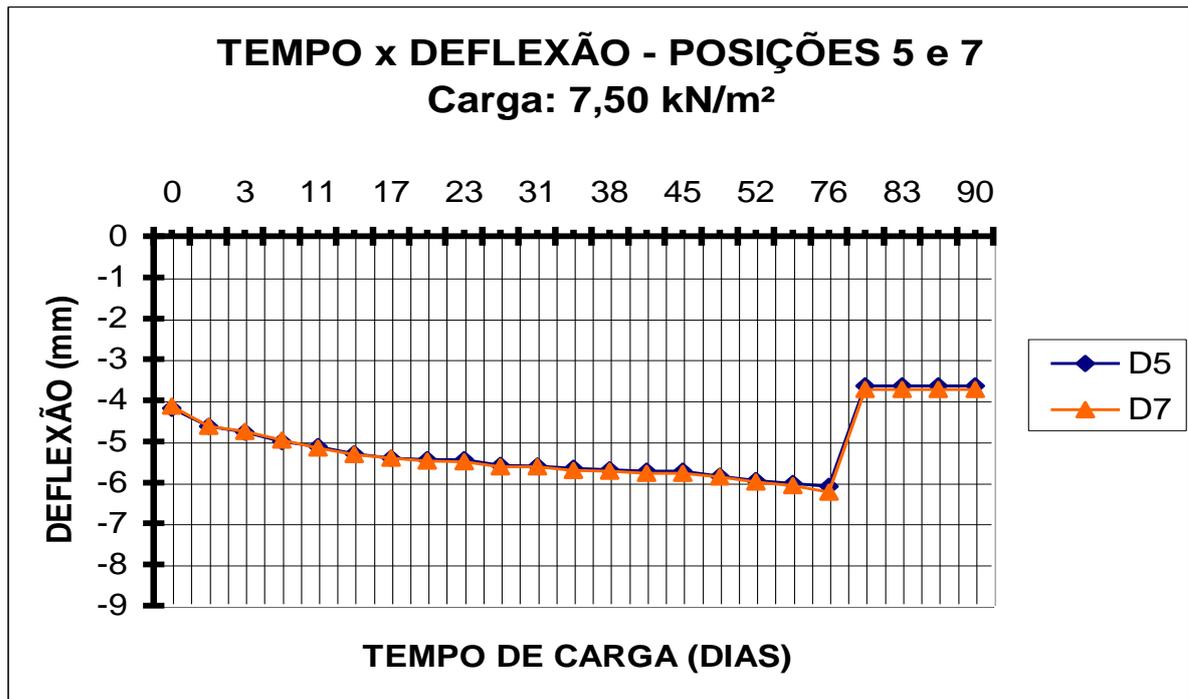


Figura 5.26 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os defletores D5 e D7 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

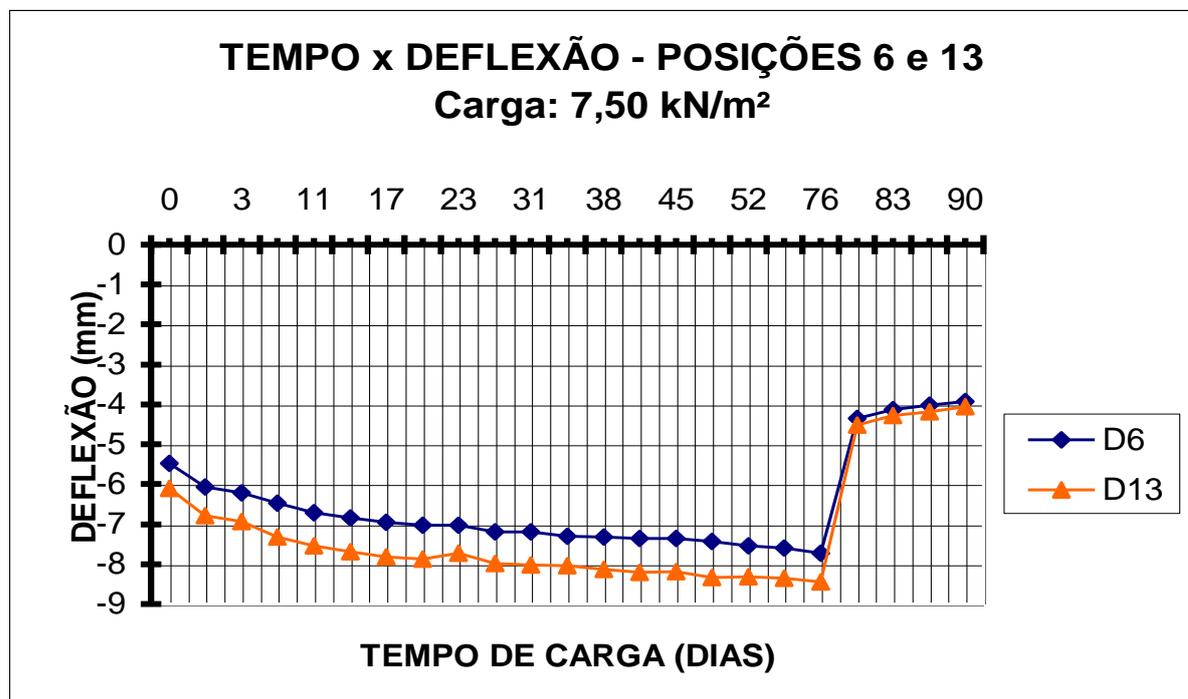


Figura 5.27 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os defletores D6 e D13 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

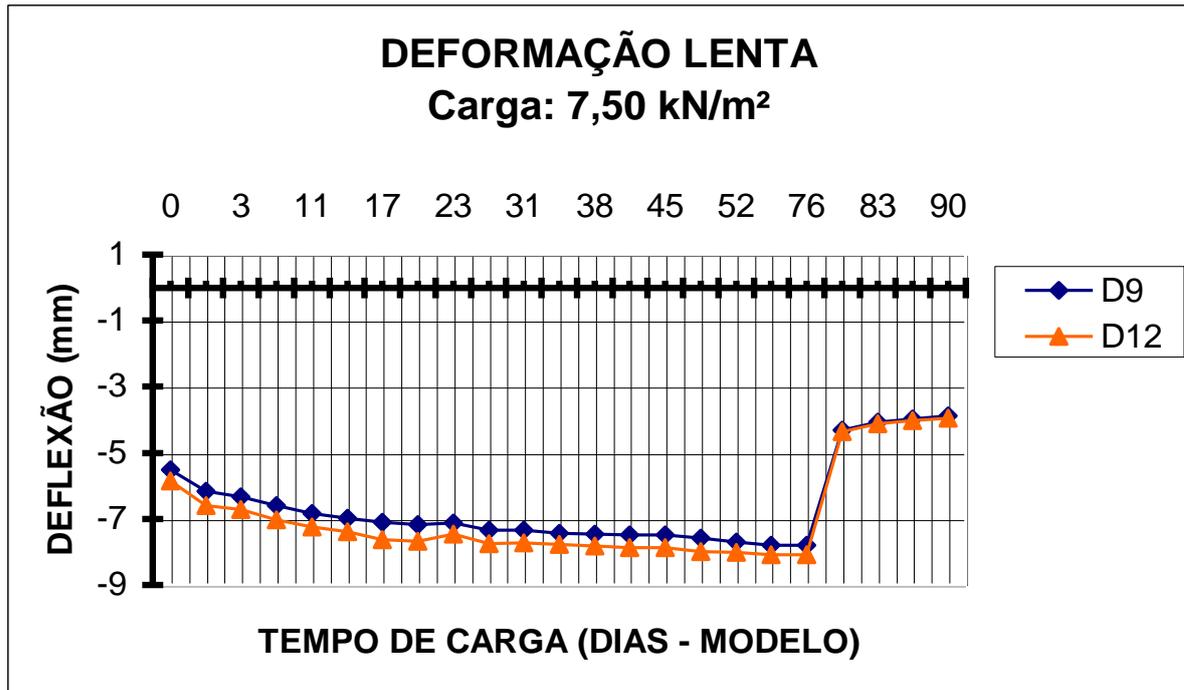


Figura 5.28 - Gráfico de tempo x deformações lentas para os defletores D9 e D12 (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

