

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise Numérico-Experimental de Lajes
Nervuradas Sujeitas a Cargas Estáticas de
Serviço**

Paulete Fridman Schwetz

Porto Alegre

Maio/2011

PAULETE FRIDMAN SCHWETZ

**Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Sujeitas
a Cargas Estáticas de Serviço**

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

Porto Alegre

Maio 2011

CIP - Catalogação na Publicação

Schwetz, Paulete Fridman

Análise numérico-experimental de lajes nervuradas
sujeitas a cargas estáticas de serviço / Paulete
Fridman Schwetz. -- 2011.

214 f.

Orientador: Francisco de Paula Simões Lopes
Gastal.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS,
2011.

1. Laje nervurada. 2. Concreto armado. 3. Análise
Matricial de Grelhas. 4. Método dos Elementos
Finitos. 5. Análise experimental de estruturas. I.
Gastal, Francisco de Paula Simões Lopes, orient. II.
Título.

PAULETE FRIDMAN SCHWETZ

**ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE LAJES NERVURADAS
SUJEITAS A CARGAS ESTÁTICAS DE SERVIÇO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de maio de 2011

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

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

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

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

Prof. Monica Regina Garcez
Dra., PPGEC/UFRGS

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

AGRADECIMENTOS

À empresa PROJETA – TAVARES ENG. ASSOCIADOS S/C LTDA pela cooperação e disponibilização dos projetos em lajes nervuras.

À empresa MAIOJAMA LTDA. pela permissão e apoio no desenvolvimento do programa experimental.

À CONSTRUTORA TEDESCO pela permissão e apoio no desenvolvimento do programa experimental.

À ASSOCIAÇÃO LEOPOLDINA JUVENIL pela permissão e apoio no desenvolvimento do programa experimental.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo auxílio financeiro, indispensável para a conclusão deste trabalho.

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

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

Ao Departamento de Expressão Gráfica e, em especial, aos professores Daniel Sergio Presta García, Maurício Bernarde e Roberto W. Pires, pela acolhida e valiosas sugestões.

Ao técnico do LEME, Eurípedes Martins Fontes pela ajuda, dedicação e incentivo.

À bolsista de iniciação científica Fernanda Michaelsen pelo apoio, dedicação e amizade.

À bolsista de iniciação científica Paula Campani pelo auxílio na análise numérica.

Aos auxiliares de pesquisa do LEME, em especial ao Pedro Felipe Vergo Scheffer, pelo auxílio e contribuição.

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

À colega e amiga Angela Graeff Britto pelo apoio à distância.

Ao querido professor e amigo Francisco de Paula Simões Lopes Gastal, orientador desta tese, pela dedicação, atenção, carinho, confiança e paciência.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2	JUSTIFICATIVA	3
1.3	OBJETIVOS	4
1.3.1	Objetivo Geral	4
1.3.2	Objetivos Específicos	4
1.4	DELIMITAÇÃO DO TEMA	4
1.5	ESTRATÉGIA DE DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	5
1.6	ESTRUTURA DA TESE	6
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	CONCEITOS BÁSICOS SOBRE LAJES NERVURADAS	7
2.2	ANÁLISE ESTÁTICA DAS LAJES NERVURADAS	8
2.2.1	Métodos baseados na Analogia a Lajes Maciças	9
2.2.2	Métodos Numéricos baseados no Método da Rigidez	11
2.3	ANÁLISE ESTRUTURAL LINEAR E NÃO-LINEAR.....	12
2.3.1	Processo Iterativo baseado na relação tensão-deformação	13
2.3.2	Processo Iterativo baseado na relação momento-curvatura	16
2.3.2.1	Concreto	18
2.3.2.1.1	Concreto sob Compressão Uniaxial	18
2.3.2.1.2	Concreto sob tração uniaxial.....	20
2.3.2.2	Aço	21
2.4	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA LAJES NERVURADAS	22
2.4.1	Recomendações da norma brasileira NBR 6118:2003	22
2.4.2	Recomendações da norma europeia EUROCODE 2 EN 1992-1-1:2004	24
2.4.3	Recomendações da norma americana ACI 318-08	24
2.5	MODELOS EXPERIMENTAIS NA ANÁLISE DE LAJES NERVURADAS	25
2.6	IMPORTÂNCIA DA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS).....	28
2.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	31

3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	32
3.1	LAJES EM ESCALA NATURAL.....	32
3.1.1	Caso de Estudo 1	34
3.1.1.1	<i>Geometria e Carregamento.....</i>	<i>34</i>
3.1.1.2	<i>Dosagem do Concreto</i>	<i>37</i>
3.1.1.3	<i>Instrumentação</i>	<i>37</i>
3.1.1.4	<i>Ensaio da Estrutura</i>	<i>39</i>
3.1.2	Caso de Estudo 2	41
3.1.2.1	<i>Geometria e Carregamento.....</i>	<i>41</i>
3.1.2.2	<i>Dosagem do Concreto</i>	<i>44</i>
3.1.2.3	<i>Instrumentação</i>	<i>45</i>
3.1.2.4	<i>Ensaio da Estrutura</i>	<i>47</i>
3.1.3	Caso de Estudo 3	48
3.1.3.1	<i>Geometria e Carregamento.....</i>	<i>48</i>
3.1.3.2	<i>Dosagem do Concreto</i>	<i>49</i>
3.1.3.3	<i>Instrumentação</i>	<i>49</i>
3.1.3.4	<i>Ensaio da Estrutura</i>	<i>51</i>
3.2	LAJE EM MODELO REDUZIDO	52
3.2.1	Geometria.....	53
3.2.2	Preparação e Moldagem do Modelo.....	54
3.2.3	Sistema de Carga do Modelo	54
3.2.4	Instrumentação	55
3.2.5	Ensaio do Modelo.....	55
4	MODELOS NUMÉRICOS APLICADOS À ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES NERVURADAS	58
4.1	MODELOS NUMÉRICOS – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	58
4.1.1	SAP2000.....	59
4.1.1.1	<i>Elementos Finitos utilizados nos modelos numéricos.....</i>	<i>59</i>
4.1.1.1.1	<i>Elemento de Casca (Shell)</i>	<i>59</i>
4.1.1.1.2	<i>Elemento de Barra (Frame).....</i>	<i>65</i>
4.1.1.1.3	<i>Elemento Sólido (Solid)</i>	<i>66</i>
4.1.1.2	<i>Seção transversal composta por mais de um elemento (Section Cut).....</i>	<i>67</i>

4.1.2	Modelos Numéricos Propostos	67
4.1.2.1	Modelo 1	67
4.1.2.2	Modelo 2	68
4.1.2.3	Modelo 3	68
4.1.2.4	Modelo 4	69
4.1.2.5	Modelo 5	69
4.1.3	Validação dos modelos propostos – Análise Linear	69
4.1.3.1	Lajes maciças apoiadas em vigas elásticas no contorno, conforme TIMOSHENKO & WOINOWSKY (1959).....	70
4.1.3.1.1	Placa quadrada com dois lados opostos simplesmente apoiados e os outros dois suportados elasticamente.....	70
4.1.3.1.2	Placa quadrada com os quatro lados apoiados elasticamente e cantos simplesmente apoiados.	73
4.1.3.2	Placa com duas nervuras ortogonais conforme PENG-CHENG et al. (apud Dias, 2005) 75	75
4.1.3.3	Laje maciça em concreto armado ensaiada por CAMPAGNOLO (1980).....	78
4.1.3.3.1	Deslocamentos Verticais.....	81
4.1.3.3.2	Rotações.....	82
4.1.3.3.3	Momentos Fletores.....	83
4.1.3.4	Laje nervurada em concreto armado ensaiada por REBÊLLO (2007).....	84
4.1.4	Modelo em MEF a ser adotado nas análises numéricas do programa experimental.....	87
4.1.5	Validação do Modelo Escolhido - Análise não linear.....	88
4.1.5.1	Viga em concreto armado ensaiada por GARCEZ (2007)	90
4.1.5.2	Laje nervurada em modelo reduzido ensaiada por REBÊLLO (2007).....	93
4.2	MODELO NUMÉRICO – MÉTODO DA ANÁLISE MATRICIAL DE GRELHAS.....	95
4.2.1	SISTEMA COMPUTACIONAL TQS	96
4.2.1.1	Cad/Fôrmas.....	97
4.2.1.2	Cad/Grelha.....	97
4.2.1.3	Cad/Pórtico	97
4.2.1.4	Cad/Laje.....	97
4.2.1.5	Cad/Vigas.....	97
4.2.1.6	Cad/Pilar	97

4.2.1.7	Principais Critérios de Projeto a serem definidos no CAD/TQS.....	98
4.2.1.7.1	Redução de inércia à torção nas vigas	98
4.2.1.7.2	Modelos de apoio das vigas nos pilares.....	98
4.2.1.7.3	Plastificação sobre pilares intermediários	99
4.2.1.7.4	Apoio de barras da grelha diretamente nos pilares.....	99
4.2.1.7.5	Redução da inércia à torção das barras da grelha	100
4.2.2	Modelo utilizado pelo Sistema Computacional TQS.....	100
4.2.3	Análise Paramétrica TQS	100
4.2.3.1	Detalhamento do estudo paramétrico	101
4.2.3.2	Apresentação dos Resultados.....	102
4.2.3.2.1	Resultados com a fixação do Modelo 3 e variação dos demais critérios.....	102
4.2.3.2.2	Resultados com a fixação do Modelo 4 e variação dos demais critérios.....	104
4.2.3.2.3	Resultados variando os Modelos, com a fixação dos demais critérios.....	105
4.2.4	Critérios de Projeto a serem adotados nas análises numéricas do programa experimental	105
5	MODELAGEM NUMÉRICA DAS LAJES NERVURADAS MONITORADAS EXPERIMENTALMENTE	107
5.1	CASO DE ESTUDO 1	107
5.1.1	Modelagem em Elementos Finitos.....	107
5.1.1.1	Maciço.....	108
5.1.1.1.1	Maciço modelado com elemento <i>Shell</i>	109
5.1.1.1.2	Maciço modelado com elemento <i>Solid</i>	110
5.1.1.1.3	Comparação dos resultados com diferentes elementos	112
5.1.1.2	Análise não linear	113
5.1.2	Modelagem com Análise Matricial de Grelhas	115
5.2	CASO DE ESTUDO 2	115
5.2.1	Modelagem em Elementos Finitos.....	115
5.2.1.1	Maciço.....	117
5.2.1.1.1	Maciço modelado com elemento <i>Shell</i>	117
5.2.1.1.2	Maciço modelado com elemento <i>Solid</i>	118
5.2.1.1.3	Comparação dos resultados com diferentes elementos	119
5.2.1.2	Alvenaria de apoio.....	120
5.2.2	Modelagem com Análise Matricial de Grelhas	121
5.3	CASO DE ESTUDO 3	122

5.4	MODELO REDUZIDO	122
5.4.1	Modelagem em Elementos Finitos.....	122
5.4.1.1	Maciço.....	124
5.4.1.1.1	Maciço modelado com elemento <i>Shell</i>	124
5.4.1.1.2	Maciço modelado com elemento <i>Solid</i>	125
5.4.1.1.3	Comparação dos resultados com diferentes elementos	126
5.4.2	Modelagem com Análise Matricial de Grelhas	127
5.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	130
6.1	CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL.....	130
6.2	CASO DE ESTUDO 1	132
6.2.1	Deslocamentos Verticais.....	132
6.2.2	Deformações Específicas e Momentos Fletores	140
6.3	CASO DE ESTUDO 2	148
6.3.1	Deslocamentos Verticais.....	149
6.3.2	Deformações Específicas e Momentos Fletores	157
6.4	CASO DE ESTUDO 3	164
6.4.1	Resultados do carregamento em 14/01/2008.....	168
6.4.1.1	Deslocamentos Verticais	168
6.4.1.2	Deformações Específicas e Momentos Fletores	173
6.4.2	Resultados do carregamento total	178
6.4.2.1	Deslocamentos Verticais	178
6.4.2.2	Deformações Específicas e Momentos Fletores	182
6.5	MODELO REDUZIDO	188
6.5.1	Deslocamentos Verticais.....	189
6.5.2	Deformações Específicas e Momentos Fletores	195
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	200
7.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE A COLETA DE DADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	200
7.2	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS.....	201
7.2.1	Sistema Computacional TQS.....	201
7.2.2	Programa SAP2000	202

7.3	MODELAGEM DAS LAJES MONITORADAS EXPERIMENTALMENTE	203
7.4	MODELAGEM DE LAJES NERVURADAS.....	208
7.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	209
	REFERÊNCIAS.....	210
	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....	214
	ANEXO I – Detalhamento das armaduras das lajes monitoradas experimentalmente	
	ANEXO II – Resultados Experimentais Caso de Estudo 1	
	ANEXO III – Resultados Experimentais Caso de Estudo 2	
	ANEXO IV – Resultados Experimentais Caso de Estudo 3	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Versatilidade do sistema nervurado (a) Residência unifamiliar e (b) Aeroporto.....	2
Figura 2 – Ruptura por esforço de punção (fonte: Souza, 2007)	9
Figura 3 – Gráfico representando o comportamento não-linear.....	12
Figura 4 – Método da rigidez inicial	14
Figura 5 – Método da rigidez tangente.....	14
Figura 6 – Exemplo de diagrama momento-curvatura	17
Figura 7 - Curva tensão-deformação para o concreto sob compressão uniaxial.....	19
Figura 8 - Curva tensão-deslocamento para o concreto sob tração uniaxial.....	20
Figura 9 - Diagrama de tensão-deformação do aço - (a) aço por laminação à quente e (b) modelo constitutivo para aço.....	22
Figura 10 - Corte genérico de uma laje nervurada.....	23
Figura 11 - (a) Estrutura modular com cubeta inserida e (b) Sistema de escoramento	32
Figura 12 - Posição genérica das armaduras na nervura	33
Figura 13 - Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS.....	35
Figura 14 – Planta de locação da área de carregamento do Caso de Estudo 1	35
Figura 15 - Gráfico carga x deslocamento	36
Figura 16 - Armadura instrumentada com extensômetro	38
Figura 17 - Localização dos extensômetros na nervura	38
Figura 18 - Deflectômetro posicionado.....	39
Figura 19 - Planta de locação dos pontos de instrumentação	39
Figura 20 – (a) Carregamento em andamento e (b) Estrutura carregada	40
Figura 21 - Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS.....	41
Figura 22 - Planta de locação da área de carregamento do Caso de Estudo 2	42
Figura 23 - Gráfico carga x deslocamento	43
Figura 24 - Armadura instrumentada.....	45
Figura 25 - Localização dos extensômetros na nervura	45
Figura 26 - (a) Dispositivo para leitura do deslocamento vertical e (b) Chapinha de alumínio	46
Figura 27 - Planta de locação dos extensômetros e pontos de controle.....	46
Figura 28 - (a) Primeira etapa de carga (b) Segunda etapa de carga (c) Terceira etapa de carga e (d) Quarta etapa de carga.....	47
Figura 29 – Estrutura totalmente carregada.....	47
Figura 30 - Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS.....	48
Figura 31 - (a) Posição genérica dos extensômetros na armadura e (b) Armadura instrumentada.....	50

Figura 32 - (a)Leitura do deslocamento com nível óptico e (b) Régua posicionada durante a leitura .	50
Figura 33 - Planta de locação dos pontos de instrumentação	51
Figura 34 – (a) Laje durante o processo de carregamento e (b) Laje totalmente carregada	52
Figura 35 – Fôrma do modelo reduzido	53
Figura 36 – (a) Modelo antes da concretagem e (b) Laje concretada	54
Figura 37 – Montagem da estrutura de carregamento	55
Figura 38 - Planta de locação dos extensômetros	56
Figura 39 - Planta de locação dos deflectômetros.....	56
Figura 40 – Modelo reduzido carregado.....	57
Figura 41 – Orientação do elemento Shell.....	60
Figura 42 – Elemento Shell: Forças Internas e Tensões.....	64
Figura 43 – Orientação do elemento <i>Frame</i>	65
Figura 44 - Elemento <i>Frame</i> : Forças Internas	66
Figura 45 – Definição de um grupo de elementos para criação de uma <i>Section Cut</i>	67
Figura 46 – Representação do Modelo 1	68
Figura 47 – Representação do Modelo 2	68
Figura 48 – Representação do Modelo 3	68
Figura 49 – Representação do Modelo 4	69
Figura 50 – Representação do Modelo 5	69
Figura 51 – Geometria da laje	71
Figura 52 – Posição do elemento de barra em relação ao elemento de placa.....	71
Figura 53 – Detalhe do apoio dos lados simplesmente apoiados.....	72
Figura 54 – Geometria da laje	74
Figura 55 – Geometria da placa	76
Figura 56 – Elástica: plano de corte A referente à Figura 55	77
Figura 57 – Diagrama de momento fletor na nervura: plano de corte A referente à Figura 55.....	77
Figura 58 – Diagrama de momento fletor na placa: plano de corte A referente à Figura 55.....	77
Figura 59 – Geometria do protótipo	78
Figura 60 - Planta de locação dos pontos de instrumentação	79
Figura 61 - Posição do elemento de barra em relação ao elemento de placa.....	79
Figura 62 - Modelo 1: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje.....	80
Figura 63 - Modelo 2: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje.....	80
Figura 64 - Modelo 3: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje.....	80
Figura 65 - Modelo 4: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje.....	81
Figura 66 - Modelo 5: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje.....	81

Figura 67 – Elástica A: plano de corte A referente à Figura 60	82
Figura 68 – Elástica B: plano de corte B referente à Figura 60	82
Figura 69 - Diagrama de momento fletor A: plano de corte A referente à Figura 60.....	83
Figura 70 - Diagrama de momento fletor B: plano de corte B referente à Figura 60	84
Figura 71 – Geometria da laje nervurada (fonte: Rebêllo, 2007)	84
Figura 72 - Posição do elemento de barra em relação ao elemento de placa.....	85
Figura 73 – Gráfico carga x deslocamento: <i>Apoio 1</i>	86
Figura 74 – Gráfico carga x deslocamento: <i>Apoio 2</i>	87
Figura 75 – Curva tensão-deformação definida automaticamente pelo <i>SAP2000</i>	89
Figura 76 – Curva tensão-deformação adotada na análise não linear do concreto	89
Figura 77 – Detalhamento da viga	90
Figura 78 – Modelo numérico da viga.....	91
Figura 79 – Diferentes curvas tensão-deformação	92
Figura 80 – Gráfico Força x Deslocamento para as diversas curvas tensão deformação	93
Figura 81 - Gráfico Força x Deslocamento para as diversas curvas tensão deformação	94
Figura 82 – Fluxograma <i>Sistema Computacional TQS</i>	96
Figura 83 - Divisão do maciço em barras intermediárias	99
Figura 84 – Barras de grelha se apóiam diretamente sobre o pilar	100
Figura 85 – Representação do Modelo 6	100
Figura 86 – Geometria do modelo	101
Figura 87 - Resultados obtidos com a fixação do Modelo 3 e variação dos demais critérios.....	103
Figura 88 - Resultados obtidos com a fixação do Modelo 4 e variação dos demais critérios.....	104
Figura 89 - Resultados variando os Modelos, com a fixação dos demais critérios.....	105
Figura 90 – Diagrama de momentos fletores do modelo da análise paramétrica.....	106
Figura 91 – Caso de Estudo 1: (a) Modelo em elementos finitos (b) geometria da laje e (c) imagem da estrutura antes da concretagem.....	108
Figura 92 – Representação da modelagem do maciço denominada <i>Shell 1 camada</i> em vistas ortogonais e corte	109
Figura 93 – Modelagem do maciço denominada <i>Shell 3 camadas</i> em vistas ortogonais e corte	109
Figura 94 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b	110
Figura 95 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b	110
Figura 96 - Modelagem do maciço denominada <i>Solid + Capa</i> em vistas ortogonais e corte	111
Figura 97 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b	111
Figura 98 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b	112
Figura 99 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b	112

Figura 100 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b	113
Figura 101 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b	114
Figura 102 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b	114
Figura 103 - Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS	115
Figura 104 - Caso de Estudo 2: (a) Modelo em elementos finitos (b) geometria da laje e (c) imagem da estrutura antes da concretagem	116
Figura 105 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b	117
Figura 106 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b	118
Figura 107 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b	118
Figura 108 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b	119
Figura 109 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b	119
Figura 110 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b	120
Figura 111 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b	121
Figura 112 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b	121
Figura 113 - Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS	122
Figura 114 - Caso de Estudo 1: (a) Modelo em elementos finitos (b) geometria da laje e (c) imagem da estrutura durante a concretagem	123
Figura 115 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 114b	124
Figura 116 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 114b	124
Figura 117 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 114b	125
Figura 118 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 114b	125
Figura 119 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 114b	126
Figura 120 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 114b	126
Figura 121 - Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS	127
Figura 122 – Equilíbrio interno de forças de uma seção “T” de concreto não fissurada submetida a flexão	131
Figura 123 – Equilíbrio interno de forças de uma seção “T” de concreto fissurada submetida à flexão	131
Figura 124 – Deformações específicas adotadas para (a) <i>Experimental Estádio I</i> ϵ_s inferido, (b) <i>Experimental Estádio I</i> ϵ_s medido e (c) <i>Experimental Estádio II</i>	131
Figura 125 – Pontos de instrumentação e planos de corte A e B	132
Figura 126 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D1	133
Figura 127 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D2	133
Figura 128 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D3	133
Figura 129 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D4	134

Figura 130 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D5	134
Figura 131 – Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125	136
Figura 132 – Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 125	137
Figura 133 – Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125	138
Figura 134 – Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 125	138
Figura 135 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125	139
Figura 136 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 125	139
Figura 137 – Região maciça contígua ao viga de borda	140
Figura 138 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Armadura Inferior.....	140
Figura 139 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Superior.....	141
Figura 140 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Inferior	141
Figura 141 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E2 – Concreto Superior.....	141
Figura 142 - Gráfico carga x deformação específica no Ponto 2 – Concreto Inferior	142
Figura 143 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E5 – Concreto Superior.....	142
Figura 144 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E5 – Concreto Inferior	142
Figura 145 – Diagrama de momento fletor TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125.....	145
Figura 146 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 125.....	145
Figura 147 - Diagrama de momento fletor SAP + EXPERIMENTAL2000: plano de corte A referente à Figura 125.....	146
Figura 148 - Diagrama de momento fletor SAP2000: plano de corte B referente à Figura 125.....	147
Figura 149 - Diagrama de momento fletor SAP2000 +TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125.....	148
Figura 150 - Diagrama de momento fletor SAP2000 +TQS: plano de corte B referente à Figura 125	148
Figura 151 - Pontos de instrumentação e planos de corte A e B	149
Figura 152 - Gráfico carga/descarga x deslocamento vertical do ponto PC	150
Figura 153 – Gráfico carga/descarga x deslocamento vertical do ponto P4.....	150
Figura 154 - Gráfico carga/descarga x deslocamento vertical do ponto P12	150
Figura 155 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151.....	152
Figura 156 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151.....	153
Figura 157 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151	154
Figura 158 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 151	154
Figura 159 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151.....	155
Figura 160 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 151	155

Figura 161 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL ALTERADO: plano de corte A referente à Figura 151.....	157
Figura 162 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Superior.....	158
Figura 163 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Armadura Inferior.....	158
Figura 164 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Inferior	158
Figura 165 - Diagrama de momento fletor TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151.....	160
Figura 166 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 151.....	161
Figura 167 - Diagrama de momento fletor SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151.....	162
Figura 168 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte B referente à Figura 151	162
Figura 169 - Diagrama de momento fletor SAP +TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151.....	163
Figura 170 - Diagrama de momento fletor SAP +TQS: plano de corte B referente à Figura 151.....	164
Figura 171 – (a) Carregamento aplicado na laje em 14/01/2008 e (b) Elástica: plano de corte B referenciado a Figura 171a	165
Figura 172 - (a) Carregamento aplicado na laje em 17/01/2008 e (b) Elástica: plano de corte B	165
Figura 173 - Carregamento aplicado na laje em 30/01/2008 e (b) Elástica: plano de corte B	166
Figura 174 - Carregamento aplicado na laje em 20/02/2008 e (b) Elástica: plano de corte B	166
Figura 175 - Carregamento total aplicado na laje e (b) Elástica: plano de corte B.....	167
Figura 176 - Pontos de instrumentação e planos de corte A e B.....	168
Figura 177 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	169
Figura 178 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176.....	169
Figura 179 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176	170
Figura 180 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176	170
Figura 181 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	172
Figura 182 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176.....	172
Figura 183 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte A referente à Figura 176.....	175
Figura 184 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 176.....	175
Figura 185 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte A referente à Figura 176.....	176
Figura 186 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte B referente à Figura 176.....	176
Figura 187 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP: plano de corte A referente à Figura 176.....	177
Figura 188 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP: plano de corte B referente à Figura 176.....	177
Figura 189 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	179
Figura 190 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176.....	179

Figura 191 – Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176	180
Figura 192 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176	180
Figura 193 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	181
Figura 194 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176.....	181
Figura 195 - Diagrama de momento fletor TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	184
Figura 196 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 176.....	184
Figura 197 - Diagrama de momento fletor SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	186
Figura 198 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte B referente à Figura 176.....	186
Figura 199 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176.....	187
Figura 200 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP: plano de corte B referente à Figura 176.....	187
Figura 201 – Planta de locação dos deflectômetros	189
Figura 202 – Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D6.....	189
Figura 203 – Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D7.....	190
Figura 204 – Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D12.....	190
Figura 205 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D13	190
Figura 206 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 201	192
Figura 207 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 201	193
Figura 208 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 201, descontando o provável cedimento em todos os pilares	194
Figura 209 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 201, descontando o provável cedimento em todos os pilares	194
Figura 210 – Planta de locação dos extensômetros.....	195
Figura 211 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E4.....	195
Figura 212 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E20.....	196
Figura 213 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E24.....	196
Figura 214 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 210.....	197
Figura 215 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 210.....	197
Figura 216 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 210.....	197

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Resultados obtidos nas modelagens com apoio no nível da laje	73
Tabela 2 - Resultados obtidos nas modelagens com apoio no nível da viga	73
Tabela 3 - Resultados obtidos nas modelagens com cantos simplesmente apoiados	75
Tabela 4 – Resultados obtidos nas modelagens com cantos apoiados em pilares.....	75

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Cobrimentos adotados em projeto.....	33
Quadro 2 - Resultados de deslocamentos verticais para carga de projeto e carga localizada (análise linear e não linear)	36
Quadro 3 - Resultados de momentos fletores para carga de projeto e carga localizada (análise linear)	36
Quadro 4 - Traço final do concreto do projeto 1	37
Quadro 5 - Etapas de Carregamento do Programa Experimental 1.....	40
Quadro 6 - Resultados de deslocamentos verticais para carga de projeto e carga localizada (análise linear e não linear)	43
Quadro 7 - Resultados de momentos fletores para carga de projeto e carga localizada (análise linear)	43
Quadro 8- Traço final do concreto do projeto 2	44
Quadro 9- Etapas de carregamento inicialmente previstas no projeto.....	52
Quadro 10 – Características do concreto.....	78
Quadro 11 - Rotações: Resultados numéricos e experimentais ($\times 10^{-4}$)	83
Quadro 12 - Características do concreto.....	85
Quadro 13 - Tensão máxima de tração (kN/cm^2).....	91
Quadro 14– Tensão máxima de tração (kN/cm^2).....	94
Quadro 15 – Relação dos critérios e a forma de variação	102
Quadro 16 - Tensão máxima de tração (kN/cm^2).....	113
Quadro 17 - Valores dos deslocamentos verticais numéricos somente com aplicação do peso próprio.....	135
Quadro 18 – Momentos fletores nas seções instrumentadas (kN.cm)	143
Quadro 19 - Valores dos deslocamentos verticais numéricos para aplicação do peso próprio	152
Quadro 20 – Momentos fletores nas seções instrumentadas (kN.cm)	159
Quadro 21 - Momentos fletores nas seções instrumentadas (kN.cm)	173
Quadro 22 - Momentos fletores nas seções instrumentadas.....	183
Quadro 23 – Resultados de deslocamentos obtidos numérica e experimentalmente.....	191

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLOS DO ALFABETO LATINO

A	área da seção do pilar
$1/r$	curvatura de uma seção
a_1	distância entre eixos das nervuras
B	matriz que estabelece a relação entre deslocamentos e deformação específica
b_w	espessura da nervura
C_m	coeficientes de mola nas direções x e y
C_z	Coeficiente de mola na direção z
Δf	diferença entre carregamento f_i e carregamento externo
D_x	rigidez à flexão de uma laje maciça ortótropa paralela ao eixo x
D_y	rigidez à flexão de uma laje maciça ortótropa paralela ao eixo y
E	módulo de elasticidade longitudinal do concreto
e	espaçamento entre eixos de nervuras
E_o	módulo de elasticidade longitudinal inicial do concreto
E_t	módulo de elasticidade longitudinal tangencial do concreto
f_{cj}	resistência média à compressão do concreto aos 28 dias
$f_{ck, estimado}$	resistência característica estimada do concreto à compressão
$f_{ct,m}$	resistência média à tração do concreto
f_{ext}	carregamento total externo
f_i	carregamento que equilibra a tensão i
F_{ij}	força de membrana no plano ij
h	altura da nervura abaixo da capa
H_1	rigidez à torção de uma laje maciça ortótropa
h_{eq}	espessura da laje maciça equivalente
h_f	espessura da capa da laje nervurada
I	momento de inércia à flexão
i	incremento de carregamento externo
I_c	momento de inércia à flexão da seção no Estádio I
I_{eq}	momento de inércia à flexão das seção corrigida
I_{II}	momento de inércia à flexão da seção no Estádio II
I_t	momento de inércia à torção
k	rigidez inicial de cada elemento
K	matriz de rigidez global
L	distância de piso a piso
M	momento fletor atuante em uma seção
M_e	momento último
M_{ij}	momento no plano ij
M_r	momento de fissuração

M_y	momento relativo ao escoamento da armadura
n	Relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço
$p(x,y)$	Carregamento solicitante perpendicular à laje maciça ortótropa
$REDMOL$	reductor do coeficiente de mola nas direções x e y
$REDMOZ$	reductor do coeficiente de mola na direção z
r_i	deslocamento nodal no incremento i
t_p	espessura de uma laje maciça ortótropa
t	espessura do elemento Shell
U	matriz de deslocamentos nodais no sistema global
V_{ij}	esforço cortante no plano ij
$w(x,y)$	função que representa o deslocamento vertical de placa

SÍMBOLOS DO ALFABETO GREGO

$\varepsilon_{\chi\sigma}$	deformação específica máxima da fibra comprimida
ε_{ci}	deformação específica máxima da fibra tracionada
ε_i	deformação específica correspondente ao deslocamento nodal no incremento i
ε_s	deformação específica da armadura
γ_c	peso específico do concreto armado
ν	coeficiente de poisson
σ_c^i	tensão real no concreto no incremento i
σ_i	tensão correspondente à deformação específica i
σ_{ij}	tensão no plano ij

RESUMO

SCHWETZ, P.F. Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Sujeitas a Cargas Estáticas de Serviço. 2011. (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Soluções estruturais sofisticadas e racionais são exigências crescentes no cotidiano de projetistas de estruturas, como conseqüência da evolução dos projetos arquitetônicos e dos novos conceitos de gerenciamento das construções. As lajes nervuradas se enquadram nesta realidade como uma atraente alternativa, por propiciar economia de materiais e mão-de-obra, com redução de perdas e aumento da produtividade, exigindo, porém, uma laboriosa modelagem numérica. Para entender melhor como funciona, na prática, este sistema construtivo, torna-se necessário obter um maior conhecimento sobre seu comportamento estrutural, bem como aperfeiçoar os modelos teóricos empregados para seu projeto e simulação. O objetivo principal desta pesquisa é analisar a adequação de métodos de cálculo empregados na modelagem destas estruturas, verificando se os mesmos representam satisfatoriamente seu comportamento. Para tanto, foram instrumentadas três lajes nervuradas de concreto armado em escala natural e um modelo reduzido de microconcreto armado na escala 1:7,5 representativo de uma laje nervurada real. O estudo mediu deformações no concreto/microconcreto e deslocamentos verticais em seções características das estruturas, submetidas a diferentes tipos de carregamento. A modelagem numérica foi feita empregando-se o programa *Sistema Computacional TQS versão 11.9.9*, que utiliza a análise matricial de grelhas, e o programa *SAP2000 versão 14.2.2*, que utiliza o método dos elementos finitos. Os valores medidos de deslocamentos verticais apresentaram-se na mesma ordem de grandeza das previsões teóricas e as deformações específicas indicaram a presença de momentos fletores nas seções instrumentadas coincidentes com os previstos pela análise numérica. Os resultados indicaram que as previsões teóricas, obtidas através de análises lineares e não lineares, bem como os valores medidos experimentalmente, sugeriram comportamentos semelhantes das estruturas, comprovando que as modelagens numéricas foram satisfatórias na simulação do comportamento de lajes nervuradas de concreto armado.

Palavras-chave: laje nervurada, concreto armado, análise matricial de grelhas, método dos elementos finitos, análise experimental de estruturas

ABSTRACT

SCHWETZ, P.F. Análise Teórico-Experimental de uma Laje Nervurada em Modelo Reduzido Sujeita a um Carregamento Linear. 2005. (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Waffle slabs are, nowadays, a demand for structural designers, as a consequence of architectural design evolution and new building management concepts, in spite of its laborious numerical modeling. Therefore, it becomes necessary to know more about their structural behavior and to improve the theoretical models used for simulating these slabs. The objective of this work is to analyze the adequacy of two methods widely used in the modeling of waffle slabs, verifying if they represent the slab behavior satisfactorily. Three real scale waffle slabs, and also a reduced microconcrete model, were submitted to different loads and instrumented with strain and deflection gauges. The numerical analysis was made using a grid model program developed by a local software company, specialized in concrete structural design, and a finite element model, developed by an american software company, specialized in concrete structural analysis. Numerically computed deflections presented a good estimate of the measured results and experimental strains defined bending moments coincident with the forecast of the theoretical models, in all structures. Results indicated that theoretical linear and nonlinear analysis and the measured values suggested a similar behavior for all structures, confirming that concrete waffle slabs may be numerically simulated in a satisfactory way by such models.

Key-words: waffle slab, reinforced concrete, matricial grillage analysis, finite element method, structural tests

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Soluções estruturais sofisticadas e racionais são exigências crescentes no cotidiano de projetistas de estruturas, como conseqüência da evolução dos projetos arquitetônicos e dos novos conceitos de gerenciamento das construções. Surge, dessa forma, a necessidade de avaliação de diversos sistemas estruturais, buscando a solução que melhor represente viabilidade econômica, rapidez e versatilidade de aplicação.

Segundo Dias R. (2003), em estruturas de concreto armado de vários pisos, as lajes são responsáveis por elevada parcela do consumo de concreto. No caso da opção por lajes maciças, esta parcela chega a quase dois terços do volume total da estrutura. Desta forma, torna-se importante um estudo para definir o tipo de laje a ser empregado em edifícios de vários pisos, buscando-se obter soluções tecnicamente viáveis e mais econômicas.

Seguindo esta tendência, as lajes nervuradas vêm se firmando gradativamente como uma solução atraente. Segundo Pereira V. (2000), este sistema estrutural pode ser definido como um conjunto de nervuras, distribuídas em uma ou mais direções, regularmente espaçadas entre si, integralizadas por uma capa de concreto. O sistema nervurado é uma evolução natural das lajes maciças, pois resulta da eliminação da maior parte do concreto abaixo da linha neutra, o que permite o aumento econômico da espessura total das lajes pela criação de vazios em um padrão rítmico de arranjo. Com isso tem-se um alívio do peso próprio da estrutura e um aproveitamento mais eficiente dos materiais, aço e concreto (FRANÇA, 1997).

A utilização de lajes nervuradas vem avançando de forma significativa por apresentar algumas vantagens importantes. Uma delas diz respeito à possibilidade de utilização de maiores vãos entre os pilares da estrutura, resultando na liberação de espaços, o que se apresenta particularmente vantajoso em locais como garagens, onde as colunas dificultam as manobras de veículos e ocupam espaços que poderiam servir para vagas. Além disso, em função do posicionamento das alvenarias não estar vinculado à posição das vigas presentes na estrutura convencional (laje maciça-viga-pilar), o projeto arquitetônico adquire uma liberdade maior, com a possibilidade de criação de *layouts* diversificados.

Em razão de suas propriedades estruturais, o sistema nervurado permite uma versatilidade em termos de distribuição de carga e ocupação de espaços, podendo ser utilizado como solução

estrutural para prédios comerciais e residenciais, residências unifamiliares, hospitais, garagens e aeroportos (Figura 1).



(a)

(b)

Figura 1 – Versatilidade do sistema nervurado (a) Residência unifamiliar e (b) Aeroporto

Em função da inexistência de vigamento intermediário adotado no sistema convencional, a laje nervurada apresenta facilidade para a fixação e definição do nível de passagem das tubulações horizontais junto à face inferior das nervuras.

Desde sua concepção, um dos grandes inconvenientes para a utilização de lajes nervuradas sempre foi a execução das fôrmas, pois as mesmas eram feitas de madeira e recortadas na obra, demandando alto custo e tempo. Porém, com o desenvolvimento tecnológico, foram criadas fôrmas específicas para este tipo de estrutura, utilizando-se para isto materiais de enchimento, como os blocos cerâmicos, os blocos de concreto e os blocos de Poliestireno Expandido (EPS), ou ainda fôrmas plásticas recuperáveis desenvolvidas especialmente para este sistema estrutural. Associado a isto, eficientes sistemas de escoramento possibilitaram a execução das nervuras de uma forma acelerada e simples. (STRAMANDINOLI, 2003).

Tradicionalmente, as lajes nervuradas sempre foram analisadas por meio de métodos simplificados, derivados dos procedimentos criados para lajes maciças, adaptados de tabelas baseadas na Teoria da Elasticidade. Este procedimento deve-se ao complexo comportamento estrutural do sistema nervurado. Todavia, as análises experimentais confirmam que isso não é adequado, pois essa geometria de laje não consegue desenvolver os mesmos momentos de torção de uma laje maciça com inércia à flexão equivalente e, conseqüentemente, apresenta momentos fletores e deslocamentos maiores (COELHO, 2003).

Nos últimos anos, com o avanço dos recursos tecnológicos, métodos numéricos têm permitido a modelagem do sistema nervurado com alto grau de sofisticação, eliminando-se, assim, as restrições decorrentes do uso de modelos simplificados para a análise dessa estrutura. Além da maior precisão, que possibilita a obtenção de resultados mais próximos do comportamento real destas estruturas, a integração das informações numa forma digital permitiu, também, passar da análise ao projeto de uma forma rápida e precisa.

1.2 JUSTIFICATIVA

Pouco mais de um século depois de sua criação, pode-se observar que o uso de lajes nervuradas já é bastante difundido na Europa e nos 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. No Brasil, a construção civil ainda utiliza predominantemente o método convencional na concepção de estruturas de concreto armado. Porém, nos últimos anos, verifica-se um crescimento no emprego do sistema estrutural de lajes nervuradas por apresentarem as vantagens já citadas no item 1.1.

O conhecimento sobre a quantificação das solicitações e o comportamento de lajes nervuradas de concreto armado ainda é bastante escasso. A complexidade deste sistema estrutural tem levado alguns pesquisadores a realizar estudos numéricos e experimentais (Ajdukiewicz & Kliszczewicz, 1986; Selistre, 2000; Abdul-Wahab & Khalil, 2000; Dias, 2003; Soares, 2003; Schwetz 2005).

Os avanços dos recursos computacionais permitiram a elaboração de modelos numéricos para a representação do sistema nervurado. Entretanto, devido ao caráter recente do desenvolvimento desses modelos, persistem algumas incertezas quanto à adequação dos métodos de cálculo destas estruturas. É necessário um maior esclarecimento quanto à grandeza e distribuição das ações atuantes na laje e uma verificação sobre se os mesmos são reproduzidos adequadamente pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados atualmente.

Além disso, cabe salientar que importantes normas para projeto de estruturas de concreto armado, incluindo a norma brasileira, ainda apresentam recomendações para a análise e dimensionamento de lajes nervuradas apenas considerando o modelo simplificado de analogia a lajes maciças de inércia equivalente. Verifica-se, portanto, a necessidade do desenvolvimento de procedimentos e normas que orientem a utilização deste sistema construtivo, quando utilizados modelos numéricos mais refinados para sua modelagem.

Procurar colaborar com dados para elucidar estas questões é o objetivo principal deste trabalho.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Tendo em vista a motivação de pesquisa apresentada no item 1.2, esta tese tem como objetivo principal aprofundar o conhecimento sobre lajes nervuradas de concreto armado e verificar se seu comportamento é adequadamente simulado pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos amplamente utilizados atualmente, quando submetidas a uma ação estática de serviço.

1.3.2 Objetivos Específicos

A partir do objetivo geral, foram estabelecidos os objetivos específicos:

- Coletar dados experimentais em pontos de controle de lajes nervuradas de concreto armado em escala natural;
- Analisar numericamente as lajes monitoradas experimentalmente, bem como um modelo reduzido de microconcreto armado ensaiado em laboratório, a partir de programas computacionais que realizam o projeto de lajes nervuradas através da analogia de grelha e a análise deste sistema estrutural, utilizando o método dos elementos finitos;
- Comparar os dados experimentais coletados em lajes nervuradas em escala natural, bem como os obtidos a partir do ensaio de um modelo reduzido em microconcreto armado, com os resultados fornecidos pelas análises computacionais das lajes;
- Comparar os resultados numéricos fornecidos pelos dois programas computacionais.

1.4 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Para verificar o comportamento das lajes nervuradas, neste trabalho são analisados apenas resultados experimentais referentes aos momentos fletores (obtidos a partir das deformações específicas) e deslocamentos verticais medidos em diversos pontos das estruturas. Estes dados são comparados com os obtidos nas análises numéricas realizadas com auxílio dos programas de computador escolhidos para esta pesquisa.