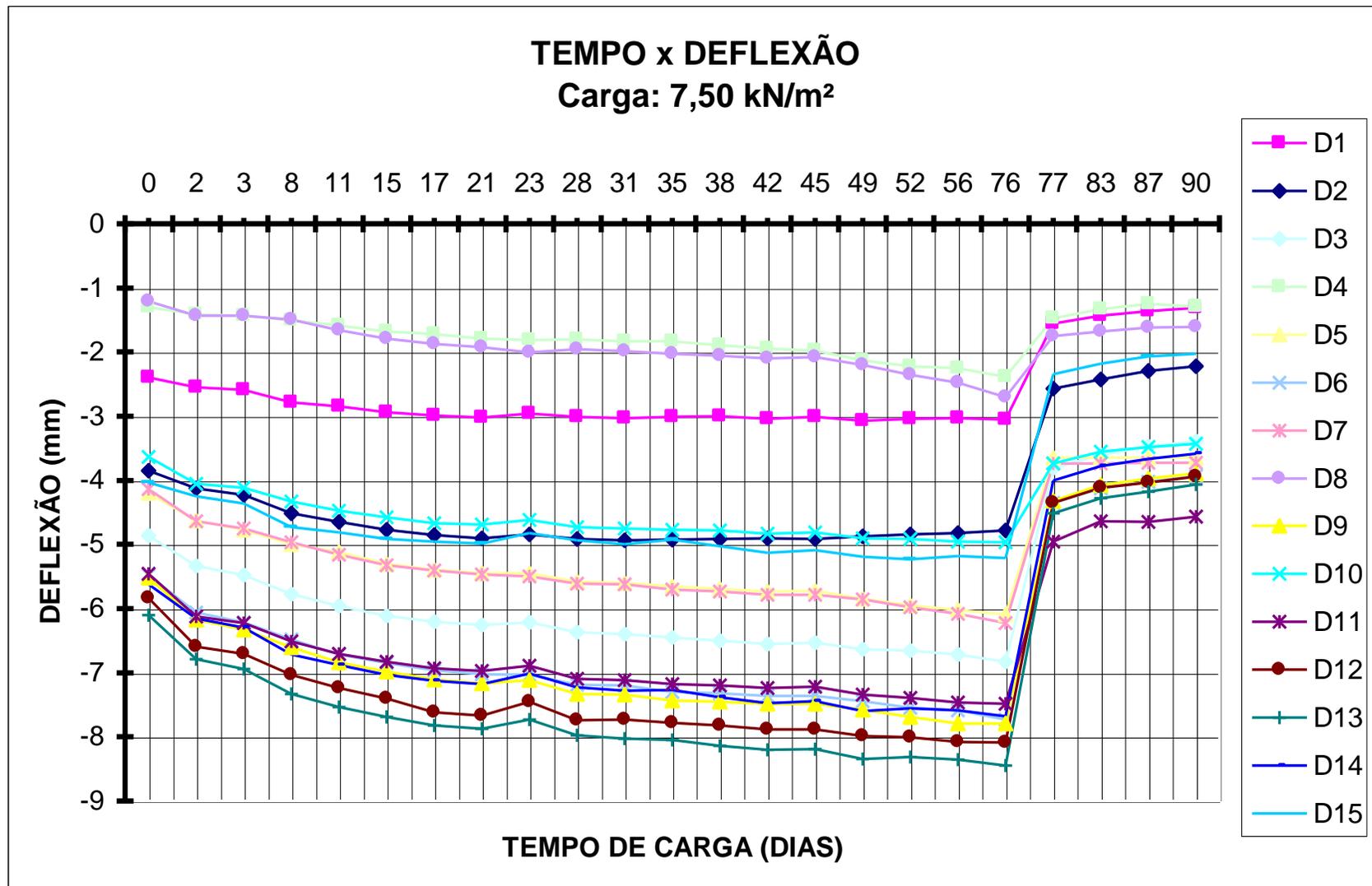


Figura 5.29 - Gráfico de tempo x deformações lentas para todos os deflectômetros (Ensaio de Fluência à 7,50 kN/m²)

5.4 ROTAÇÕES

Os gráficos das rotações obtidas experimentalmente e teóricas esperadas em cada ponto de medição do modelo durante seu ensaio de curta duração seguem nas Fig. 5.30 a 5.32. A Fig. 5.33 reúne os dados dos três clinômetros para possibilitar uma melhor comparação entre eles. As posições dos clinômetros podem ser observadas na Fig. 5.12 (reprodução da Fig. 3.4 de modo a facilitar a identificação da posição dos clinômetros neste capítulo). Os quadros com os respectivos valores de cada etapa do ensaio são apresentados no anexo deste trabalho.

Como já fora constatado na análise das deformações específicas e das deflexões, as rotações residuais, que variaram de $0,03$ a $0,40^0$, também indicam que foi ultrapassado o momento de fissuração limite do microconcreto.

O comportamento hiperestático do modelo na direção onde havia continuidade e isostático na outra direção, também já verificado com os extensômetros e com os deflectômetros, foi confirmado com os clinômetros. Quando comparados os giros medidos com os clinômetros C1 e C3, o primeiro, disposto na direção "isostática" da placa, chegou a $0,94^0$ quando o modelo foi sujeito à $7,50 \text{ kN/m}^2$, já o último, favorecido pela continuidade da estrutura, apresentou rotação máxima de $0,33^0$.

Como já fora constatado com os deslocamentos verticais no ensaio de curta duração, a análise dos resultados teóricos das rotações também mostrou que o modelo numérico mais rígido, formado por elementos finitos de placa, empregado no SAP90, foi o que previu os valores mais próximos das rotações experimentais no princípio do ensaio, enquanto a laje nervurada apresentou comportamento aproximadamente elástico-linear. Entretanto, à medida que a fissuração da laje evoluiu durante o ensaio, sua rigidez foi reduzida, e seu comportamento foi se aproximando do previsto pelo modelo numérico menos rígido, gerado com elementos de grelha no GRELHA-TQS. Já nos últimos estágios de carga, a fissuração do microconcreto foi tão intensa e abrangente, que nenhum dos dois modelos numéricos foi capaz de reproduzir seu comportamento visco-plástico adequadamente, divergindo em todos os pontos.

Sendo as deflexões verticais e as rotações grandezas físicas diretamente proporcionais entre si, era previsível este comportamento, uma vez que deflexões maiores implicam em rotações maiores.

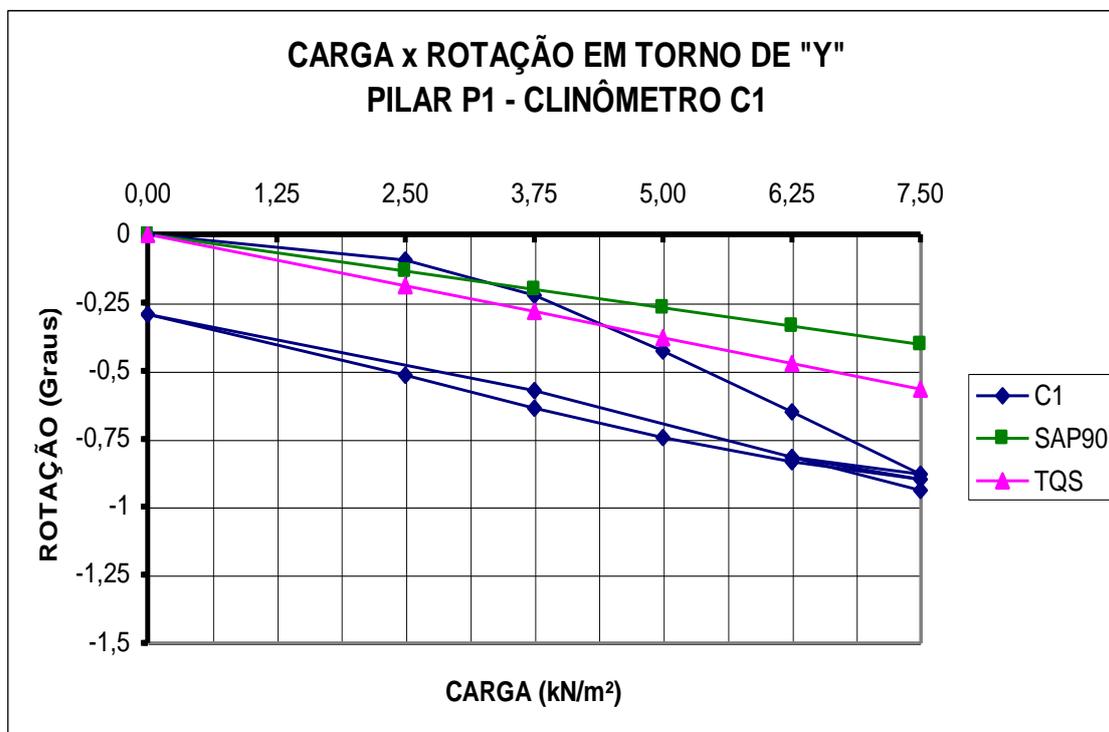


Figura 5.30- Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para o clinômetro C1

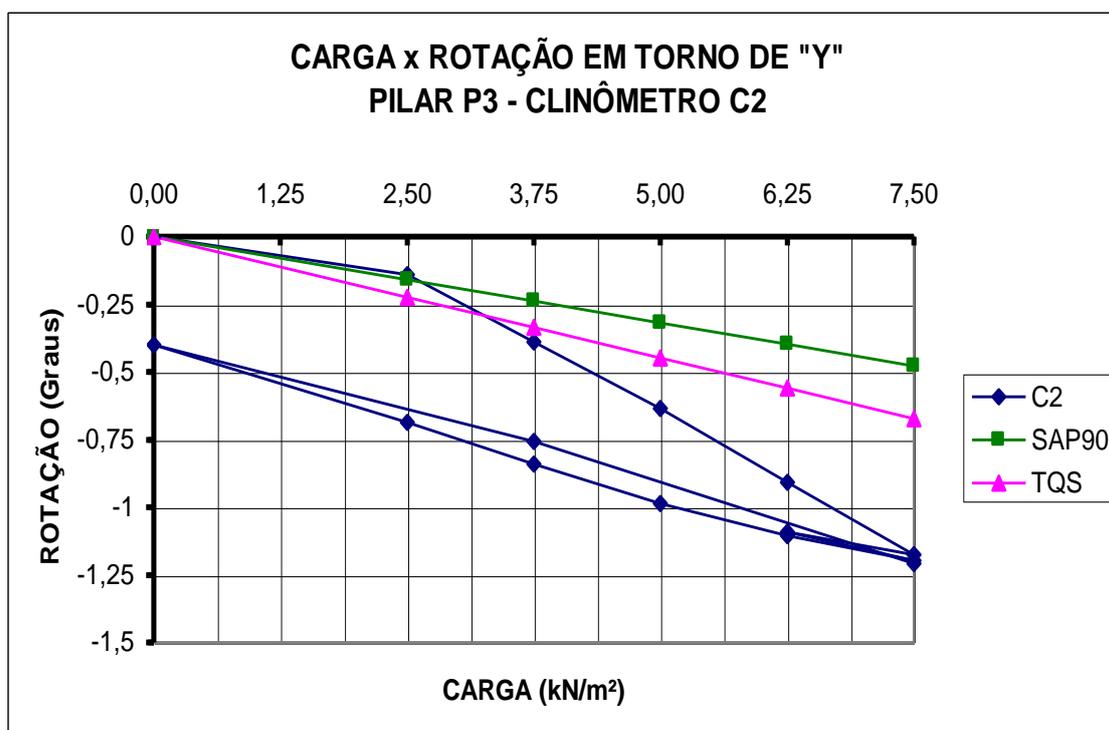


Figura 5.31- Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para o clinômetro C2