Além disso, o carregamento aplicado nas lajes está limitado a cargas estáticas de serviço, de pequena intensidade e curta duração.

1.5 ESTRATÉGIA DE DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

A estratégia de pesquisa para os estudos desenvolvidos nessa tese envolveu análises numéricas e experimentais.

Os trabalhos foram iniciados por uma revisão bibliográfica, buscando estabelecer uma fundamentação teórica adequada. Para que os objetivos estabelecidos fossem alcançados foi necessário promover uma pesquisa sobre o tema em estudo, com ênfase nos métodos de cálculo e modelos matemáticos, nas solicitações atuantes no tipo de modelo estrutural estudado, na caracterização dos materiais, nas recomendações de normas nacionais e internacionais e nas inovações surgidas na área de técnicas construtivas.

A etapa seguinte foi a de montagem e implementação do programa experimental, de forma a se obter dados referentes a deformações específicas e deslocamentos verticais em lajes nervuradas em escala natural. Esta fase da pesquisa deveria ocorrer após a análise numérica. Porém, como o sistema estrutural de lajes nervuradas ainda não é tradicionalmente utilizado, não se encontram muitos projetos desta natureza na cidade de Porto Alegre. Foram contatados diversos escritórios de projetos de estruturas de concreto armado e, em apenas um deles, estavam sendo desenvolvidos projetos utilizando esse sistema estrutural. Devido a este fato, e para não perder esta rara oportunidade, foi conseguida a permissão dos proprietários das construções e montado o programa experimental da pesquisa, a partir do monitoramento de três lajes nervuradas.

Obtidos os dados experimentais, foi realizada a simulação do comportamento destas lajes, através de programas computacionais. Um dos programas escolhido foi o *Sistema Computacional TQS*, desenvolvido pela empresa brasileira TQS Informática Ltda para projeto de estruturas de concreto armado. Este sistema foi escolhido por ser amplamente utilizado por calculistas de estruturas em todo o país. O programa oferece a opção de cálculo de pavimentos através da analogia de grelha, com critérios e carregamentos definidos pelo engenheiro projetista. O outro programa adotado foi o *SAP2000*, desenvolvido pela empresa americana Computers and Structures Inc. com o objetivo de realizar análises estáticas lineares e não-lineares, bem como análises dinâmicas, dos mais diversos sistemas estruturais. O *software* permite simular o comportamento de estruturas quando sujeitas às mais variadas solicitações, utilizando o método dos elementos finitos.

Na continuidade do trabalho, foi estabelecida a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, bem como dos valores obtidos nas análises numéricas entre si. Além dos valores experimentais obtidos nas lajes nervuradas em escala natural, foram utilizados dados experimentais

obtidos por Schwetz (2005), a partir do ensaio em laboratório de uma laje nervurada em modelo reduzido.

1.6 ESTRUTURA DA TESE

Este trabalho está dividido em 7 capítulos, a saber:

Capítulo 1 : INTRODUÇÃO - é o capítulo onde se apresenta o tema da tese, sua justificativa, os objetivos, a delimitação do tema e as estratégias de trabalho adotadas;

Capítulo 2 : REVISÃO BIBLIOGRÁFICA - neste capítulo apresentam-se conceitos básicos sobre lajes nervuradas, bem como os principais métodos numéricos utilizados na sua concepção. Comenta-se, ainda, sobre as recomendações da norma brasileira e de normas internacionais e destaca-se a importância da verificação do comportamento deste sistema estrutural quando submetido a cargas estáticas de serviço;

Capítulo 3 : PROGRAMA EXPERIMENTAL - este capítulo descreve as etapas de um programa experimental, elaborado com o objetivo de coletar dados sobre lajes nervuradas de concreto armado em escala natural e modelo reduzido, submetidas a diferentes cargas estáticas de serviço.

Capítulo 4 : MODELOS NUMÉRICOS APLICADOS À ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES NERVURADAS - descreve-se, neste capítulo, os programas computacionais adotados neste trabalho e apresenta-se os modelos a serem utilizados na análise numérica das lajes monitoradas experimentalmente.

Capítulo 5: MODELAGEM NUMÉRICA DAS LAJES NERVURADAS MONITORADAS EXPERIMENTALMENTE - este capítulo apresenta como foi feita a modelagem e análise das lajes monitoradas experimentalmente

Capítulo 6 : APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS - é o capítulo onde são apresentados e analisados os resultados experimentais e estabelecida uma comparação com as previsões numéricas;

Capítulo 7: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS - neste capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

Ao final, encontram-se listadas as Referências Bibliográficas utilizadas neste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITOS BÁSICOS SOBRE LAJES NERVURADAS

O sistema nervurado teve sua origem a partir de patente obtida por William B. Wilkinson, na Inglaterra, em 1854, de um sistema formado por pequenas nervuras regularmente espaçadas entre si, armadas com barras de aço na sua porção inferior e interligadas por uma camada de concreto de pequena espessura. O vazio entre as nervuras era preenchido com gesso (DIAS, 2004).

A laje nervurada se origina dos entresijos sem vigas, que se caracterizam por apresentar lajes maciças de espessura constante, serem armados em duas direções e apoiarem-se diretamente sobre pilares. Na Europa, a Rússia foi a primeira a utilizar este sistema estrutural. A espessura das lajes foi mantida constante, porém o entorno dos pilares foi reforçado com capitéis com o objetivo de resistir a tensões tangenciais oriundas da punção. Um dos primeiros projetos dentro desta concepção estrutural foi uma edificação de quatro pavimentos em Moscou em 1908 (SHTAERMAN,1960).

Entretanto, ao invés de maciças, as lajes nervuradas são formadas por um conjunto de nervuras, onde são alojadas as armaduras, ligadas entre si por uma placa de pequena espessura, que é responsável pela solidarização das nervuras e compatibilização dos seus deslocamentos, denominada capa.

As lajes nervuradas surgiram da necessidade de um melhor aproveitamento do concreto e da redução do peso próprio das estruturas. O concreto é um material que apresenta baixa resistência à tração. Por esta razão, as teorias de dimensionamento de estruturas de concreto armado desprezam sua contribuição nas regiões tracionadas. Sua função fica restrita à proteção da armadura e resistência à compressão, esforços de cisalhamento e torção, além de estabelecer uma ligação da armadura tracionada com a zona comprimida. Assim, o concreto pode ser considerado desnecessário nas regiões onde não esteja desempenhando alguma destas funções e, sendo possível, é interessante reduzir seu volume ao mínimo indispensável, com o objetivo de diminuir o peso próprio da estrutura bem como os custos de construção.

O sistema nervurado apresenta uma menor resistência à torção quando comparado a lajes maciças de inércia equivalente, devido aos vazios existentes entre as nervuras. Por esta razão e procurando compensar uma maior flexibilidade, as lajes nervuradas apresentam uma altura maior que a laje maciça de inércia equivalente, não implicando em maior consumo de concreto (OLIVEIRA, 2000).

As lajes nervuradas podem ter nervuras resistentes em uma ou duas direções, sendo por isso, classificadas como unidirecionais ou bidirecionais, respectivamente. Nas lajes nervuradas armadas em uma direção as nervuras são, normalmente, dispostas na direção do menor vão efetivo, e admite-se que apresentem comportamento estrutural de vigas simplesmente apoiadas. Podem ser utilizadas nervuras transversais com o objetivo de distribuir cargas concentradas ou parcialmente distribuídas sobre o pavimento, bem como para exercer a função de travamento das nervuras principais (SILVA,2005).

As lajes nervuradas bidirecionais, por possuírem nervuras resistentes nas duas direções, apresentam uma rigidez maior e, conseqüentemente, uma redução dos esforços solicitantes e dos deslocamentos verticais, resultando em alturas reduzidas em relação às lajes unidirecionais. Porém, por seu alto grau de hiperestaticidade, as lajes armadas em duas direções, tornam-se mais vulneráveis quanto à deformabilidade dos apoios. Normalmente, nas lajes nervuradas bidirecionais, ou nas lajes armadas em uma direção, mas com continuidade sobre os apoios, surgem momentos negativos intensos, que requerem a colocação de uma armadura específica. (PEREIRA, 2000 b).

2.2 ANÁLISE ESTÁTICA DAS LAJES NERVURADAS

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

Com relação à força cortante, o maior risco provém da punção da placa pelos pilares, que se caracteriza por ser uma ruptura do tipo frágil, ou seja, que ocorre sem aviso prévio. Neste caso, forma-se uma superfície tronco-piramidal ou tronco-cônica que se desenvolve na região de contato da placa com o pilar, ocasionando a perfuração da laje, dadas às altas tensões de tração que atuam no entorno do apoio, decorrentes da reação vertical da placa na pequena área do pilar (Figura 2). A punção não é um fenômeno de corte puro, pois ela sempre ocorre associada a momentos fletores negativos de grande magnitude, o que a caracteriza como um fenômeno combinado de tensões normais e tangenciais (TRAUTWEIN, 2006).

Portanto, na região circundante aos pilares, onde normalmente existem momentos fletores negativos que devem ser absorvidos, e que deve resistir também à punção, é conveniente o

preenchimento dos vazios entre as nervuras, formando uma região maciça, que é usualmente denominada de capitel.

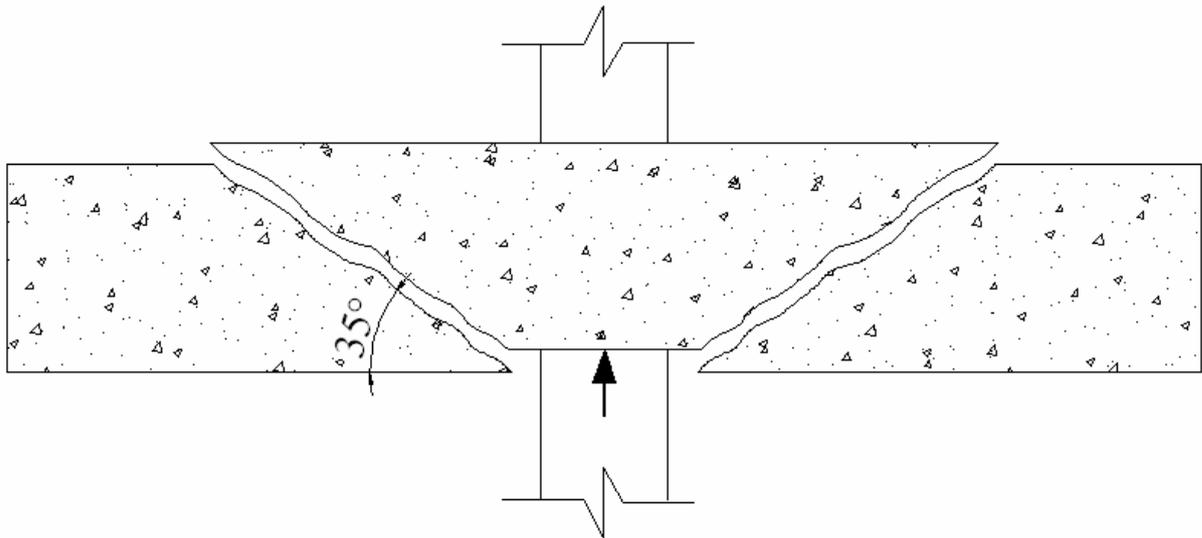


Figura 2 – Ruptura por esforço de punção (fonte: Souza, 2007)

Para a determinação de momentos fletores e deslocamentos verticais, os métodos de análise estrutural mais comumente utilizados para lajes nervuradas podem ser divididos em dois grupos principais: aqueles baseados na *Analogia a Lajes Maciças* e aqueles que utilizam métodos numéricos baseados no *Método da Rigidez*.

2.2.1 Métodos baseados na Analogia a Lajes Maciças

Segundo Ji et al. (1985), a análise de lajes nervuradas sob flexão para a determinação de solicitações e deslocamentos é feita, tradicionalmente, a partir de uma analogia à laje ortótropa equivalente, ou analogia de placa. Este método consiste em transformar a laje nervurada em uma placa maciça, de espessura constante, equivalente em rigidez à flexão ao sistema nervurado. A espessura da laje maciça equivalente pode ser determinada considerando a equivalência do momento de inércia à flexão entre os dois sistemas estruturais, pela expressão:

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

sendo h_{eq} a espessura da laje maciça equivalente, I o momento de inércia à flexão da seção transversal T da nervura em relação ao eixo baricêntrico horizontal, a_1 a distância entre os eixos das nervuras.

A análise rigorosa de lajes maciças é feita, segundo o método clássico da elasticidade, através da integração da equação diferencial não homogênea de quarta ordem com coeficientes constantes de Lagrange (SZILARD, 1974):

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

sendo

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

onde $w(x,y)$ é a função que representa o deslocamento vertical da placa numa determinada seção, $p(x,y)$ é o carregamento solicitante perpendicular à placa, D_x é a rigidez à flexão da laje paralela ao eixo x , D_y é a rigidez à flexão paralela ao eixo y , $2 \cdot H_1$ é a rigidez à torção da placa, E é o módulo de elasticidade longitudinal, ν é o coeficiente de Poisson, t_p é a espessura da placa.

O procedimento geral para a solução elástica consiste em determinar o campo de deslocamentos $w(x,y)$ que satisfaz a equação de equilíbrio e as condições de contorno simultaneamente e, então, combinar as várias derivadas de $w(x,y)$ para obter as solicitações internas. Na prática, a solução exata desta equação é rara e muito trabalhosa, restringindo-se a casos simples de carregamento e geometria. Nos casos mais gerais, as soluções são encontradas adotando-se expansões em série de Fourier. Estas séries podem ser do tipo séries duplas trigonométricas (solução de Navier) ou séries simples trigonométricas (solução de Levy).

Ji et al. (1985) realizaram o estudo numérico-experimental dos deslocamentos de um painel de lajes nervuradas em modelo reduzido de concreto armado submetido a cargas verticais. Compararam os resultados experimentais com os valores obtidos numericamente pelo processo de analogia à laje maciça com rigidez à flexão equivalente. Concluíram que o método da analogia à laje maciça equivalente superestima a rigidez à torção e sugeriram que, no processo de cálculo da laje, a espessura equivalente fosse reduzida em 20% na fase elástica (Estádio I) e 40% na fase elástica fissurada (Estádio II).

Os resultados obtidos por Abdul-Wahab (2000) em estudos teórico-experimentais com modelos reduzidos de lajes nervuradas também concluíram que, ao ser utilizado o método da espessura equivalente para determinação de esforços solicitantes e deslocamentos, a altura da laje maciça

equivalente deveria ser reduzida em 20% na fase elástica (Estádio I). Porém, recomendaram que na fase elástica fissurada (Estádio II) a espessura equivalente fosse reduzida em 25%.

2.2.2 Métodos Numéricos baseados no Método da Rigidez

Com o avanço dos recursos tecnológicos, tornou-se possível realizar a análise estrutural das lajes nervuradas através de métodos numéricos baseados no *Método da Rigidez* para a obtenção de solicitações internas e deslocamentos. Dentre os métodos numéricos que mais têm se difundido e desenvolvido, destacam-se o método de análise matricial de grelhas e o método de elementos finitos.

A análise matricial de grelhas transforma a estrutura em um sistema reticulado, estudando o comportamento individual de cada barra e estabelecendo as relações entre as suas forças externas e deslocamentos nodais. Estas relações são expressas em forma matricial e correspondem à matriz de rigidez da barra. O comportamento global da estrutura é obtido a partir da consideração da inter-relação de cada barra com as demais, formando um sistema global de equações, cuja solução leva às incógnitas do problema. Este processo de cálculo permite que a laje nervurada seja calculada como uma grelha, compreendendo três graus de liberdade por nó (um perpendicular ao seu plano e duas rotações em torno dos eixos contidos no mesmo) e três esforços de extremo de barra (uma força cortante, um momento torçor e um momento fletor).

O método dos elementos finitos, também baseado no *Método da Rigidez*, define um sistema estrutural contínuo como sendo formado por uma malha de elementos discretos interconectados por um número finito de nós. Definida a malha, cada elemento é analisado individualmente, pela montagem de sua matriz de rigidez. A superposição das matrizes de rigidez dos elementos origina a matriz de rigidez global do sistema. A partir da matriz de rigidez global, do vetor de forças, e da aplicação das condições de contorno, os deslocamentos nodais são determinados, pela solução de um sistema linear de equações. A forma, o tamanho e a quantidade de elementos são escolhidos pelo projetista, a partir da geometria e da natureza do problema. Quanto maior o número de elementos que compõe a malha, mais próximos do comportamento real da estrutura serão os resultados, desde que tenha sido adotado um bom padrão de deformação para o elemento, a partir da escolha adequada das funções de forma (URAL, 1973).

A análise estática de uma estrutura pode ser feita considerando seu comportamento de forma linear ou não-linear. Estas duas abordagens são discutidas a seguir.

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL LINEAR E NÃO-LINEAR

A análise estrutural linear considera que os deslocamentos são diretamente proporcionais ao carregamento aplicado permitindo, assim, a utilização do *Princípio da Superposição de Efeitos* para solicitações e deslocamentos.

Já a análise não-linear considera uma proporcionalidade variável entre carregamento e deslocamentos.

Basicamente, existem dois fatores principais que geram o comportamento não-linear de uma estrutura à medida que o carregamento é aplicado: a alteração das propriedades dos materiais, designada por não-linearidade física e a alteração da geometria da estrutura, chamada de não-linearidade geométrica.

A não-linearidade geométrica se caracteriza por considerar que a deformação da estrutura altera a condição de carregamento. Desta forma, os esforços são amplificados à medida que a estrutura se deforma, através dos denominados efeitos de segunda ordem.

A não-linearidade física leva em consideração a perda de rigidez dos elementos durante o carregamento da estrutura. No caso do concreto armado, as propriedades dos materiais envolvidos se alteram durante o carregamento, gerando uma resposta não-linear da mesma (Figura 3).

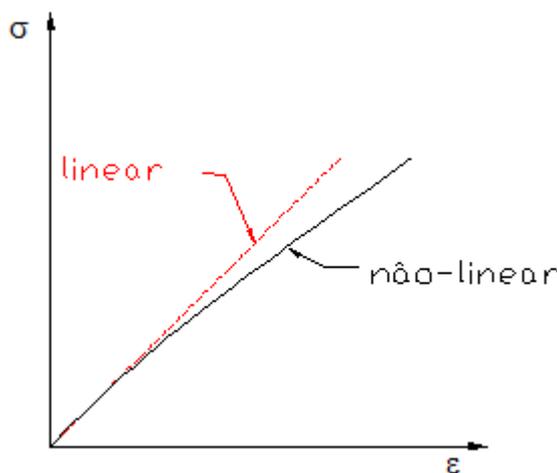


Figura 3 – Gráfico representando o comportamento não-linear

Além do comportamento não-linear dos materiais, outro fator que gera a não-linearidade física de uma estrutura de concreto armado é a fissuração, que ocasiona a redução da rigidez dos elementos estruturais, podendo acarretar acréscimos de deslocamentos em relação à análise linear. Nos trechos dos elementos em que o momento fletor supera o de fissuração, há uma diminuição

considerável da rigidez e, por conseguinte, um aumento do estado de deformação da estrutura. (KIMURA, 2007).

A análise de pavimentos de edifícios de concreto armado com a consideração da não-linearidade física pode oferecer grandes vantagens ao projetista de estruturas com relação à análise em regime linear. A primeira vantagem diz respeito à possibilidade de uma avaliação mais realista sobre os efeitos da perda de rigidez dos elementos estruturais por fissuração e escoamento das armaduras longitudinais tracionadas. Com a perda de rigidez dos elementos, pode haver acréscimos de deslocamentos tais que venham a inviabilizar um conjunto de forma em função do estado limite de utilização por deformações excessivas. Outra vantagem significativa, mesmo para estruturas que não apresentem problemas quanto aos deslocamentos, é o fato de se poder considerar a perda de rigidez em determinadas peças estruturais, e com isso uniformizar os esforços no pavimento através da eliminação de picos de momentos fletores concentrados em determinadas regiões, como por exemplo, sobre os pilares (OLIVEIRA, 2000).

A norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT,2004) recomenda que a não-linearidade física presente nas estruturas de concreto armado deve ser obrigatoriamente considerada e prescreve que seja considerada a presença de fissuras no concreto para o cálculo de deslocamentos.

O problema não linear físico pode ser solucionado numericamente através de um procedimento incremental-iterativo, onde, para cada incremento do carregamento aplicado, o equilíbrio da estrutura é verificado, a partir de ciclos de aproximações iterativas, até que as equações de equilíbrio atinjam uma precisão satisfatória. Este procedimento considera que, em cada incremento de carga, existe linearidade entre esforços e deslocamentos, sendo a rigidez da estrutura atualizada a cada etapa de carga. Desta forma, quanto maior o número de incrementos, maior será a precisão do resultado (CARVALHO, 1994).

Existem diversos métodos para realizar o processo iterativo. Os programas utilizados neste trabalho adotam métodos distintos para a realização deste processo. O programa *SAP2000* realiza a análise não linear física utilizando o método baseado na tensão-deformação do material e o *Sistema Computacional TQS* adota o método momento-curvatura. Estes métodos são descritos a seguir.

2.3.1 Processo Iterativo baseado na relação tensão-deformação

O processo iterativo baseado na relação tensão-deformação implica na determinação da rigidez de cada elemento estrutural, a partir das relações constitutivas dos materiais. No caso do concreto

armado, são utilizadas as relações constitutivas do concreto e do aço, além da quantidade e disposição das armaduras de cada seção analisada.

Um algoritmo bastante utilizado na resolução do processo iterativo é denominado de *Método da Rigidez Inicial*, que consiste na manutenção constante do módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E_0) para todos os incrementos, permanecendo sempre a mesma rigidez da estrutura para cada solução até a convergência do sistema, conforme pode ser visualizado na Figura 4.

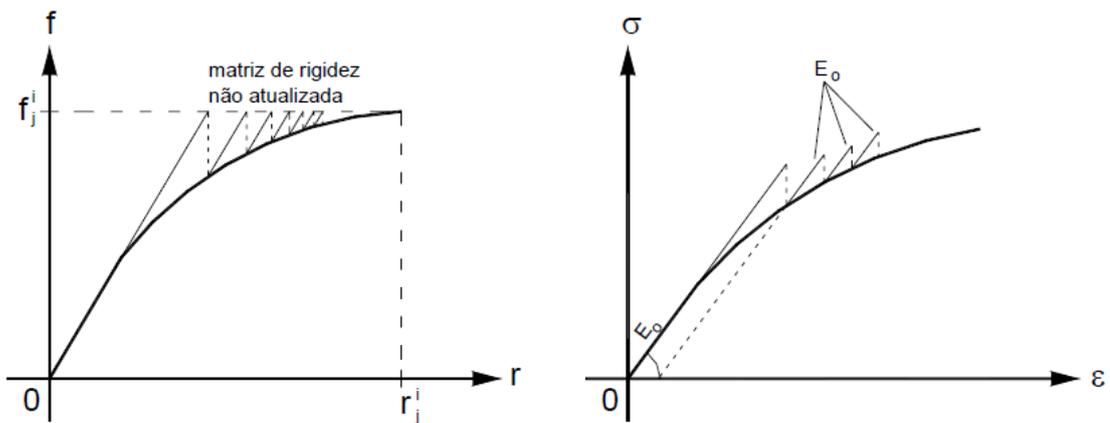


Figura 4 – Método da rigidez inicial (fonte: Marins, 2007)

Outro algoritmo que pode ser utilizado é chamado de *Método da Rigidez Tangente*. Neste método, a rigidez da estrutura é atualizada para cada incremento de carga, a partir da atualização do módulo de elasticidade longitudinal (E_t), que é obtido pela reta tangente ao ponto considerado no diagrama tensão-deformação até a convergência do sistema (Figura 5).

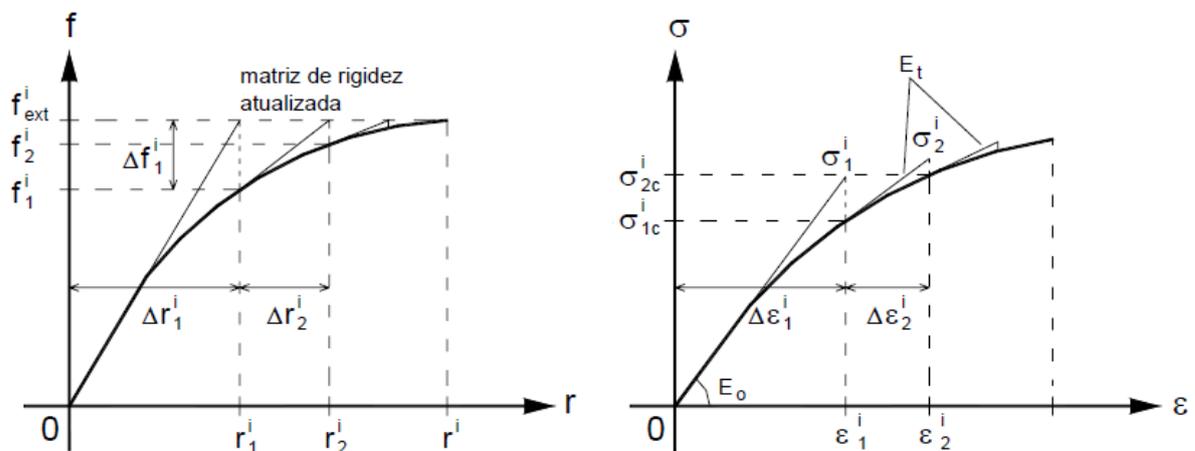


Figura 5 – Método da rigidez tangente (fonte: Marins, 2007)

As etapas do procedimento de um incremento i do carregamento externo (f_{ext}) combinado com iterações de equilíbrio para traçar o comportamento não-linear da estrutura são os seguintes:

- a. É aplicado o carregamento total externo [f_{ext}^1], com a rigidez inicial [k] de cada elemento da estrutura sendo obtida a partir do módulo de elasticidade inicial (E_0). Através da solução de equações de equilíbrio é obtido o deslocamento nodal [r_i^1], assumindo-se um comportamento elástico linear (4);

$$f_{ext}^1 = k \cdot r_i^1 \quad (4)$$

- b. Com o deslocamento nodal [r_i^1] é obtida a deformação [ε_i^1] e, considerando o módulo de elasticidade inicial (E_0), obtém-se a tensão [σ_i^1]. A tensão real na curva [σ_{lc}^i] é obtida substituindo a deformação [ε_i^1] na expressão que traça o comportamento do material;
- c. Substitui-se [σ_{lc}^i] em (5) para se obter o carregamento [f_i^1] que equilibra esta tensão:

$$f_i^1 = [\sigma_{lc}^i]^t \int B dV \quad (5)$$

onde [B] é a matriz que estabelece a relação entre os deslocamentos [r_i] e as deformações específicas [ε_i].

- d. Calcula-se a diferença entre o carregamento de equilíbrio [f_i^1] e o carregamento total externo [f_{ext}^1] para se obter o carregamento desequilibrado:

$$[\Delta f_i^1] = [f_i^1] - [f_{ext}^1] \quad (6)$$

- e. O carregamento desequilibrado [Δf_i^1] é reaplicado na estrutura, onde a rigidez inicial [k] de cada elemento agora é obtida a partir do módulo de elasticidade para o ponto da curva correspondente à deformação.

Estes passos são repetidos até que o valor para o carregamento desequilibrado esteja dentro de um critério de convergência aceitável para finalizar o processo para o incremento i do carregamento externo.

No caso particular do programa *SAP2000*, o processo iterativo é realizado através do algoritmo *Constant Stiffness Method*. Caso não haja convergência dentro de uma tolerância especificada pelo usuário, o processo iterativo é reiniciado no mesmo incremento de carga i e o programa passa a utilizar o algoritmo *Newton-Raphson Method* até que as equações de equilíbrio atinjam uma precisão satisfatória.

2.3.2 Processo Iterativo baseado na relação momento-curvatura

A solução numérica baseada na relação tensão-deformação, descrita no item 2.3.1, exige a integração das tensões normais no domínio da seção transversal, implicando em uma programação bastante elaborada, além de demandar uma elevada capacidade computacional. Como uma alternativa numérica para a consideração da não-linearidade, alguns programas de computador, como é o caso do *Sistema Computacional TQS*, adotam para análise não-linear de estruturas um método numérico baseado na relação momento-curvatura.

De forma aproximada, é possível relacionar a curvatura de uma seção com o momento fletor atuante na mesma. Para isto, pode ser utilizada a seguinte expressão:

$$M = (EI)x \frac{1}{r} \quad (7)$$

onde M é o momento fletor atuante na seção, E é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto, I é o momento de inércia da seção e $\frac{1}{r}$ é a curvatura da seção. Quando a relação momento-curvatura é definida para diferentes intensidades de solicitação, obtêm-se o diagrama momento-curvatura. Cabe ressaltar a importância da consideração da taxa de armadura empregada na seção para a determinação do diagrama. Um exemplo de diagrama momento-curvatura pode ser visualizado na Figura 6.

Analisando o gráfico, podemos distinguir três regiões bem definidas:

- a. Região 1: é o trecho linear do diagrama, cuja inclinação representa a rigidez da seção, que permanece constante. Representa o estado no qual o concreto ainda não atingiu o momento de fissuração (M_r), ou seja, a estrutura permanece no Estádio I;
- b. Região 2: é um trecho curvo, que representa a transição gradativa entre o Estádio I (seção não fissurada) e Estádio II puro (seção fissurada). Esta região é delimitada pelo momento de fissuração (M_r) e o momento fletor que provoca o escoamento da armadura tracionada (M_v).

- c. Região 3: é caracterizada pelo grande aumento de curvatura para um pequeno acréscimo de momento. Esta região é delimitada pelo momento M_y e o momento último (M_u), que indica que a estrutura atingiu o estado limite último.

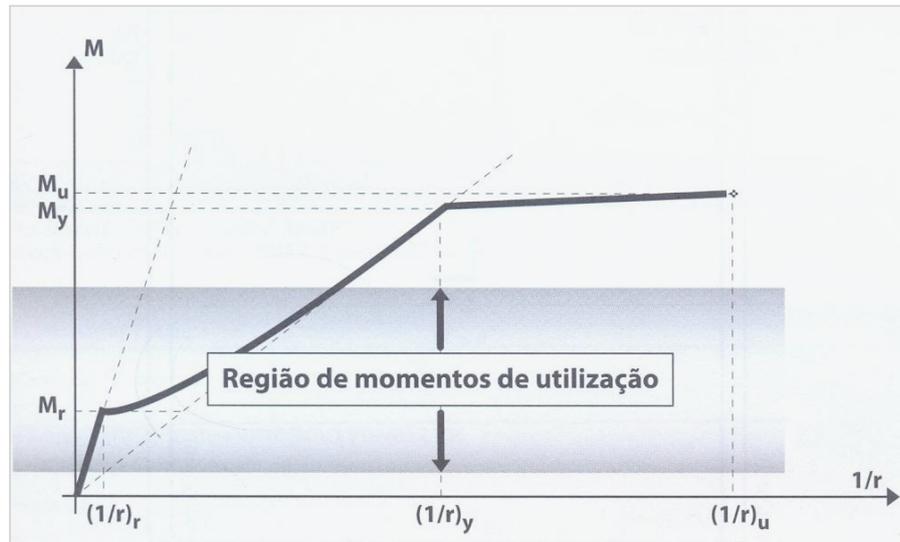


Figura 6 – Exemplo de diagrama momento-curvatura (fonte: Kimura, 2007)

O processo iterativo consiste em, para cada etapa de carga i , comparar o momento fletor da seção (M) com os momentos fletores limites definidos para cada região. As etapas deste processo são as seguintes:

- Definição do diagrama momento-curvatura para cada seção, a partir das características geométricas dos elementos. Os momentos de inércia à flexão (I_f) e à torção (I_t) de cada elemento são calculadas, considerando a armadura definida por uma análise linear da estrutura;
- Montagem da matriz de rigidez de cada elemento $[k]$ e da matriz de rigidez global da estrutura $[K]$;
- Montagem do vetor de cargas externas $[F_{ext}]$ global da estrutura;
- Cálculo dos deslocamentos nodais no sistema global, a partir da relação:

$$[F_{ext}] = [K] \cdot [U] \quad (8)$$

- Calculo dos deslocamentos nodais no sistema local e dos esforços solicitantes em cada elemento (momento fletor, momento torçor e cisalhamento);
- Comparação dos momentos obtidos em cada elemento (M) com o momento de fissuração (M_r) definido no diagrama momento-curvatura. Se o momento obtido for

maior que M_r , torna-se necessária a correção no valor da rigidez do elemento para a etapa de carga seguinte.

O *Sistema Computacional TQS* faz a correção da rigidez da seção a partir de uma expressão (9) proposta por Branson, que é recomendada pela norma brasileira (ABNT, 2004):

$$I_{eq} = \left\{ I_c \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^4 + I_{II} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_r}{M} \right)^4 \right] \right\} \quad (9)$$

onde I_{eq} é o momento de inércia da seção corrigida, I_c é a inércia da seção no Estádio I considerando a armadura, M_r é o momento de fissuração, M é o momento calculado na seção, I_{II} é a inércia da seção no Estádio II puro.

A não-linearidade física está diretamente relacionada ao comportamento mecânico dos materiais constituintes da estrutura. Para uma análise não linear torna-se necessário, portanto, conhecer o comportamento dos materiais para poder definir um modelo que possa ser utilizado na análise computacional (STRAMANDINOLLI, 2007).

A seguir, procura-se realizar a caracterização dos materiais – concreto e aço.

2.3.2.1 Concreto

O concreto é formado pela mistura de agregados, cimento e água, apresentando um comportamento bastante complexo. Mesmo antes da aplicação de carregamento externo à estrutura, este material já apresenta microfissuras, que tendem a aumentar de tamanho com aplicação de cargas. Este crescimento e formação de novas microfissuras contribuem para o comportamento não linear do material (BONO, 2008).

Normalmente, o modelo constitutivo para o concreto considera um comportamento não linear na compressão uniaxial e um comportamento elasto-frágil na tração uniaxial, conforme se apresenta a seguir.

2.3.2.1.1 Concreto sob Compressão Uniaxial

O ensaio de um corpo-de-prova de concreto à compressão resulta em um diagrama tensão-deformação, conforme representado na Figura 7.

Embora a parte inicial do diagrama pareça reta, existe uma ligeira curvatura desde o início do carregamento, que pode ser atribuída às concentrações de tensão de tração na interface entre agregados e a pasta de cimento, que geram microfissuras antes da aplicação da carga. Estas

microfissuras se propagam dentro da pasta e formam as microfissuras, dependendo da retração, exudação e segregação do material no lançamento do concreto, bem como da intensidade do carregamento (KANG, 1998).

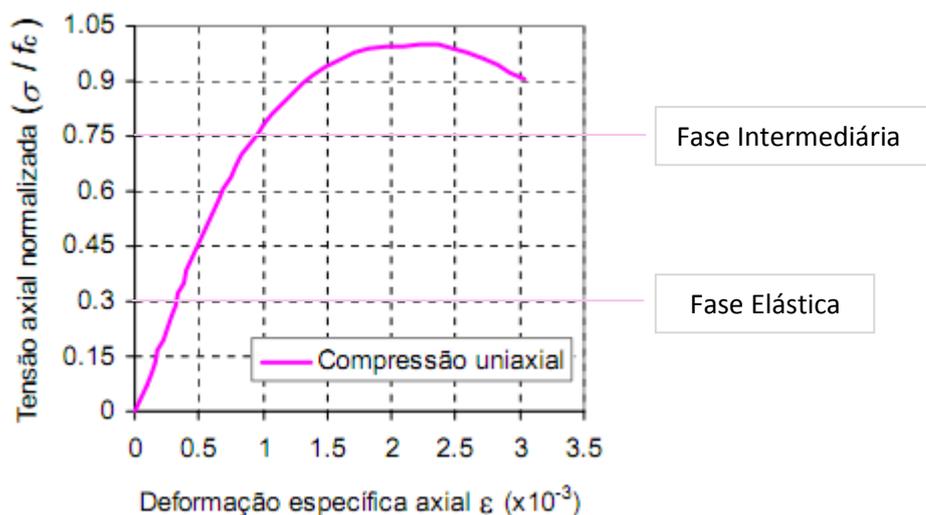


Figura 7 - Curva tensão-deformação para o concreto sob compressão uniaxial (fonte: Bono, 2008)

O diagrama tensão-deformação, obtido no ensaio de compressão uniaxial, pode ser interpretado pelas suas intensidades de tensão (f_c):

- Trecho 1 (de 0 à 0,3 de f_c): é denominada fase elástica. Nesta fase, as micro-fissuras existentes não sofrem alterações significativas com o carregamento e, conseqüentemente, o diagrama tensão-deformação apresenta um comportamento aproximadamente linear;
- Trecho 2 (de 0,3 à 0,75 de f_c): é denominada fase intermediária ou principal. Durante esta fase, acontecem escorregamentos na pasta de cimento, responsáveis pela maior parcela de plastificação. A propagação das fissuras é considerada estável, ou seja, o comprimento das micro-fissuras fica inalterado se a tensão for mantida constante;
- Trecho 3 (de 0,75 à 1,0 de f_c): a propagação das fissuras é considerada instável, ou seja, o comprimento das fissuras atinge rapidamente seu valor final, mesmo que os níveis de tensão se mantenham constantes;
- Trecho 4 (acima de 1,0 de f_c): tem início o ramo descendente conhecido como amolecimento ou *tension-softening*. As fissuras continuam se propagando, tornando-se um fenômeno macroscópico.

Diversos modelos constitutivos são apresentados na literatura procurando retratar o comportamento do concreto sob compressão uniaxial; no entanto, ainda não existe um consenso entre os autores sobre a melhor forma de representar o diagrama tensão-deformação, principalmente em relação ao ramo descendente, por ser este mais difícil de se obter experimentalmente e por ser influenciado pelo tamanho do corpo-de-prova.

Em muitos casos de aplicação prática, todavia, as diferenças entre modelos podem ter pouca ou nenhuma influência, pois não se considera ou tem pouco significado a contribuição do concreto fissurado. Como exemplo disso pode-se citar o trabalho de Gстал (1986), que em sua tese de doutorado apresentou um estudo numérico-experimental de vigas de concreto armado e utilizou vários modelos constitutivos para representar o comportamento do concreto sob compressão, concluindo que os diferentes modelos adotados geraram resultados muito semelhantes.

2.3.2.1.2 Concreto sob tração uniaxial

No dimensionamento de estruturas de concreto armado, a resistência do concreto à tração não é considerada por apresentar um valor muito pequeno quando comparada à resistência de compressão do material. Porém, a resistência à tração do concreto é uma das propriedades mais importantes para a análise numérica não-linear de estruturas. No ensaio de tração uniaxial do concreto, a curva tensão-deformação apresenta um ramo ascendente praticamente linear, um pico que corresponde à resistência máxima à tração e um ramo descendente, denominado ramo de amolecimento, onde a tensão diminui, a partir de uma curva exponencial tendendo a zero (Figura 8).

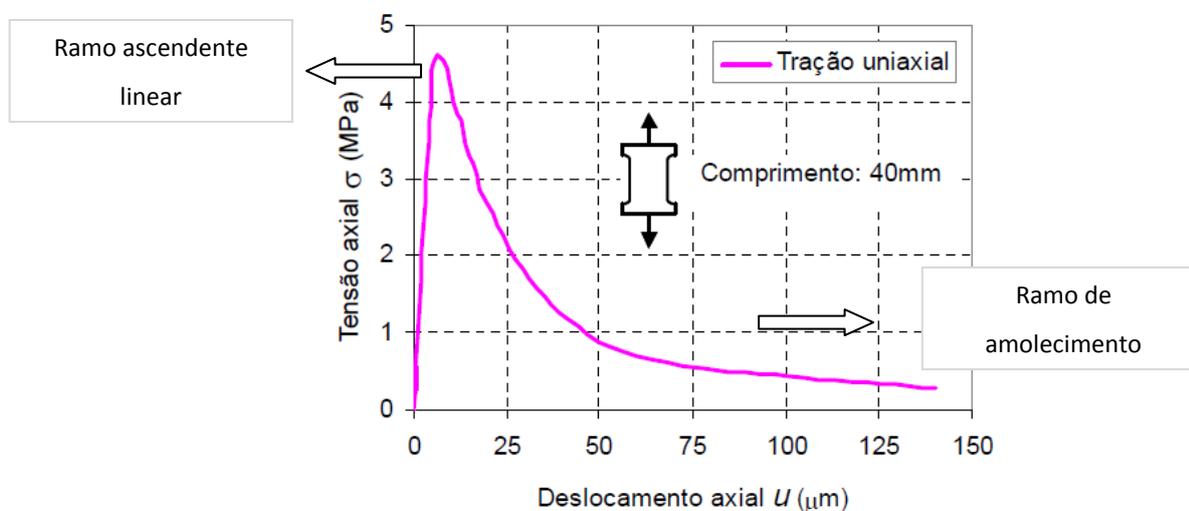


Figura 8 - Curva tensão-deslocamento para o concreto sob tração uniaxial (fonte: Bono, 2008)

As fissuras que aparecem na tração não são contínuas, existindo superposição, permitindo, dessa forma, a transferência de carregamento entre as faces fissuradas. A ruptura acontece quando uma

das pontas de uma fissura se propaga e se une à outra. Ao contrário da compressão, a ruptura se dá pela união de um pequeno número de fissuras. (BANDEIRA, 2006)

Já para o concreto armado, o comportamento à tração é diferente. Após o início da fissuração, o concreto tracionado entre as fissuras colabora na resistência do elemento, devido à transferência de tensões causada pela aderência entre o aço e o concreto. Este efeito é conhecido como “tension-stiffening”. Até algumas décadas atrás, esse efeito era desprezado, já que não afetava de maneira significativa a resistência última dos elementos de concreto armado. Mais recentemente, esse efeito vem sendo considerado no cálculo das deformações de elementos de concreto armado, principalmente para cargas de serviço. Sabe-se que o efeito de *tension stiffening* depende de uma série de fatores, entre eles as dimensões do elemento, a taxa de armadura, o diâmetro das barras, os módulos de elasticidade e as resistências dos materiais. A transferência de tensões entre armadura e concreto aumenta a rigidez dos elementos de concreto armado após a fissuração até o escoamento da armadura longitudinal. Foi observado experimentalmente que o efeito de “tension-stiffening” diminui à medida que se aumenta a taxa de armadura (MASICOTTE et al., 1990).