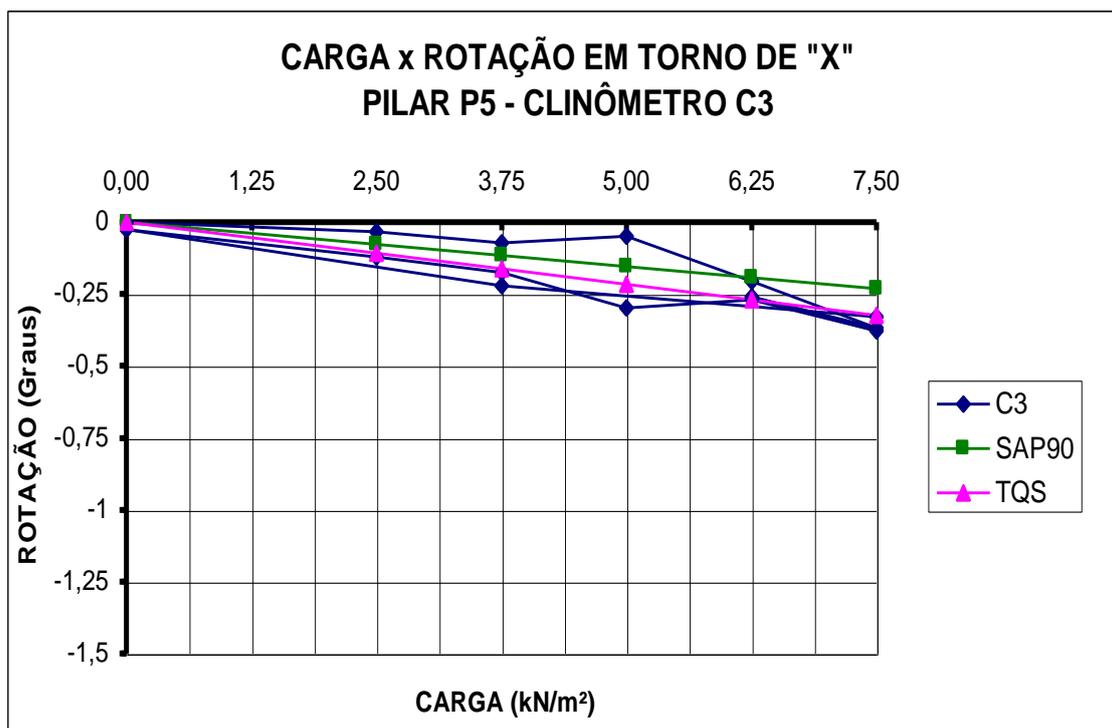


Figura 5.32- Gráfico de carga x rotações teóricas e experimentais para o clinômetro C3

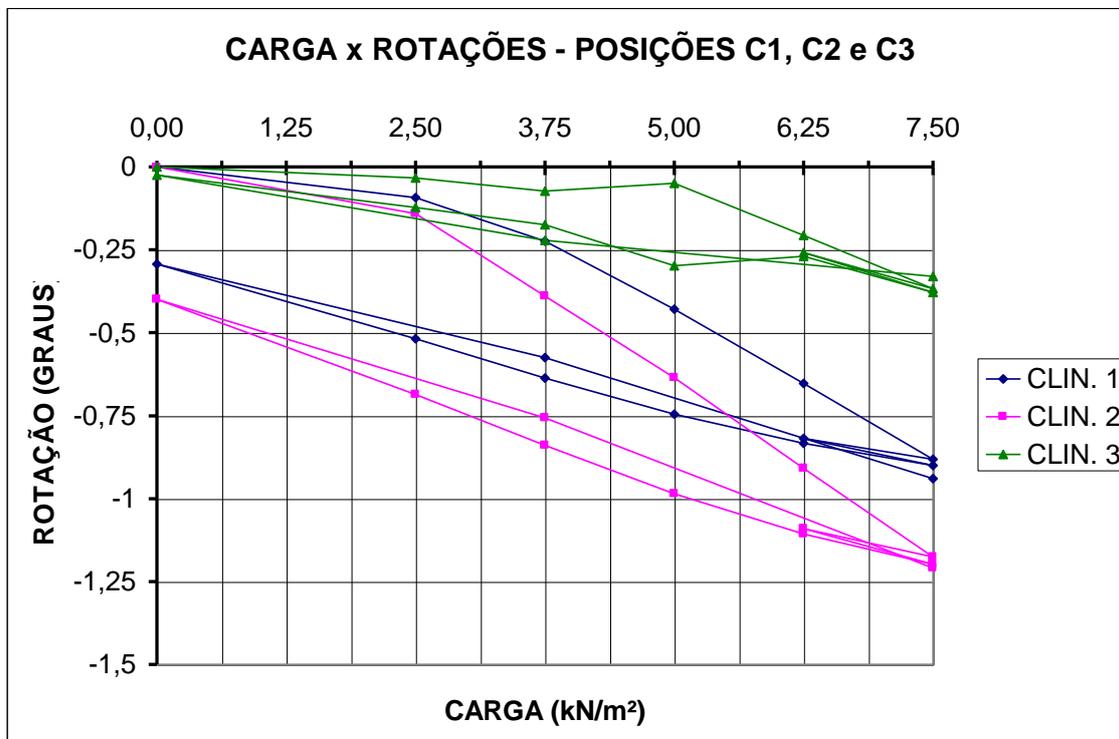


Figura 5.33- Gráfico de carga x rotações experimentais para os clinômetro C1, C2 e C3

6 COMENTÁRIOS FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Os resultados deste trabalho teórico-experimental referem-se ao ensaio de um tipo de laje (ortogonalmente nervurada), com uma determinada geometria, submetida a um tipo de carregamento (uniformemente distribuído), com um tipo de vinculação (somente apoiada nos pilares). Não obstante às inúmeras combinações que podem ser feitas com estes fatores, a contribuição deste trabalho para o melhor entendimento do comportamento das lajes nervuradas é relevante. A partir da comparação entre resultados obtidos experimentalmente e teoricamente, discutidos no capítulo 5, é possível concluir que:

1) O comportamento do modelo esteve dentro do previsto, com deslocamentos verticais e rotações na mesma ordem de grandeza das previsões teóricas. A distribuição e a orientação (positivo ou negativo) dos momentos fletores também esteve dentro do esperado. Além disso, a simetria da laje foi respeitada e a existência de dois panos de laje contíguos em uma direção e na outra não, gerou resultados apropriadamente hiperestáticos na primeira e isostáticos na outra.

2) O método de cálculo que melhor simulou o comportamento da estrutura enquanto a laje nervurada apresentou comportamento aproximadamente elástico-linear, foi o que utilizou elementos finitos de placa, que foi o mais rígido, discretizado no SAP90. Entretanto, à medida que a fissuração da laje evoluiu durante o ensaio, sua rigidez foi reduzida, e seu comportamento foi se aproximando do previsto pelo modelo numérico menos rígido, gerado com elementos de grelha no GRELHA-TQS. Já nos últimos estágios de carga, a fissuração do microconcreto foi tão intensa e abrangente, que nenhum dos dois modelos numéricos foi capaz de reproduzir seu comportamento visco-plástico adequadamente. O menor "esforço" computacional para obtenção de resultados teóricos muito próximos entre si, entretanto, foi realizado com o GRELHA-TQS, cujo modelo numérico empregou 453 nós e 744 barras, contra 1.225 nós e 1.152 elementos finitos gerados no modelo do SAP90.

3) As simplificações teóricas feitas na análise numérica do modelo (hipótese das seções planas e comportamento elástico-linear do microconcreto) ocasionaram diferenças entre as previsões teóricas e os resultados experimentais. Tanto para o modelo de elementos

finitos como para o modelo de elementos de barras, à medida que o carregamento (e conseqüentemente a fissuração do modelo) aumentou, as divergências tornaram-se mais significativas. No primeiro, elas foram agravadas porque foi adotada uma simplificação adicional: transformar seções "T" em seções retangulares de inércia equivalente. Já no segundo, as divergências foram agravadas pela desconsideração da contribuição da rigidez à torção da laje.

4) Entre os aspectos mais importantes para o correto cálculo da estrutura, destacam-se a reprodução de sua geometria, a simulação de sua vinculação, a disposição da armação e os valores característicos de resistência à tração e compressão e do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto e do arame galvanizado. Durante a simulação teórica da laje nervurada, os modelos numéricos mostraram-se bastante sensíveis a pequenas variações em qualquer destes parâmetros.

5) O modelo reduzido em microconcreto armado quando sujeito a carregamento de longa duração teve comportamento similar ao de estruturas em concreto armado em escala real, apresentando acréscimo de deflexão ao longo do tempo, especialmente nos primeiros dias de carregamento, e uma recuperação elástica considerável quando retirado o carregamento (instantânea), seguida de uma recuperação visco-elástica lenta e gradual.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Existem inúmeros aspectos referentes ao comportamento de lajes nervuradas que não foram abordados neste trabalho. Deste modo, sugere-se que estudos futuros se detenham nos seguintes tópicos:

1) Confrontar os momentos fletores experimentais e a armação requerida pelos mesmos com os teóricos, analisando o fator de segurança realmente existente.

2) Avaliar a relação custo/benefício da substituição da modelagem numérica que transforma lajes nervuradas em lajes maciças de inércia equivalente, amplamente utilizada, por modelos numéricos mais refinados.

3) Avaliar as recomendações para lajes nervuradas da norma brasileira pertinente (NBR 6118/80) e as compare com outros códigos ou normas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AJDUKIEWICZ, A.; STAROSOLSKI, W. **Reinforced-concrete slab-column structures**. New York: Elsevier Science Publishers, 1990. p. 368.
- ALY, A.; KENNEDY, J. B. Curved structures in waffle slab construction. **Engineering Structures**, London, v. 16, n. 8, p. 591601, 1994.
- ALY, A.; KENNEDY, J. B. Design of horizontally curved waffle slab structures. **Engineering Structures**, London, v. 19, n. 1, p. 37-49, 1997.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for reinforced concrete: ACI 318-89**. Detroit, 1999.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados - Determinação da composição granulométrica: NBR 7217**. Rio de Janeiro, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado para concreto: NBR 7211**. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão: NBR 7215**. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco cone: NBR 7223**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama - Tensão de deformação - Método de ensaio: NBR 8522**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739**. Rio de Janeiro, 1994. a
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração: NBR 6152**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738**. Rio de Janeiro, 1994. b
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118**. Rio de Janeiro, 1980.
- ÁVILA, J. I. S. L.; MONTEIRO, C. Q. Solicitações de construção em lajes cogumelo. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1997. v6. v4, p. 1645-1654.
- BABUSKA, I.; LI, L. The problem of plate modeling: theoretical and computational results. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, Amsterdam, v. 100, n. 2, p. 249-272, 1992.

- BARBIRATO, C. B. C.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Tópicos sobre análise de pavimentos de edifícios em laje nervurada. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1997. v6. v4, p. 1685-1694.
- BREBBIA, C. A.; CONNOR, J. J. **Fundamentals of finite element techniques for structural engineers**. London: Butterworths, 1975. 269p.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Code of practice for design and construction - Part 1: BS8110**. London, 1985.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Code of practice for design of concrete bridges - Part 4: BS5400**. London, 1984.
- BROMS, C. E. Shear reinforcement for deflection ductility of flat plates. **ACI Structural Journal, Detroit**, v. 87, n. 6, p. 696-620, 1990.
- CAMPAGNOLO, J. L. **Análise experimental das deformações devido à flexão em lajes de concreto armado**. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1980. 243p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CAMPAGNOLO, J. L.; GOBETTI, L. C. W. **Análise teórico-experimental das deformações devido à flexão em lajes de concreto armado**. Porto Alegre, 1980. 52p. Caderno Técnico - CT-13, Curso de Pós-Graduação em Engenharia civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **Design of concrete structures for buildings: CAN3-A23.3-M84**. Toronto, 1985.
- CHANA, P. S. Punching shear in concrete slabs. **The Structural Engineer**, London, v. 69, n. 15, p. 282-285, 1991.
- COMITÉ EURO - INTERNACIONAL DU BÉTON. **Application of the finite element method to two - dimensional reinforced concrete structures. Simplified methods of calculating short term deflections of reinforced concrete slabs**. Bulletin d'Information. Paris, n^o 159, Juin 1983.
- COMITÉ EURO - INTERNACIONAL DU BÉTON. **Calcul et Limitation des Flèches**. Bulletin d'Information. Paris, n^o 81, Mars 1972.
- COMITÉ EURO - INTERNACIONAL DU BÉTON. **Cracking and Deformations**. Bulletin d'Information. Paris, n^o 158-E, 1985.
- CORDOVIL, F. A. B. Projeto de lajes-cogumelo mistas. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1997. v6. v4, p. 1505-1514.
- ELGABRY, A. A.; GHALI, A. Moment transfer by shear in slab-column connections. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 93, n. 2, p. 187-196, 1996.
- EUROCODE N^o 2. **Design of concrete structures: EC2**. 1990
- FARHEY, D. N.; ADIN, M. A.; YANKELEVSKY, D. Z. RC flat slab-column subassemblages under lateral loading. **Journal of Structural Engineering**, London, v. 119, n. 6, p. 1903-1915, 1993.
- FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto; solicitações normais, estados limites últimos, teorias e aplicações**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981. 464p.
- GARDNER, N. J. Design and construction interdependence. **Concrete International**, London, v. 12, n. 11, p. 32-38, 1990.