Vários modelos já foram propostos para representar o efeito de *tension stiffening*, alguns bem simples, outros com grande grau de complexidade. Estes modelos se baseiam na modificação da equação constitutiva do aço ou do concreto após a fissuração.

Os modelos que modificam a equação constitutiva do concreto são em geral mais utilizados. Eles consistem na alteração do ramo descendente da curva tensão-deformação do concreto sob tração para levar em conta o efeito de “tension-stiffening”. Esses modelos são de mais fácil implementação e podem ser aplicados a problemas para análise de estruturas em escala real. No entanto, a maioria desses modelos considera o efeito de “tension-stiffening” de maneira aproximada, adotando usualmente uma equação única, independente da taxa de armadura ou de outros parâmetros que também deveriam ser considerados (STRAMANDINOLLI, 2007).

2.3.2.2 Aço

As barras de aço empregadas nas estruturas de concreto armado são utilizadas para resistir apenas a esforços axiais; logo é necessário conhecer apenas suas propriedades sob estado uniaxial de tensão. Essas propriedades dependem do processo de fabricação do aço, que pode ser a quente ou a frio. Os aços obtidos por laminação a quente apresentam um diagrama tensão-deformação com patamar de escoamento bem definido (Figura 9a). Os aços obtidos por tratamento a frio não apresentam patamar de escoamento convencional no diagrama tensão-deformação. As principais propriedades do aço são obtidas a partir de ensaios uniaxiais de tração.

Os modelos utilizados para representar o comportamento do aço geralmente são iguais para a tração e compressão, e são mais simples que os modelos para o concreto. A caracterização do comportamento elasto-plástico do material se dá por uma resposta inicial elástica, até certa intensidade de tensão de tração. Atingida esta intensidade, uma deformação plástica se desenvolve. O início da deformação plástica (ou escoamento) é governado por um critério de escoamento, a partir do qual ocorre uma intensa redução da rigidez do material (Figura 9b).

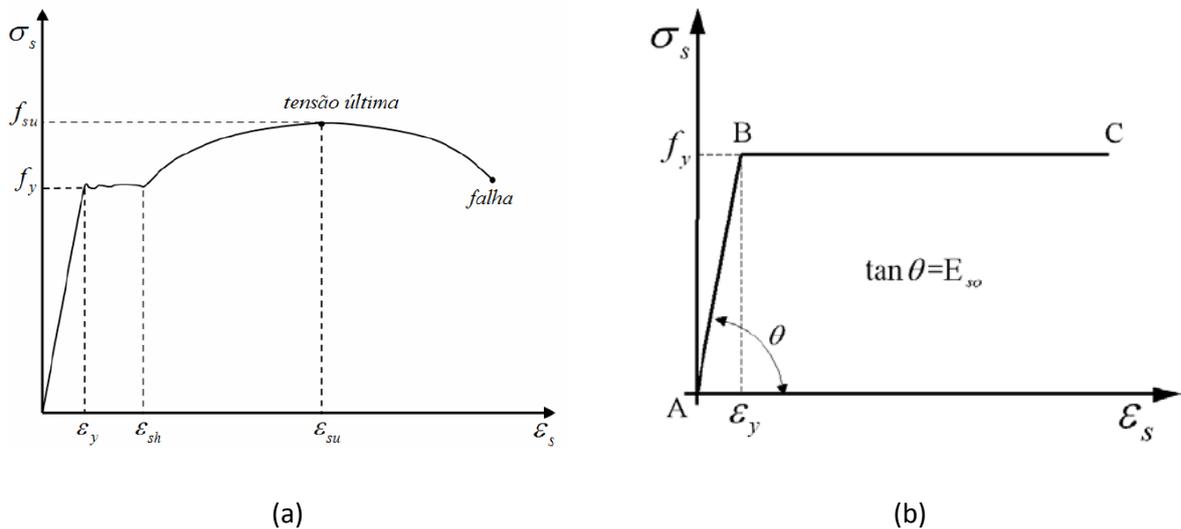


Figura 9 - Diagrama de tensão-deformação do aço - (a) aço por laminação à quente e (b) modelo constitutivo para aço (fonte: Bono, 2008)

Este trabalho fará uma análise linear e não-linear física das estruturas de concreto armado para o cálculo de solicitações e determinação de deslocamentos.

2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA LAJES NERVURADAS

Entre as normas para projeto e análise de estruturas de concreto armado aprovadas e reconhecidas pela certificação de qualidade ISO/TC71 destacam-se a norma brasileira *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado* (NBR 6118:2003), a norma europeia *Design of Concrete Structures – General Requirements* (EUROCODE EC2/EN-1992 1-1) e a norma americana *Building Standards Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-8). As recomendações feitas por estas normas para o dimensionamento de lajes nervuradas estão descritas a seguir.

2.4.1 Recomendações da norma brasileira NBR 6118:2003

A norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) considera que *lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras, entre as quais pode ser colocado material inerte*. Segundo a norma, as lajes

com nervuras pré-moldadas devem atender, adicionalmente, às prescrições de normas brasileiras específicas para elementos pré-moldados.

A NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) traz recomendações distintas para lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais. Lajes nervuradas unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção das nervuras, sendo desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção. A prescrição da norma para as lajes nervuradas bidirecionais é de que as mesmas podem ser calculadas, para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças. Cabe salientar que não é recomendada a utilização de métodos no regime rígido-plástico, e sim no regime elástico, e são estabelecidas certas limitações para que a laje nervurada possa ser calculada como laje maciça. Dentre elas, destacam-se:

- a. a espessura da mesa h_f (Figura 10), quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre nervuras e e não menor que 3cm; quando existirem tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5mm, o valor mínimo absoluto deve ser de 4cm;
- b. a espessura das nervuras b_w não deve ser inferior a 5cm;
- c. nervuras com espessura b_w menor que 8cm não devem conter armadura de compressão;
- d. para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras e menor ou igual a 65cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e, para a verificação do cisalhamento na região das nervuras, permite-se utilizar os critérios de laje maciça;

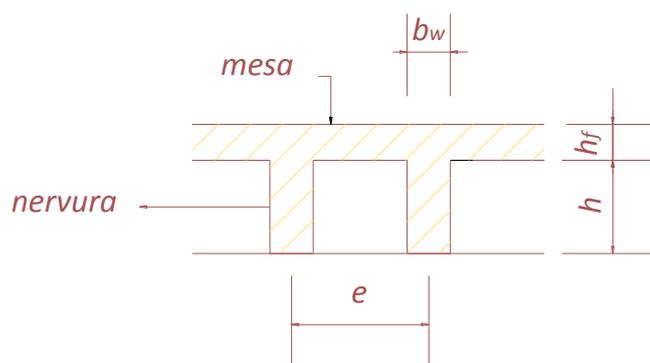


Figura 10 - Corte genérico de uma laje nervurada

- e. para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras e entre 65cm e 110cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se a verificação como lajes maciças se o espaçamento entre eixos de nervuras e for até 90cm e a largura média das nervuras b_w for maior que 12cm;

- f. para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras e maior que 110cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

2.4.2 Recomendações da norma europeia EUROCODE 2 EN 1992-1-1:2004

A norma europeia (EUROCODE 2 EN 1992-1-1,2004) recomenda que lajes nervuradas não precisam ser dimensionadas a partir da discretização de seus elementos, capa e nervura, desde que o conjunto possua rigidez torsional. O código europeu permite que lajes nervuradas sejam dimensionadas com uma analogia a lajes maciças de inércia equivalente, desde que sejam satisfeitas as seguintes exigências:

- a. o espaçamento entre as nervuras e (Figura 10) não deve exceder a 1500 mm;
- b. a altura da nervura abaixo da capa h não deve exceder a 4 vezes sua largura b_w ;
- c. a espessura da capa h_f deve ser igual a pelo menos 1/10 da distância entre as nervuras e ou 50mm (o que for maior). Este valor pode ser reduzido para 40 mm quando os blocos de enchimento não forem retirados da estrutura.
- d. no caso de lajes nervuradas unidirecionais, devem ser previstas nervuras transversais, cujo espaçamento não deve exceder a 10 vezes a altura da laje.

Torna-se importante ressaltar que esta norma permite a análise de lajes nervuradas através da utilização de métodos no regime plástico, desde que a mesma tenha um comportamento semelhante ao de uma laje maciça de inércia equivalente, principalmente no que se refere à rigidez torsional.

2.4.3 Recomendações da norma americana ACI 318-08

A norma americana (ACI 318-08, 2008) não traz nenhuma recomendação específica para o sistema nervurado. O código prevê que *os princípios fundamentais de projeto contidos no Capítulo 13 (Two-Way Slab Systems) são aplicáveis a todos os sistemas estruturais planos submetidos a cargas transversais. Esses sistemas incluem lajes planas, lajes armadas em duas direções e lajes nervuradas.* Desta forma, fica implícito que a norma americana prevê que o cálculo do sistema nervurado seja feito baseado em uma analogia às lajes maciças de inércia equivalente.

Pode-se constatar que todas as normas citadas fazem recomendações considerando que a análise estrutural de lajes nervuradas seja feita utilizando o método da *Analogia à Laje Maciça*, que é um método bastante simplificado para a determinação de solicitações e deslocamentos. Entretanto, a tendência atual é de uma crescente utilização de algoritmos numéricos na análise de estruturas, em

virtude dos avanços dos recursos computacionais e dos métodos numéricos. Métodos mais precisos, antigamente tidos como inexeqüíveis devido a sua complexidade, podem, hoje em dia, ser empregados para a obtenção dos esforços solicitantes e dos deslocamentos, não havendo mais a necessidade de fazer-se uso de modelos tão simplificados. Os modelos teóricos hoje existentes pretendem reproduzir de forma mais realista o comportamento das estruturas. Conforme discutido no Capítulo 1, existe a necessidade de se desenvolver recomendações normativas que norteiem o projeto e análise do sistema nervurado quando utilizados modelos numéricos mais elaborados em sua modelagem.

2.5 MODELOS EXPERIMENTAIS NA ANÁLISE DE LAJES NERVURADAS

Os modelos experimentais na engenharia estrutural tem tido sua utilização como complemento dos métodos analíticos, porque auxiliam no entendimento dos fenômenos que ocorrem nas estruturas, servindo também como verificação experimental de procedimentos numéricos adotados na resolução de projetos estruturais.

A complexidade de análise do comportamento estrutural de sistemas em lajes nervuradas tem levado alguns pesquisadores a realizar estudos experimentais. Contudo, informações sobre a resistência e o comportamento dessas estruturas ainda são bastante limitadas, existindo poucos ensaios em protótipos (DIAS, 2003). Ajdukiewicz (1990) recomenda a utilização de programas experimentais com o objetivo de eliminar os erros decorrentes dos pressupostos dos métodos analíticos.

Foram realizados ensaios de carga até a ruína em uma laje nervurada composta por vários painéis no edifício Rathskeller Building entre os anos de 1964 e 1965. Carregamentos uniformes foram aplicados a painéis internos e painéis ao longo do contorno da laje, com a finalidade de investigar a resistência ao cisalhamento dos painéis, a resistência das ligações laje-pilar e o efeito de forças axiais na resistência à flexão. Segundo os pesquisadores, o comportamento da estrutura esteve de acordo com as teorias de projeto existentes. Os deslocamentos medidos tiveram boa concordância com aqueles calculados por meio de análise pelo Método dos Pórticos Equivalentes. Foi concluído que esse é um método confiável na previsão dos deslocamentos no centro de painéis, apesar de trabalhoso (MAGURA, 1971).

A construção de modelos experimentais com dimensões idênticas às da estrutura real fornece excelentes resultados, mas a necessidade de espaços amplos e o custo elevado, por vezes, inviabilizam sua execução. Segundo Burggrabe (1978), é possível utilizar modelos de ensaio que não

coincidam em todos os detalhes com a estrutura real, em termos de escalas de dimensão, carregamento, material, etc., desde que se respeitem leis de modelo. Estas leis estabelecem a formulação matemática das relações existentes entre a estrutura real e o modelo, e sua obediência é condição fundamental para o estabelecimento de um padrão de comportamento comum entre ambas. Ou seja, respeitando estas leis é possível trabalhar com ensaios em escala reduzida.

KENNEDY & EL-SEBAKHY (1982) estudaram a capacidade resistente de pontes de laje nervurada armada e protendida de forma retangular e com nervuras esconsas, sob carga de trabalho (análise em serviço) e carga de ruptura. Os resultados experimentais de ensaios em dois modelos ortótopos em concreto armado em modelo reduzido na escala 1:8 com duas bordas apoiadas e duas livres, ambas paralelas, foram comparados com resultados de análises elásticas e de carga última. As relações entre carga e deslocamentos e entre carga e deformações foram apresentadas. Os resultados teóricos e experimentais mostraram boa concordância até a carga de fissuração, como esperado, começando a divergir a partir da microfissuração do concreto. Notaram que, sob carga pontual, há uma excelente distribuição transversal de carga, já que as deformações medidas nas nervuras transversais foram significativas. Nos dois modelos as fissuras foram normais às nervuras longitudinais e geradas predominantemente por flexão. Concluíram que a Teoria Clássica da Placa Ortótropa Equivalente aplicada sob a resolução de Séries de Fourier pode ser usada com confiança para estimar o comportamento elástico de pontes em lajes nervuradas (*KENNEDY, 1982 apud DIAS, 2003 p86*)¹.

Em fevereiro de 2000, *ABDUL-WAHAB & KHALIL* publicaram os resultados de um estudo experimental em 8 lajes nervuradas quadradas de concreto armado em modelo reduzido na escala 1:4 com variação da altura e profundidade das nervuras que foram carregadas até a ruína. O estudo avaliou a rigidez nos Estádios I e II. Foi analisada, ainda, a validade do *Método da Espessura Equivalente*, a partir da comparação dos resultados obtidos entre lajes nervuradas e lajes maciças com espessura equivalente. Os autores concluíram que a análise teórica baseada na *Teoria da Placa Ortótropa Equivalente* conduziu a resultados satisfatórios, embora seja bastante trabalhoso o procedimento para a determinação da rigidez a torção. Provaram que o Método da Espessura Equivalente adaptado para ser aplicado nos Estádios I e II fornece valores um pouco superiores para a rigidez do que aqueles obtidos na análise experimental. No artigo, eles propõem a utilização de um método alternativo simplificado baseado no Módulo de Elasticidade Efetivo, que resulta em rigidezes próximas às obtidas nos ensaios (*ABDUL-WAHAB, 2000*).

¹ KENNEDY, J. B.; EL-SEBAKHY, I. S. Waffle slab concrete bridges: ultimate behavior. **Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, v. 108, n. ST6, p. 1285-1301, June 1982.

No mesmo ano, *SELISTRE* ensaiou uma laje nervurada em modelo reduzido na escala 1:7,5, construída em microconcreto armado, com aplicação de uma carga uniformemente distribuída. O estudo mediu deslocamentos 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. Foi feita a análise linear da estrutura, utilizando o método dos elementos finitos e o método da análise matricial de grelhas. O autor observou que a laje teve comportamento próximo ao elástico linear no princípio do ensaio, quando as previsões numéricas feitas pelo método dos elementos finitos estiveram mais próximas dos resultados experimentais do que as previsões resultantes da análise matricial de grelhas. A partir de uma determinada etapa de carga, o modelo reduzido começou a apresentar um crescente comportamento não-linear, distanciando-se das previsões teóricas. O estudo concluiu que as diferenças entre os resultados numéricos obtidos a partir da análise com elementos finitos e os valores medidos experimentalmente poderia residir na simplificação adotada na modelagem, transformando a laje nervurada em uma laje maciça com inércia equivalente. Já as divergências entre os valores experimentais e numéricos utilizando o método da análise matricial de grelhas, são atribuídas à desconsideração da contribuição da rigidez à torção no modelo numérico (*SELISTRE*, 2000).

SOARES, em 2003, analisou experimentalmente oito lajes cogumelo nervradas de concreto armado com pilares centrais metálicos, submetidas a carregamento simétrico, com o objetivo de investigar o comportamento à força cortante nas nervuras e à punção na região maciça das lajes. O programa experimental foi constituído por duas lajes de referência, duas lajes com fibras de aço incorporadas ao concreto e quatro lajes que possuíam diferentes armaduras de cisalhamento nas nervuras. O estudo comparou os resultados experimentais com as estimativas teóricas obtidas a partir dos critérios das normas ACI 318 - 2002, CEB-FIP MC – 1990 e NBR 6118:2003. O autor concluiu que as cargas de ruína obtidas experimentalmente são 9,7% superiores aos valores estimados pela norma ACI 318 – 2002, 12,3% superiores aos valores estimados pela norma CEB-FIP MC – 1990 e 11% superiores aos valores estimados pela NBR 6118:2003 (*SOARES*, 2003).

SCHWETZ, em 2005, realizou a análise teórico-experimental de uma laje nervurada em modelo reduzido submetida a um carregamento linear para simulação de alvenarias e a um carregamento distribuído para simulação da carga variável. O estudo ateu-se apenas aos resultados de momentos fletores e deslocamentos verticais resultantes da aplicação da carga instantânea. A análise numérica foi realizada através de um programa de análise matricial de grelhas. Seu estudo concluiu que o

modelo experimental apresentou-se mais rígido que o teórico e que a razão da diferença de rigidez poderia estar na desconsideração da contribuição da capa na análise numérica (SCHWETZ, 2005).

SOUZA & OLIVEIRA publicaram, em 2007, um trabalho que traz as análises experimentais de 8 lajes nervuradas bidirecionais de concreto armado sujeitas a carregamento centrado. Os resultados experimentais foram comparados aos estimados pela norma brasileira NBR 6118:2003. O trabalho concluiu que a resistência das nervuras não é satisfatoriamente estimada pela norma, subestimando demasiadamente os resultados para as nervuras sem e com armadura de cisalhamento (SOUZA, 2007).

Ainda em 2007, REBÊLLO & DUARTE Filho realizaram um estudo experimental e numérico sobre o comportamento de lajes nervuradas bidirecionais em concreto armado. Foi ensaiada uma laje em modelo reduzido simplesmente apoiada, sob carregamento uniformemente distribuído. Para comparação dos resultados foram utilizados processos simplificados de analogia a lajes maciças e o processo de analogia de grelha, com diferentes considerações de rigidez à torção. Os autores verificaram que os deslocamentos neste tipo de laje são menores que os valores obtidos pelo processo de analogia de grelha com valores de rigidez à torção usualmente recomendados nas referências bibliográficas. No trabalho é mostrado que a rigidez à torção deste tipo de laje não é desprezível e que o cálculo por meio de processos simplificados pode ser válido para lajes nervuradas bidirecionais, desde que os apoios sejam pouco deformáveis (REBÊLLO, 2007).

2.6 IMPORTÂNCIA DA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Depreende-se naturalmente dos requisitos esperados para uma edificação, que a mesma deva reunir condições adequadas de segurança, funcionalidade e durabilidade, de modo a atender todas as necessidades para as quais foi projetada.

Portanto, quando uma estrutura deixa de atender a qualquer um desses três itens, diz-se que ela atingiu um *Estado Limite*. Dessa forma, uma estrutura pode atingir um estado limite de ordem estrutural ou de ordem funcional. Assim, se concebe dois tipos de estados limites: o *Estado Limite Último* (ELU) e o *Estado Limite de Serviço* (ELS).

Segundo a norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004), *Estado Limite Último* é aquele relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. A norma recomenda que a segurança das estruturas de concreto deva sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a. Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b. Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- c. Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d. Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;

O *Estado Limite de Serviço* está relacionado à capacidade da estrutura de manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada. A norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) define Estado Limite de Serviço como sendo *aquele que corresponde à impossibilidade do uso normal da estrutura e está relacionado à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos usuários, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados. Os estados limites de serviço a serem verificados nas estruturas de concreto são:*

- a. Estado limite de formação e abertura de fissuras;
- b. Estado limite de deformações excessivas;
- c. Estado limite de vibrações excessivas.

A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, em função da pequena resistência do concreto à tração quando comparada com a de compressão. Entretanto, quando excessiva, a fissuração pode comprometer a estética, a funcionalidade ou a durabilidade de uma peça de concreto armado. Além disso, é preciso levar em consideração o desconforto psicológico que fissuras de aberturas exageradas podem causar aos usuários. Em relação à durabilidade da estrutura, a ocorrência de fissuras exageradas pode levar a uma degradação rápida do concreto superficial e da armadura. Dessa forma, é necessário que o projetista estrutural busque controlar a abertura de fissuras, evitando que a peça sofra fissuração excessiva. Nesse caso, trata-se de uma verificação de Estado Limite de Serviço, ou seja, interessa saber a fissuração que ocorrerá na peça quando esta estiver em serviço e não próxima de atingir o colapso (SILVA, 2005).

No caso de deformações excessivas, os deslocamentos verticais precisam ser limitados de forma a não causar danos aos elementos, estruturais ou não, de uma edificação. Os valores limites definidos pela norma brasileira são divididos em quatro categorias: aceitabilidade sensorial, interferências no uso da estrutura, danos aos elementos não estruturais e efeitos indesejáveis em elementos estruturais.

A aceitabilidade sensorial está relacionada ao desconforto dos usuários ao perceberem deslocamentos excessivos em elementos visíveis e ao sentirem vibrações nos pisos. Essas sensações tendem a diminuir a confiança das pessoas na segurança da estrutura, mesmo quando não existem implicações desse tipo. Por isso, atenção especial deve ser dada a elementos que ficam aparentes na estrutura, nos quais os deslocamentos não devem ser perceptíveis.

As interferências no uso de uma estrutura se aplicam a casos bastante particulares em que os deslocamentos excessivos podem causar problemas, por exemplo, ao alinhamento de equipamentos sensíveis apoiados nos elementos estruturais, ao desenvolvimento de atividades previstas ou à drenagem de lajes de piso ou cobertura.

Os deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados. Além disso, podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Segundo Guarda M. (2005), com o aprimoramento das técnicas de análise estrutural e das ferramentas computacionais, pode-se conhecer melhor a distribuição das cargas e os esforços em cada peça da estrutura de concreto armado. Paralelamente, o desenvolvimento da tecnologia dos materiais utilizados na construção das estruturas de concreto permitiu a produção e o uso tanto de concretos com resistências mais elevadas quanto o de armaduras com tensões de escoamento mais altas. Com isso, houve uma redução das seções transversais das vigas e das espessuras das lajes, levando a elementos mais esbeltos. Essas modificações nas características dos projetos, por outro lado, contribuíram significativamente para um aumento na fissuração das peças, diminuindo sua rigidez e aumentando seus deslocamentos. Em alguns casos, esses deslocamentos tornaram-se tão expressivos que, para evitá-los, seria necessária a adoção de alturas maiores que as requeridas pelo dimensionamento à flexão.

Ainda segundo Guarda, os deslocamentos excessivos em um elemento estrutural podem causar diversos danos, não só à sua própria funcionalidade e estética, como à de outros elementos, estruturais ou não, que a ele estejam ligados. Alguns exemplos desses danos são o mau funcionamento de portas e janelas, o acúmulo de água em lajes de cobertura, a vibração excessiva em lajes de piso e a fissuração de alvenarias de vedação. Problemas como esses usualmente nada

têm a ver com a segurança, mas provocam desconforto e, até mesmo, certa desconfiança dos usuários em sua resistência, principalmente se os deslocamentos forem visíveis a olho nu.

Dessa forma, no projeto de estruturas de concreto armado deve-se considerar não apenas os requisitos de segurança, afastando a possibilidade de ruína, mas também os critérios de utilização, contribuindo para um desempenho satisfatório da estrutura em serviço.

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme discutido no capítulo 1, o mercado da construção civil vem exigindo soluções estruturais que tragam economia, redução do prazo de execução, versatilidade de aplicação, sem que haja interferência na qualidade dos empreendimentos.

Dentro desta realidade, a laje nervurada surge como uma possibilidade na redução do peso próprio da estrutura e do melhor aproveitamento do concreto. Além disso, o desenvolvimento de fôrmas especiais permitiu que a execução deste sistema construtivo fosse realizada de uma forma bastante rápida. Conseqüentemente, esta solução estrutural vem sendo cada vez mais adotada nos escritórios de projetos de estruturas de concreto armado em todo o país.

Tradicionalmente, a laje nervurada é projetada através da analogia à laje maciça. Porém, o avanço dos recursos tecnológicos, tornou possível a realização da análise estrutural do sistema nervurado através de métodos numéricos para a obtenção de solicitações internas e deslocamentos. Além disso, os métodos computacionais permitiram a realização da análise não-linear das estruturas, possibilitando uma avaliação mais realista da perda de rigidez dos elementos estruturais. Essa perda de rigidez pode provocar o aumento dos deslocamentos de forma tal que venha a inviabilizar a estrutura no *Estado Limite de Serviço*.

Entretanto, devido ao caráter recente do desenvolvimento dos modelos computacionais, persistem algumas incertezas quanto à adequação dos métodos de cálculo destas estruturas. É necessário um maior esclarecimento quanto à grandeza e distribuição dos esforços atuantes na laje e uma verificação sobre se os mesmos são reproduzidos adequadamente pelos métodos de cálculo e modelos matemáticos utilizados atualmente. Procurar colaborar com informações para elucidar estas questões é o objetivo principal desta tese.

Nesse sentido, foi desenvolvido um programa numérico-experimental que será descrito nos capítulos subseqüentes.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo descreve as etapas do programa experimental elaborado com o objetivo de coletar dados sobre deslocamentos verticais e deformações específicas em pontos de controle de lajes nervuradas de concreto armado em escala natural e modelo reduzido, submetidas a diferentes cargas estáticas de serviço.

O programa experimental mediu os valores de deslocamentos e deformações apenas devido aos carregamentos de ensaio e, portanto, sem consideração do peso próprio das estruturas.

3.1 LAJES EM ESCALA NATURAL

Nesta pesquisa foram monitoradas três lajes nervuradas em escala natural em duas edificações distintas. O cálculo da estrutura de concreto armado de tais edificações foi realizado por uma empresa de projeto de estruturas da cidade de Porto Alegre, que adotou para a análise estrutural o *Sistema Computacional TQS*, desenvolvido pela TQS Informática Ltda., que utiliza o método da análise matricial de grelhas para a determinação de esforços solicitantes em lajes nervuradas, conforme discutido no Capítulo 2. Este programa computacional oferece a opção de cálculo de pavimentos com critérios e carregamentos definidos pelo engenheiro projetista. Estes critérios serão abordados com maior profundidade no Capítulo 4. Torna-se importante salientar que o projetista das estruturas em estudo teve o cuidado de definir seus próprios critérios de projeto.

As edificações monitoradas utilizaram o mesmo tipo de fôrmas e aço. As fôrmas para moldagem das lajes foram montadas com o sistema de cubetas recuperáveis para lajes nervuradas desenvolvido pela empresa Ulma Brasil Fôrmas e Escoramentos Ltda. Este sistema é composto por uma estrutura modular que serve de apoio para as fôrmas plásticas (Figura 11a). A estrutura modular é apoiada por um conjunto de escoras metálicas tubulares de fácil desmontagem (Figura 11b).



(a)



(b)

Figura 11 - (a) Estrutura modular com cubeta inserida e (b) Sistema de escoramento

A armadura das lajes foi elaborada com aços tipo CA-50 e CA-60. Os desenhos de detalhamento das armaduras de todas as lajes monitoradas podem ser vistos no Anexo I deste trabalho. A Figura 12 mostra a posição genérica da ferragem nas nervuras. Pode se observar que, além das armaduras positivas e negativas previstas pela análise numérica, o projetista da estrutura colocou na parte inferior da capa uma tela soldada de aço CA-60, produzida pela empresa Gerdau S.A., cuja especificação é Q61. Esta malha foi colocada antevendo uma possível tração nas fibras inferiores da capa nos vazios da laje nervurada.

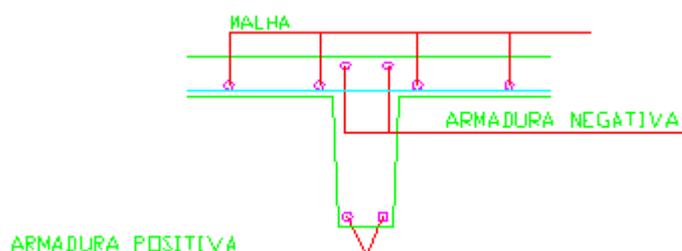


Figura 12 - Posição genérica das armaduras na nervura

Nas três estruturas testadas, a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) adotada no projeto foi de 30 MPa. Os cobrimentos foram definidos segundo a NBR 6118:2003, resultando nos valores mostrados no Quadro 1.

Quadro 1 - Cobrimentos adotados em projeto

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

O coeficiente de Poisson empregado foi $\nu = 0,20$ e foi admitido o peso específico do concreto armado como $\gamma_c = 25kN/m^3$. O módulo de deformação longitudinal do concreto exigido em planta pelo calculista da estrutura foi $E_{28} = 26$ GPa.

A seguir, são descritos a geometria, o carregamento, as características do concreto empregado, a instrumentação e o ensaio realizado em cada uma nas lajes monitoradas por esta pesquisa.

3.1.1 Caso de Estudo 1

3.1.1.1 Geometria e Carregamento

O piso analisado neste caso de estudo é o de uma cobertura, cuja forma final, com as respectivas propriedades geométricas, pode ser visualizada na Figura 13. As dimensões estão apresentadas em centímetros.

Conforme mostrado no desenho, o projeto é composto por duas torres (aqui identificadas como Torre A e Torre B) interligadas por uma região onde se localizam o elevador e a escada. Como havia a impossibilidade da realização do programa experimental nas duas torres, optou-se pela análise apenas da torre A.

A modelagem da laje nervurada foi feita diretamente no modelador estrutural do *Sistema Computacional TQS*. O projetista decidiu adotar um vigamento de borda, com o objetivo de causar enrijecimento, para evitar deformações excessivas. A área circundante ao pilar central, que apresenta momentos fletores negativos e punção, foi considerada uma região em laje maciça com altura de 32,5 cm.

O carregamento total adotado no projeto original previa, além do peso próprio da estrutura, de $4,1\text{kN/m}^2$, uma carga permanente de $1,5\text{ kN/m}^2$ e uma carga variável de $1,0\text{ kN/m}^2$. Em função da inviabilidade de aplicar o carregamento em toda a área da laje, durante o programa experimental, optou-se por carregar apenas uma parte da mesma.

Com o objetivo de determinar qual a área a ser carregada uma posição e um valor de carregamento, a estrutura foi objeto de várias análises numéricas, realizadas utilizando o *Sistema Computacional TQS*, com modelo o adotado pelo calculista do projeto original. Nessas análises, a posição e o valor das cargas foram variados, com o propósito de se obter como resultados deslocamentos e momentos fletores de uma mesma ordem de grandeza daqueles resultantes a partir da aplicação do carregamento total do projeto original da estrutura e passíveis de medição experimental. Dessas análises, foi definida como área adequada para o carregamento experimental a indicada na Figura 14 e o valor de carga adotado foi $6,6\text{ kN/m}^2$.

Os Quadro 2 e 3 apresentam, respectivamente, os resultados de deslocamento e momento fletor na região definida de aplicação da carga experimental para os seguintes carregamentos: somente peso próprio da laje, carregamento total de projeto e carga localizada, incluindo o peso próprio.

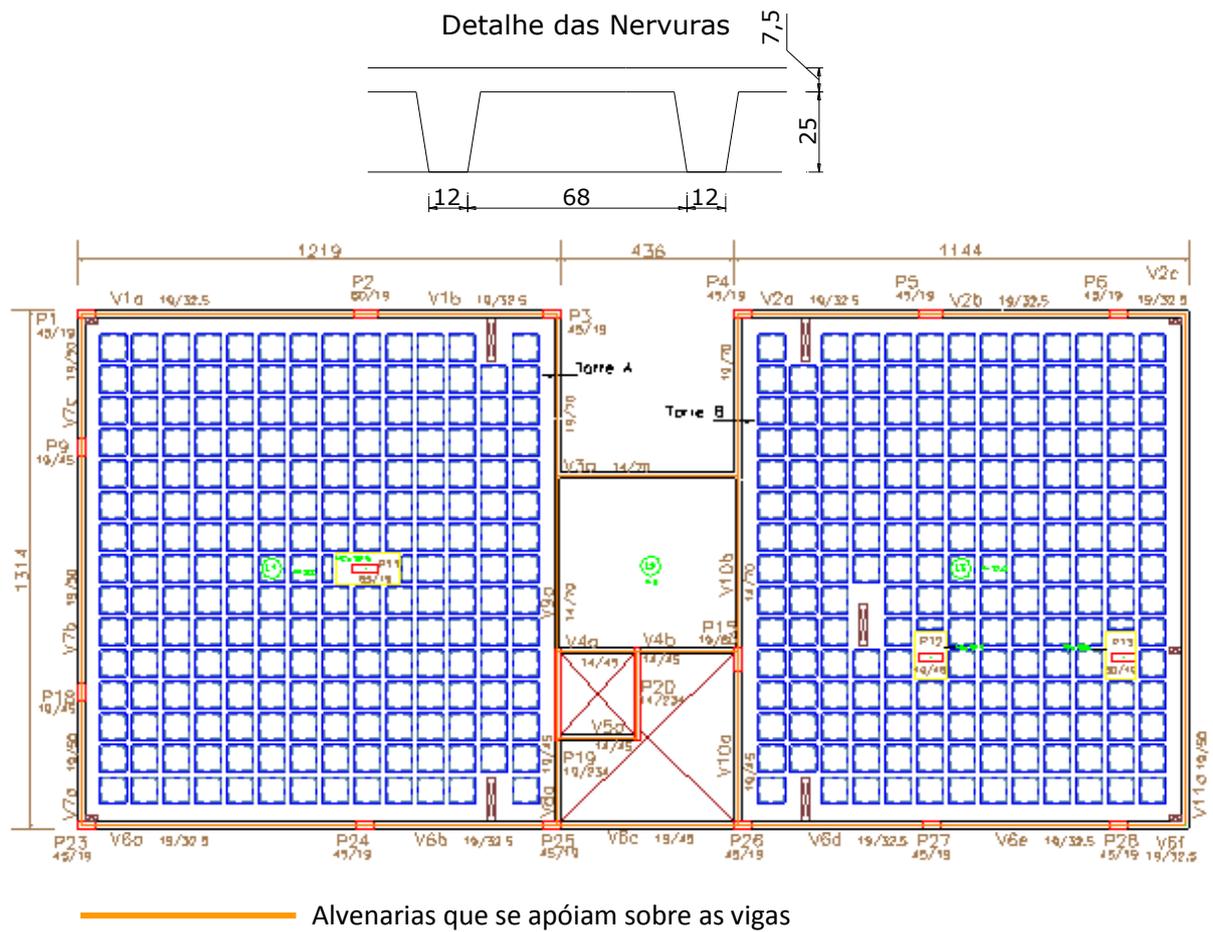


Figura 13 - Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS

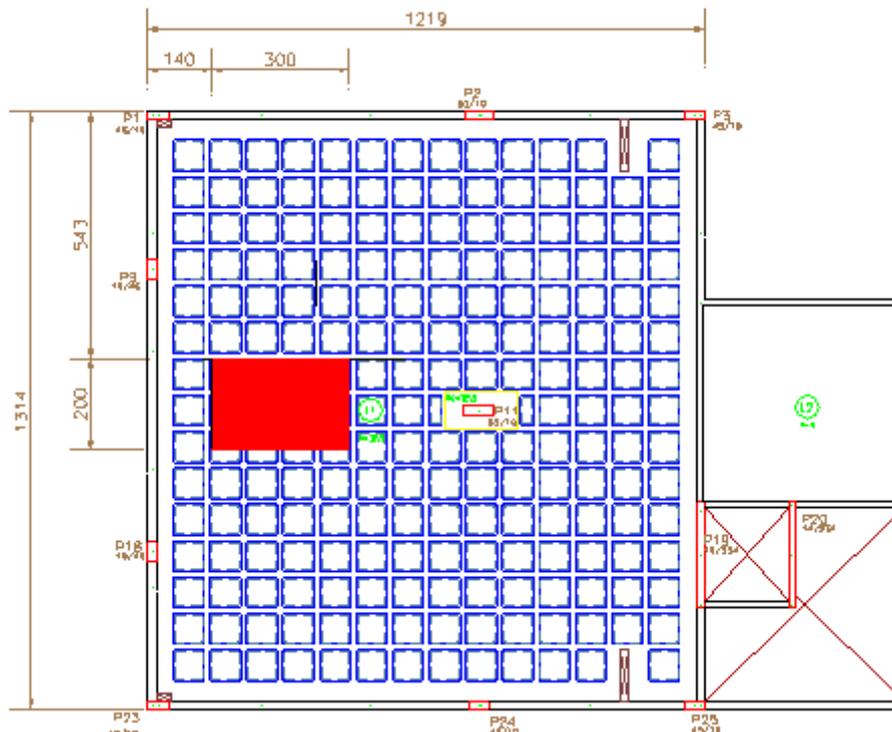


Figura 14 – Planta de localização da área de carregamento do Caso de Estudo 1

Quadro 2 - Resultados de deslocamentos verticais para carga de projeto e carga localizada (análise linear e não linear)

Resultados de Deslocamentos		
	linear (cm)	não-linear (cm)
Peso Próprio	0,38	0,38
Carga de Projeto	0,62	0,67
Carga Localizada	0,5	0,51

Quadro 3 - Resultados de momentos fletores para carga de projeto e carga localizada (análise linear)

Resultados de Momentos Fletores	
	linear (kN.m)
Peso Próprio	14,90
Carga de Projeto	24,90
Carga Localizada	19,90

A Figura 15 apresenta os deslocamentos correspondentes aos incrementos de uma carga uniformemente distribuída em toda a laje para um ponto localizado na região de aplicação do carregamento experimental.

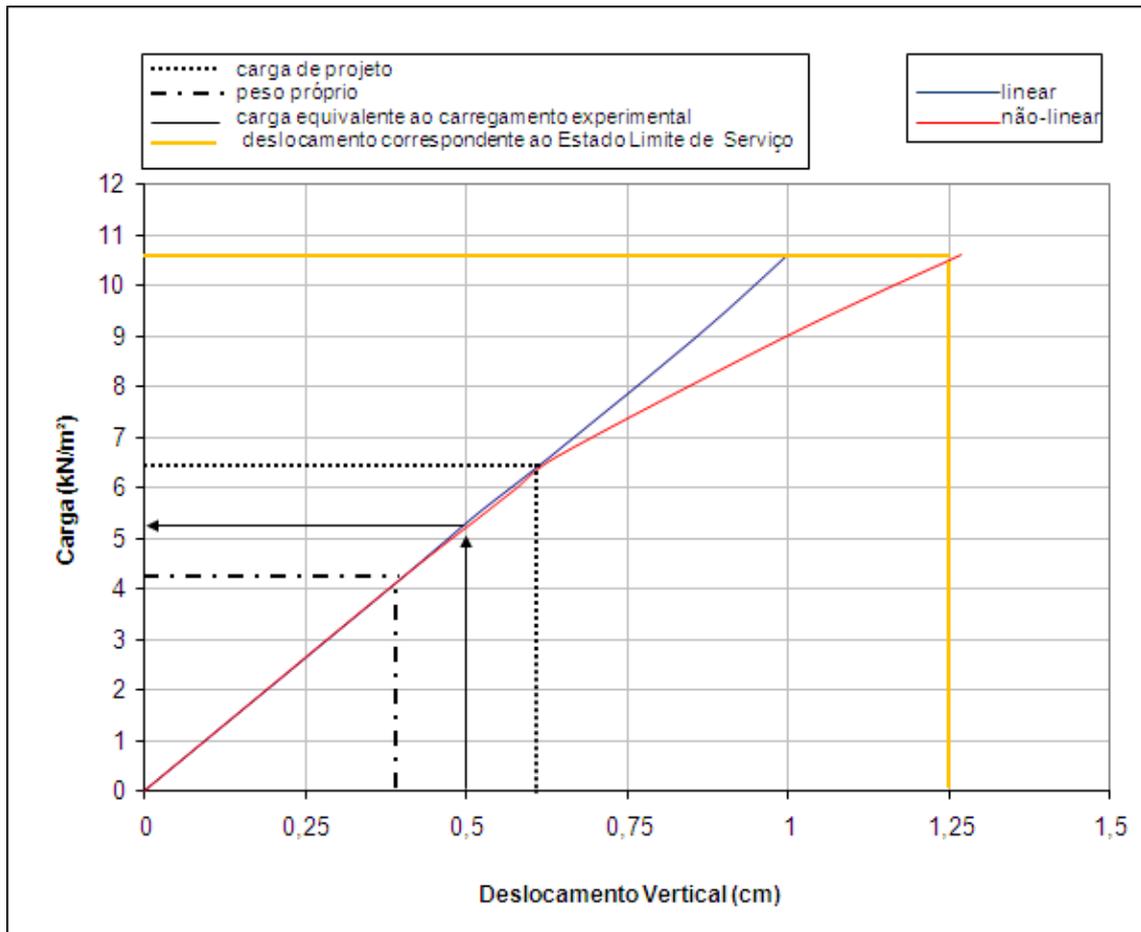


Figura 15 - Gráfico carga x deslocamento

Verifica-se, no Quadro 2, que o deslocamento provocado pela carga localizada, incluindo o peso próprio, é 0,5 cm, o que equivaleria à aplicação de uma carga distribuída em toda a laje correspondente a metade da soma das cargas permanente e variável de projeto, conforme se pode observar na Figura 15. O Quadro 3 apresenta conclusão semelhante com relação ao momento fletor nessa região.