- GARDNER, N. J.; SHAO, X. Punching shear of continuous flat reinforced concrete slabs. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 93, n. 2, p. 218-228, 1996.
- GHALI, A.; ELGABRY, A. A. Moment and shear transfer between columns and concrete slabs. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Toronto, v. 17, n. 4, p. 621-628, 1990.
- GOBETTI, L. C. W. **Determinação de Momentos e Deformações em Lajes Retangulares Maciças sob Carregamento Linear**. Porto Alegre, 1986. Caderno Técnico - CT- 68, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- GUARDA, M. C. C.; PINHEIRO, L. M. A teoria das charneiras plásticas aplicada às lajes-cogumelo. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, 1995, Tucumán. **Anais...** 1995. v6. v2, p. 85-96.
- GUARDA, M. C. C.; PINHEIRO, L. M. Cálculo plástico de lajes-cogumelo com vigas no contorno. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUCTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1997. v6. v2, p. 437-446.
- HANNA, A. S.; SENOUCI, A. B. Design optimization of concrete-slab forms. **Journal of Construction Engineering and Management**, London, v. 121, n. 2., p.215-221, 1995.
- HINTON, E.; OWEN, D. R. J. **Finite element programming**. London: Academic press, 1977. 305p.
- JI, X.; CHEN, S. et al. Deflection of waffle slabs under gravity and in-plane loads. In: SABNIS, G., ed. **Deflections of concrete structures**. Detroit, ACI. p. 283-295. (ACI SP-66).
- JIMENEZ MONTOYA, P. **Comprobación a punzamiento según la instrucción española EH - 80**. Informes de la Construcción, Madrid: Inst. Eduardo Torroja, nº 342, p. 51 - 62, 1983.
- JIMENEZ MONTOYA, P.; MESEGUER, A.G.; CABRÉ, F.M. **Hormigón armado**. 10.ed. Barcelona: Gustavo Gili S.A., 1979. 705p.
- KENNEDY, J. B.; IYENGAR, K. J. Rigidities of nonorthogonally shaped waffle slabs. **Proc. of American Society of Civil Engineers - Journal of the Structural Division**, v. 108, n. ST10, p. 2263-2277, 1982.
- KLEIN, D. L. **Laboratórios de investigação - aplicações**. Porto Alegre, 1983. 52p. Caderno Técnico - CT-A 57, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- KLEIN, D. L. **Medida experimental de deformações**. Porto Alegre, 1975. 76p. Caderno Técnico, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- KLEIN, D. L. **Microconcreto - Método e Dosagem**. Porto Alegre, 1985. Caderno de Engenharia - CE-03, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- KLEIN, D. L. **Teoria de Modelos**. Porto Alegre, 1988. 22p. Caderno de Engenharia - CE-26, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 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, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1997. v6. v1, p. 249-258.
- KLEIN, D. L. et al. **Análise numérico-experimental de uma laje cogumelo nervurada submetida a um carregamento uniformemente distribuído.** Porto Alegre, 1998. 113p. Relatório de Pesquisa - RP-123/98, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- LUO, Y. H.; DURRANI, A. J. Equivalent beam model for flat-slab buildings-part I: interior connections. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 92, n. 1, p. 115-124, 1995.
- MORETTO, O. **Curso de hormigão armado.** 2.ed. Buenos Aires: El Ateneo, 1970. 1074p.
- NEVILLE, A. M. **Properties of concrete.** 2.ed. London: Pitman, 1975. 687p.
- POPOV, E. P. **Resistência dos materiais.** 2.ed. Rio de Janeiro: Prentice-Hall do Brasil, 1984. 507p.
- RANGAN, B. V. Tests on slabs in the vicinity of edge columns. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 87, n. 6, p. 623-629, 1990.
- REDDY, J. N. **An introduction to the finite element method.** New York: McGraw-Hill, 1984. 495p.
- REGAN, P. E. Shear combs, reinforcement against punching. **The structural engineer**, London, v. 63B, n. 4, 1985.
- SANTOS, L. M. dos **Cálculo de concreto armado.** 2.ed. São Paulo: LMS, 1983. 409p.
- SHEHATA, I. A. E. M.; SHEHATA, L. C. D.; DIAS, D. P. Reforço ao punção em lajes-cogumelo. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1997. v6. v4, p. 1565-1574.
- SHTAERMAN, M. I.; IVIANSKI, A. M. **Entrepisos sin vigas.** 2.ed. Montevideo: Inter Ciência, 1960. 485p.
- SVAB, L. E.; JUREWICZ, R. E. Wide module concrete joist construction. **Concrete International**, London, v. 12, n. 11, p. 39-42, 1990.
- TEBBETT, I. E.; HARROP, J. Analytical design of ribbed flat slabs. **The Structural Engineer**, v. 57A, n. 7, p. 223-230, 1979.
- TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J.M. **Theory of elastic stability.** 2.ed. New York: McGraw-Hill, 1961. 541p.
- TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J.N. **Theory of elasticity.** 3.ed. New York: McGraw-Hill, 1970. 567p.
- TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory of plates and shells.** 2.ed. New York: McGraw-Hill, 1959. 580p.
- WILLRICH, F. L. **Análise numérico experimental do comportamento de treliças mistas reforçadas com tirantes externos.** Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1995. 154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- VARGAS, E. N. Z.; HANAI, J. B. Punção em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...** 1995. v6. v4, p. 1535-1544.

ANEXO

Quadro I- Impedância dos conjuntos extensômetro - cabo

Extensômetros Inferiores - X_{in}	Impedância (Ω)	Extensômetros Superiores - X_{sn}	Impedância (Ω)
Xi1	122,95	Xs1	123,00
Xi2	122,85	Xs2	123,00
Xi3	123,14	Xs3	123,07
Xi4	123,21	Xs4	122,97
Xi5	123,15	Xs5	122,64
Xi6	123,07	Xs6	123,12
Xi7	123,12	Xs7	122,85
Xi8	123,13	Xs8	122,97
Xi9	123,16	Xs9	122,72
Yi1	122,98	Ys1	122,98
Yi2	122,80	Ys2	123,10
Yi3	122,89	Ys3	123,01
Yi4	123,03	Ys4	122,71
Yi5	122,95	Ys5	122,96
Yi6	122,91	Ys6	123,09
Yi7	123,01	Ys7	122,85
Yi8	122,86	Ys8	123,19
Yi9	123,23	Ys9	122,83

Quadro II- Deformações específicas experimentais paralelas às abscissas - pontos 1 a 5

Carga (kN/m ²)	Deformações específicas (x10 ⁻⁶) - extensômetros paralelos às abscissas									
	Ponto 1		Ponto 2		Ponto 3		Ponto 4		Ponto 5	
	XI1	XS1	XI2	XS2	XI3	XS3	XI4	XS4	XI5	XS5
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,50	211	-81	2	-9	-14	-12	51	-3	63	-62
3,75	1098	-176	-18	3	-22	-8	583	0	168	-100
5,00	1485	-258	-24	8	-27	-1	62	-11	265	-139
6,25	1615	-329	-15	9	-30	5	-71	-20	344	-163
7,50	1664	-408	17	5	-35	7	-3581	-47	478	-176
6,25	1484	-363	-3	-9	-36	-7	-3156	-35	398	-168
7,50	1656	-385	25	25	-18	21	-1242	-40	455	-157
6,25	1464	-350	22	4	-20	2	317	-40	368	-145
5,00	1249	-297	1	5	-16	1	1332	-21	305	-114
3,75	1019	-246	-17	-11	-22	-14	1422	-15	247	-87
2,50	799	-179	-20	-9	-19	-18	1598	-10	183	-62
0,00	449	-60	-16	-15	-13	-18	1641	-20	73	-4
3,75	944	-218	-16	-1	-16	-7	1697	-31	239	-83
7,50	1546	-416	-14	-7	-35	-6	1687	-87	405	-167

Quadro III - Deformações específicas experimentais paralelas às abscissas - pontos 6 a 9

Carga (kN/m ²)	Deformações específicas (x10 ⁻⁶) - extensômetros paralelos às abscissas							
	Ponto 6		Ponto 7		Ponto 8		Ponto 9	
	XI6	XS6	XI7	XS7	XI8	XS8	XI9	XS9
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0
2,50	11	11	75	-65	19	-1	-13	19
3,75	54	26	179	-120	25	6	-36	38
5,00	82	35	411	-180	43	20	-38	57
6,25	92	47	637	-247	70	31	-53	85
7,50	101	55	829	-313	204	46	-57	134
6,25	107	57	752	-250	211	53	-33	133
7,50	112	75	858	-279	283	76	-37	165
6,25	54	0	707	-288	216	12	-75	105
5,00	193	116	716	-107	318	136	51	215
3,75	194	115	604	-48	297	137	62	213
2,50	206	108	480	3	273	138	65	216
0,00	210	105	270	91	221	142	64	212
3,75	207	111	555	-54	281	130	39	231
7,50	211	119	916	-203	420	137	6	266

Quadro IV - Deformações específicas experimentais paralelas às ordenadas - pontos 1 a 5