A Figura 15 apresenta, também, o deslocamento máximo, calculado a partir de recomendação feita pela norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004), para que a estrutura atinja o *Estado Limite de Serviço* por deformações excessivas. Este deslocamento corresponde à aplicação de uma carga na estrutura de, aproximadamente, $10,5 \text{ kN/m}^2$, valor este bem superior ao adotado em projeto e no programa experimental.

3.1.1.2 Dosagem do Concreto

A dosagem do concreto utilizado na laje foi feita a partir dos dados de resistência à compressão, relação água/cimento e módulo de elasticidade estabelecidos no projeto estrutural. O cimento utilizado foi o CIMENTO PORTLAND CP IV – 32 – RS da marca CIMBAGÉ. Os agregados miúdos envolvidos na mistura foram areia natural média e areia natural fina, enquanto que o agregado graúdo empregado foi a brita nº 1. Com o intuito de aumentar a trabalhabilidade do concreto, foi utilizado o aditivo DEGUSSA 486 N.

A composição final do traço e as quantidades de materiais secos por metro cúbico de concreto foram fornecidas pelo fabricante e podem ser vistos no Quadro 4.

Quadro 4 - Traço final do concreto do projeto 1

Material	Consumo
Cimento	401 kg
Areia Natural Média	501 kg
Areia Natural Fina	215 kg
Brita nº 1	1115 kg
Água	186 l
Aditivo	2,806 l

3.1.1.3 Instrumentação

A instrumentação para determinação das deformações específicas no concreto e no aço foi realizada empregando-se extensômetros elétricos unidirecionais. Os extensômetros foram colados em 5

pontos da estrutura. Os pontos 1, 2 e 3 receberam instrumentação na armadura inferior e o ponto 4 recebeu instrumentação tanto na armadura superior, quanto na inferior. Para a proteção dos extensômetros colados no aço durante o processo de concretagem, utilizou-se resina a base de epoxi (Figura 16).

O concreto foi instrumentado em todos os pontos de controle. Cada extensômetro colado na superfície inferior da laje teve como correspondente um colado na parte superior da mesma. A Figura 17 mostra a posição dos extensômetros na seção.

Com o objetivo de medir deslocamentos verticais, a laje foi instrumentada com 9 deflectômetros analógicos . Esses medidores foram fixados em bases de concreto, niveladas e posicionadas na laje do pavimento inferior (Figura 18).

A locação dos pontos de instrumentação pode ser vista na Figura 19.



Figura 16 - Armadura instrumentada com extensômetro

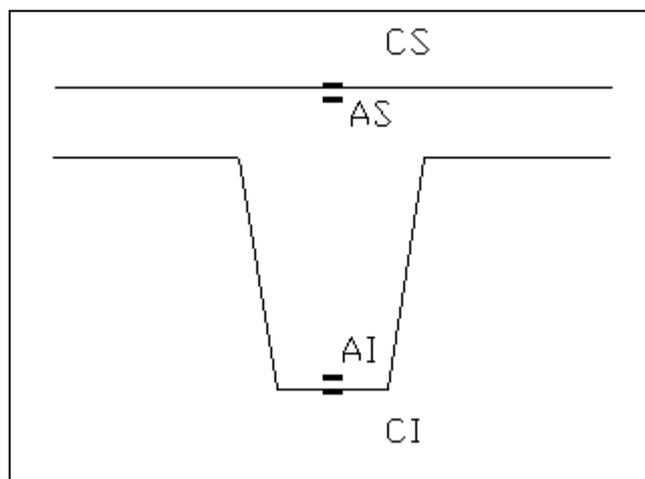


Figura 17 - Localização dos extensômetros na nervura



Figura 18 - Deflectômetro posicionado

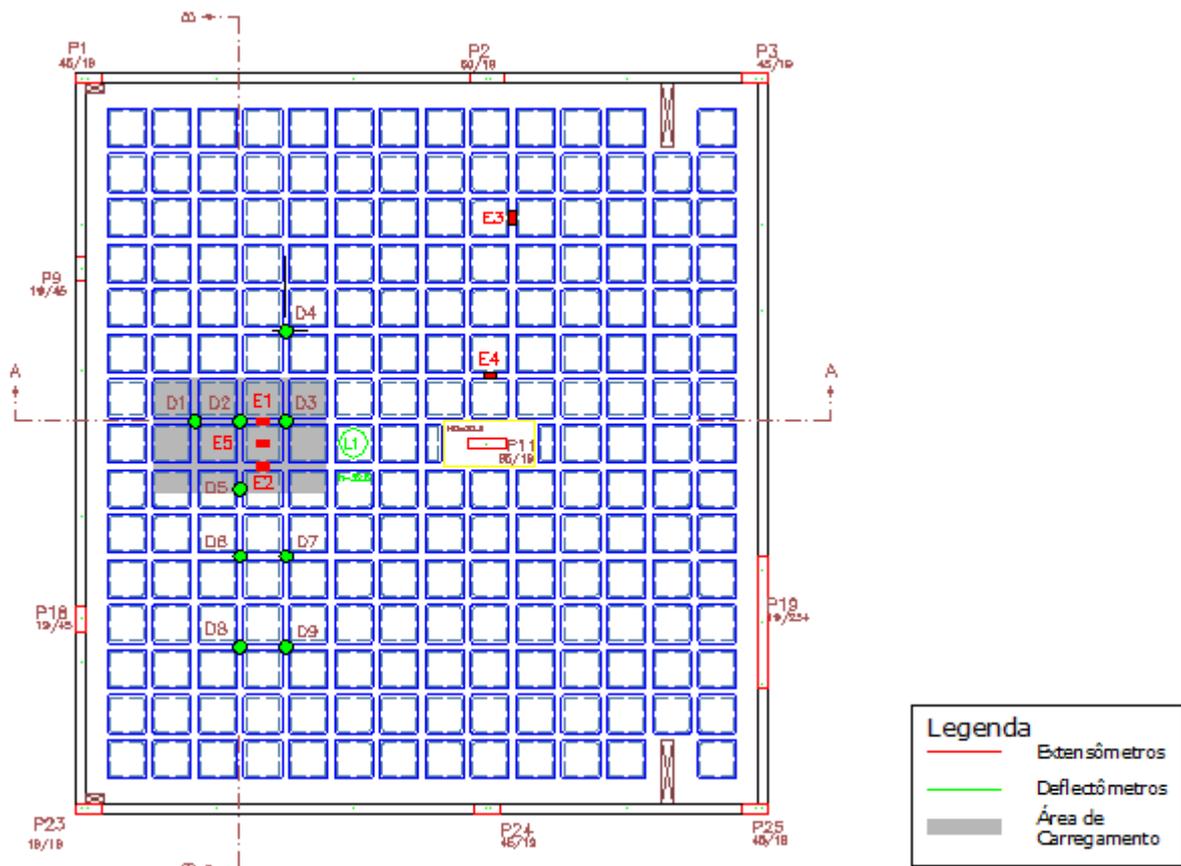


Figura 19 - Planta de locação dos pontos de instrumentação

3.1.1.4 Ensaio da Estrutura

O ensaio foi realizado 46 dias após a concretagem da estrutura. O carregamento foi aplicado em 4 etapas, utilizando-se sacos de argamassa pesando, unitariamente, 50 kg, conforme indicado no

Quadro 5. As Figuras 20a e 20b ilustram o carregamento da estrutura. Finalizado o carregamento, a laje foi descarregada, também em 4 etapas. Ao final de cada etapa de carga e/ou descarga, foram lidos os valores nos deflectômetros e, por meio eletrônico, as deformações dos extensômetros, através de um sistema de aquisição de dados.

Quadro 5 - Etapas de Carregamento do Programa Experimental 1

Etapas de Carregamento	Quantidade de material carregado	Carga Total Acumulada (kg)	Carga Total Acumulada por unidade de área (kg/m²)
Carregamento 1	20 sacos de argamassa	1000	167
Carregamento 2	40 sacos de argamassa	2000	333
Carregamento 3	60 sacos de argamassa	3000	500
Carregamento 4	80 sacos de argamassa	4000	667



(a)



(b)

Figura 20 – (a) Carregamento em andamento e (b) Estrutura carregada

Foram realizados, também, ensaios complementares para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E) e da resistência característica (f_{ck}). O valor do módulo de deformação longitudinal do concreto, medido experimentalmente, foi determinado a partir do ensaio de corpos-de-prova cilíndricos, submetidos a forças axiais de curta duração. A partir dos resultados das leituras, foram traçados os gráficos tensão-deformação e foi determinado o valor do módulo de deformação longitudinal secante do concreto para cada corpo-de-prova, segundo recomendação da norma brasileira NBR 8522:1984 (ABNT, 1984). O valor médio do módulo de deformação longitudinal do concreto medido experimentalmente foi $E_{28} = 35,74$ GPa.

A resistência média do concreto foi determinada a partir do ensaio de compressão simples dos corpos-de-prova, realizado segundo as especificações da NBR 5739:1994 (ABNT, 1994). O valor da resistência média aos 28 dias obtida nos ensaios foi $f_{cj} = 35,9$ MPa, correspondente à uma resistência característica estimada de $f_{ck, estimado} = 34,1$ MPa.

3.1.2 Caso de Estudo 2

3.1.2.1 Geometria e Carregamento

O pavimento analisado neste caso de estudo foi o piso do térreo de uma edificação, projetado para ser utilizado como estacionamento de veículos automotivos. A forma final, com as respectivas propriedades geométricas, pode ser visualizada na Figura 21. As dimensões estão apresentadas em centímetros.

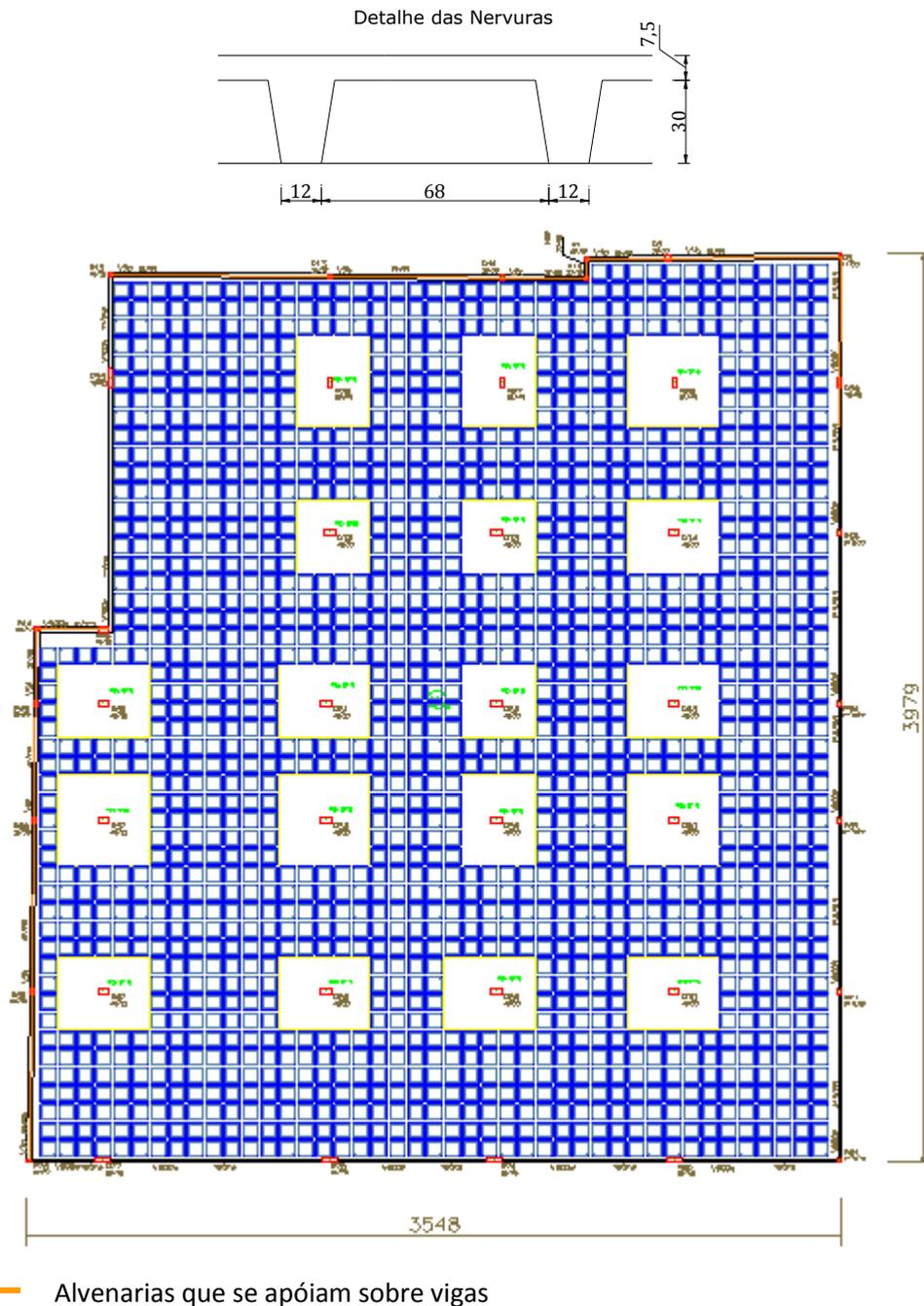


Figura 21 - Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS

Da mesma forma que no Caso de Estudo 1, descrito no item 3.1.1., a laje é apoiada em um vigamento de borda com o intuito de evitar deslocamentos excessivos. Também neste projeto, na região no entorno dos pilares internos, os vazios entre as nervuras foram preenchidos, formando uma laje maciça de 37,5 cm de altura, devido à punção e momentos fletores elevados.

O carregamento total adotado no projeto original previa, além da ação do peso próprio da estrutura de $4,8\text{kN/m}^2$, uma carga permanente de $1,0\text{kN/m}^2$ e uma carga variável de $3,0\text{kN/m}^2$. Devido à impossibilidade da aplicação de um carregamento em toda a área da laje durante o programa experimental, foi carregada apenas uma parte da estrutura.

A determinação da posição e do valor do carregamento a ser aplicado na estrutura foi feita a partir de diversas análises numéricas, realizadas utilizando o *Sistema Computacional TQS*, com modelo adotado pelo calculista do projeto original. Da mesma forma que no Caso de Estudo 1, diversas combinações de valores e posições de carga foram analisadas, com o intuito de se obter resultados de deslocamentos e momentos fletores de uma mesma ordem de grandeza daqueles resultantes a partir da aplicação do carregamento total do projeto original da estrutura e que pudessem ser medidos experimentalmente. A partir destas análises, definiu-se como área de carregamento experimental a indicada na Figura 22. O valor da carga adotado foi $1,49\text{kN/m}^2$, o que corresponde à carga média por unidade de área de um veículo automotor de porte médio.

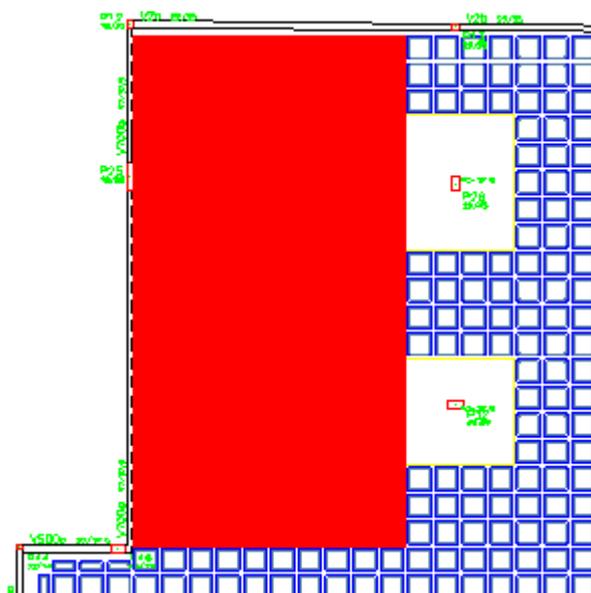


Figura 22 - Planta de localização da área de carregamento do Caso de Estudo 2

Os Quadros 6 e 7 apresentam, respectivamente, os resultados de deslocamento e momento fletor na região definida de aplicação da carga experimental para os seguintes carregamentos: somente peso próprio da laje, carregamento total de projeto e carga localizada, incluindo o peso próprio.

Quadro 6 - Resultados de deslocamentos verticais para carga de projeto e carga localizada (análise linear e não linear)

Resultados de Deslocamentos		
	linear (cm)	não-linear (cm)
Peso Próprio	0,98	0,88
Carga de Projeto	1,79	1,60
Carga Localizada	1,27	1,12

Quadro 7 - Resultados de momentos fletores para carga de projeto e carga localizada (análise linear)

Resultados de Momentos Fletores	
	(kN.m)
Peso Próprio	17,60
Carga de Projeto	33,20
Carga Localizada	23,30

A Figura 23 apresenta os deslocamentos correspondentes aos incrementos de uma carga uniformemente distribuída em toda a laje para um ponto localizado na região de aplicação do carregamento experimental.

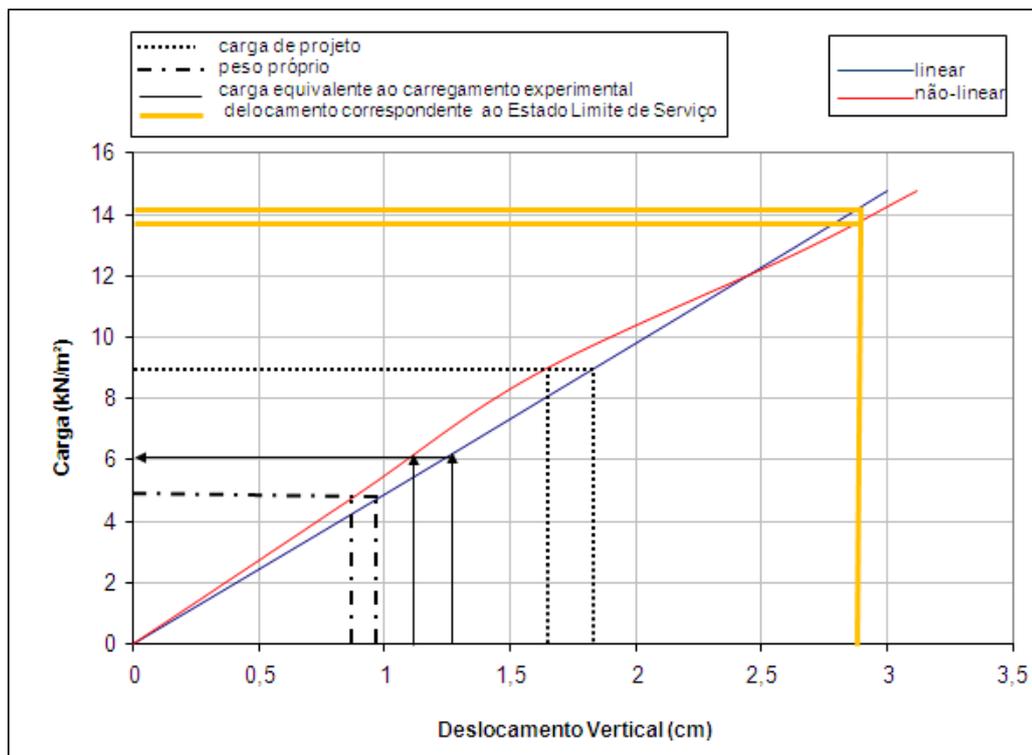


Figura 23 - Gráfico carga x deslocamento

O Quadro 6 indica que o deslocamento resultante da aplicação do carregamento localizado a partir de uma análise linear da estrutura, incluindo o peso próprio, é de 1,27 cm, o que equivaleria à

aplicação de uma carga distribuída em toda a laje correspondente a 30% da soma das cargas permanente e variável de projeto, conforme pode ser visto na Figura 23. A mesma proporção é verificada a partir de uma análise não linear da laje. A observação do Quadro 7 leva a mesma conclusão em relação aos momentos fletores nessa região.

A Figura 23 também indica que, até a carga distribuída de 12 kN/m^2 , aproximadamente, os deslocamentos referentes à análise não linear apresentam-se inferiores aos valores resultantes da análise linear. Esta diferença deve-se, possivelmente, à associação de dois fatores. O primeiro diz respeito ao fato de que até esta intensidade de carregamento, provavelmente não houve fissuração no ponto de análise, não tendo ocorrido, portanto, perda de rigidez da seção. O segundo fator é a desconsideração da armadura na análise linear da grelha realizada pelo *Sistema Computacional TQS*. Portanto, na análise não linear, em que a armadura é considerada, a estrutura apresenta-se mais rígida.

Observando a Figura 23, verifica-se, ainda, que os carregamentos de projeto e do programa experimental são inferiores aos necessários para que a estrutura atinja o *Estado Limite de Serviço* por deformações excessivas, conforme recomendações da norma brasileira NBR 6116:2003 (ABNT, 2004).

3.1.2.2 Dosagem do Concreto

A dosagem do concreto utilizado na laje foi feita a partir dos dados de resistência à compressão, relação água/cimento e módulo de elasticidade estabelecidos no projeto estrutural. O cimento utilizado foi o CIMENTO CP V-ARI-RS da marca ITAMBÉ. O agregado graúdo usado na mistura foi uma brita de granito com 9,5 mm e 19 mm de diâmetro, enquanto que o agregado miúdo empregado foi a areia natural de rio. Com o intuito de aumentar a trabalhabilidade do concreto, foi utilizado o aditivo BASF MASTERMIX 397-N. Além disso, foi adicionada, à mistura, cinza volante leve.

A composição final do traço e as quantidades de materiais secos por metro cúbico de concreto foram fornecidas pelo fabricante e podem ser visualizadas no Quadro 8.

Quadro 8- Traço final do concreto do projeto 2

Material	Consumo
Cimento	325 kg
Cinza volante leve	69 kg
Brita 9,5mm	215 kg
Brita 19 mm	1115 kg
Areia	832 kg
Aditivo	2,76 kg
Água	180 l

3.1.2.3 Instrumentação

A instrumentação para determinação das deformações específicas no concreto e no aço foi realizada empregando-se extensômetros elétricos unidirecionais.

Os extensômetros foram colados em 4 pontos da estrutura (Figura 27). Os pontos E1 e E4 receberam instrumentação na armadura inferior e os pontos E2 e E3 foram instrumentados na armadura superior. Com o objetivo de evitar a perda de leitura em uma seção devido à possível falha no extensômetro e considerando-se que, uma vez concretada a laje, este não poderia ser substituído, optou-se por instrumentar cada seção com dois extensômetros. Para a proteção dos extensômetros colados no aço durante o processo de concretagem, utilizou-se resina à base de epoxi (Figura 24).



Figura 24 - Armadura instrumentada

O concreto foi instrumentado em todos os pontos de instrumentação. Cada extensômetro colado na superfície inferior teve como correspondente um colado na parte superior. A Figura 25 mostra a posição dos extensômetros na seção.

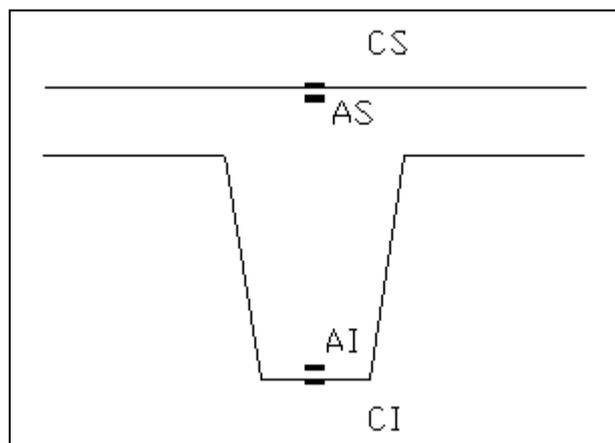


Figura 25 - Localização dos extensômetros na nervura

Com o objetivo de medir os deslocamentos verticais da estrutura, foi utilizado um dispositivo composto por uma haste fixa e uma haste móvel, no qual estava acoplado um deflectômetro (Figura 26a). Em cada ponto de controle foi colada uma chapinha de alumínio com o intuito de servir de apoio para a haste, bem como para nivelar a superfície (Figura 26b). As locações dos pontos de controle podem ser vistas na Figura 27.



(a)

(b)

Figura 26 - (a) Dispositivo para leitura do deslocamento vertical e (b) Chapinha de alumínio

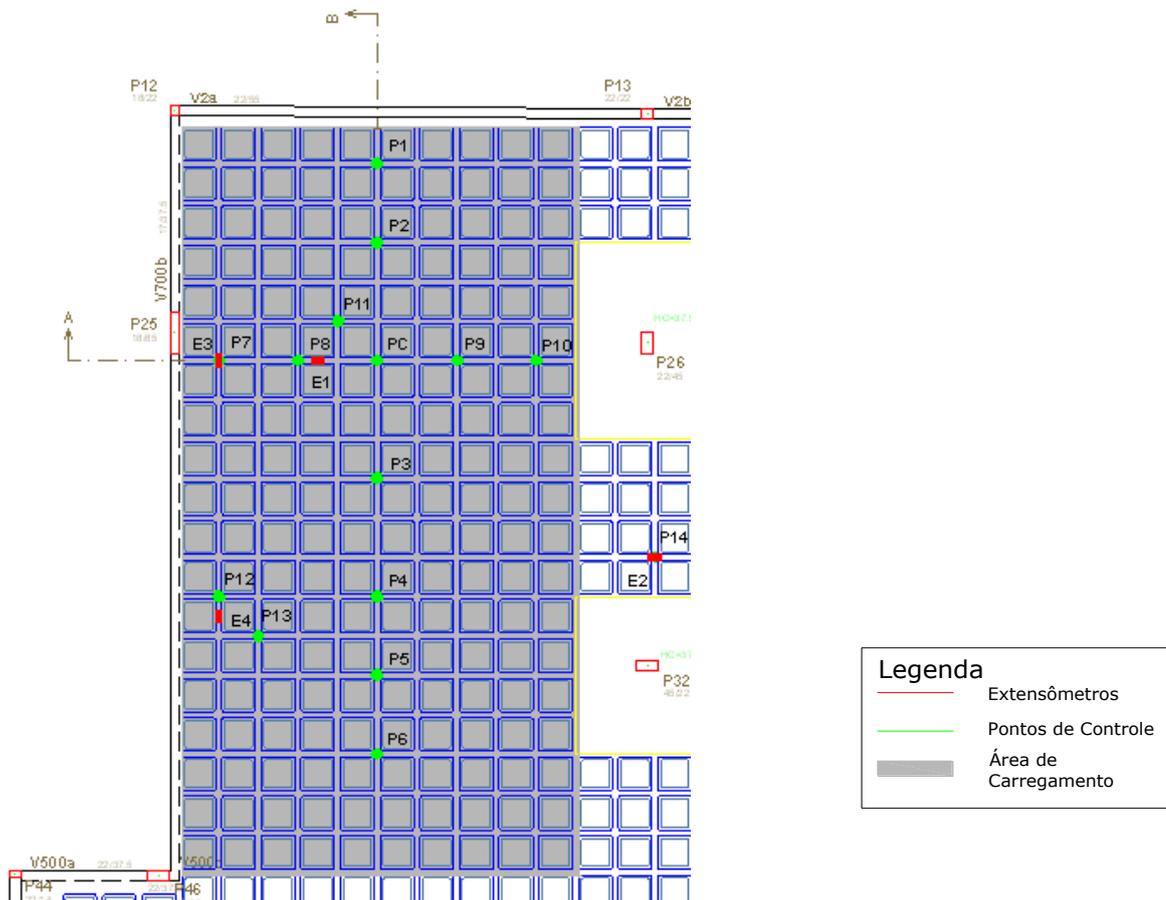


Figura 27 - Planta de locação dos extensômetros e pontos de controle

3.1.2.4 Ensaio da Estrutura

O ensaio foi realizado 164 dias após a concretagem da estrutura. O carregamento foi realizado em 4 etapas, segundo ilustram as Figura 28a à Figura 28d.

A carga foi aplicada sobre a estrutura, utilizando-se veículos automotores pesando, unitariamente, 1000 kg, aproximadamente. A Figura 29 mostra a laje totalmente carregada (Carga 1).

Finalizada a etapa de carga, foi retirado metade do carregamento da estrutura (Descarga 1). A seguir, a laje tornou a ser carregada com a carga máxima (Carga 2). Finalmente, a estrutura foi descarregada em duas etapas (Descarga 2). Ao final de cada etapa de carga e/ou descarga, foram lidos os valores nos deflectômetros e registradas as deformações dos extensômetros, através de um sistema de aquisição de dados. Da mesma forma que no caso de estudo anterior, foram realizados ensaios complementares para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E) e da resistência característica (f_{ck}). O valor médio do módulo de deformação longitudinal do concreto medido experimentalmente foi $E_{28} = 32,01$ GPa e a resistência média obtida aos 28 dias foi $f_{cj} = 35,86$ MPa, correspondendo à uma resistência característica estimada de $f_{ck, estimado} = 32,18$ MPa.

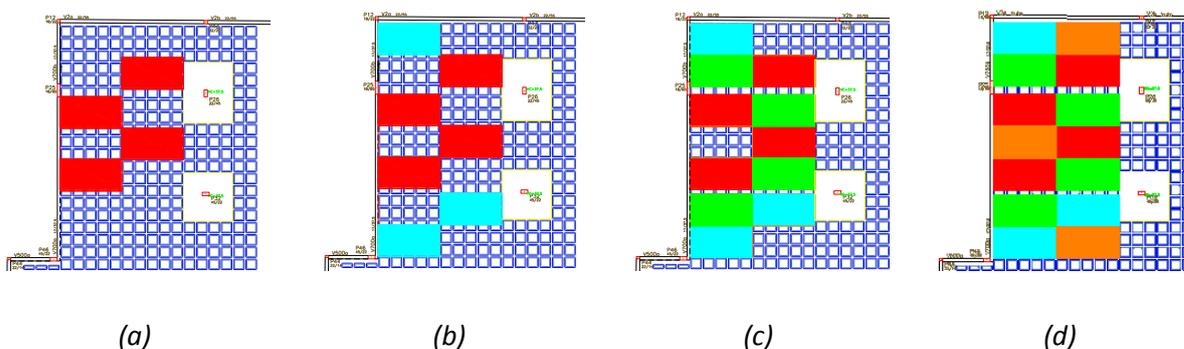


Figura 28 - (a) Primeira etapa de carga (b) Segunda etapa de carga (c) Terceira etapa de carga e (d) Quarta etapa de carga



Figura 29 – Estrutura totalmente carregada

3.1.3 Caso de Estudo 3

3.1.3.1 Geometria e Carregamento

Este caso de estudo faz parte da mesma edificação do Caso de Estudo 2, descrito no item 3.1.2. A laje analisada neste estudo foi a de cobertura, projetada para servir de base para duas quadras de tênis. A forma final, com as respectivas propriedades geométricas, pode ser vista na Figura 30.

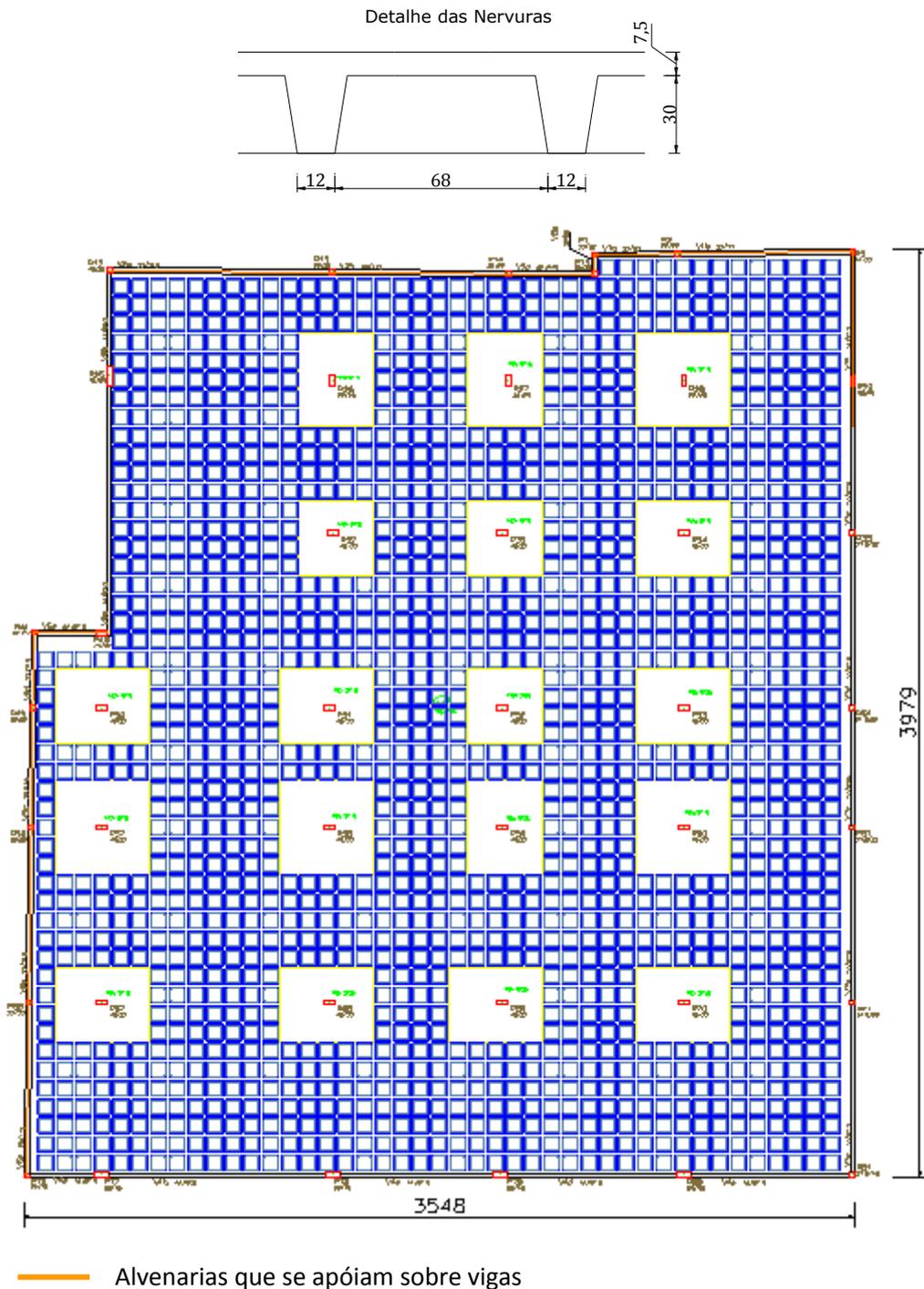


Figura 30 - Laje nervurada gerada pelo Modelador Estrutural TQS

Nesta laje, o projetista também adotou um vigamento de borda com o objetivo de causar enrijecimento para evitar deformações excessivas. Porém, neste caso, as vigas são semi-invertidas em relação à capa e apresenta uma altura superior ao do caso de estudo anterior. Também nesta laje, na região circundante aos pilares internos, foi considerada uma região em laje maciça com altura de 37,5 cm.

O carregamento adotado no projeto original previa, além do peso próprio da estrutura de $4,8 \text{ kN/m}^2$, uma carga permanente de 12 kN/m^2 e uma carga variável de $3,0 \text{ kN/m}^2$. O valor elevado da carga permanente deve-se a várias camadas de enchimento necessárias para servir de base para as quadras de tênis. Nesta laje, foi possível a realização do ensaio com a carga permanente prevista em projeto em toda a área da estrutura.

3.1.3.2 Dosagem do Concreto

A composição final do traço e as quantidades de materiais secos por metro cúbico de concreto fornecidas pelo fabricante são idênticas às adotadas no Caso de Estudo 2 e podem ser vistas no Quadro 8 do item 3.1.2.2.

3.1.3.3 Instrumentação

Também nesta laje, a instrumentação para determinação das deformações específicas no concreto e no aço foi realizada empregando-se extensômetros elétricos unidirecionais.

Os extensômetros foram colados em 4 pontos da estrutura (Figura 33). As seções foram instrumentadas de forma diferenciada, conforme o tipo de solicitação. Os pontos 1 e 4, com previsão numérica de flexão positiva, foram instrumentados nas armaduras superior e inferior e na superfície inferior do concreto. Os pontos 2 e 3, cuja previsão teórica era de momento fletor negativo, receberam extensômetros na armadura superior e na superfície inferior do concreto. Com o objetivo de evitar a perda de leitura em uma seção devido à falha do extensômetro colado na armadura e considerando-se que, uma vez concretada a laje, este não poderia ser substituído, optou-se por instrumentar cada seção com dois extensômetros posicionados como indica a Figura 31a. Para a proteção dos extensômetros colados no aço durante o processo de concretagem, utilizou-se resina à base de epoxi (Figura 31b). Nenhuma seção havia sido instrumentada na superfície superior do concreto em função do processo de impermeabilização da laje que poderia comprometer a integridade dos extensômetros. Porém, devido a danificação do extensômetro da armadura superior do ponto 1 durante a etapa de concretagem, foi necessária a colagem de um extensômetro na superfície superior do concreto.

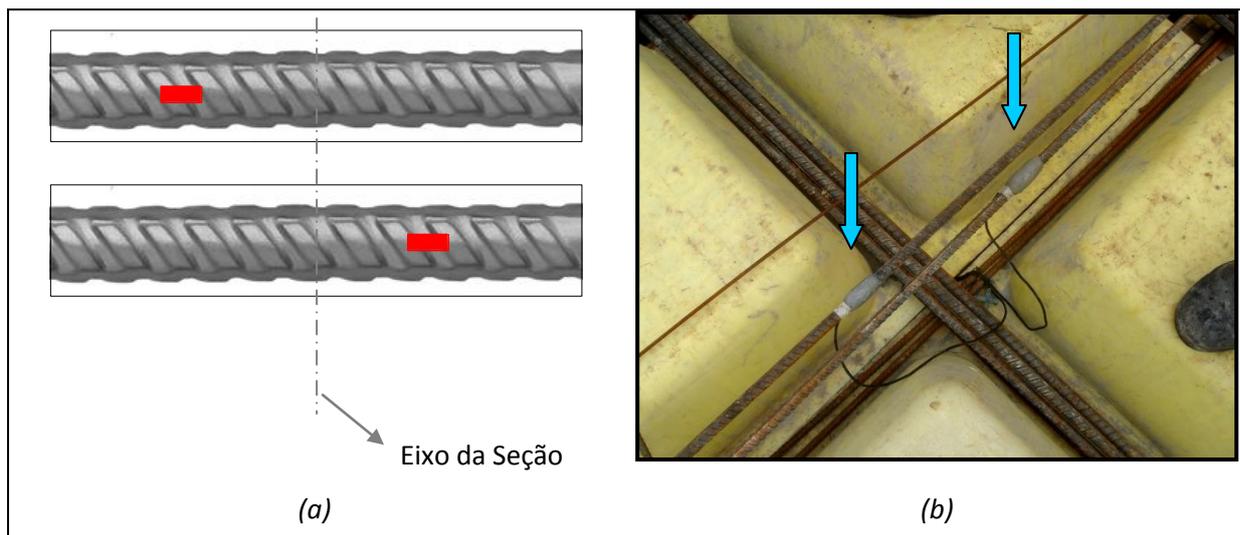


Figura 31 - (a) Posição genérica dos extensômetros na armadura e (b) Armadura instrumentada

Com o objetivo de medir os deslocamentos verticais da estrutura, foi utilizado um nível óptico de precisão (Figuras 32a e b), já que era inviável a manutenção de deflectômetros no local de medição durante todo o período de duração do ensaio. Em cada ponto de controle foi colada uma chapinha de alumínio com o intuito de servir de apoio para a régua com precisão de milímetro, bem como para nivelar a superfície. O pilar P32 foi escolhido como referência por ser um ponto da estrutura que não apresenta deslocamento vertical significativo quando a mesma é carregada. Desta forma, os deslocamentos finais de cada ponto de controle em cada etapa de carga foram obtidos a partir da diferença entre as leituras feitas em cada seção e a leitura feita no ponto de referência.

A locação dos pontos de controle pode ser vista na Figura 33.



Figura 32 - (a) Leitura do deslocamento com nível óptico e (b) Régua posicionada durante a leitura

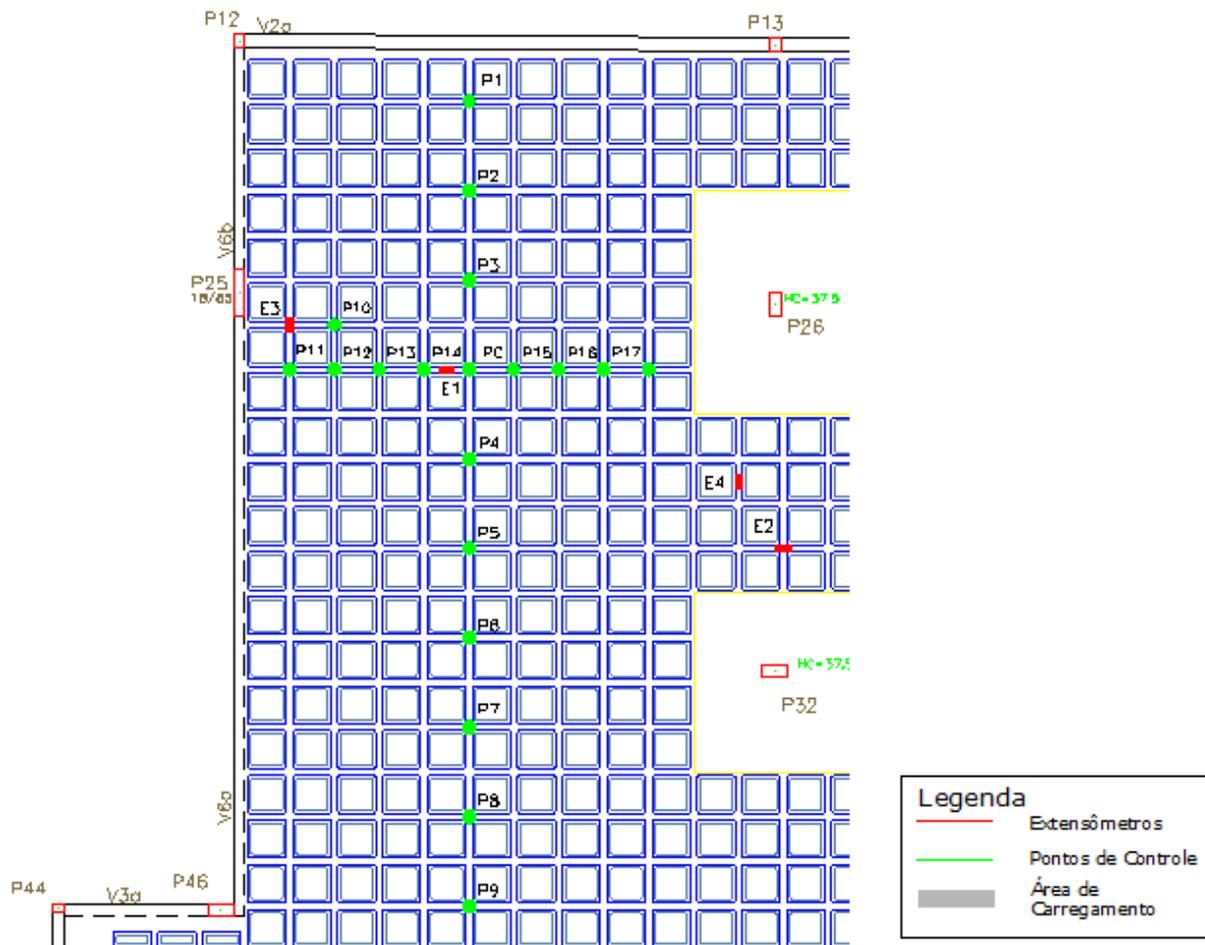


Figura 33 - Planta de localização dos pontos de instrumentação

3.1.3.4 Ensaio da Estrutura

O ensaio começou a ser realizado 63 dias após a concretagem da estrutura. A laje, após concretada, recebeu uma camada de argamassa para proteção mecânica da impermeabilização com carregamento aproximado de $0,5 \text{ kN/m}^2$. O carregamento deveria ser realizado em 3 etapas, segundo indicado no Quadro 9, e a cada etapa de carga finalizada seriam feitas as leituras de deformação específica e medidos os deslocamentos verticais. Porém, a carga foi sendo distribuída de maneira desigual na laje ao longo do tempo, por questões relativas ao funcionamento da obra. Além disso, algumas áreas da laje foram utilizadas para armazenar outros tipos de materiais, gerando um carregamento não uniforme (Figuras 34a e 34b). Desta forma, optou-se por fazer leituras ao longo do tempo, tendo-se tomado o cuidado de fazer o registro da carga real aplicada no instante das leituras. O processo de carregamento da estrutura durou 87 dias, com um total de 5 leituras. Foram realizados, também, ensaios complementares para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E) e da resistência característica (f_{ck}). O valor médio do módulo de deformação longitudinal do concreto medido experimentalmente foi $E_{28} = 28,45 \text{ GPa}$ e a resistência

média obtida aos 28 dias foi $f_{cj} = 33,27$ MPa, correspondendo à uma resistência característica estimada de $f_{ck, estimado} = 30$ MPa.

Quadro 9- Etapas de carregamento inicialmente previstas no projeto

Etapas de Carregamento	Tipo de Material	Altura da camada (m)	Densidade específica aparente (kg/m³)	Carga (kN/m²)
Carregamento 1	Argila compactada	0,30	1930	5,79
Carregamento 2	Saibro grosso compactado	0,20	1660	3,32
Carregamento 3	Saibro fino compactado	0,10	2085	2,09



(a)

(b)

Figura 34 – (a) Laje durante o processo de carregamento e (b) Laje totalmente carregada

3.2 LAJE EM MODELO REDUZIDO

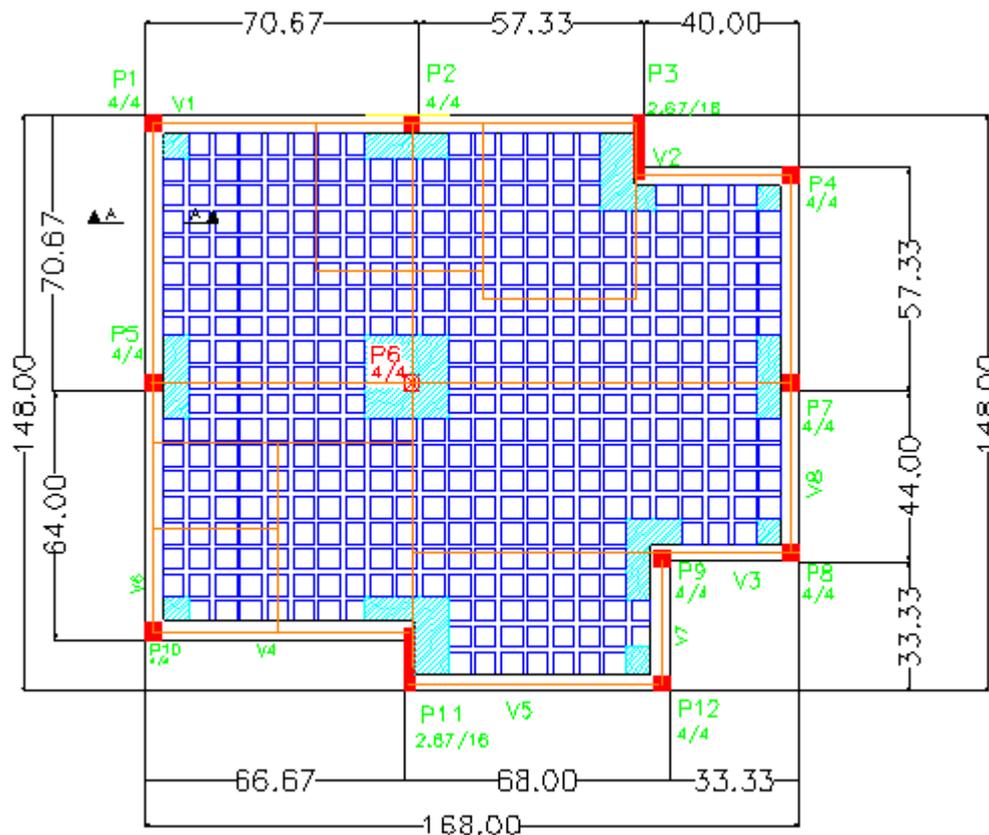
O modelo de laje nervurada utilizado nesta pesquisa foi gerado a partir da adaptação de um projeto arquitetônico real. Originalmente, o projeto estrutural havia sido concebido utilizando uma estrutura convencional de concreto armado. Tomou-se o cuidado de selecionar um projeto não simétrico, com características que induzissem ao uso de uma laje nervurada armada em duas direções. O dimensionamento da estrutura foi feito utilizando o *Sistema Computacional TQS*.

Para realizar a análise experimental, foi construído um modelo reduzido, semelhante ao protótipo, respeitando as relações de pertinência estabelecidas pela Análise Dimensional (KLEIN, 1988). O modelo reduzido foi confeccionado em microconcreto armado, na escala 1:7,5, pois este fator permite uma boa aproximação entre os diâmetros de arame galvanizado, utilizado como armadura, e os diâmetros comerciais de aço CA-50. A relação entre os módulos de elasticidade longitudinal do concreto e do microconcreto foi estabelecida como sendo $\lambda_1 = 1$.

A seguir, são descritos a geometria, o carregamento, a instrumentação e o ensaio realizado no modelo reduzido. Os procedimentos de dosagem e ensaios de caracterização dos materiais podem ser vistos com maior detalhe em Schwetz (2005). Os desenhos de detalhamento das armaduras utilizadas no modelo reduzido podem ser visualizados no Anexo I deste trabalho

3.2.1 Geometria

A Figura 35 mostra a geometria do modelo reduzido, bem como as alvenarias que se apóiam diretamente sobre a laje. Optou-se por adotar um vigamento de borda com o intuito de evitar deformações excessivas. A região circundante aos pilares, que apresenta momentos fletores negativos e punção, foi considerada uma área em laje maciça.



Detalhe das nervuras (Corte A)

Alvenaria

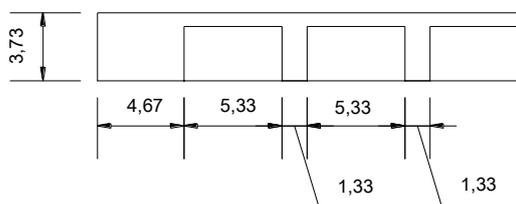


Figura 35 – Fôrma do modelo reduzido

3.2.2 Preparação e Moldagem do Modelo

A fôrma para moldagem da laje em modelo reduzido foi montada sobre uma estrutura de madeira. Sobre esta estrutura, foi fixada uma cópia em papel da planta da fôrma do modelo reduzido, para facilitar o posicionamento das armaduras e dos elementos estruturais.

Os vazios entre as nervuras foram preenchidos por blocos de EPS (poliestireno expandido), produzidos em laboratório, com dimensões de 5,33 cm x 5,33 cm. A armadura das vigas, nervuras, pilares e maciços foi confeccionada em arame galvanizado. A Figura 36a mostra a estrutura antes da concretagem.

Preparada a fôrma e as armaduras, procedeu-se à moldagem do modelo. O microconcreto foi lançado e adensado com o auxílio de vibradores tipo agulha, aplicados diretamente na fôrma. As vigas e pilares foram concretados juntamente com a laje. A Figura 36b mostra o modelo concretado. As fôrmas, bem como os blocos de enchimento, foram retiradas 54 dias após a moldagem.



(a)

(b)

Figura 36 – (a) Modelo antes da concretagem e (b) Laje concretada

3.2.3 Sistema de Carga do Modelo

O sistema de carregamento do modelo era composto por duas cargas principais: a carga linear, que representava as alvenarias apoiadas no pavimento, e a carga por unidade de área, que representava o somatório das cargas permanentes e variáveis. A carga linear foi simulada utilizando-se painéis de acrílico sem fundo, preenchidos com pó de chumbo (Figura 37). O pó de chumbo foi escolhido por apresentar uma densidade aparente alta ($\gamma_{chumbo} \cong 6800kg/m^3$), resultando em alturas de carregamento reduzidas, além de ser de manuseio relativamente fácil e ser capaz de acompanhar a deformação da laje. A altura dos recipientes, que serviram para delimitar lateralmente a área de

ação das cargas, foi estabelecida a partir da definição da altura de chumbo necessária para provocar uma intensidade de carga compatível com a carga real. A carga distribuída foi simulada utilizando-se areia.



Figura 37 – Montagem da estrutura de carregamento

3.2.4 Instrumentação

O modelo foi instrumentado com 70 extensômetros elétricos, em 35 pontos da estrutura, nas faces inferior e superior do concreto. A localização dos pontos de instrumentação pode ser visualizada na Figura 38.

Com o objetivo de medir deslocamentos verticais, o modelo foi instrumentado com 22 deflectômetros, fixados em uma estrutura de madeira independente, sendo que 4 deles foram fixados nos pilares para monitorar um possível deslocamento da estrutura de apoio da laje. A localização dos deflectômetros pode ser visualizada na Figura 39.

3.2.5 Ensaio do Modelo

O modelo foi posicionado sobre uma estrutura metálica de apoio, onde os pilares de microconcreto foram engastados, utilizando-se uma formulação adesiva à base de resina epóxi. A seguir, a estrutura de acrílico foi transportada e colocada sobre a laje.

O ensaio do modelo foi realizado 160 dias após a concretagem. O carregamento foi realizado em quatro etapas (Figura 40). Ao final de cada etapa de carga, foram lidos os valores nos deflectômetros e arquivadas por meio eletrônico as deformações dos extensômetros. Após o ensaio, foram realizados ensaios complementares para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal do microconcreto (E) e da resistência característica média (f_{ck}). O valor médio do módulo de deformação

longitudinal do concreto medido experimentalmente foi $E_{28} = 33,23$ GPa e a resistência média obtida aos 28 dias foi $f_{cj} = 41,49$ MPa, correspondendo à uma resistência característica estimada de $f_{ck, estimado} = 30$ MPa.

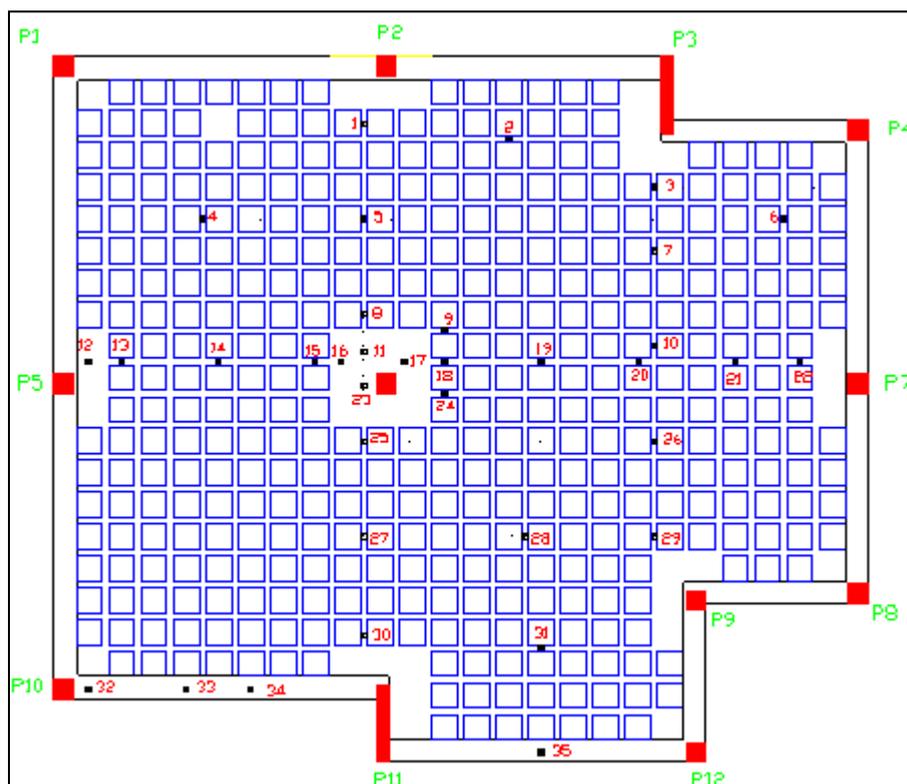


Figura 38 - Planta de localização dos extensômetros

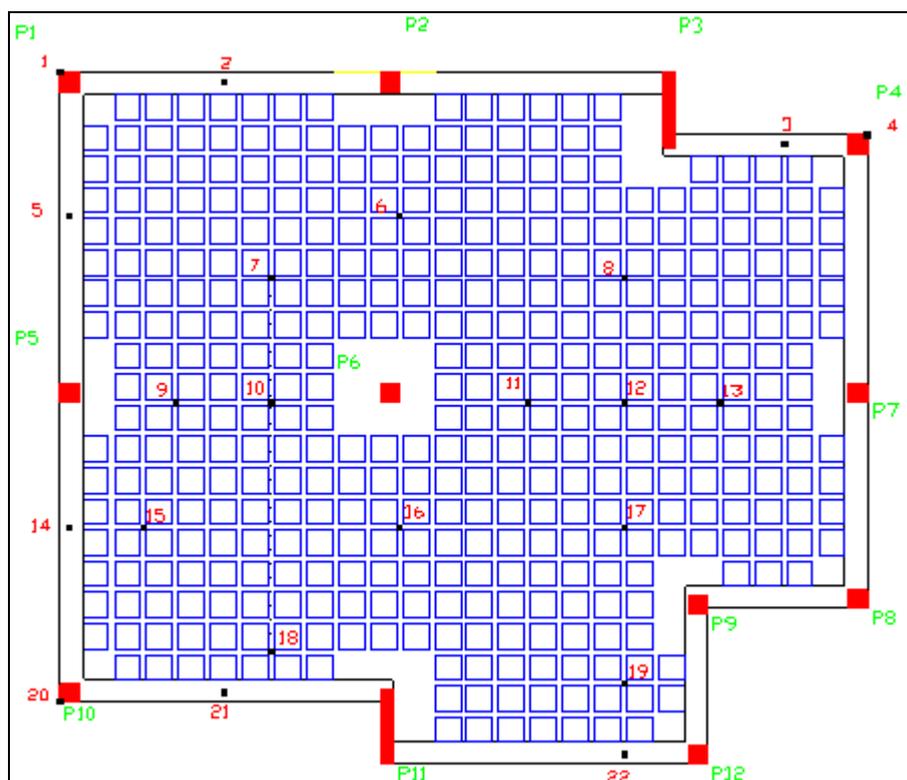


Figura 39 - Planta de localização dos deflectômetros



Figura 40 – Modelo reduzido carregado

4 MODELOS NUMÉRICOS APLICADOS À ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES NERVURADAS

Um modelo numérico de uma estrutura de pavimentos objeto de análise é uma versão idealizada da estrutura real e contém diversas aproximações: arranjo estrutural, idealização dos materiais, das ações, de vínculos, das condições de contorno e do comportamento dos componentes estruturais. Além da aproximação da estrutura real por um modelo teórico, surge a necessidade de utilização de ferramentas numéricas de análise do modelo, visto que a complexidade de uma solução analítica para os sistemas de edifícios inviabiliza seu emprego (DIAS, 2003).

Existem diversos métodos numéricos que podem ser utilizados na análise estrutural. Conforme discutido no Capítulo 2, dentre os métodos disponíveis, os mais utilizados para a resolução de lajes nervuradas são aqueles que as consideram como grelhas, seguindo os procedimentos de análise matricial, e o método dos elementos finitos. Na verdade, ambos são métodos aproximados, cuja solução converge na medida em que os modelos numéricos empregados são refinados.

Segundo explicitado no Capítulo 1, este trabalho adotou para a modelagem das estruturas dois programas computacionais distintos: um deles utiliza o Método dos Elementos Finitos e o outro a Análise Matricial de Grelhas. Este capítulo descreve estes programas e apresenta diferentes modelos com possibilidade de serem empregados na análise numérica das lajes nervuradas descritas no Capítulo 3. Procura-se validar os modelos que utilizam o MEF, a partir de resultados analíticos e experimentais encontrados na bibliografia, com o objetivo de escolher um único modelo para posterior análise numérica das lajes monitoradas experimentalmente. No caso da modelagem feita a partir da analogia de grelha, é realizada uma análise paramétrica para a definição dos critérios de projeto a serem utilizados no programa computacional.

4.1 MODELOS NUMÉRICOS – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A modelagem numérica em elementos finitos utilizada neste trabalho adota o programa computacional *SAP2000 versão 14.2.2*. A seguir, são apresentadas as características principais deste programa, bem como os modelos numéricos propostos e sua validação, a partir de análises lineares e não lineares de diversas estruturas encontradas na bibliografia.

4.1.1 SAP2000

O *SAP2000* é um programa para engenharia estrutural que efetua análises estáticas lineares e não-lineares, bem como análises dinâmicas de diversos tipos de estruturas, simulando seu comportamento quando sujeitas às mais variadas solicitações, utilizando o método dos elementos finitos.

A definição da geometria da estrutura é feita através de um editor gráfico do próprio programa, que consegue, inclusive, importar dados de outros programas de CAD (*Computer Aided-Design*), facilitando o trabalho do projetista. Desta forma, a criação e alteração do modelo, a execução da análise e a otimização do projeto são todos realizados através da interface gráfica (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC., 2010).

A seguir, são apresentadas as características dos elementos finitos utilizados nos modelos propostos e explicado como são calculados e apresentados os resultados dos esforços nos elementos. Além disso, é explanado como os esforços são determinados para uma seção transversal composta por mais de um elemento.

4.1.1.1 Elementos Finitos utilizados nos modelos numéricos

O programa possui uma biblioteca de elementos finitos. Dentre as opções existentes, os elementos que foram utilizados nos modelos numéricos propostos neste trabalho estão descritos a seguir.

4.1.1.1.1 Elemento de Casca (*Shell*)

O elemento *Shell* é utilizado para modelar cascas, membranas e placas em estruturas no plano e em três dimensões. Pode ser empregado na modelagem de lajes, *shear walls*, vigas e pilares.

Cada elemento *Shell* pode ter 3 ou 4 nós e possuir seu próprio sistema de coordenadas local (1, 2 e 3) para a determinação das propriedades dos materiais e cargas e interpretação dos resultados. Os eixos locais possuem uma relação com os eixos globais da estrutura (X, Y e Z), conforme pode ser observado na Figura 41.

O carregamento do elemento *Shell* pode ser feito com cargas de gravidade, cargas uniformes aplicadas em qualquer direção e cargas devido à mudança de temperatura.

As tensões, forças internas e momentos são determinados pelo método da quadratura gaussiana e extrapolados para os nós. O erro deste processo pode ser estimado pela diferença de resultados encontrados em elementos adjacentes, indicando a necessidade ou não de refinamento da malha.

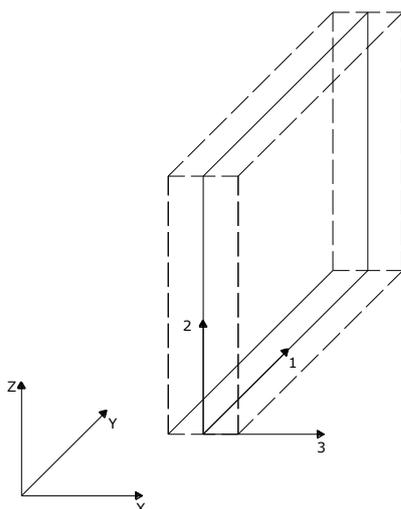


Figura 41 – Orientação do elemento Shell

O programa *SAP2000* define dois tipos de elemento *Shell*. Eles são denominados *Homogeneous Shell* e *Layered Shell*, respectivamente, cujas principais características são apresentadas a seguir.

– *Homogeneous Shell*

O elemento *Homogeneous Shell* possui uma formulação que combina separadamente forças de membrana e esforços de flexão de placa. Possui seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade à translação (u_1, u_2, u_3) e três graus de liberdade à rotação (ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3).

As forças de membrana são determinadas a partir de uma formulação isoparamétrica que considera componentes de rigidez à translação no plano do elemento e componentes de rigidez à rotação na direção normal ao plano do elemento.

A formulação para a determinação dos esforços de flexão considera componentes de rigidez à rotação da placa e componentes de rigidez à translação na direção normal ao plano do elemento. O programa permite a utilização da formulação de Kirchoff para placas finas, que desconsidera a deformação por corte, ou a formulação de Mindlin/Reissner para placas espessas, que leva em conta tal deformação.

A análise da estrutura utilizando o elemento *Homogeneous Shell* pode ser feita para determinar apenas esforços de membrana, apenas esforços de flexão ou a conjugação dos dois tipos de esforços.

Conforme diz o nome, este elemento é adotado quando se deseja realizar a análise estrutural utilizando um material homogêneo. Além disso, ele não permite a consideração da não linearidade física do material.

– *Layered Shell*

O *Layered Shell* permite que múltiplas camadas (*layers*) sejam definidas ao longo da espessura do elemento, cada uma representando um tipo de material com diferentes espessuras, comportamento e posicionamento. Os materiais associados a cada camada podem se comportar linear ou não linearmente. Os *layers* são posicionados em relação a uma superfície de referência que deve ser especificada pelo usuário. A superfície de referência padrão é a que contém os nós do elemento.

Este elemento possui 5 graus de liberdade por nó: três graus de liberdade à translação (u_1, u_2, u_3) e dois graus de liberdade à rotação (ϕ_1, ϕ_2), conforme sistema de coordenada local apresentado Figura 41.

O *Layered Shell* utiliza apenas a formulação de Mindlin/Reissner para a determinação de esforços solicitantes de placa e a análise da estrutura não determina esforços de membrana e flexão separadamente.

Este tipo de elemento é indicado quando se deseja realizar a análise de uma estrutura formada por materiais diferentes. É o caso do concreto armado e de materiais compósitos.

Os principais parâmetros a serem especificados na definição de cada layer são:

- a) *Layer distance*: cada *layer* é posicionado a partir da especificação da distância do centro do layer até a superfície de referência definida pelo usuário no sentido positivo do eixo local 3 do elemento (Figura 41);
- b) *Layer thickness*: cada *layer* tem sua espessura medida na direção do eixo local 3 do elemento (Figura 41). Para a modelagem de estruturas de concreto armado, o aço deve possuir um *layer* próprio com espessura tal que, multiplicada pela altura do elemento, resulte na área da seção transversal da armadura;
- c) *Layer number of thickness integration points*: podem ser escolhidos de 1 a 5 pontos de integração para cada *layer*. A posição dos pontos segue o procedimento padrão da integração gaussiana. Quanto maior o número de pontos definidos, maior o tempo de processamento computacional;
- d) *Layer material*: este parâmetro associa o *layer* a um material, cujas propriedades devem ter sido previamente determinadas;

e) *Material component behavior*: para cada componente de tensão no *layer* (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}), o usuário pode escolher se o comportamento será linear, não linear ou inativo. Para materiais uniaxiais, como somente as tensões σ_{11} e σ_{12} são significativas, o programa recomenda que se utilize a opção inativo para a componente σ_{22} , que é nula, como uma forma de reduzir o tempo de processamento. As componentes de tensão definidas com comportamento não linear utilizam as relações não lineares de tensão-deformação definidas nas propriedades do material associado ao *layer*. Neste caso, as componentes são desacopladas e comportam-se como se o coeficiente de Poisson fosse nulo.

As forças internas do elemento *Shell*, também chamadas de resultantes de tensão, são forças e momentos resultantes da integração das tensões ao longo da espessura do elemento. No caso do *Homogeneous Shell*, estes esforços são definidos a partir das seguintes expressões:

– Forças de Membrana

$$F_{11} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{11} dx_3 \quad (10)$$

$$F_{22} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{22} dx_3 \quad (11)$$

– Forças de Membrana por Força Cortante

$$F_{12} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{12} dx_3 \quad (12)$$

– Momentos Fletores na Placa

$$M_{11} = - \int_{-t/2}^{t/2} t \sigma_{11} dx_3 \quad (13)$$

$$M_{22} = - \int_{-t/2}^{t/2} t \sigma_{22} dx_3 \quad (14)$$

– Momentos Torçores na Placa

$$M_{12} = - \int_{-t/2}^{t/2} t \sigma_{12} dx_3 \quad (15)$$

onde x_3 representa a coordenada de espessura medida a partir da superfície média do elemento.

No caso do *Layered Shell*, as expressões utilizadas são as mesmas; porém, as integrais são agora calculadas ao longo de todas as camadas e x_3 é medida a partir da superfície de referência definida pelo usuário.

Torna-se importante ressaltar que estas resultantes de tensões são forças e momentos por unidade de comprimento no plano, apresentadas em cada ponto da superfície média do elemento.

O programa calcula as forças cortantes do elemento *Homogeneous Shell* com placa espessa ou *Layered Shell*, a partir da formulação de Mindlin/Reissner, utilizando as expressões:

$$V_{13} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{13} dx_3 \quad (16)$$

$$V_{23} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{23} dx_3 \quad (17)$$

Porém, quando for utilizado o elemento *Homogeneous Shell* com placa fina (formulação de Kirchoff), as deformações por força cortante são nulas e as forças transversais de corte são calculadas a partir dos momentos fletores, utilizando as seguintes equações de equilíbrio:

$$V_{13} = -\frac{dM_{11}}{dx_1} - \frac{dM_{12}}{dx_2} \quad (18)$$

$$V_{23} = -\frac{dM_{12}}{dx_1} - \frac{dM_{22}}{dx_2} \quad (19)$$

onde x_1 e x_2 são coordenadas no plano paralelas aos eixos locais 1 e 2.

As tensões ao longo da espessura no *Homogeneous Shell* são calculadas a partir das expressões:

– Tensões Normais por Momento Fletor

$$\sigma_{11} = \frac{F_{11}}{t} - \frac{12M_{11}}{t^3} x_3 \quad (20)$$

$$\sigma_{22} = \frac{F_{22}}{t} - \frac{12M_{22}}{t^3} x_3 \quad (21)$$

$$\sigma_{33} = 0$$

– Tensões Tangenciais por Momento Torçor

$$\sigma_{12} = \frac{F_{12}}{t} - \frac{12M_{12}}{t^3} x_3 \quad (22)$$

– Tensões Tangenciais por Força Cortante

$$\sigma_{13} = \frac{V_{13}}{t} \quad (23)$$

$$\sigma_{23} = \frac{V_{23}}{t} \quad (24)$$

As convenções de sinais para as forças internas e tensões são ilustradas na Figura 42.

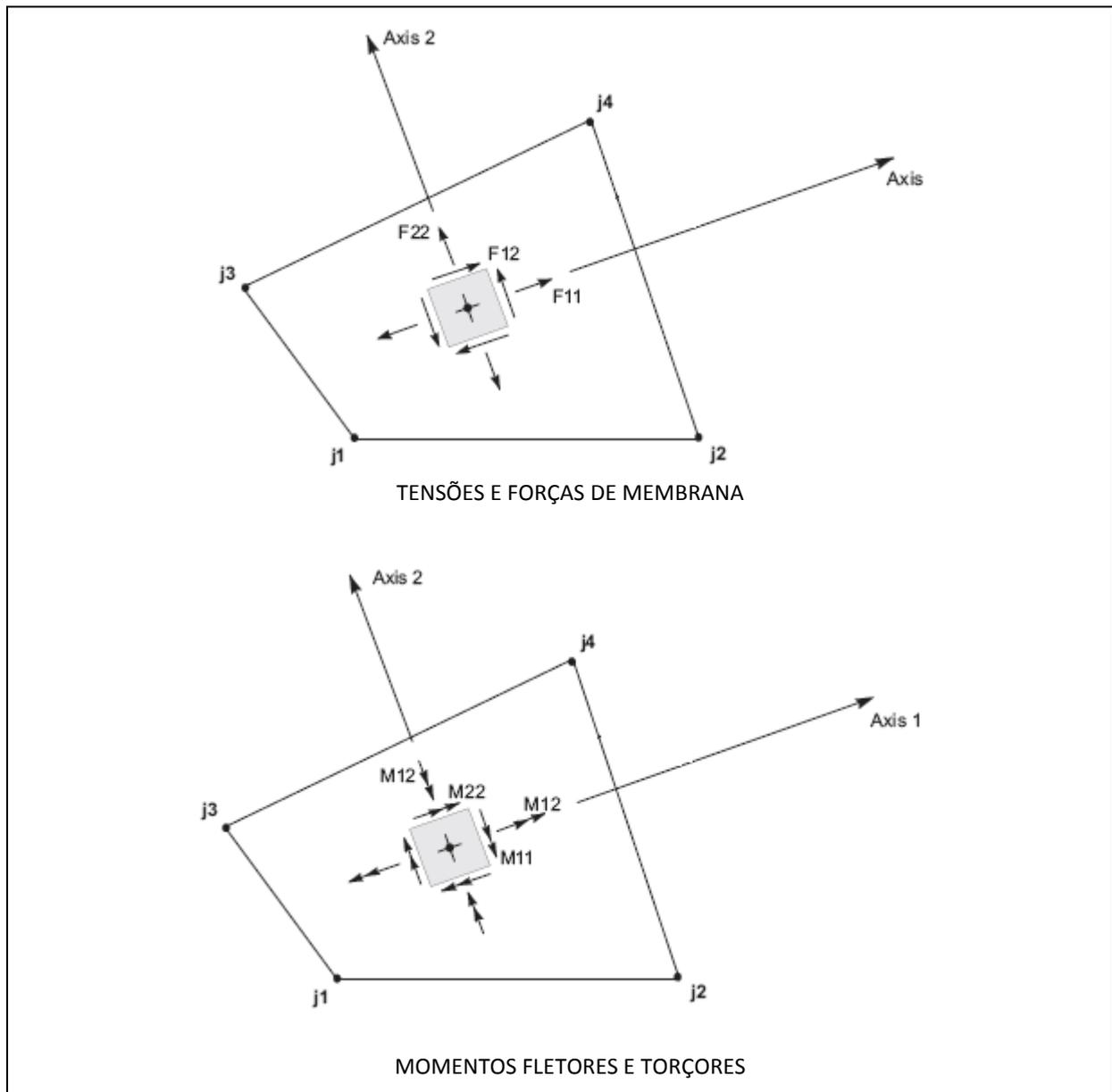


Figura 42 – Elemento Shell: Forças Internas e Tensões (fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2005)

4.1.1.1.2 Elemento de Barra (Frame)

O elemento *Frame* é um elemento de barra tridimensional com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade à translação (u_1, u_2, u_3) e três graus de liberdade à rotação (ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3). É utilizado para modelar vigas, pilares, treliças e grelhas em estruturas no plano e no espaço.

O elemento é modelado como uma linha reta conectada por dois pontos (i,j). Cada elemento possui seu próprio sistema de coordenadas local (1, 2, 3) para a definição das propriedades dos materiais e da seção, carregamento e interpretação dos resultados da análise. Os eixos locais possuem uma relação com os eixos globais da estrutura (X, Y e Z), conforme pode ser observado na Figura 43.

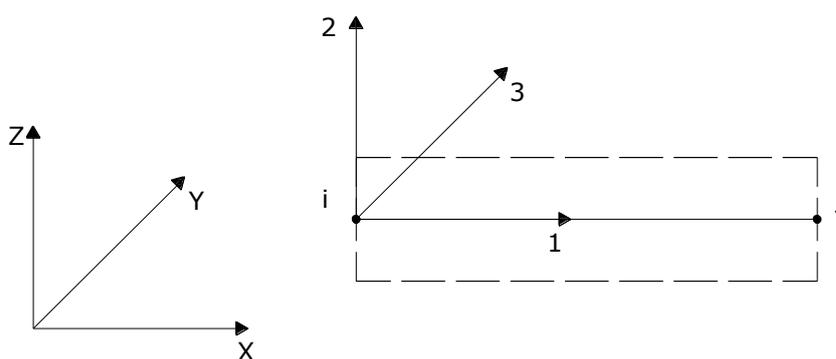


Figura 43 – Orientação do elemento *Frame*

O elemento permite a utilização de cargas de gravidade em qualquer direção, cargas concentradas, cargas distribuídas e cargas relativas a mudanças de temperatura.

A formulação do elemento *Frame* inclui a determinação dos esforços de flexão biaxial nos planos 1-2 (M_2) e 1-3 (M_3), torção (T), deformação axial (P) e cisalhamento nos planos 1-2 (V_2) e 1-3 (V_3), a partir da integração das tensões ao longo da seção. Estes esforços são determinados nas extremidades de cada elemento e em seções ao longo do comprimento escolhidas pelo usuário. As convenções de sinais para as forças internas são ilustradas na Figura 44.

Este elemento pode ser analisado de forma linear ou não linear. A análise não linear é feita através da definição de rótulas plásticas.

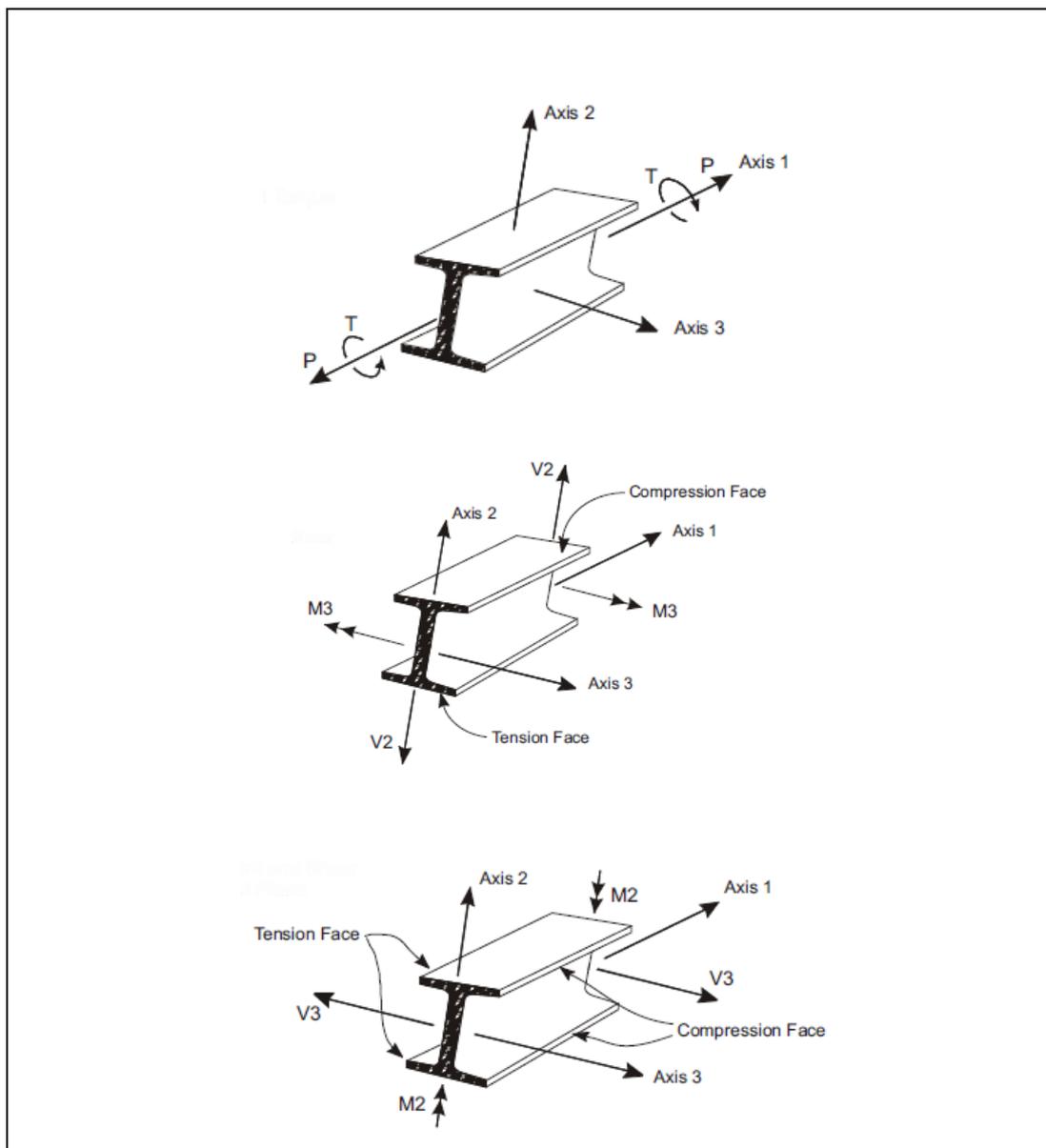


Figura 44 - Elemento Frame: Forças Internas (fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2005)

4.1.1.1.3 Elemento Sólido (Solid)

O elemento *Solid* é um elemento tridimensional de oito nós utilizado para modelar estruturas tridimensionais, cujos esforços são determinados a partir de uma formulação isoparamétrica. Cada nó possui três graus de liberdade à translação (u_1, u_2, u_3) e não possui graus de liberdade à rotação.

Cada elemento sólido tem seu próprio sistema de coordenadas cartesianas locais para a definição das propriedades dos materiais e cargas, bem como para a interpretação dos resultados.

O elemento pode ser carregado com cargas de gravidade em qualquer direção, cargas de área nas faces e cargas oriundas da mudança de temperatura.

A determinação das tensões no elemento é feita utilizando um sistema de integração de Gauss $2 \times 2 \times 2$. As tensões são determinadas nos pontos de integração e extrapoladas para os nós. O erro

deste processo pode ser estimado pela diferença de resultados encontrados em elementos adjacentes, indicando a necessidade ou não de refinamento da malha.

4.1.1.2 Seção transversal composta por mais de um elemento (*Section Cut*)

A apresentação dos resultados mencionada nos itens 4.1.1.1 e 4.1.1.2 está relacionada com os esforços em cada elemento. Porém, quando uma seção transversal é composta por mais de um elemento, a determinação dos esforços é feita por meio de integrações de tensões ao longo dos elementos que compõem a seção transversal no ponto de análise. O *SAP2000* disponibiliza uma ferramenta para as integrações, denominada *Section Cut*. Para definir a *Section Cut* é necessário que o usuário crie um grupo, formado pelos elementos que compõem a seção transversal e seus respectivos nós, como no exemplo ilustrado na Figura 45. A seguir, a *Section Cut* é definida e associada a esse grupo. O programa permite que a *Section Cut* seja criada antes da realização da análise do modelo, mas recomenda que a mesma seja feita posteriormente.

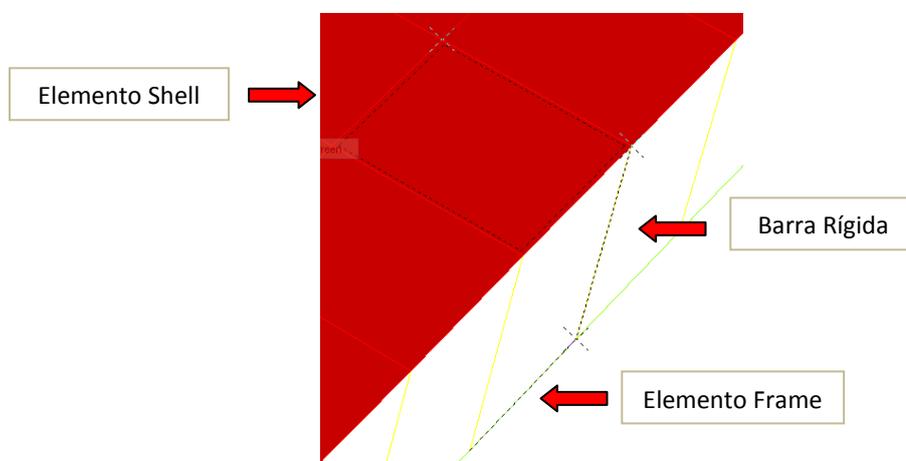


Figura 45 – Definição de um grupo de elementos para criação de uma *Section Cut*

4.1.2 Modelos Numéricos Propostos

Apresentam-se, a seguir, as descrições dos modelos numéricos propostos para lajes nervuradas, utilizando elementos finitos. Torna-se importante salientar que, em todos os modelos, quando o carregamento a ser aplicado na estrutura é uniformemente distribuído, o mesmo é aplicado diretamente sobre o elemento de placa que simula a capa.