Carga (kN/m ²)	Deformações específicas (x10 ⁻⁶) - extensômetros paralelos às ordenadas									
	Ponto 1		Ponto 2		Ponto 3		Ponto 4		Ponto 5	
	YI1	YS1	YI2	YS2	YI3	YS3	YI4	YS4	YI5	YS5
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,50	-5	6	2	1	29	-8	109	-52	19	-7
3,75	25	-24	0	-2	35	-3	179	-86	45	-12
5,00	72	-69	-1	-2	49	-4	287	-131	590	-59
6,25	93	-78	-3	-7	64	-8	391	-161	871	-80
7,50	109	-73	7	-4	100	-7	486	-191	1460	-129
6,25	110	-47	2	-7	82	-6	419	-163	1271	-123
7,50	127	-76	6	-1	95	-11	469	-196	1364	-139
6,25	79	-48	-245	65	150	64	397	-176	1321	70
5,00	160	6	-9	-6	54	-6	331	-131	1050	-115
3,75	152	-24	-10	-7	36	-2	253	-97	899	-102
2,50	140	-69	-12	-5	18	-1	168	-69	761	-89
0,00	132	-78	-9	-8	-6	6	27	-15	506	-69
3,75	140	-73	-11	-10	30	1	215	-90	841	-102
7,50	167	-47	-11	-19	81	-8	449	-186	1324	-147

Quadro V - Deformações específicas experimentais paralelas às ordenadas - pontos 6 a 9

Carga (kN/m ²)	Deformações específicas (x10 ⁻⁶) - extensômetros paralelos às ordenadas							
	Ponto 6		Ponto 7		Ponto 8		Ponto 9	
	YI6	YS6	YI7	YS7	YI8	YS8	YI9	YS9
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0
2,50	390	-79	-178	-78	-62	245	34	32
3,75	1012	-151	-304	51	-101	388	211	60
5,00	1741	-223	-375	65	-145	560	446	83
6,25	2220	-296	-455	78	-194	700	399	94
7,50	2764	-370	-517	94	-258	985	670	182
6,25	2514	-334	-459	94	-218	906	839	174
7,50	2754	-379	-483	112	-255	1000	946	178
6,25	-250	-251	-431	100	-218	895	984	151
5,00	2208	-295	-368	113	-168	819	1078	159
3,75	1878	-248	-310	104	-133	723	1049	147
2,50	1514	-198	-251	98	-95	608	1001	130
0,00	793	-99	-48	79	-21	392	1057	95
3,75	1751	-235	-313	119	-121	675	1020	141
7,50	2830	-391	-465	138	-252	1112	1012	194

Quadro VI- Ensaio de curta duração - Deslocamentos verticais experimentais (mm) - deflectômetros D1 a D7

Passo de Carga	Carga (kN/m ²)	Deflectômetros						
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
1°	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2°	2,50	-0,30	-0,44	-0,55	-0,24	-0,50	-0,62	-0,49
3°	3,75	-0,68	-1,04	-1,26	-0,41	-1,10	-1,42	-1,00
4°	5,00	-1,25	-1,95	-2,29	-0,60	-1,93	-3,53	-1,76
5°	6,25	-1,84	-2,86	-3,39	-0,83	-2,86	-3,75	-2,67
6°	7,50	-2,33	-3,69	-4,59	-1,13	-3,90	-5,13	-3,85
7°	6,25	-2,21	-3,48	-4,29	-1,06	-3,65	-4,77	-3,58
8°	7,50	-2,37	-3,76	-4,71	-1,19	-4,04	-5,28	-3,97
9°	6,25	-2,23	-3,53	-4,38	-1,11	-3,74	-4,88	-3,67
10°	5,00	-2,04	-3,20	-3,93	-1,01	-3,35	-4,37	-3,29
11°	3,75	-1,75	-2,75	-3,36	-0,88	-2,88	-3,74	-2,82
12°	2,50	-1,42	-2,24	-2,75	-0,73	-2,35	-3,06	-2,30
13°	0,00	-0,78	-1,26	-1,55	-0,41	-1,33	-1,73	-1,32
14°	3,75	-1,57	-2,47	-3,06	-0,81	-2,70	-3,40	-2,57
15°	7,50	-2,40	-3,85	-4,86	-1,30	-4,20	-5,48	-4,14

Quadro VII- Ensaio de curta duração - Deslocamentos verticais experimentais (mm) - deflectômetros D8 a D15

Passo de Carga	Carga (kN/m ²)	Deflectômetros							
		D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
1°	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2°	2,50	-0,19	-0,65	-0,48	-0,67	-0,70	-0,69	-0,60	-0,24
3°	3,75	-0,27	-1,50	-1,04	-1,53	-1,58	-1,56	-1,43	-0,93
4°	5,00	-0,35	-2,63	-1,79	-2,67	-2,78	-2,83	-2,64	-1,90
5°	6,25	-0,54	-3,84	-2,58	-3,87	-4,04	-4,14	-3,87	-2,90
6°	7,50	-1,05	-5,20	-3,41	-5,13	-5,45	-5,69	-5,27	-3,83
7°	6,25	-0,96	-4,83	-3,17	-4,77	-5,07	-5,29	-4,91	-3,58
8°	7,50	-1,10	-5,35	-3,51	-5,28	-5,63	-5,86	-5,41	-3,92
9°	6,25	-1,00	-4,93	-3,24	-4,86	-5,18	-5,40	-5,00	-3,63
10°	5,00	-0,90	-4,49	-2,90	-4,32	-4,60	-4,82	-4,48	-3,24
11°	3,75	-0,78	-3,81	-2,47	-3,66	-3,92	-4,12	-3,84	-2,74
12°	2,50	-0,64	-3,03	-2,00	-2,96	-3,19	-3,36	-3,15	-2,17
13°	0,00	-0,35	-1,67	-1,09	-1,59	-1,76	-1,90	-1,79	-1,07
14°	3,75	-0,71	-3,37	-2,22	-3,31	-3,56	-3,77	-3,51	-2,43
15°	7,50	-1,21	-5,52	-3,63	-5,46	-5,84	-6,10	-5,62	-4,03

Quadro VIII- Ensaio de curta duração - Deslocamentos verticais teóricos (mm) - deflectômetros D1, D2, D3, D14 e D15

Carga (kN/m ²)	Deflectômetros					
	D1		D2 e D15		D3 e D14	
	TQS	SAP90	TQS	SAP90	TQS	SAP90
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	-0,53	-0,35	-0,80	-0,57	-0,85	-0,71
3,75	-0,80	-0,52	-1,21	-0,85	-1,27	-1,06
5,00	-1,07	-0,69	-1,61	-1,13	-1,69	-1,41
6,25	-1,33	-0,86	-2,01	-1,41	-2,11	-1,76
7,50	-1,60	-1,04	-2,41	-1,70	-2,54	-2,12

Quadro IX- Ensaio de curta duração - Deslocamentos verticais teóricos (mm) - deflectômetros D4 a D8 e D13

Carga (kN/m ²)	Deflectômetros					
	D4 e D8		D5 e D7		D6 e D13	
	TQS	SAP90	TQS	SAP90	TQS	SAP90
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	-0,47	-0,22	-0,76	-0,60	-0,88	-0,76
3,75	-0,71	-0,34	-1,14	-0,90	-1,33	-1,14
5,00	-0,94	-0,45	-1,52	-1,19	-1,77	-1,52
6,25	-1,18	-0,56	-1,90	-1,49	-2,21	-1,90
7,50	-1,41	-0,67	-2,28	-1,79	-2,65	-2,28