4.1.2.1 Modelo 1

No Modelo 1, a capa é discretizada com elementos de casca (*Shell*) e as nervuras com elementos de barra (*Frame*), sendo a capa concêntrica às nervuras. O esquema do modelo está representado na Figura 46.

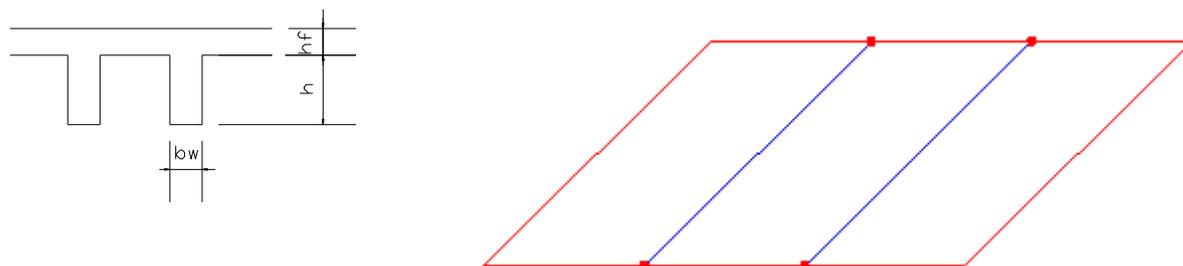


Figura 46 – Representação do Modelo 1

4.1.2.2 Modelo 2

O Modelo 2 possui as mesmas características do Modelo 1, porém é considerada a excentricidade existente entre as nervuras e a capa. A união dos nós dos elementos de barra das nervuras com os elementos de placa da capa é feita através de elementos de barra rígida. O modelo pode ser visualizado na Figura 47.

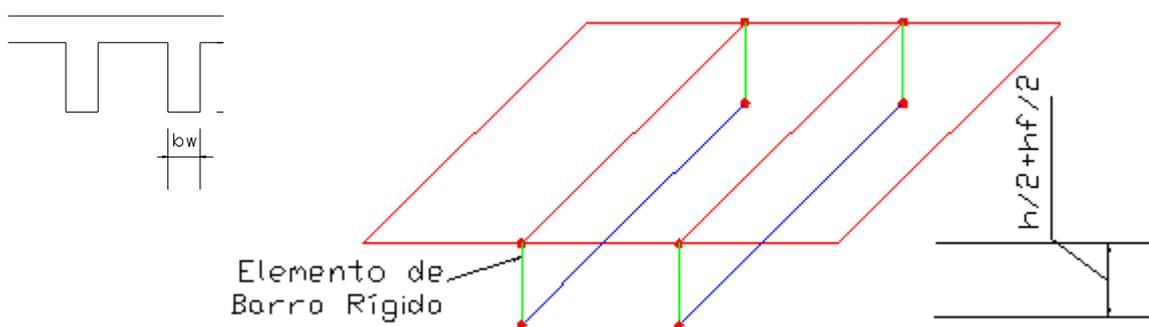


Figura 47 – Representação do Modelo 2

4.1.2.3 Modelo 3

No Modelo 3, a capa e as nervuras são modeladas com elementos de casca (*Shell*), sendo as nervuras concêntricas à capa. O modelo está representado na Figura 48.

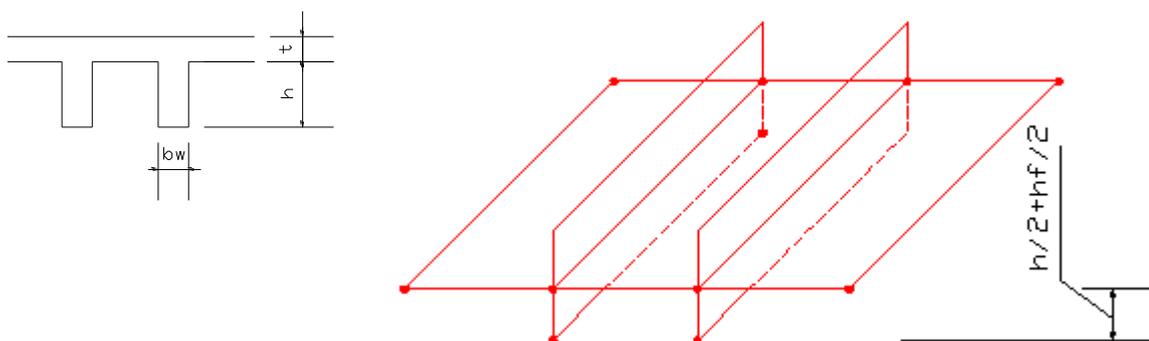


Figura 48 – Representação do Modelo 3

4.1.2.4 Modelo 4

O Modelo 4 possui as mesmas características do Modelo 3, porém é considerada a excentricidade existente entre as nervuras e a capa. O esquema do modelo é apresentado na Figura 49.

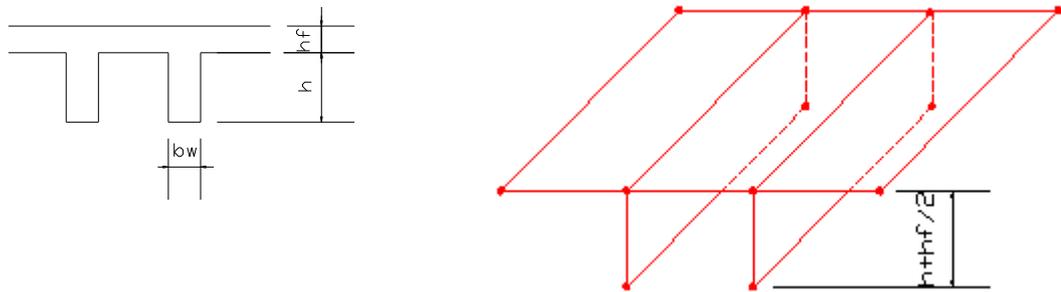


Figura 49 – Representação do Modelo 4

4.1.2.5 Modelo 5

O modelo 5 tem a capa e as nervuras discretizadas pelo elemento de casca (*Shell*). Neste modelo está novamente presente o elemento de barra rígida, que estabelece a união dos nós dos elementos de placa que compõe a capa com os elementos de placa das nervuras, conforme ilustra a Figura 50.

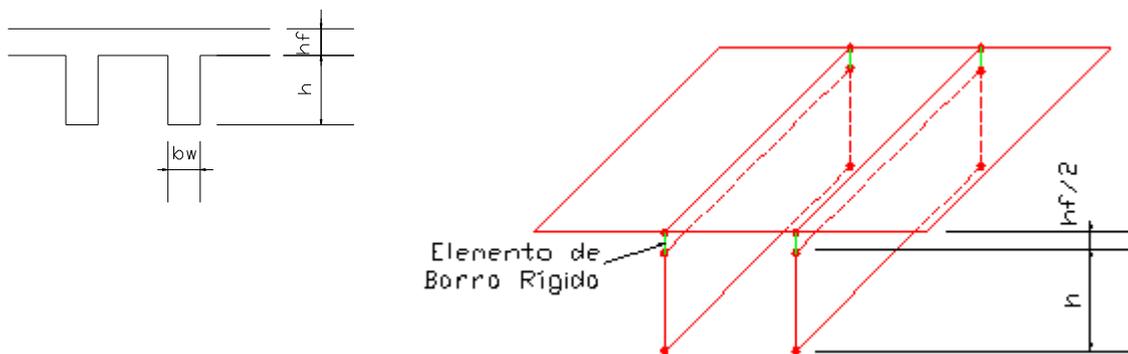


Figura 50 – Representação do Modelo 5

4.1.3 Validação dos modelos propostos – Análise Linear

Com o objetivo de validar os modelos em elementos finitos propostos para este trabalho e definir um modelo único para análise posterior das lajes nervuradas monitoradas experimentalmente, alguns exemplos numéricos foram analisados linearmente e os valores obtidos comparados com resultados disponíveis na literatura.

No caso das estruturas de concreto armado, a análise linear foi realizada sem a consideração das armaduras. Nos modelos que utilizam o elemento *Shell*, foi adotado o *Homogeneous Shell*. Os

parâmetros de análise foram os deslocamentos transversais aos planos das placas e os momentos fletores.

A verificação dos modelos numéricos iniciou-se com alguns exemplos de lajes maciças resolvidos analiticamente por Timoshenko (1959). A seguir, foi feita a análise de uma placa enrijecida por duas nervuras ortogonais apresentada por PENG-CHENG *et al.* (*apud* Dias, 2005)². O exemplo seguinte foi a modelagem de uma laje maciça ensaiada em laboratório por Campagnolo (1980). No último exemplo foi analisada uma laje nervurada em modelo reduzido ensaiada por Rebêllo (2007).

Os exemplos de lajes maciças de Timoshenko (1959) e PENG-CHENG *et al.* (1982) já haviam sido utilizados por Dias (2003) na validação de modelos para análise linear de lajes nervuradas pelo MEF. Porém, Dias adotou o programa ANSYS 5.0 e modelos diferentes para analisar as estruturas.

4.1.3.1 Lajes maciças apoiadas em vigas elásticas no contorno, conforme TIMOSHENKO & WOINOWSKY (1959)

Timoshenko (1959) resolveu analiticamente diferentes problemas envolvendo lajes maciças com os mais diversos casos de carregamento e condições de contorno. Foram escolhidos dois exemplos com o objetivo de validar os modelos de elementos finitos propostos neste trabalho, a partir da análise da interação viga-placa. Os exemplos escolhidos, bem como os resultados das análises numéricas computacionais, estão descritos a seguir. Torna-se importante salientar que as vigas utilizadas no estudo analítico são consideradas concêntricas às lajes. Além disso, sua inércia à torção é desconsiderada, o que também foi feito na modelagem numérica.

4.1.3.1.1 Placa quadrada com dois lados opostos simplesmente apoiados e os outros dois suportados elasticamente.

A geometria da laje, bem como a orientação dos esforços, pode ser visualizada na Figura 51. Foram utilizados apoios impedindo a translação em duas direções (u_x, u_z) para simular os lados simplesmente apoiados. O apoio elástico foi modelado através de vigas com seção transversal 10 cm x 50 cm. O carregamento adotado foi 5 kN/m². O material utilizado foi concreto com módulo de elasticidade $E_{28}=21,28$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$.

Foram analisados os Modelos de 1 à 5. O Modelo 2 considera a excentricidade entre a viga e a placa tomando a altura da viga até a face superior da laje, conforme representado na Figura 52.

² PENG-CHENG, S.; DADE, H.; ZONGMU, W. Static, vibration and stability analysis of stiffened plates using B spline functions. **Computers and Structures**, v. 27, n. 1, p.73-78, 1982.

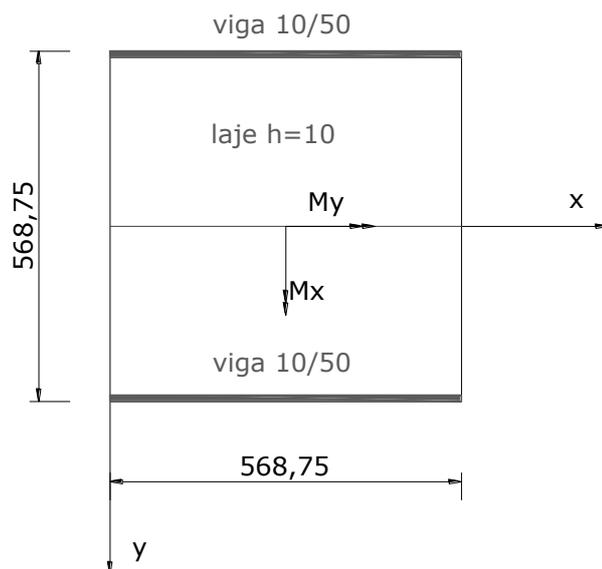


Figura 51 – Geometria da laje

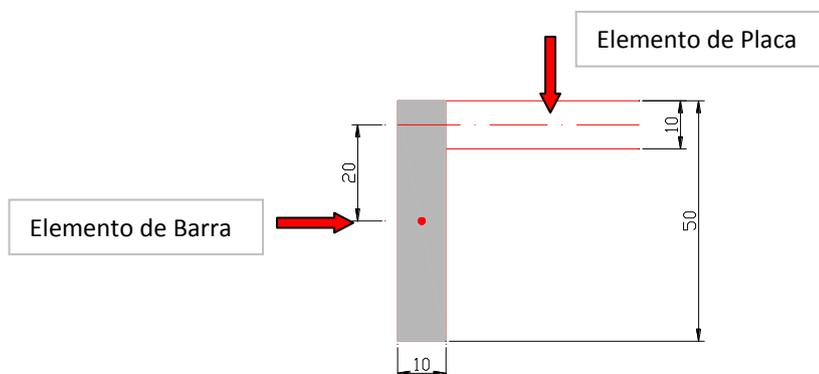


Figura 52 – Posição do elemento de barra em relação ao elemento de placa

Os apoios que simulam os lados simplesmente apoiados foram considerados no nível da laje e no nível das vigas de apoio, conforme indica a Figura 53.

Os resultados encontrados são visualizados nas Tabelas 1 e 2, que apresentam os valores considerando o apoio no nível da laje e no nível da viga, respectivamente. Cabe salientar que o cálculo analítico não apresenta resultados de deslocamentos e momentos fletores nas vigas. Foram então calculados os esforços nas vigas, considerando-as simplesmente apoiadas, com carregamento distribuído linearmente, oriundo da reação da laje determinada por área de influência. Os deslocamentos nas lajes e vigas são apresentados em centímetros.



Figura 53 – Detalhe do apoio dos lados simplesmente apoiados

A partir dos resultados de deslocamentos no centro da laje, apresentados na Tabela 1, pode-se observar que os modelos concêntricos, bem como o Modelo 2, apresentaram resultados praticamente iguais aos encontrados no estudo analítico. Constatou-se, ainda, que o Modelo 4 apresentou valor 13% inferior ao analítico e no Modelo 5 o deslocamento foi 15% superior.

Em relação aos deslocamentos no centro da viga, os modelos concêntricos e o Modelo 2 apresentaram resultados semelhantes entre si e superiores ao analítico. Observa-se ainda que o Modelo 4 apresentou resultado inferior ao analítico e no Modelo 5 o deslocamento foi superior.

Os valores indicados na Tabela 1, referentes aos momentos fletores M_x no centro da placa, indicam que todos os modelos apresentaram resultados superiores aos obtidos no estudo analítico, à exceção do Modelo 4, cujo resultado é 8,4% inferior. No caso dos momentos fletores M_y , todos os Modelos apresentaram resultados superiores ao analítico, sendo que o Modelo 5 foi o que ficou mais próximo, com uma diferença de 3%.

Quanto aos momentos fletores no centro da viga, o modelo que mais se aproximou do resultado analítico foi o Modelo 5.

Os resultados da Tabela 2 indicam que a alteração da posição do apoio do nível da laje para o nível da viga não modificou os resultados dos Modelos 1 e 2. Porém, ao ser considerada esta alteração nos Modelos 3, 4 e 5, que utilizam o elemento *Shell* para a modelagem das vigas, obtemos uma estrutura mais rígida.

Tabela 1– Resultados obtidos nas modelagens com apoio no nível da laje

Modelo	W_{laje} cm	$M_{x_{laje}}$ kNcm/cm	$M_{y_{laje}}$ kNcm/cm	W_{viga} cm	M_{viga} kNcm
Analítico	1,42	9,24	6,77	0,50	3128
Modelo 1	1,43	9,43	7,28	0,56	3754
Modelo 2	1,43	9,44	7,28	0,56	3753
Modelo 3	1,43	9,42	7,28	0,56	3705
Modelo 4	1,23	8,46	7,54	0,24	3086
Modelo 5	1,64	10,51	6,98	0,94	3368

Tabela 2 - Resultados obtidos nas modelagens com apoio no nível da viga

Modelo	W_{laje} cm	$M_{x_{laje}}$ kNcm/cm	$M_{y_{laje}}$ kNcm/cm	W_{viga} cm	M_{viga} kNcm
Analítico	1,42	9,24	6,77	0,50	3128
Modelo 1	1,43	9,43	7,28	0,56	3754
Modelo 2	1,43	9,44	7,28	0,56	3753
Modelo 3	1,20	8,32	7,59	0,19	1792
Modelo 4	1,13	7,98	7,68	0,08	1035
Modelo 5	1,35	9,06	7,38	0,44	782

4.1.3.1.2 Placa quadrada com os quatro lados apoiados elasticamente e cantos simplesmente apoiados.

A geometria da laje, assim como a orientação dos esforços, pode ser visualizada na Figura 54. Os lados apoiados elasticamente foram simulados através de vigas com seção transversal 10 cm x 50 cm. Os cantos simplesmente apoiados foram posteriormente substituídos por pilares para comparação de resultados. A carga e as características do material empregado são idênticas às adotadas no item 4.1.3.1.1.

Da mesma forma que no exemplo anterior, foram analisados todos os modelos propostos. O Modelo 2 também considera a excentricidade entre a nervura e a placa tomando a altura da viga até a face superior da laje, conforme representado na Figura 52.

Os apoios nos cantos da laje foram considerados apenas no nível da laje, diferentemente do modelo analisado no item 4.1.3.1.1.

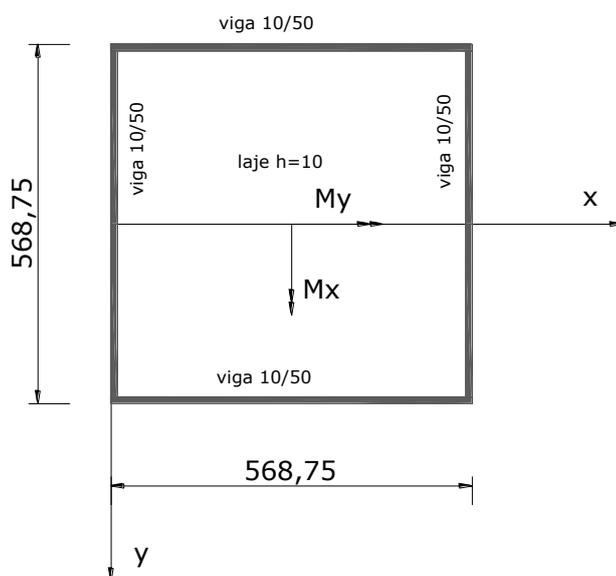


Figura 54 – Geometria da laje

O valores obtidos nas análises são apresentados nas Tabelas 3 e 4.

A análise dos deslocamentos e momentos fletores no centro da laje, apresentados na Tabela 3, indicam que os modelos concêntricos, bem como o Modelo 2, apresentaram resultados semelhantes aos calculados analiticamente. Observa-se, também, que, no Modelo 4, tanto o deslocamento quanto o momento fletor no centro da laje foram inferiores aos resultados analíticos. Já o Modelo 5 apresentou deslocamento e momento fletor superiores aos obtidos analiticamente.

Em relação aos deslocamentos no centro da viga, visualizados na Tabela 3, pode-se constatar que os modelos concêntricos e o Modelo 2 apresentaram resultados semelhantes entre si e superiores ao analítico. Observa-se, ainda, que o Modelo 4 resultou em valores inferiores aos calculados analiticamente e, no Modelo 5, a diferença entre o analítico e o numérico foi superior a 100%.

Os resultados de momento fletor no centro da viga, mostrados na Tabela 3, indicam que os modelos concêntricos e o Modelo 2 apresentaram valores semelhantes entre si. Porém todos os modelos diferiram bastante do resultado analítico.

Os valores apresentados na Tabela 4 indicam que a substituição do apoio simples pelo pilar reduziu os valores de deslocamentos e momentos fletores no centro da laje, bem como o momento fletor no centro da viga, para os Modelos 1, 2, 3 e 5. Quanto ao Modelo 4, os resultados permaneceram

inalterados, à exceção dos valores de momento fletor na viga, que foram reduzidos em 7%, comparativamente aos obtidos com apoio simples.

Cabe salientar que os resultados encontrados por Dias (2003) na análise numérica das lajes de Timoshenko (1959), utilizando o programa ANSYS 5.0, foram muito semelhantes aos valores resultantes da análise realizada utilizando-se o programa SAP2000.

Tabela 3 - Resultados obtidos nas modelagens com cantos simplesmente apoiados

Modelo	W_{laje} cm	$M_{x_{laje}} = M_{y_{laje}}$ kNcm/cm	W_{viga} cm	M_{viga} kNcm
Analítico	2,07	9,22	0,50	3128
Modelo 1	2,08	9,25	0,67	4140
Modelo 2	2,08	9,25	0,67	4139
Modelo 3	2,07	9,20	0,66	4367
Modelo 4	1,57	8,32	0,29	2184
Modelo 5	2,64	10,18	1,12	5965

Tabela 4 – Resultados obtidos nas modelagens com cantos apoiados em pilares

Modelo	W_{laje}	$M_{x_{laje}} = M_{y_{laje}}$	W_{viga}	M_{viga}
Analítico	2,07	9,22	0,50	3128
Modelo 1	1,90	8,92	0,53	3343
Modelo 2	1,88	8,94	0,52	3297
Modelo 3	1,96	9,01	0,59	3875
Modelo 4	1,58	8,32	0,29	2035
Modelo 5	2,43	9,82	0,96	3253

4.1.3.2 Placa com duas nervuras ortogonais conforme PENG-CHENG et al. (apud Dias, 2005)³

PENG-CHENG et al. (1982)⁴, conforme descreve Dias (2005), analisaram numericamente uma placa com 0,2817 cm de altura, enrijecida por nervuras concêntricas, engastada em todo o contorno, através de funções B-Spline, comparando-as com resultados experimentais. A geometria da laje, bem como os pontos de leituras dos resultados numéricos, pode ser visualizada na Figura 55. As

³ PENG-CHENG, S.; DADE, H.; ZONGMU, W., loc. cit

⁴ PENG-CHENG, S.; DADE, H.; ZONGMU, W., loc. cit

dimensões são apresentadas em centímetros. O carregamento adotado foi 50 kN/m^2 . O material utilizado possui um módulo de elasticidade $E=211,6 \text{ GPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$. As nervuras tem inércia à flexão $I_f = 0,00596 \text{ cm}^4$ e a inércia à torção foi desprezada.

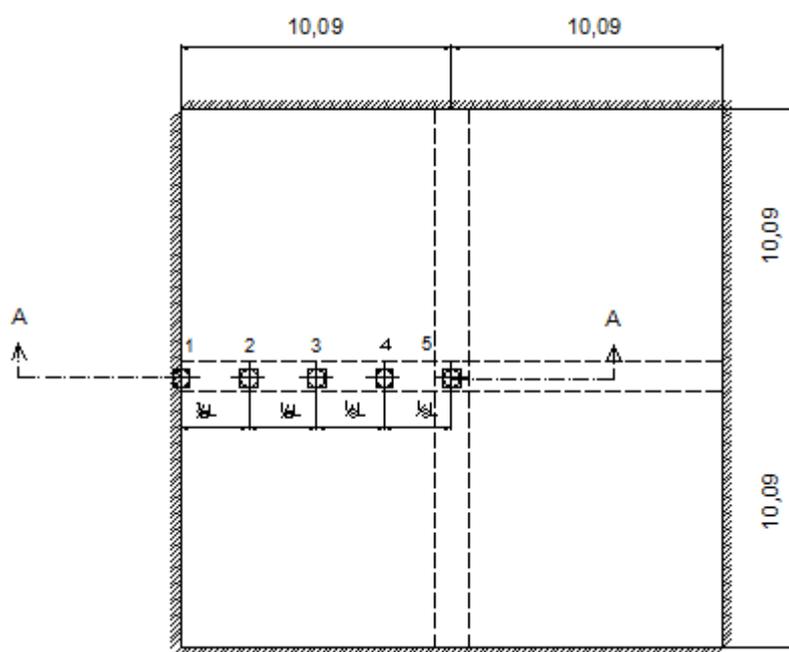


Figura 55 – Geometria da placa

Foram analisados somente os Modelos 1 e 3, pois as nervuras são concêntricas à placa. Para melhor ilustrar o comportamento de algumas seções da placa, foram traçadas linhas elásticas, bem como diagramas de momento fletor na nervura e na placa, formados pelos pontos pertencentes ao plano de corte A, definidos na Figura 55, a partir dos valores obtidos experimental e numericamente (Figuras 56 à 58).

Analisando as figuras, observa-se que os modelos utilizando elementos finitos forneceram resultados muito semelhantes à análise numérica realizada por PENG-CHENG *et al.* (1982)⁵ e todos os modelos numéricos ficaram muito próximos dos resultados experimentais. Porém, as Figuras 57 e 58 indicam que o Modelo 3 apresenta momentos fletores nas bordas da laje superiores aos outros modelos numéricos e ao modelo experimental.

Cabe chamar a atenção para o fato de que os valores encontrados por Dias (2003) na análise numérica da placa de PENG-CHENG utilizando o programa ANSYS 5.0 foram muito semelhantes aos resultados da análise realizada utilizando-se o programa SAP2000.

⁵ PENG-CHENG, S.; DADE, H.; ZONGMU, W., loc. cit.

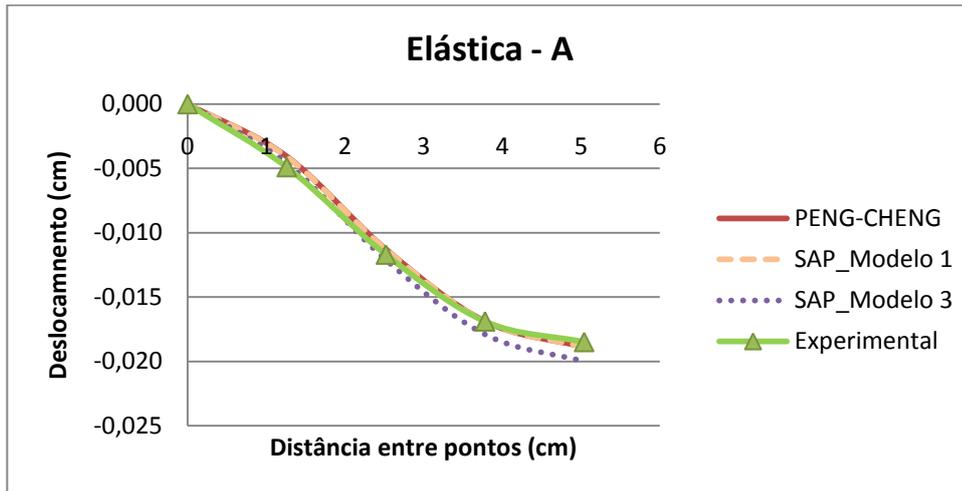


Figura 56 – Elástica: plano de corte A referente à Figura 55

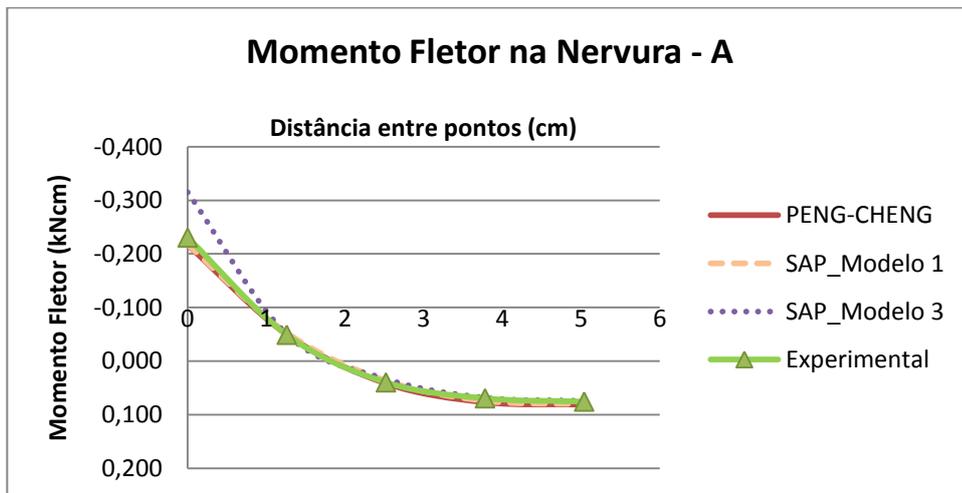


Figura 57 – Diagrama de momento fletor na nervura: plano de corte A referente à Figura 55

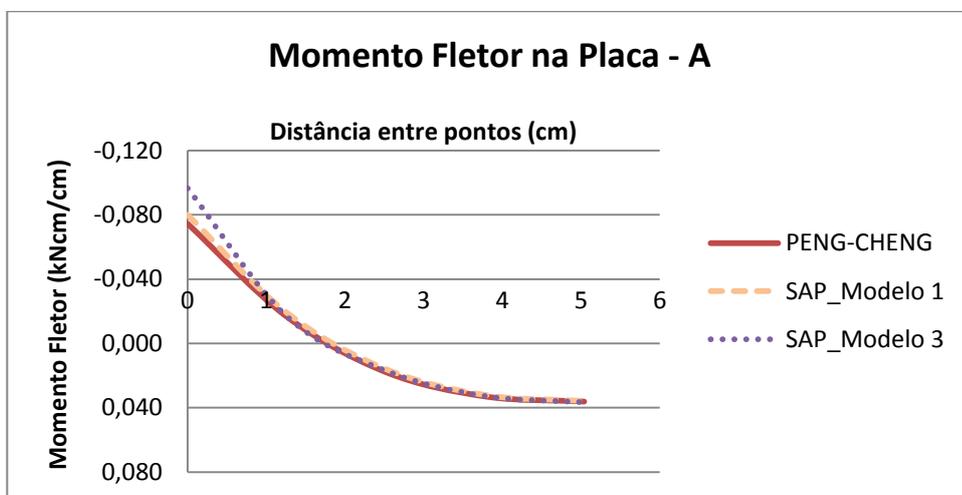


Figura 58 – Diagrama de momento fletor na placa: plano de corte A referente à Figura 55

4.1.3.3 Laje maciça em concreto armado ensaiada por CAMPAGNOLO (1980)

Campagnolo (1980) realizou um estudo experimental, no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, de uma laje maciça ligada em quatro vigas de borda, apoiadas em pilares, foi instrumentada e ensaiada. A geometria do protótipo pode ser observada na Figura 59.

As vigas de contorno possuem seção constante, apoiadas em quatro pilares com altura de 70 cm, assentados em quatro sapatas de seção quadrada de 35cm de lado e 15cm de altura.

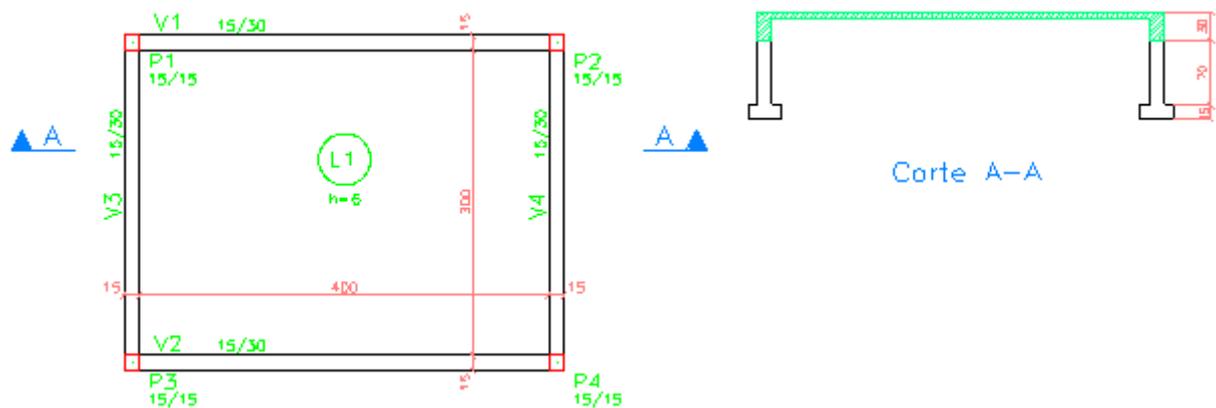


Figura 59 – Geometria do protótipo

A resistência característica estimada do concreto à compressão ($f_{ck, estimado}$), o módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E_{28}) e o coeficiente de Poisson (ν) foram determinados através de ensaios experimentais, cujos resultados são apresentados no Quadro 10.

Quadro 10 – Características do concreto

Característica do Concreto	Resultado Experimental
$f_{ck, estimado}$	18 MPa
E_{28}	26 GPa
ν	0,17

O protótipo foi instrumentado com 4 clinômetros e 13 deflectômetros, permitindo obter dados de rotações e deslocamentos verticais, respectivamente. A localização dos pontos de instrumentação pode ser visualizada na Figura 60.

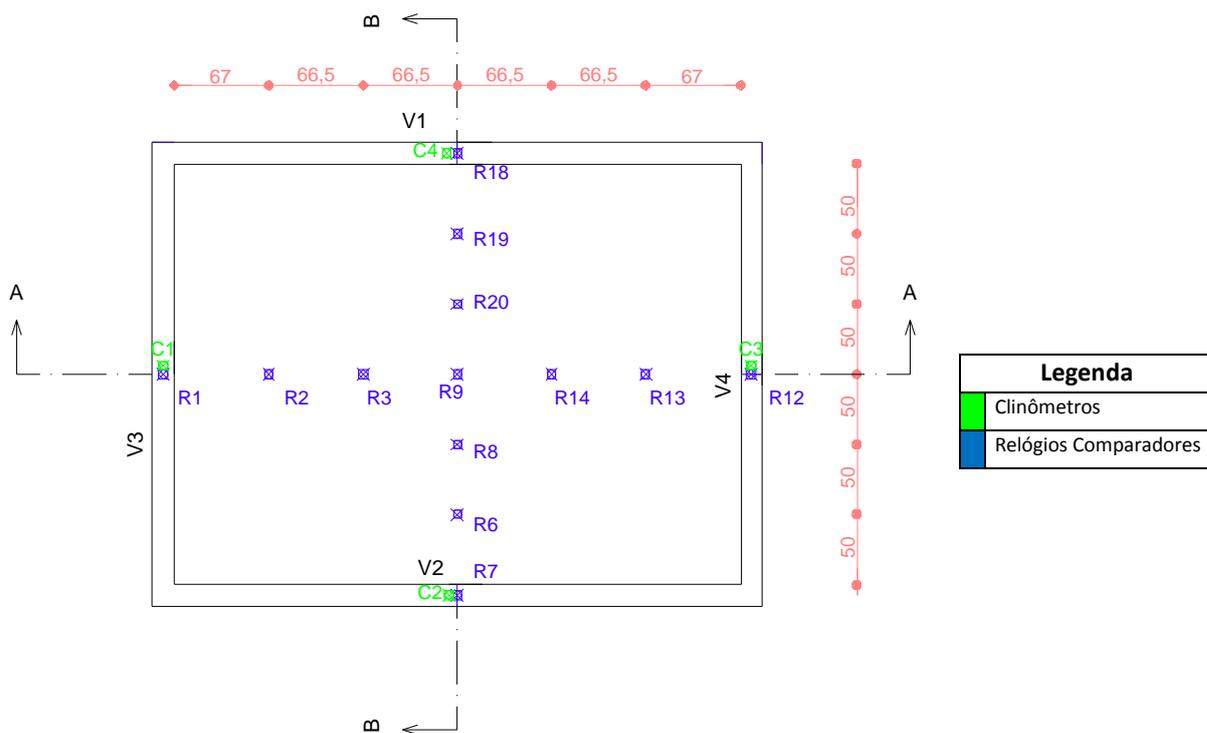


Figura 60 - Planta de localização dos pontos de instrumentação

A estrutura foi carregada com água em cinco etapas de $0,50 \text{ kN/m}^2$ cada. Após o carregamento total, a laje foi totalmente descarregada e, então, novamente carregada com a totalidade da carga em uma só etapa.

Foram analisados os modelos de 01 à 05. O Modelo 2 considera a excentricidade entre a viga e a placa conforme representado na Figura 61.

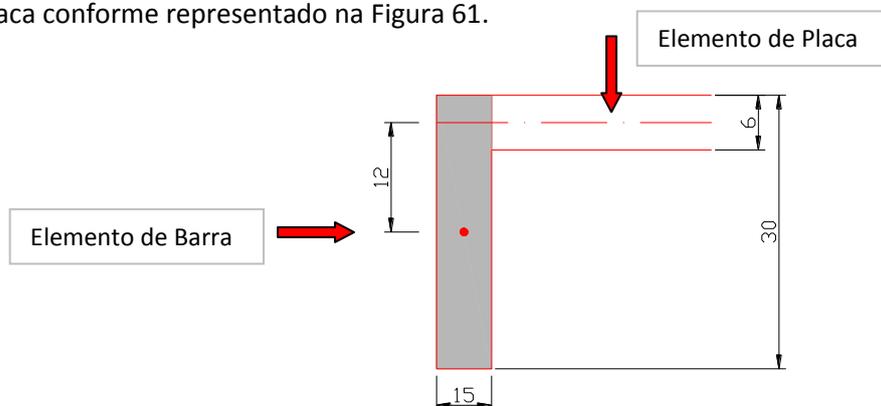


Figura 61 - Posição do elemento de barra em relação ao elemento de placa

As Figuras 62 à 66 apresentam, respectivamente, a configuração deformada da laje e a distribuição de momentos fletores da mesma para o carregamento de $2,5 \text{ kN/m}^2$ para cada um dos modelos.

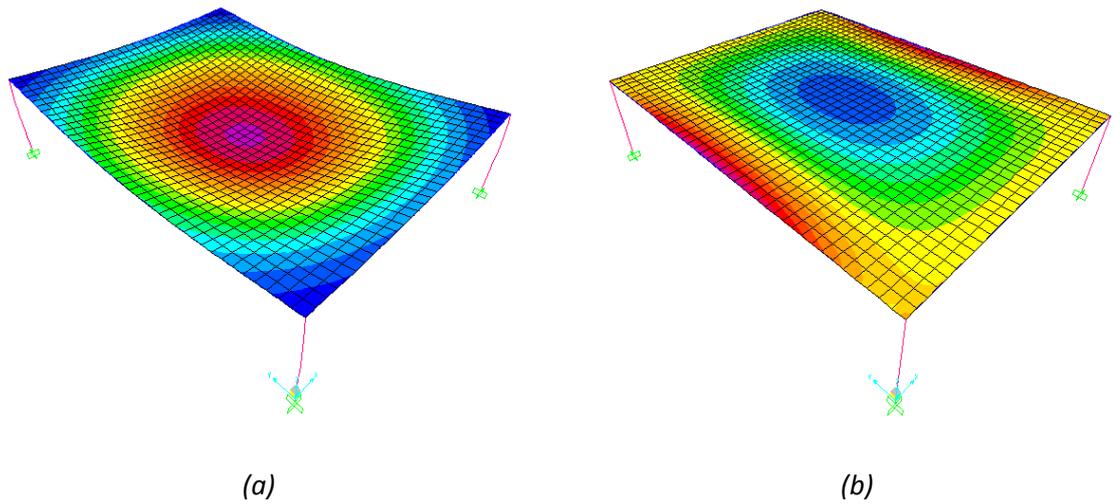


Figura 62 - Modelo 1: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje

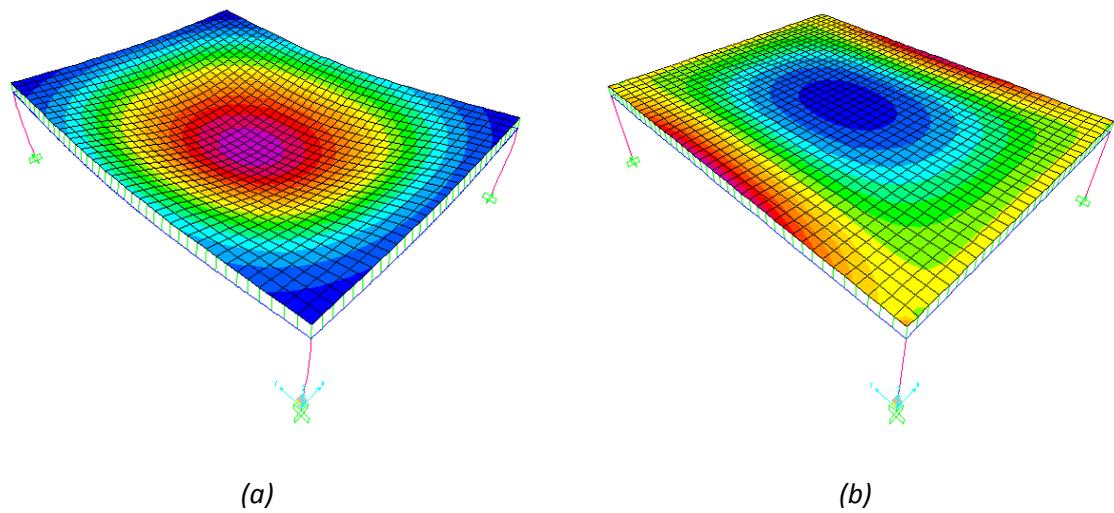


Figura 63 - Modelo 2: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje

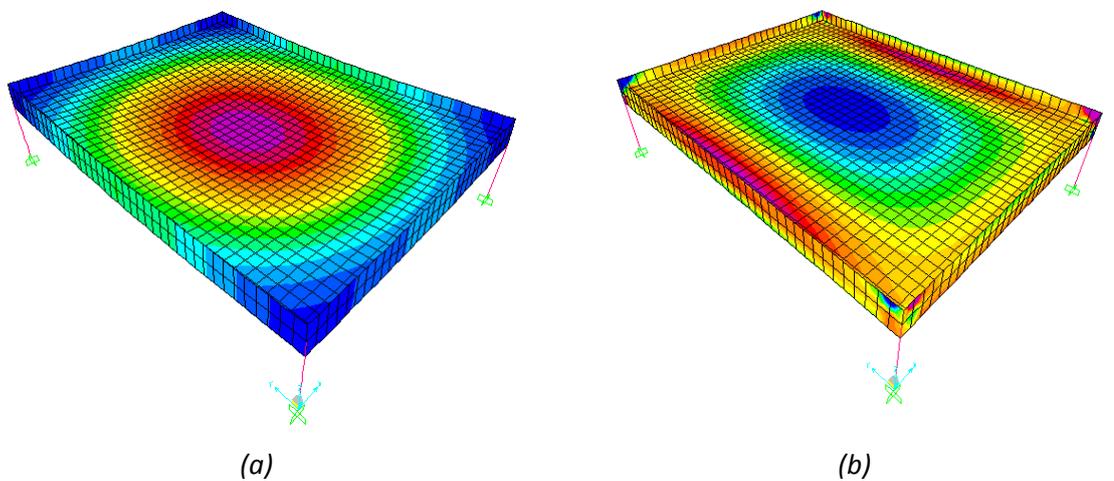


Figura 64 - Modelo 3: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje

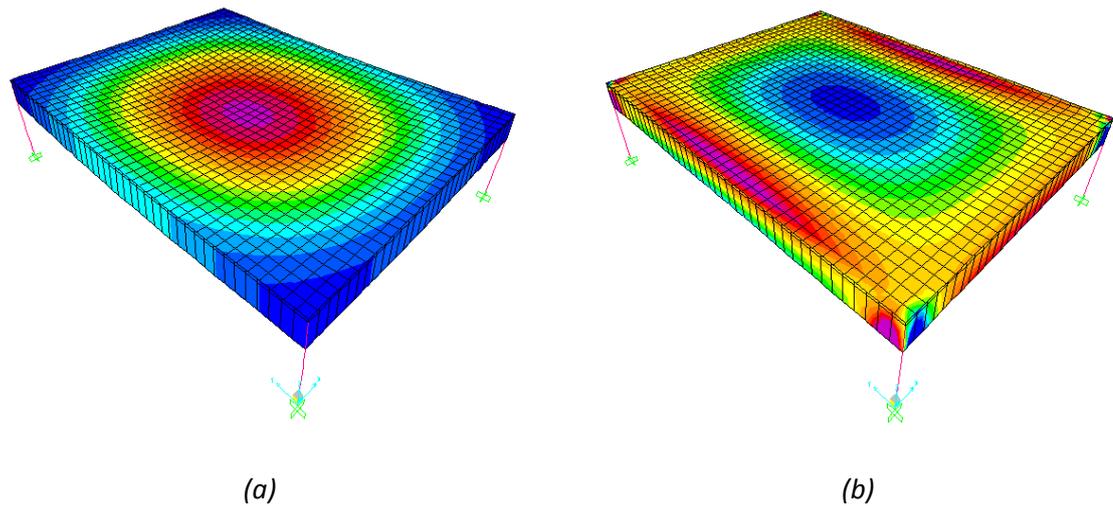


Figura 65 - Modelo 4: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje

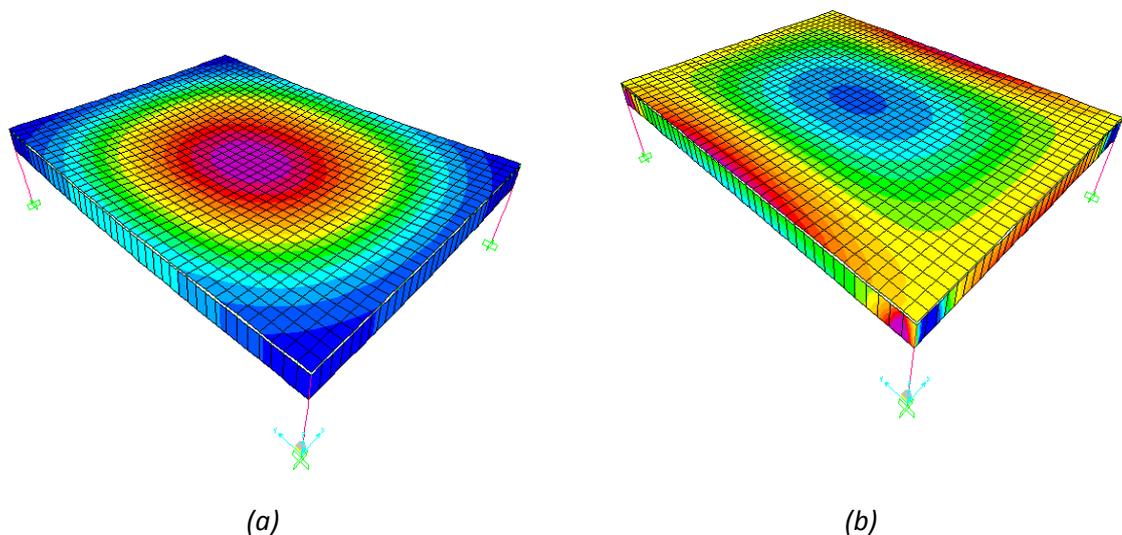


Figura 66 - Modelo 5: (a) Deslocamentos da laje e (b) Distribuição de momentos fletores da laje

As previsões numéricas foram comparadas com os dados experimentais. Adotaram-se, como parâmetros de comparação, os valores dos deslocamentos verticais e rotações nos pontos de controle indicados na Figura 60. Em função de não existirem valores de deformação específica medidos no protótipo que permitissem a determinação de momentos fletores experimentais, optou-se pela comparação dos resultados teóricos entre os diversos modelos numéricos utilizados.

4.1.3.3.1 Deslocamentos Verticais

As Figuras 67 e 68 apresentam linhas elásticas para todos os modelos analisados, formadas pelos pontos pertencentes aos planos A e B, respectivamente, definidos na Figura 60.

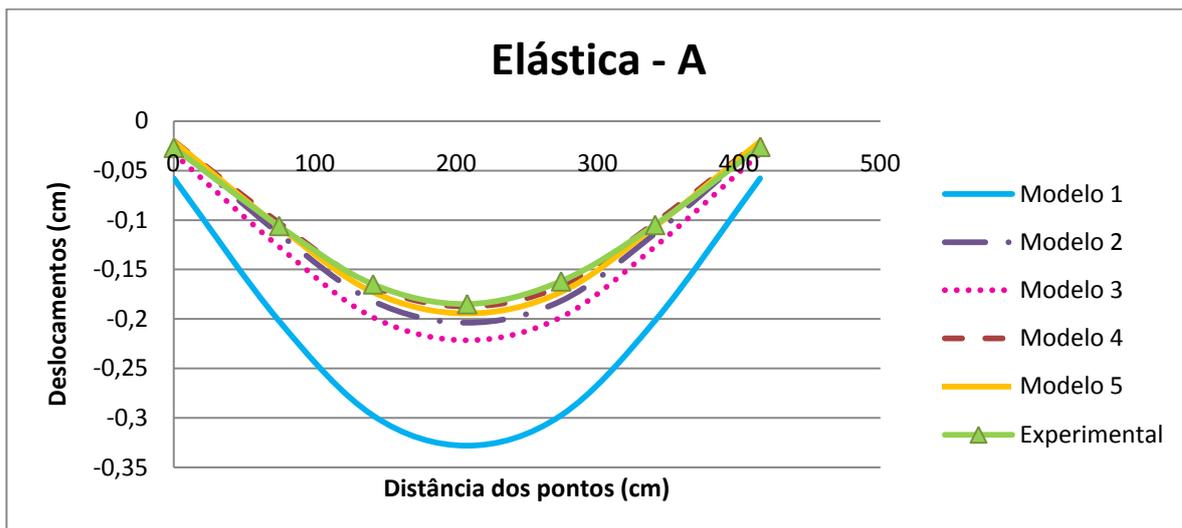


Figura 67 – Elástica A: plano de corte A referente à Figura 60

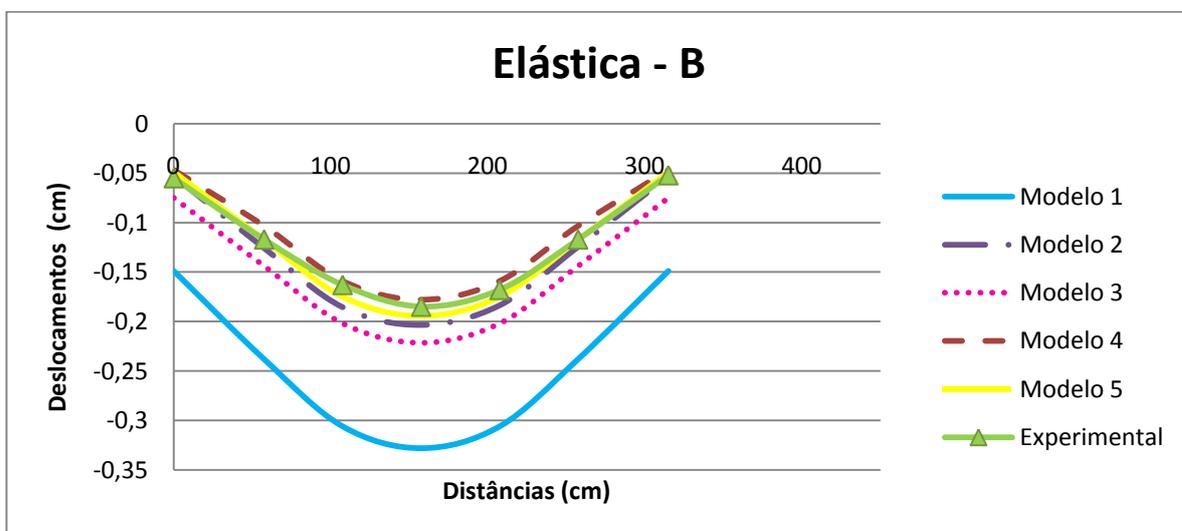


Figura 68 – Elástica B: plano de corte B referente à Figura 60

Analisando as figuras, observa-se que existe uma diferença entre os resultados de deslocamentos apresentados pelos modelos concêntricos (Modelos 1 e 3) frente aos modelos excêntricos. Além disso, o gráfico nos mostra que os valores de deslocamentos resultantes no Modelo 4 foram os que mais se aproximaram dos resultados experimentais.

4.1.3.3.2 Rotações

Os resultados obtidos numericamente em cada modelo, bem como os valores medidos experimentalmente para as rotações nos pontos de instrumentação definidos na Figura 60 podem ser visualizados no Quadro 11.

Quadro 11 - Rotações: Resultados numéricos e experimentais ($\times 10^{-4}$)

	C1	C2	C3	C4
Modelo 1 SAP	10,2	10,5	10,2	10,5
Modelo 2 SAP	7,2	8,6	7,2	8,6
Modelo 3 SAP	7,4	8	7,4	8
Modelo 4 SAP	5,8	7,1	5,8	7,1
Modelo 5 SAP	6,3	7,9	6,3	7,9
Experimental	5,68	8,37	6,2	7,8

Pode-se observar que os resultados numéricos de rotações que mais se aproximaram dos valores obtidos experimentalmente foram os obtidos a partir dos Modelos 4 e 5. Verifica-se, ainda, que as rotações obtidas a partir dos modelos concêntricos (Modelos 1 e 3) foram as que mais se distanciaram dos valores experimentais.

4.1.3.3.3 Momentos Fletores

Com o intuito de estabelecer-se uma comparação entre os valores obtidos nas análises numéricas, foram traçados diagramas de momento fletor obtidos a partir dos resultados dos diversos modelos, que podem ser visualizados nas Figuras 69 e 70.

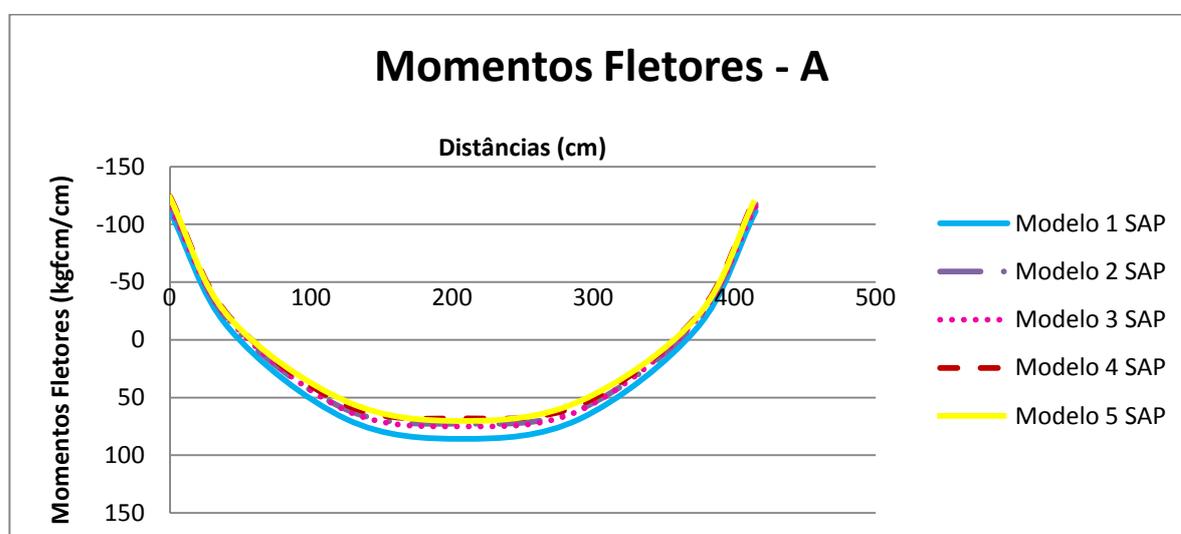


Figura 69 - Diagrama de momento fletor A: plano de corte A referente à Figura 60

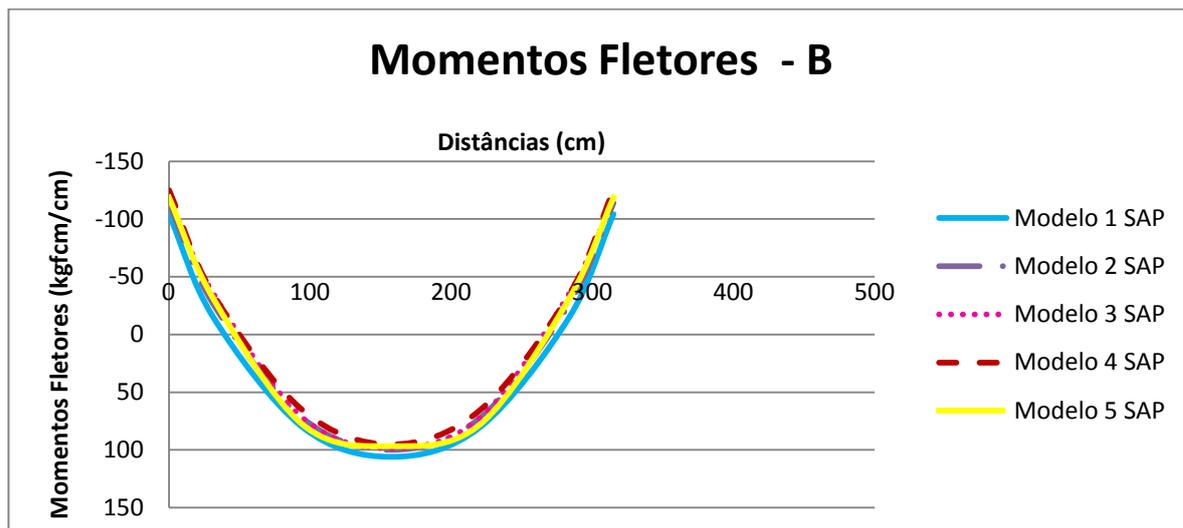


Figura 70 - Diagrama de momento fletor B: plano de corte B referente à Figura 60

Analisando os diagramas das Figuras 69 e 70, constata-se que os resultados das análises numéricas dos diferentes modelos ficaram muito próximos entre si. Porém, os modelos concêntricos apresentaram momentos fletores levemente superiores aos excêntricos no centro da laje.

4.1.3.4 Laje nervurada em concreto armado ensaiada por REBÊLLO (2007)

Rebêllo (2007) ensaiou em laboratório, na Universidade do Vale do Itajai, uma laje nervurada bidirecional em modelo reduzido de concreto armado. A laje foi concretada e, após o período de cura, o modelo foi posicionado sobre uma estrutura rígida, composta por vigas e pilares, apoiados sobre um *radier*. A geometria da laje está representada na Figura 71.

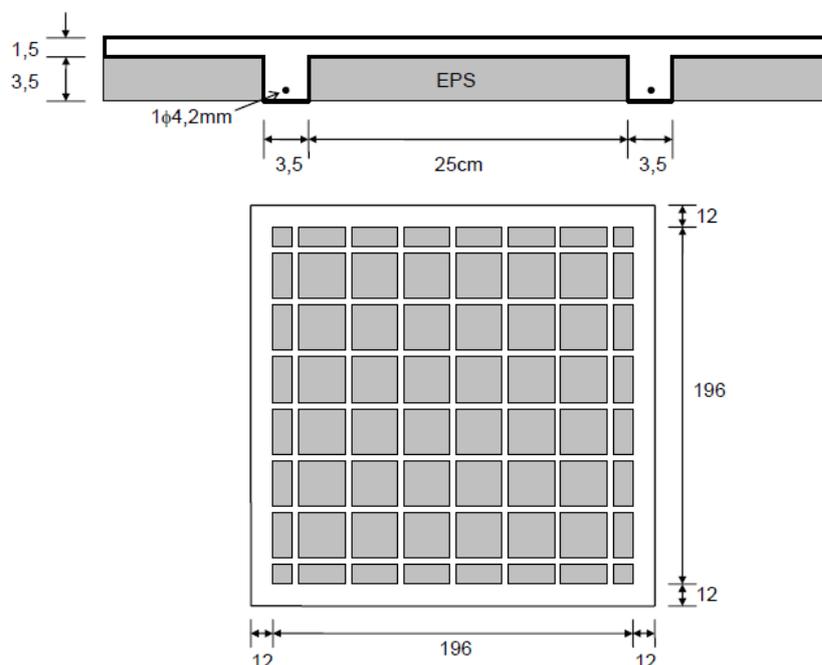


Figura 71 – Geometria da laje nervurada (fonte: Rebêllo, 2007)

Os vazios entre as nervuras foram preenchidos com EPS e cada nervura foi armada com um fio de aço CA-60 de diâmetro 4,2 mm, com cobrimento de 0,5 cm.

A resistência do concreto à compressão (f_c), à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) e à tração direta (f_{ct}), bem como o módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E_{28}) foram determinados através de ensaios experimentais, cujos resultados são apresentados no Quadro 12.

Quadro 12 - Características do concreto

Característica do Concreto	Resultado Experimental
f_c	35,3 MPa
$f_{ct,sp}$	3,3 MPa
f_{ct}	2,97 MPa
E_{28}	33,3 GPa

O controle dos deslocamentos da estrutura foi feito através de deflectômetros instalados nas bordas e no centro da laje. Porém, no trabalho publicado, foi apresentado apenas o resultado do deslocamento central.

A estrutura foi carregada com água, em incrementos de 0,25 kN/m² cada, até a carga de 3,25 kN/m². Em seguida, a laje foi descarregada e, então, o carregamento foi reiniciado até atingir o valor de 7,75 kN/m².

A análise numérica dos casos estudados anteriormente nos itens 4.1.3.1 e 4.1.3.3 indicaram que os modelos concêntricos (Modelos 1 e 3) não apresentavam bons resultados. Portanto, estes modelos foram descartados e esta laje foi modelada apenas com os modelos excêntricos (Modelos 2, 4 e 5). O Modelo 2 considera a excentricidade entre a nervura e a placa conforme representado na Figura 72.

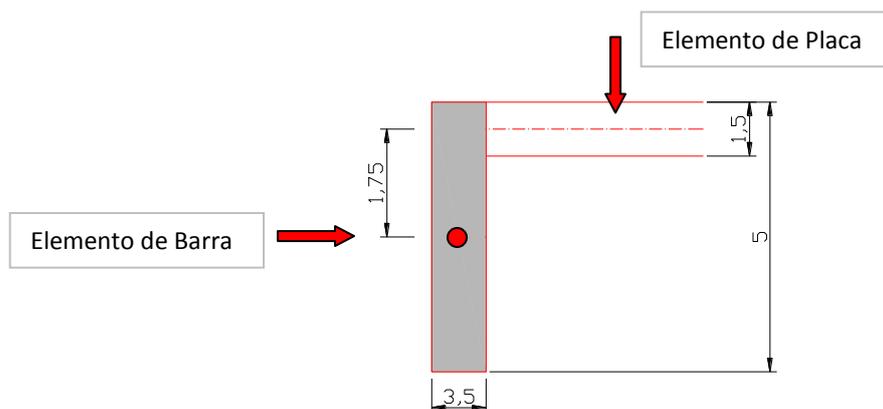


Figura 72 - Posição do elemento de barra em relação ao elemento de placa

Na análise numérica, foram testados dois tipos de apoio nos bordos da laje, a saber:

- *Apoio 1*: restrição à translação na direção 2 (u_2), conforme sistema de coordenadas local do elemento apresentado em 4.1.1.1.1;
- *Apoio 2*: restrição à translação nas direções 1 e 2 (u_1, u_2), conforme sistema de coordenadas local do elemento apresentado em 4.1.1.1.1;

O modelo foi carregado com carga total de $3,25 \text{ kN/m}^2$, correspondente à primeira carga aplicada na laje durante o programa experimental.

Os resultados das análises numéricas, bem como o resultado experimental referente ao deslocamento do ponto central da laje, podem ser visualizados nas Figuras 73 e 74.

Analisando as figuras, observa-se que os resultados numéricos utilizando-se o *Apoio 1* ficaram mais próximos do valor obtido experimentalmente. Porém, todos os modelos numéricos ficaram muito mais rígidos que o experimental. Provavelmente esta diferença deve-se ao fato de que os resultados experimentais indicam um comportamento não linear da laje praticamente desde o início do carregamento.

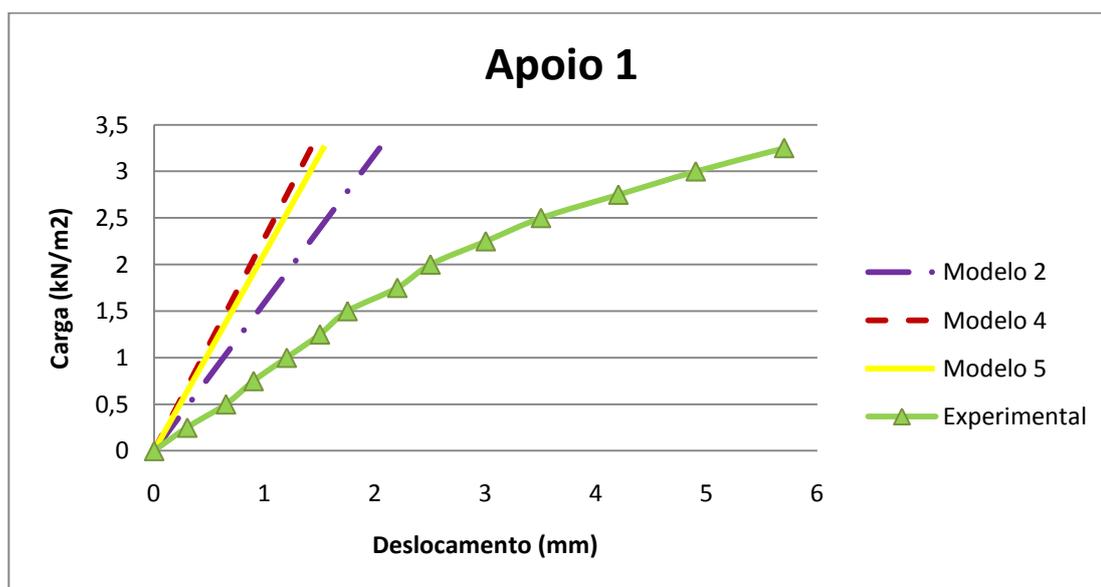


Figura 73 – Gráfico carga x deslocamento: *Apoio 1*

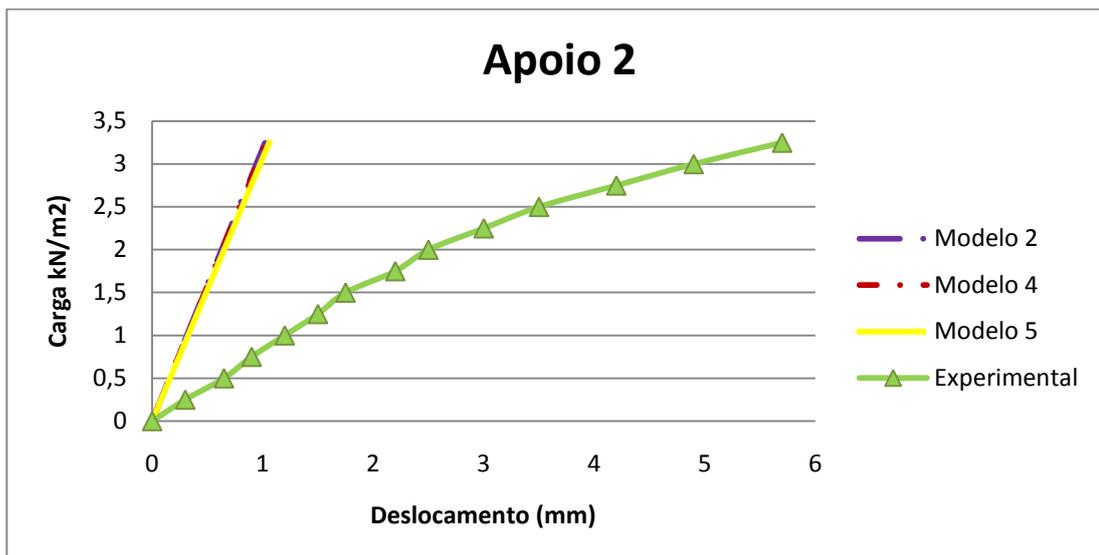


Figura 74 – Gráfico carga x deslocamento: *Apoio 2*

4.1.4 Modelo em MEF a ser adotado nas análises numéricas do programa experimental

A análise linear dos exemplos apresentados indicou que os modelos concêntricos (Modelos 1 e 3) levaram a um comportamento mais flexível da estrutura e, portanto, não são adequadas para a representação de uma estrutura real. Este resultado corrobora a conclusão de Dias (2003).

Em relação aos modelos excêntricos, o Modelo 4 apresentou-se mais rígido que os demais nos exemplos das lajes de Timoshenko (1959) e Rebêllo (2007), porém foi o que apresentou melhores resultados na laje ensaiada por Campagnolo (1980).

Carrijo e Paiva (1997), ao apresentarem um estudo numérico e experimental da interação placa-viga, utilizando diversas modelagens em elementos finitos, afirmaram que a melhor forma de modelar um pavimento em lajes nervuradas é considerar a estrutura como tridimensional, utilizando elementos finitos de casca na modelagem da capa e das nervuras.

A análise paramétrica apresentada por Dias (2003), comparando resultados de diferentes modelos numéricos utilizados para simular o comportamento de lajes nervuradas, também indicou que o modelo que melhor representou o comportamento do sistema nervurado foi aquele que simulou a capa e as nervuras utilizando elementos de casca.

A partir das análises realizadas neste trabalho e com o apoio dos resultados apresentados na bibliografia, foi escolhido o Modelo 4 para modelar as lajes nervuradas monitoradas experimentalmente, sendo que a capa, as vigas e as nervuras são simuladas com elementos finitos de casca.

4.1.5 Validação do Modelo Escolhido - Análise não linear

Definido o modelo a ser adotado na análise numérica das lajes monitoradas experimentalmente, torna-se fundamental sua validação a partir da realização de uma análise não linear. Para tanto, foram utilizados dois exemplos encontrados na bibliografia. O primeiro foi o ensaio de uma viga de concreto armado realizado por Garcez (2007) e o segundo a laje nervurada em modelo reduzido ensaiada por Rebêllo (2007), já analisada linearmente no item 4.1.3.4. Para a análise não linear, as estruturas foram modeladas utilizando-se o elemento *Layered Shell*.

Cabe salientar que o programa permite a consideração de diversos casos de carregamento. Na análise não linear, estes carregamentos são aplicados na estrutura segundo uma ordem fixada pelo usuário. Os deslocamentos e esforços resultantes em um caso de carga são considerados no caso subsequente.

Conforme discutido no Capítulo 2, o problema não linear físico é solucionado pelo programa *SAP2000* através de um procedimento incremental-iterativo baseado na relação tensão-deformação do material, utilizando o algoritmo *Constant Stiffness Method* e, caso não haja convergência, o processo é reiniciado e o programa passa a utilizar o algoritmo *Newton-Raphson Method*.

No caso específico do concreto, o *software* define uma curva tensão deformação padrão para o material, a partir dos dados fornecidos pelo usuário de resistência de compressão e módulo de elasticidade longitudinal. Este modelo é apresentado na Figura 75.

Analisando a Figura 75, observa-se que, quando tracionado, o concreto tem um comportamento linear até atingir o valor máximo de resistência à tração, coincidindo com o início da fissuração. A seguir, a tensão cai com o aumento da deformação, levando a um módulo de elasticidade tangente negativo. Por esta razão, não ocorre convergência durante o processo iterativo com nenhum dos algoritmos adotados pelo programa e o processamento é interrompido.

Este problema é descrito por Marins Neto (2007), que desenvolveu um programa computacional para realizar a análise numérica não linear de estruturas de concreto armado. Em seu trabalho, o autor relata a dificuldade de convergência e resolve a questão substituindo, em cada iteração, o valor do módulo de elasticidade negativo por um módulo de elasticidade nulo. Porém, no caso do programa *SAP2000*, esta alteração não é permitida ao usuário.

Foram feitas várias tentativas junto ao suporte técnico da empresa Computers and Structures, com o intuito de sanar esta dificuldade, mas, até o esta data, o problema continua sem solução.

Como o programa permite que o usuário edite os valores da curva tensão-deformação, a forma encontrada para contornar-se o problema foi alterar a inclinação da parte descendente da curva, tornando-a horizontal até a deformação específica 0,2%, conforme indica a Figura 76.



Figura 75 – Curva tensão-deformação definida automaticamente pelo SAP2000



Figura 76 – Curva tensão-deformação adotada na análise não linear do concreto

Desta forma, ocorre a convergência. O problema passou a ser, então, a determinação da resistência de tração, de forma a simular adequadamente a contribuição do concreto após a fissuração (efeito *tension stiffening*). É o que se procura tentar definir a partir da análise não linear dos exemplos apresentados a seguir.

4.1.5.1 Viga em concreto armado ensaiada por GARCEZ (2007)

Garcez (2007) realizou um estudo experimental em laboratório, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, de uma viga de concreto armado, apresentando seção transversal de 15 cm x 30 cm e comprimento de 300 cm, foi instrumentada e ensaiada. O processo de dimensionamento da viga foi feito de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) e indicou que fosse utilizada uma armadura inferior de 2 ϕ 12,5 mm, uma armadura superior de 2 ϕ 6,3 mm e estribos de diâmetro ϕ 6,3 mm espaçados a cada 70 mm. O detalhamento da viga pode ser visualizado na Figura 77.

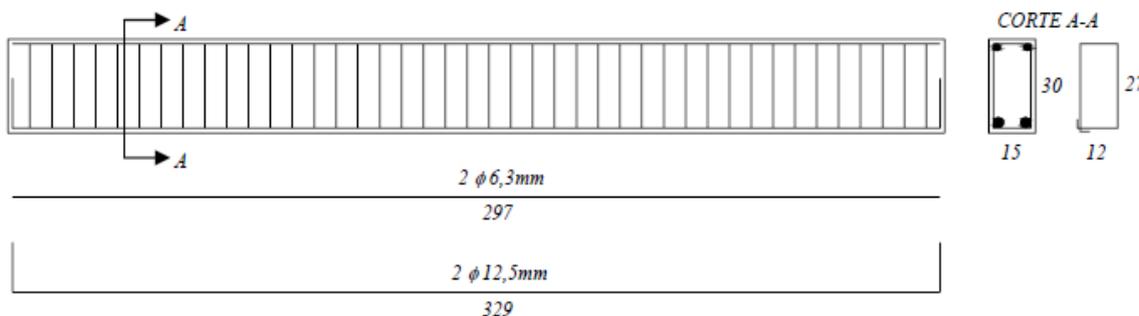


Figura 77 – Detalhamento da viga (fonte: Garcez, 2007)

A resistência do concreto à compressão (f_c) e o módulo de elasticidade longitudinal do concreto (E_{28}) foram determinados através de ensaios experimentais. Os valores médios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade, aos 28 dias, foram de 41,4 MPa e 37,6 GPa, respectivamente.

A instrumentação para determinação dos deslocamentos verticais no centro do vão foi realizada por meio de um transdutor de deslocamento tipo LVDT (*Linear variation displacement transducer*), localizado na parte inferior da viga.

O ensaio realizado foi de flexão em quatro pontos, com a viga colocada sobre um sistema de apoios de primeira e segunda ordem. O carregamento foi aplicado em dois pontos, distantes 95 cm dos apoios e entre si, com medida do vão livre de 285 cm.

As cargas de início de fissuração do concreto, escoamento do aço e ruína medidas experimentalmente foram 20,24 kN, 74,31 kN e 103,16 kN, respectivamente.

A partir dos dados geométricos, foi realizada a modelagem numérica (Figura 78).

Foi definido apenas um caso de carregamento, correspondente à carga de ruína obtida no ensaio. Este carregamento foi aplicado em 40 etapas iguais.

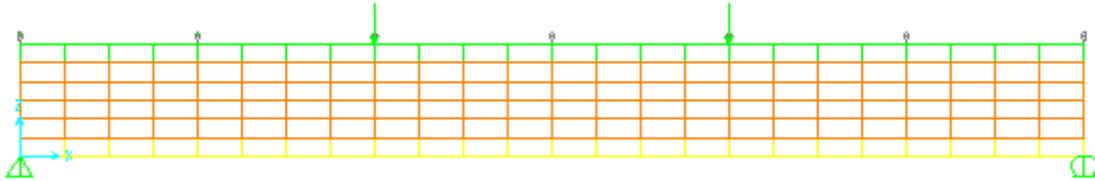


Figura 78 – Modelo numérico da viga

A viga foi analisada numericamente, a partir de seis curvas tensão-deformação para o concreto, cujo modelo pode ser visualizado na Figura 76. Os valores máximos de resistência à tração adotados em cada curva são função da expressão:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (25)$$

sendo $f_{ct,m}$ a resistência média à tração do concreto e f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão. Esta expressão é recomendada pela norma brasileira para a determinação da resistência média à tração do concreto na falta de valores experimentais. A relação entre a tensão máxima de tração indicada pela norma e as tensões máximas de tração adotadas em cada curva tensão-deformação estão indicadas no Quadro 13.

O quadro indica que as Curvas 4 e 5 apresentam a mesma tensão máxima de tração. Porém, na Curva 4, procura-se desconsiderar totalmente a contribuição do concreto após o início da fissuração, interrompendo a curva neste ponto, enquanto que na Curva 5, o valor da resistência máxima de tração é mantido constante com o aumento da deformação específica até que a mesma atinja o valor 0,2%.

Quadro 13 - Tensão máxima de tração (kN/cm²)

Curva	Tensão Máxima de Tração
Curva 1	$0,025 \cdot f_{ct,m}$
Curva 2	$0,25 \cdot f_{ct,m}$
Curva 3	$0,125 \cdot f_{ct,m}$
Curva 4	$f_{ct,m}$
Curva 5	$f_{ct,m}$
Curva 6	$0,75 \cdot f_{ct,m}$

As diversas curvas tensão-deformação utilizadas são apresentadas na Figura 79. A curva denominada *Linear* considera a proporcionalidade entre as tensões e deformações específicas até a totalidade da carga.

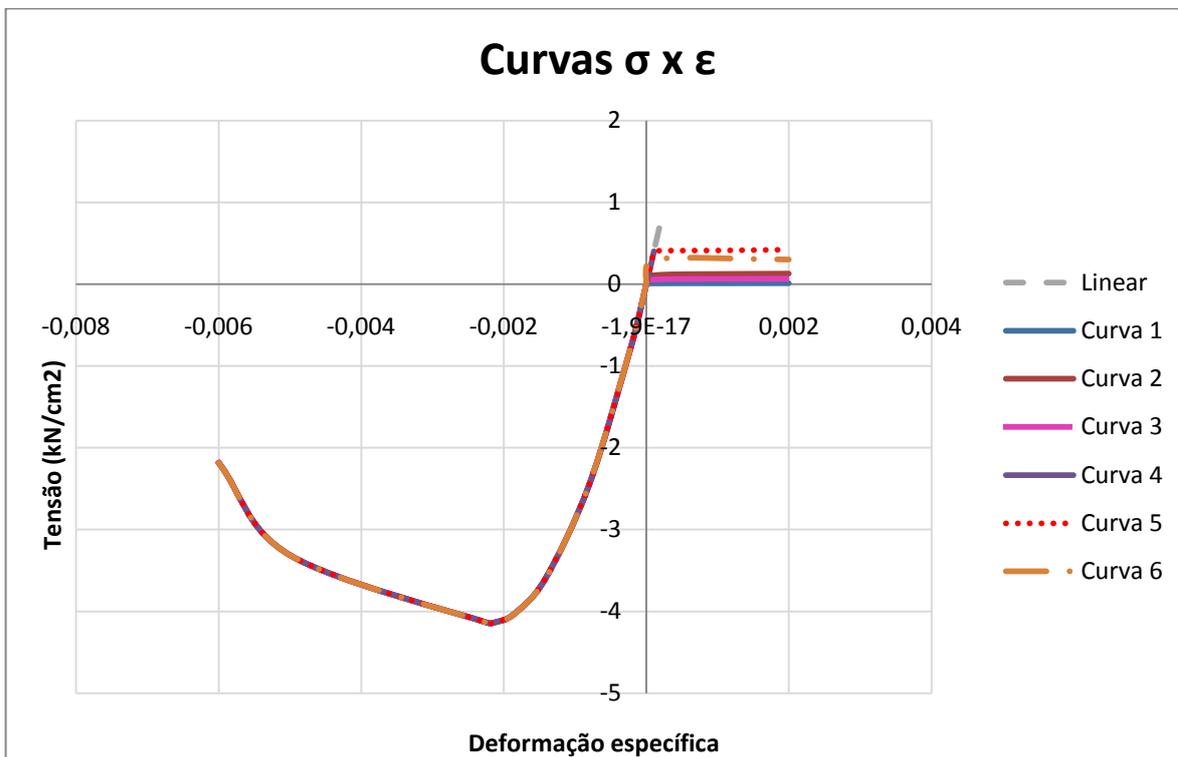


Figura 79 – Diferentes curvas tensão-deformação

Os resultados obtidos nas diversas análises numéricas podem ser visualizados na Figura 80.

Analisando a Figura 80 podemos observar que, até atingir a carga de fissuração, a estrutura apresentou um comportamento linear. Durante esta fase, os resultados numéricos obtidos com a adoção das Curvas 4, 5 e *Linear*, foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais. A partir da fissuração do concreto, até o aço atingir a carga de escoamento, os valores numéricos mais próximos dos experimentais foram os obtidos com a adoção das Curvas 1, 2, 3 e 6. Deste ponto até a ruína, os resultados obtidos na análise que adotou a Curva 3 foram os mais próximos dos experimentais.

Os resultados obtidos com a Curva 4, indicam que, ao invés da desconsideração total da contribuição do concreto a partir do início da fissuração, o programa interpreta a interrupção da curva tensão-deformação como uma tendência de continuidade no valor do módulo de elasticidade do concreto a partir deste ponto, gerando um comportamento linear da estrutura.

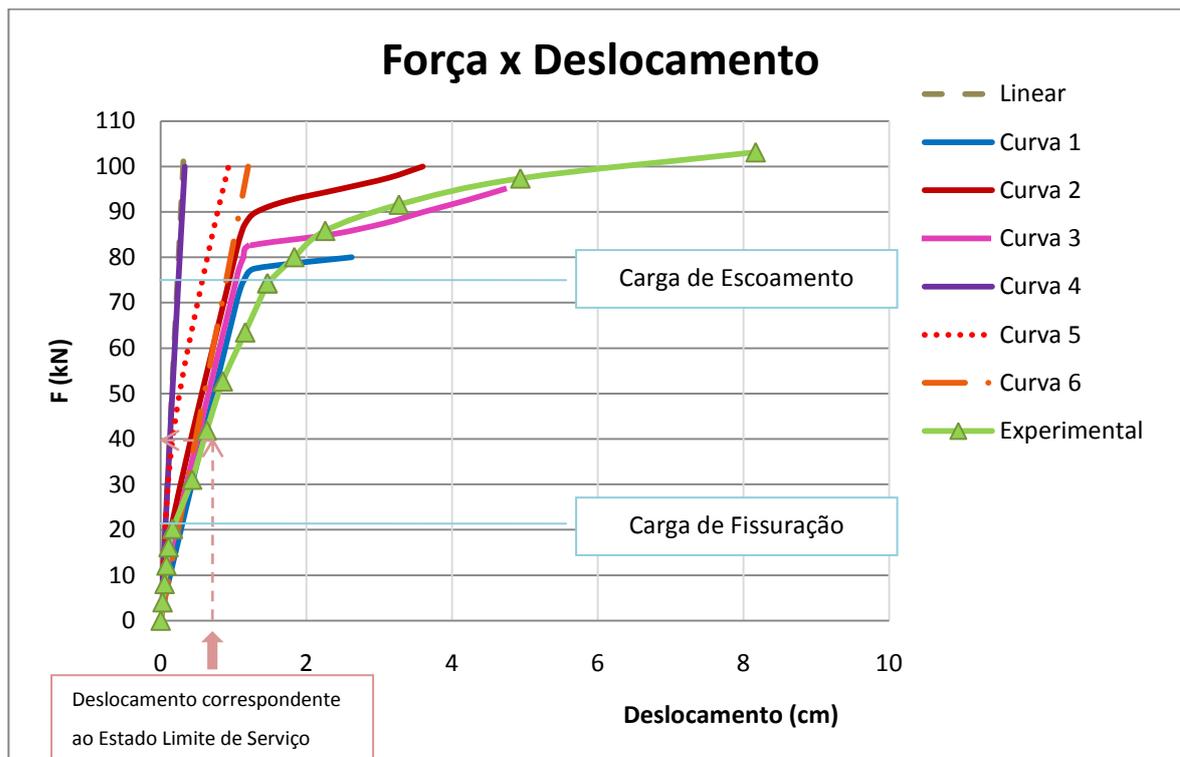


Figura 80 – Gráfico Força x Deslocamento para as diversas curvas tensão deformação

Foi calculado, para esta viga, o deslocamento para o qual, segundo recomendações da norma brasileira NBR 6116:2003 (ABNT, 2004), a estrutura atinge o *Estado Limite de Serviço* por deformações excessivas. Este deslocamento, indicado na Figura 80, corresponde à aplicação de uma carga de, aproximadamente, 40 kN. Observando o gráfico, verifica-se que, até este valor de carregamento, as análises que mais se aproximaram dos resultados experimentais foram as que utilizaram as Curvas 2, 3 e 6.