Quadro X- Ensaio de curta duração - Deslocamentos verticais teóricos (mm) - deflectômetros D9 a D12

Carga (kN/m ²)	Deflectômetros					
	D9 e D12		D10		D11	
	TQS	SAP90	TQS	SAP90	TQS	SAP90
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	-0,93	-0,70	-0,67	-0,43	-0,96	-0,66
3,75	-1,40	-1,06	-1,01	-0,65	-1,44	-0,99
5,00	-1,87	-1,41	-1,34	-0,86	-1,92	-1,32
6,25	-2,33	-1,76	-1,68	-1,08	-2,40	-1,64
7,50	-2,80	-2,11	-2,01	-1,30	-2,87	-1,97

Quadro XI - Ensaio de longa duração - Deslocamentos verticais experimentais (mm) - deflectômetros D1 a D8

Tempo (dias)	Deflectômetros							
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
0	-2,40	-3,85	-4,86	-1,30	-4,20	-5,48	-4,14	-1,21
2	-2,55	-4,13	-5,33	-1,41	-4,63	-6,06	-4,64	-1,43
3	-2,59	-4,23	-5,48	-1,43	-4,77	-6,22	-4,75	-1,43
8	-2,78	-4,52	-5,77	-1,51	-5,00	-6,48	-4,97	-1,49
11	-2,85	-4,65	-5,96	-1,59	-5,12	-6,72	-5,16	-1,66
15	-2,94	-4,77	-6,11	-1,68	-5,3	-6,85	-5,32	-1,79
17	-2,99	-4,85	-6,2	-1,72	-5,4	-6,96	-5,41	-1,87
21	-3,02	-4,90	-6,26	-1,79	-5,45	-7,02	-5,47	-1,92
23	-2,96	-4,84	-6,22	-1,81	-5,45	-7,03	-5,50	-2,01
28	-3,01	-4,91	-6,37	-1,80	-5,58	-7,19	-5,61	-1,96
31	-3,03	-4,94	-6,40	-1,83	-5,60	-7,20	-5,62	-1,99
35	-3,01	-4,93	-6,45	-1,83	-5,65	-7,30	-5,70	-2,03
38	-3,00	-4,91	-6,50	-1,89	-5,69	-7,32	-5,73	-2,06
42	-3,04	-4,9	-6,55	-1,95	-5,73	-7,36	-5,78	-2,10
45	-3,01	-4,91	-6,53	-1,98	-5,72	-7,36	-5,78	-2,08
49	-3,07	-4,87	-6,63	-2,13	-5,85	-7,44	-5,86	-2,20
52	-3,04	-4,84	-6,66	-2,22	-5,95	-7,55	-5,98	-2,36
56	-3,03	-4,82	-6,72	-2,25	-6,02	-7,59	-6,08	-2,48
76	-3,05	-4,78	-6,83	-2,39	-6,09	-7,73	-6,23	-2,70
77	-1,56	-2,57	-3,81	-1,47	-3,64	-4,35	-3,74	-1,75
83	-1,43	-2,43	-3,60	-1,33	-3,64	-4,13	-3,74	-1,68
87	-1,36	-2,29	-3,47	-1,25	-3,64	-4,02	-3,73	-1,62
90	-1,31	-2,22	-3,39	-1,29	-3,64	-3,93	-3,73	-1,61

Quadro XII - Ensaio de longa duração - Deslocamentos verticais experimentais (mm) - deflectômetros D9 a D15

Tempo (dias)	Deflectômetros						
	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
0	-5,52	-3,63	-5,46	-5,84	-6,10	-5,62	-4,03
2	-6,17	-4,05	-6,12	-6,59	-6,79	-6,15	-4,25
3	-6,33	-4,12	-6,23	-6,71	-6,94	-6,30	-4,36
8	-6,60	-4,33	-6,51	-7,03	-7,33	-6,72	-4,73
11	-6,84	-4,47	-6,71	-7,24	-7,54	-6,88	-4,81
15	-6,98	-4,58	-6,83	-7,4	-7,69	-7,03	-4,91
17	-7,11	-4,67	-6,93	-7,62	-7,82	-7,13	-4,96
21	-7,17	-4,69	-6,97	-7,67	-7,87	-7,18	-4,99
23	-7,12	-4,62	-6,89	-7,45	-7,73	-7,01	-4,82
28	-7,33	-4,73	-7,10	-7,74	-7,98	-7,23	-4,94
31	-7,34	-4,75	-7,12	-7,73	-8,03	-7,28	-5,00
35	-7,43	-4,77	-7,18	-7,78	-8,05	-7,27	-4,92
38	-7,45	-4,78	-7,20	-7,82	-8,14	-7,38	-5,03
42	-7,48	-4,83	-7,24	-7,88	-8,20	-7,47	-5,13
45	-7,48	-4,81	-7,22	-7,88	-8,19	-7,44	-5,09
49	-7,58	-4,90	-7,34	-7,99	-8,34	-7,60	-5,19
52	-7,69	-4,91	-7,39	-8,01	-8,31	-7,56	-5,23
56	-7,79	-4,96	-7,46	-8,08	-8,36	-7,59	-5,18
76	-7,79	-4,97	-7,48	-8,09	-8,45	-7,68	-5,21
77	-4,32	-3,74	-4,96	-4,35	-4,52	-4,00	-2,34
83	-4,08	-3,55	-4,64	-4,12	-4,28	-3,78	-2,18
87	-3,97	-3,48	-4,65	-4,03	-4,18	-3,67	-2,07
90	-3,89	-3,43	-4,57	-3,94	-4,06	-3,58	-2,03

Quadro XIII - Rotações experimentais (graus)

Carga (kN/m ²)	Clinômetros		
	C1	C2	C3
0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	-0,09	-0,14	-0,03
3,75	-0,22	-0,39	-0,07
5,00	-0,43	-0,64	-0,05
6,25	-0,65	-0,91	-0,21
7,50	-0,88	-1,18	-0,37
6,25	-0,82	-1,09	-0,26
7,50	-0,90	-1,20	-0,38
6,25	-0,83	-1,11	-0,27
5,00	-0,75	-0,99	-0,30
3,75	-0,64	-0,84	-0,17
2,50	-0,52	-0,69	-0,12
0,00	-0,29	-0,40	-0,03
3,75	-0,57	-0,76	-0,22
7,50	-0,94	-1,21	-0,33

Quadro XIV - Rotações teóricas (graus)

Carga (kN/m ²)	Clinômetros					
	C1		C2		C3	
	SAP90	TQS	SAP90	TQS	SAP90	TQS
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	-0,13	-0,19	-0,16	-0,22	-0,08	-0,11
3,75	-0,20	-0,28	-0,24	-0,34	-0,12	-0,16
5,00	-0,27	-0,38	-0,32	-0,45	-0,15	-0,22
6,25	-0,34	-0,47	-0,40	-0,56	-0,19	-0,27
7,50	-0,40	-0,57	-0,48	-0,67	-0,23	-0,32