4.1.5.2 Laje nervurada em modelo reduzido ensaiada por REBÊLLO (2007)

A geometria, características do concreto, instrumentação e ensaio desta estrutura estão descritos no item 4.3.1.4.

A laje foi analisada numericamente considerando-se seis curvas tensão-deformação com valores distintos de resistência máxima à tração do concreto, cujo modelo pode ser visualizado na Figura 76. Os valores máximos de tensão de tração adotados são função do valor de resistência à tração do concreto obtido experimentalmente (f_{ct}).

A relação entre a resistência à tração do concreto obtida experimentalmente (f_{ct}) e as tensões máximas adotadas em cada curva tensão-deformação estão descritas no Quadro 14.

Quadro 14– Tensão máxima de tração (kN/cm²)

Curva	Tensão Máxima de Tração
Curva 1	$0,033 \cdot f_{ct,m}$
Curva 2	$0,33 \cdot f_{ct,m}$
Curva 3	$f_{ct,m}$
Curva 4	$f_{ct,m}$
Curva 5	$0,5 \cdot f_{ct,m}$
Curva 6	$0,75 \cdot f_{ct,m}$

O quadro indica que as Curvas 3 e 4 apresentam a mesma tensão máxima de tração. Porém, na Curva 3, procura-se desconsiderar totalmente a contribuição do concreto após o início da fissuração, interrompendo a curva neste ponto, enquanto que na Curva 4, o valor da resistência máxima de tração é mantido constante com o aumento da deformação específica até que a mesma atinja o valor 0,2%.

Neste exemplo, a laje foi carregada com o peso próprio em 5 etapas e, posteriormente foi aplicada a carga experimental total (7,5 kN/m²) em 30 etapas. Os valores de deslocamento obtidos nas diversas análises numéricas podem ser visualizados na Figura 81. A curva denominada *Linear* considera a proporcionalidade entre tensões e deformações específicas até a totalidade da carga.

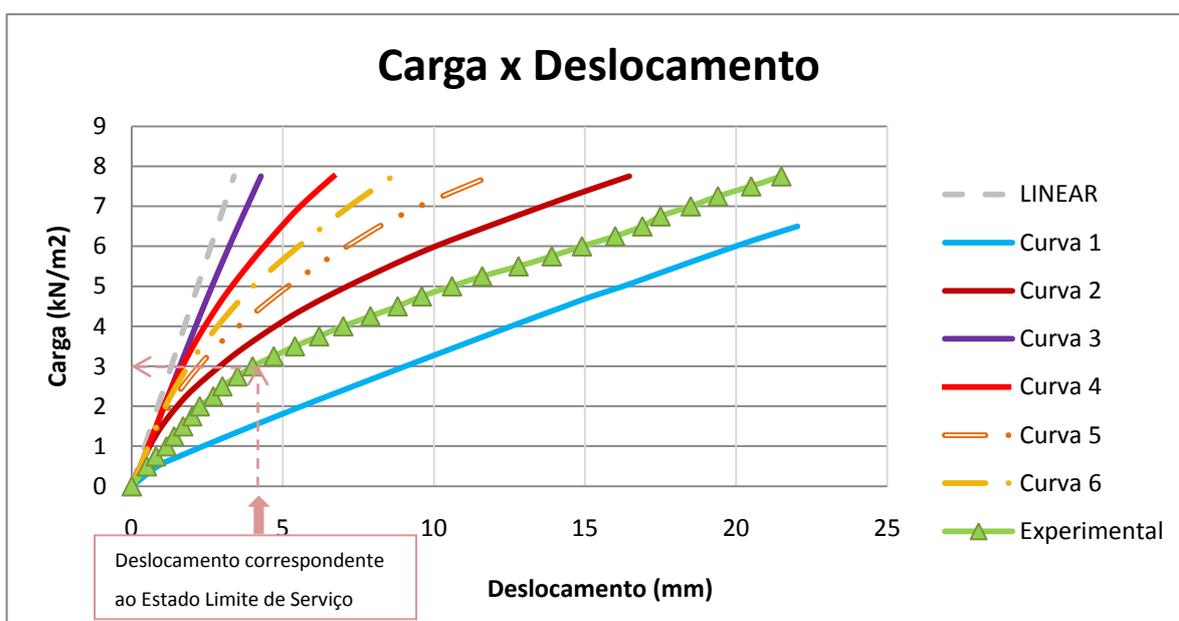


Figura 81 - Gráfico Força x Deslocamento para as diversas curvas tensão deformação

A análise da Figura 81 indica que, até a carga de $0,8 \text{ kN/m}^2$, correspondente, aproximadamente ao peso próprio da estrutura, os resultados numéricos obtidos a partir das diferentes curvas tensão-deformação propostas para o concreto apresentaram resultados muito próximos entre si e dos valores obtidos experimentalmente .

Além disso, verifica-se que a Curva 1, que praticamente desconsidera a contribuição do concreto após o início da fissuração, apresentou resultados de deslocamento muito superiores ao experimental.

Foi calculado, para esta laje, o deslocamento para o qual, segundo recomendações da norma brasileira NBR 6116:2003 (ABNT, 2004), a estrutura atinge o *Estado Limite de Serviço* por deformações excessivas. Este deslocamento, indicado na Figura 81, corresponde à aplicação de uma carga de, aproximadamente, 3 kN. Observando o gráfico, verifica-se que, até este valor de carregamento, as análises que mais se aproximaram dos resultados experimentais foram as que utilizaram as Curvas 2, 5 e 6.

A análise não linear dos exemplos apresentados não foi conclusiva sobre qual deve ser o valor máximo de tensão de tração adotado no modelo de curva tensão-deformação apresentado na Figura 76, a fim de simular adequadamente a contribuição do concreto após a fissuração (efeito *tension stiffening*). Verificou-se que, para estes modelos, quanto mais a carga se aproximava do valor de ruína, menor deveria ser o valor máximo da tensão de tração adotado. Porém, para cargas correspondentes ao *Estado Limite de Serviço*, o valor utilizado precisava ser maior. Desta forma, para tentar encontrar uma solução adequada, optou-se pela realização de diversas análises numéricas não lineares, a partir de diferentes valores máximos de tensão de tração do concreto no modelo de curva tensão-deformação apresentado na Figura 76, também em uma das lajes monitoradas experimentalmente. Estas análises são apresentadas no capítulo seguinte.

4.2 MODELO NUMÉRICO – MÉTODO DA ANÁLISE MATRICIAL DE GRELHAS

O modelo que emprega a análise matricial de grelhas neste trabalho adota o programa *Sistema Computacional TQS versão 11.9.9* para realização da análise numérica. A seguir, são apresentadas as características principais deste programa, bem como uma análise paramétrica para a definição dos principais critérios a serem utilizados na análise numérica das lajes monitoradas experimentalmente.

4.2.1 SISTEMA COMPUTACIONAL TQS

O *Sistema Computacional TQS* é um programa desenvolvido pela TQS Informática Ltda. para projeto de estruturas de concreto armado, que utiliza o método da análise matricial de grelhas. Este sistema, formado por um conjunto de módulos, monta uma base de dados de toda a edificação, agrupando geometrias e carregamentos, gerenciando a análise da estrutura, a transferência e o cálculo de esforços e o detalhamento de todos os elementos constituintes da estrutura.

O programa contém procedimentos de computação gráfica que conferem ao projetista agilidade no projeto de estruturas, pois permitem que a definição das mesmas seja feita no computador, com o auxílio de um editor gráfico especialmente criado para este fim. O trabalho pode ser realizado considerando diretamente o projeto arquitetônico, com a locação dos pilares, das vigas, do contorno das lajes, da informação das dimensões destes elementos e da determinação das cargas verticais e horizontais existentes na edificação.

No caso de lajes nervuradas, o *Sistema Computacional TQS* permite que a análise da grelha seja linear ou não-linear. Na análise linear, as armaduras não são consideradas na determinação da rigidez das seções transversais. A análise não linear calcula os deslocamentos verticais, bem como a modificação das solicitações, considerando a armadura adotada e a não linearidade física do concreto por conta da fissuração, segundo recomendações da NBR 6118:2003 (ABNT, 2004).

Além disso, o *software* oferece a opção de cálculo de pavimentos com critérios e carregamentos definidos pelo engenheiro, sendo um programa amplamente utilizado por projetistas estruturais em todo o país.

O *software* é formado por subsistemas que interagem conforme o fluxograma apresentado na Figura 82.

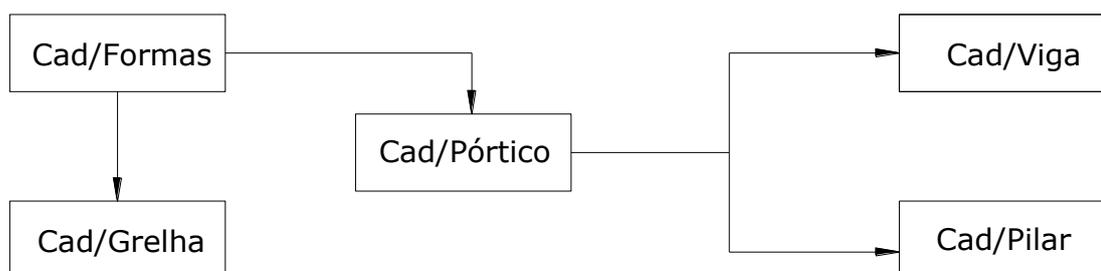


Figura 82 – Fluxograma *Sistema Computacional TQS*

Os subsistemas do programa são detalhados a seguir, bem como os principais critérios de projeto a serem definidos para lajes nervuradas.

4.2.1.1 Cad/Fôrmas

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

4.2.1.2 Cad/Grelha

É o módulo que analisa o pavimento em estudo como grelha, que pode ser formada por vigas, lajes maciças (com ou sem capitéis), lajes nervuradas (com ou sem capitéis), ou qualquer combinação destes elementos estruturais, tendo como resultado um arquivo de esforços solicitantes. O Cad/Grelha oferece a possibilidade da análise não-linear da grelha. Porém, o manual do programa recomenda que o dimensionamento das armaduras seja feito com base nas solicitações geradas pela análise linear (TQS INFORMÁTICA LTDA., s.d. b).

4.2.1.3 Cad/Pórtico

O módulo Pórtico-TQS é formado por um conjunto de ferramentas que permite a análise espacial para a verificação da estabilidade global de edificações. A geração do modelo é realizada automaticamente a partir do lançamento da estrutura feito no Cad/Fôrmas. Os esforços horizontais de vento, quando existentes, são definidos conforme parâmetros recomendados pela norma brasileira *Forças Devidas ao Vento em Edificações* (NBR 6123:1988). Realizado o processamento, os esforços são transferidos para os módulos Cad/Vigas e Cad/Pilar para o detalhamento das armaduras (TQS Informática Ltda., s.d. f).

4.2.1.4 Cad/Laje

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

4.2.1.5 Cad/Vigas

Este módulo processa a análise de esforços e realiza o dimensionamento, detalhamento e desenho das armaduras das vigas, a partir dos dados coletados no Cad/Formas, no Cad/Grelha e no Cad/Pórtico (TQS INFORMÁTICA LTDA., s.d. e).

4.2.1.6 Cad/Pilar

Este módulo lê os arquivos de entrada gerados pelo Cad/Formas, descrevendo a geometria e os carregamentos e, a partir da transferência de esforços do Cad/Pórtico, dimensiona, detalha e apresenta os desenhos de armação de pilares e os memoriais de cálculo (TQS INFORMÁTICA LTDA., s.d. d).

4.2.1.7 Principais Critérios de Projeto a serem definidos no CAD/TQS

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

Os principais critérios que dizem respeito a lajes nervuradas estão relacionados a seguir.

4.2.1.7.1 Redução de inércia à torção nas vigas

O critério, denominado *REDTOR*, permite a redução da inércia à torção das vigas de um projeto. O valor mínimo de *REDTOR* é 1, que considera plenamente a inércia total à torção nas vigas, e o máximo é 100, que desconsidera a inércia à torção.

4.2.1.7.2 Modelos de apoio das vigas nos pilares

O programa apresenta duas propostas distintas para a modelagem do apoio das vigas nos pilares. A primeira possibilidade é denominada de *Apoio Articulado*, onde o apoio da viga no pilar é articulado à rotação. A outra possibilidade, designada de *Apoio Elástico*, permite modelar o apoio da viga no pilar considerando um engaste elástico entre os elementos. Neste caso, a rigidez da ligação viga-pilar é definida por um coeficiente de mola nas direções X, Y e Z, cujo valor é determinado pelo projetista da estrutura. Em ambas as propostas, quando concorre a um pilar mais de uma viga, as vigas podem ter ligação entre si ou não. Estas ligações são denominadas contínuas ou independentes, respectivamente.

O modelo recomendado pelo programa para o apoio das vigas nos pilares é o apoio elástico independente. Neste caso, os coeficientes de mola nas direções X e Y são calculados por meio da expressão:

$$C_m = \frac{4.E.I}{L.REDMOL} \quad (26)$$

Sendo *E* o módulo de elasticidade longitudinal do concreto, *I* o momento de inércia do pilar na direção considerada, *L* a distância de piso a piso, *REDMOL* o redutor do coeficiente de mola. O valor padrão do programa para o coeficiente *REDMOL* é 4.

A mola na direção Z é calculada através da expressão:

$$C_z = \frac{E \cdot A}{L \cdot REDMOZ} \quad (27)$$

sendo:

E o módulo de elasticidade longitudinal do concreto, A a área da seção transversal do pilar, L a distância de piso a piso, $REDMOZ$ o redutor do coeficiente de mola Z . O valor padrão do programa para o coeficiente $REDMOZ$ é 1.

4.2.1.7.3 Plastificação sobre pilares intermediários

Nos pilares intermediários, diversos tipos de controle são utilizados para simular a plastificação e permitir a consideração de torção nas barras do maciço no entorno do pilar. Para tanto, as barras dentro do maciço são separadas, podendo receber maior inércia à torção e menor inércia à flexão. O Cad/Fôrmas estende as nervuras para dentro do maciço, completando com barras os espaços intermediários entre as nervuras (Figura 83). A soma da largura das barras em cada direção é igual à largura do maciço, sendo que as barras de borda têm meia largura. As barras internas do maciço podem receber um divisor de inércia à torção, enquanto as barras de borda podem receber outro divisor. O valor default do programa para o divisor de inércia à torção das barras do maciço é 6.

Além disso, todas as barras do maciço podem ter sua inércia à flexão reduzida por um parâmetro, simulando uma plastificação, que, segundo o programa, tende a distribuir mais os momentos fletores, sem aumentar significativamente a deformação máxima da laje. O valor padrão para este critério é 1,6.

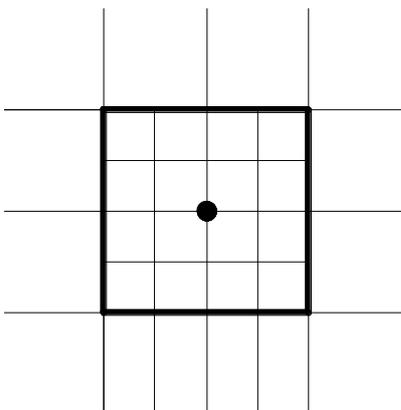


Figura 83 - Divisão do maciço em barras intermediárias (fonte: manual TQS, 2004)

4.2.1.7.4 Apoio de barras da grelha diretamente nos pilares

Quando uma barra de grelha de laje nervurada se apóia diretamente sobre um pilar (Figura 84), o programa permite a criação de um *apoio elástico independente* na ligação barra-pilar com o intuito de evitar o surgimento de um momento negativo elevado. Este apoio possui a largura da barra e a extensão do apoio, com coeficientes de mola similares aos descrito no item 4.2.8.1.2.

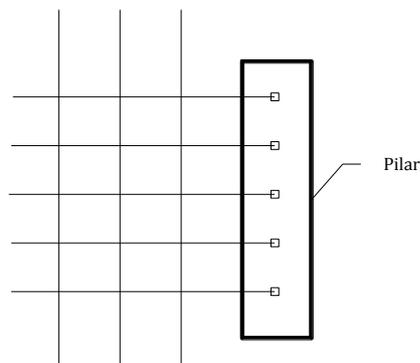


Figura 84 – Barras de grelha se apóiam diretamente sobre o pilar

4.2.1.7.5 Redução da inércia à torção das barras da grelha

O *Sistema Computacional TQS* adota por padrão a não consideração da inércia à torção das barras da grelha no projeto de lajes nervuradas. Neste caso, o valor da inércia é dividido por 100.

4.2.2 Modelo utilizado pelo *Sistema Computacional TQS*

No *Sistema Computacional TQS*, o sistema nervurado é modelado como um conjunto de vigas “T” justapostas, conforme pode ser visualizado na Figura 85. Neste modelo, quando o carregamento de projeto é uniformemente distribuído sobre a capa, o programa o transforma em cargas lineares que são aplicadas diretamente sobre os elementos de barra que simulam as nervuras.

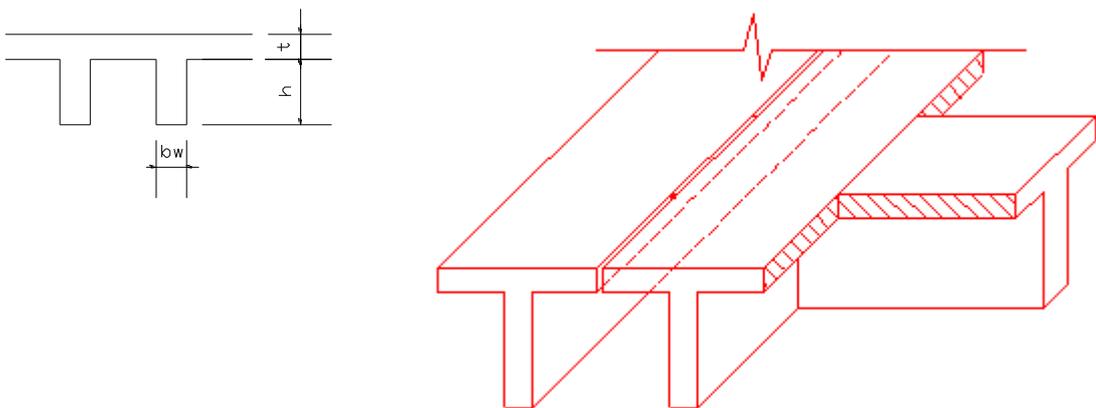


Figura 85 – Representação do Modelo 6

4.2.3 Análise Paramétrica TQS

Visando fornecer subsídios para a definição dos critérios de projeto, descritos no item 4.2.8, a serem utilizados na modelagem dos sistemas nervurados monitorados experimentalmente, foi realizada uma análise paramétrica sobre o comportamento de um modelo de laje nervurada frente à variação destes parâmetros. Observou-se como a variação destes critérios afetou a resposta da estrutura no que se refere a deslocamentos transversais ao plano da placa e momentos fletores.

Os resultados obtidos pelos diversos processamentos foram comparados com os valores resultantes de uma análise realizada no programa *SAP2000*, adotando-se o Modelo 4, descrito no item 4.1.2.4. Este modelo foi utilizado como um balizador dos resultados frente ao possível comportamento da estrutura real.

4.2.3.1 Detalhamento do estudo paramétrico

A geometria do modelo utilizado pode ser visualizada na Figura 86. O projeto previu a aplicação de uma carga permanente de 1 kN/m^2 , uma carga variável de $3,0 \text{ kN/m}^2$, além do peso próprio da estrutura de $3,6 \text{ kN/m}^2$.

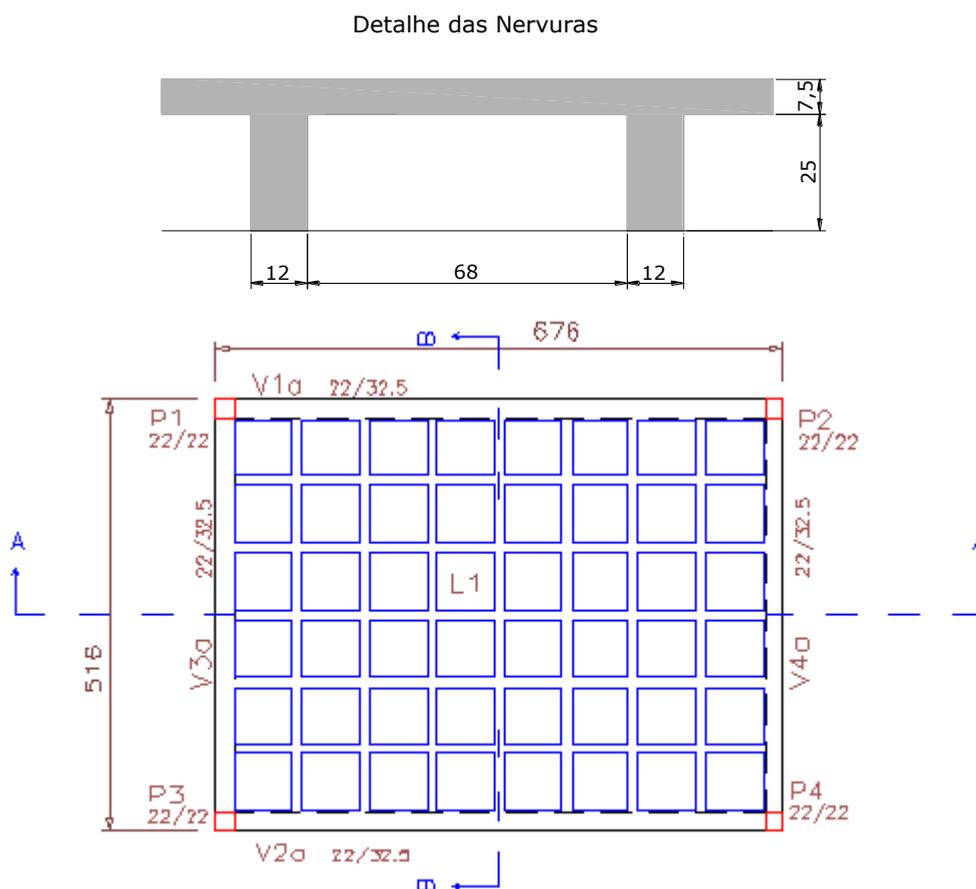


Figura 86 – Geometria do modelo

A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) adotada no projeto foi de 30 MPa. Os cobrimentos foram definidos segundo a NBR 6118:2003 (ABNT, 2004), bem como o coeficiente de Poisson, cujo valor empregado foi $\nu = 0,2$. Admitiu-se um peso específico do concreto armado equivalente a $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e o módulo de elasticidade longitudinal considerado foi $E_{28} = 28 \text{ GPa}$.

O Quadro 15 apresenta os critérios de projeto considerados como parâmetros. A análise foi feita considerando que cada parâmetro poderia ter dois valores, o valor padrão (*default*) adotado pelo

programa e um segundo valor, estabelecido de modo a anular aquele efeito em particular. Para isso foi dado um valor unitário (1) ao parâmetro, indicando que o critério não sofreria alteração em relação ao seu valor original, que seria normalmente empregado no processo de cálculo da estrutura.

Quadro 15 – Relação dos critérios e a forma de variação

<i>Critério</i>	<i>Varição</i>	<i>Descrição</i>
Torção nas Vigas de Borda	6,67	Padrão do programa
	1	Valor unitário
Coeficiente de Mola nas direções X e Y	4	Padrão do programa
	1	Valor unitário
Torção nas barras do capitel	6	Padrão do programa
	1	Valor unitário
Flexão nas barras do capitel	1,6	Padrão do programa
	1	Valor unitário
Torção nas barras da grelha	100	Padrão do programa
	1	Valor unitário

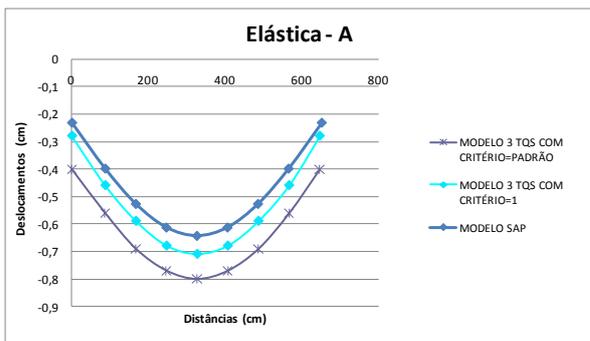
Em relação aos critérios possíveis para modelagem do apoio das vigas nos pilares, conforme descrito no item 4.2.8.1.2, existiam 4 alternativas: apoio articulado contínuo (1), apoio articulado independente(2), apoio elástico contínuo (3) e apoio elástico independente (4). Foram empregados, na análise paramétrica, apenas os apoios elásticos (3 e 4), em função de que não se considera que o apoio articulado represente adequadamente o comportamento real das estruturas, visto que a concretagem dos pilares e vigas é conjunta e as armaduras são entrelaçadas, gerando um engastamento entre os elementos estruturais.

4.2.3.2 Apresentação dos Resultados

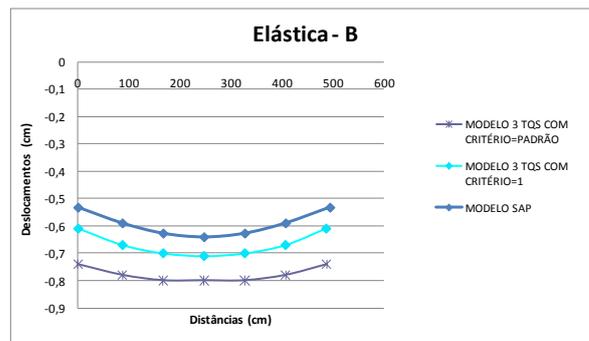
Após cada processamento da laje, fez-se a medição de deslocamentos e momentos fletores. Para melhor ilustrar os resultados obtidos, foram traçadas linhas elásticas, bem como diagramas de momentos fletores, formadas pelos pontos pertencentes aos planos de corte A e B definidos na Figura 86.

4.2.3.2.1 Resultados com a fixação do Modelo 3 e variação dos demais critérios

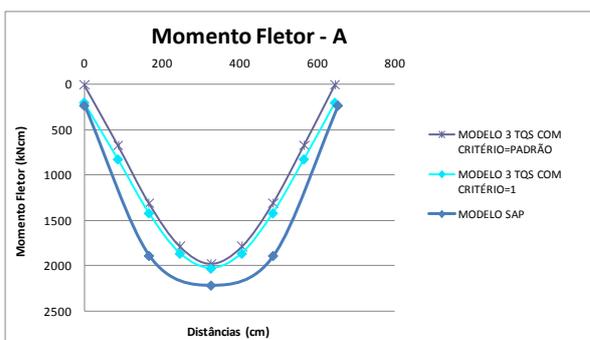
As Figuras 87a à 87d apresentam linhas elásticas e diagramas de momento fletor referentes à fixação do Modelo 3 e variação dos demais critérios de projeto.



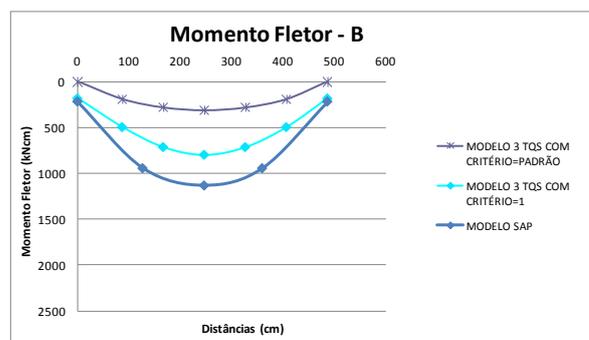
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 87 - Resultados obtidos com a fixação do Modelo 3 e variação dos demais critérios

Analisando as elásticas, observa-se que os resultados de deslocamentos obtidos na análise com os critérios mantidos iguais ao padrão do programa são superiores aos valores resultantes quando os critérios permaneceram inalterados em relação ao cálculo original. As elásticas indicam, ainda, que os deslocamentos obtidos em ambos os modelos foram superiores aos resultados da análise numérica realizada pelo programa *SAP2000*. Já, o modelo com critérios inalterados em relação ao cálculo original resultou em deslocamentos mais próximos dos resultados do modelo em elementos finitos.

Em relação aos momentos fletores, os resultados das análises numéricas obtidos na direção do plano de corte A mostram que os modelos calculados pelo *Sistema Computacional TQS* apresentaram valores muito próximos entre si e ambos muito semelhantes aos resultados do programa *SAP2000*. Já os diagramas de momento fletor resultantes na direção do plano de corte B indicam que os modelos analisados pelo *Sistema Computacional TQS* apresentaram resultados bastante diferentes entre si e ambos inferiores aos os valores obtidos pelo modelo analisado pelo programa *SAP2000*. Observa-se, ainda, que o modelo do *Sistema Computacional TQS* mais próximo do modelo em elementos finitos foi o que manteve os critérios inalterados em relação ao cálculo original.

4.2.3.2.2 Resultados com a fixação do Modelo 4 e variação dos demais critérios

As Figuras 88a à 88d apresentam linhas elásticas e diagramas de momento fletor referentes à fixação do Modelo 4 e variação dos demais critérios de projeto.

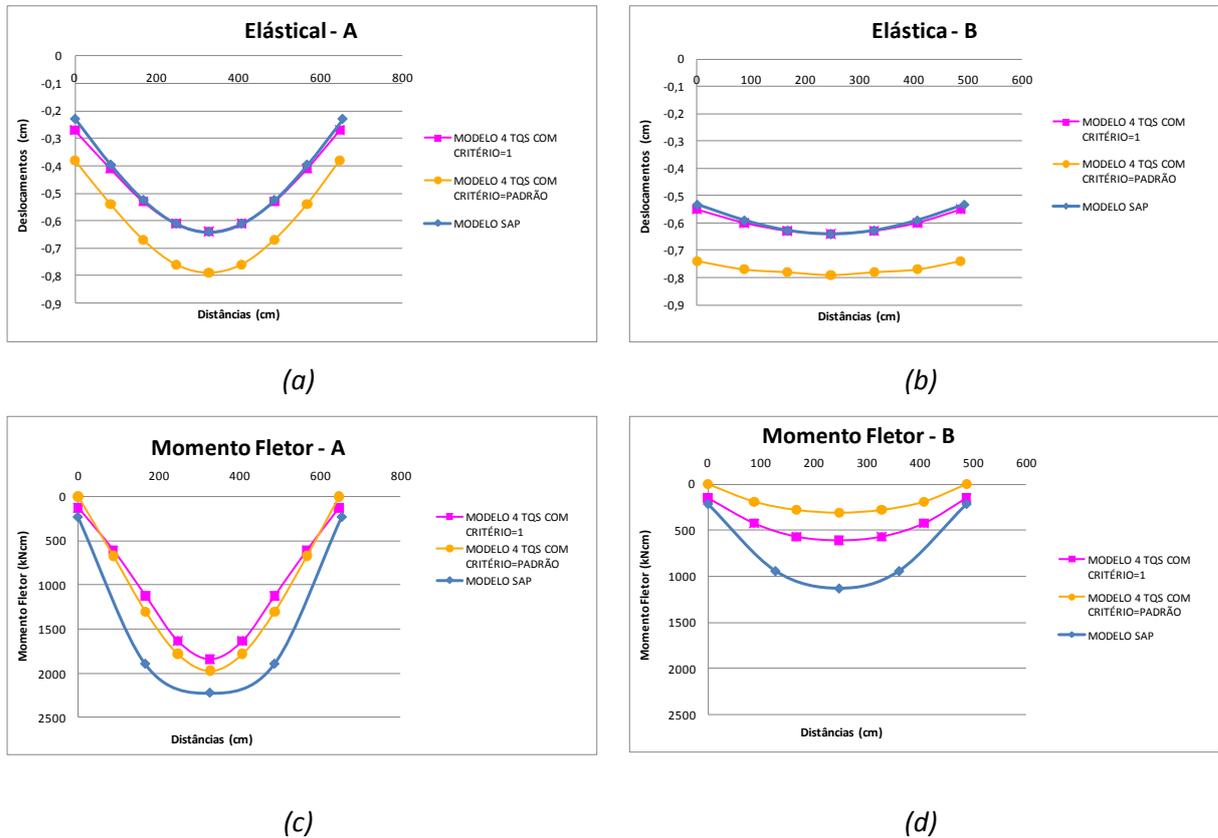


Figura 88 - Resultados obtidos com a fixação do Modelo 4 e variação dos demais critérios

Analisando as elásticas, observa-se que os resultados de deslocamentos obtidos na análise com os critérios mantidos iguais ao padrão do programa são superiores aos valores resultantes quando os critérios permaneceram inalterados em relação ao cálculo original. Por outro lado, constata-se que os deslocamentos obtidos pela análise com os critérios mantidos inalterados em relação ao cálculo original são muito semelhantes aos resultantes da análise do modelo em elementos finitos.

Em relação aos momentos fletores, os resultados das análises numéricas obtidos na direção do plano de corte A mostram que os modelos calculados pelo *Sistema Computacional TQS* apresentaram valores muito próximos entre si e ambos muito semelhantes aos resultados do programa *SAP2000*. Já os diagramas de momento fletor resultantes na direção do plano de corte B indicam que os modelos analisados pelo *Sistema Computacional TQS* apresentaram resultados bastante diferentes entre si e ambos inferiores aos os valores obtidos pelo modelo analisado pelo programa *SAP2000*. Observa-se, ainda, que o modelo do *Sistema Computacional TQS* mais se aproximou do modelo em elementos finitos foi o que manteve os critérios inalterados em relação ao cálculo original.

4.2.3.2.3 Resultados variando os Modelos, com a fixação dos demais critérios

As Figuras 89a à 89d apresentam linhas elásticas e diagramas de momento fletor referentes à variação dos modelos de apoio propostos e fixação dos demais critérios de projeto. Para a comparação dos modelos, optou-se por utilizar os critérios que permaneceram inalterados em relação ao cálculo original.

Analisando as elásticas, observa-se que os modelos obtiveram resultados muito próximos entre si, com uma diferença de 11% entre os deslocamentos máximos. Além disso, ambas as análises resultaram em deslocamentos muito semelhantes aos obtidos pelo MEF.

Em relação aos momentos fletores, observa-se que o Modelo 3 apresentou resultados intermediários entre os valores obtidos com a análise do Modelo 4 e com o MEF.

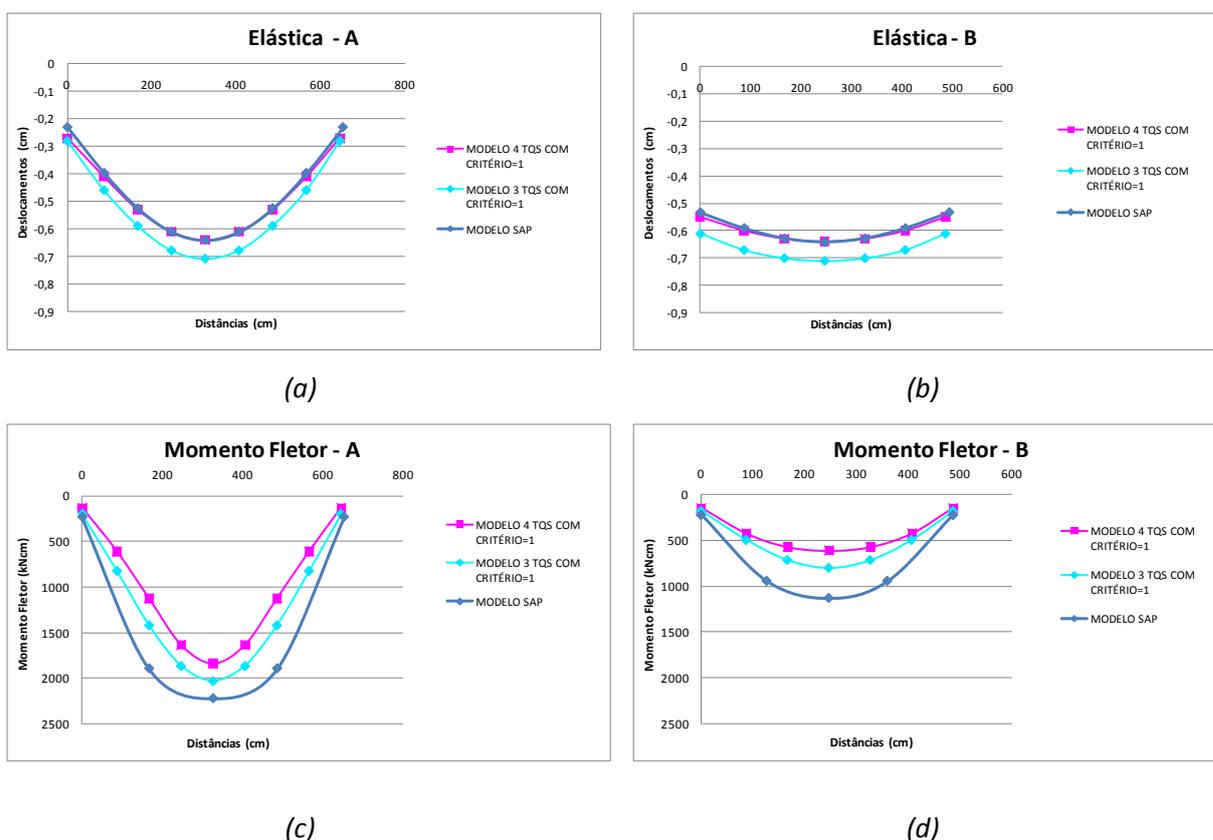


Figura 89 - Resultados variando os Modelos, com a fixação dos demais critérios

4.2.4 Critérios de Projeto a serem adotados nas análises numéricas do programa experimental

A análise paramétrica indicou que, de uma forma geral, o Modelo 3 com critérios que permaneceram inalterados em relação ao cálculo original foi o que apresentou resultados de deslocamentos e momentos fletores mais próximos da laje modelada com elementos finitos.

Assim sendo, este foi o modelo escolhido para ser utilizado nas análises numéricas das lajes monitoradas experimentalmente.

Conforme explicitado em 4.2.10.1, a estrutura utilizada para a análise paramétrica foi definida com vigas de borda de mesma altura das nervuras, porém com uma largura maior. Esta é uma opção corriqueira no projeto de lajes nervuradas nos escritórios de projeto de estruturas em função de exigências arquitetônicas. Cabe salientar, no entanto, que, neste caso, não há um enrijecimento considerável da borda e a laje passa a ter um comportamento de laje cogumelo, com resultados de momentos fletores no centro da laje, inferiores aos obtidos nas bordas, nas duas direções, conforme pode ser observado na Figura 90.

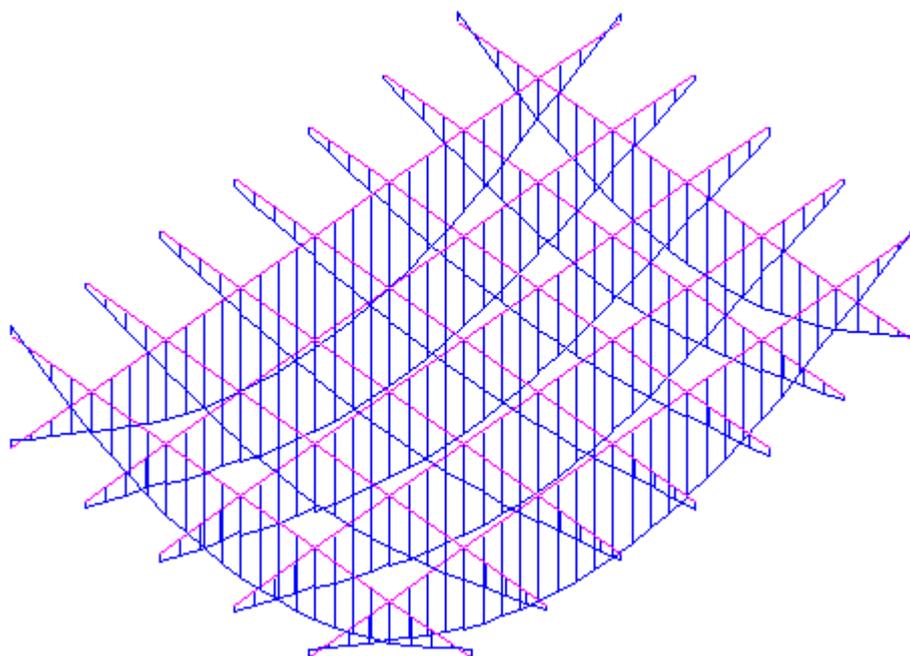


Figura 90 – Diagrama de momentos fletores do modelo da análise paramétrica

5 MODELAGEM NUMÉRICA DAS LAJES NERVURADAS MONITORADAS EXPERIMENTALMENTE

Este capítulo apresenta a modelagem das lajes monitoradas experimentalmente, descritas no Capítulo 3, a partir dos modelos numéricos definidos no Capítulo 4.

Nestas estruturas, além de vigas, nervuras, pilares e capa, surge a necessidade de modelagem de maciços. Com o intuito de definir um modelo em elementos finitos para os maciços, que represente adequadamente seus comportamentos na estrutura real, cada laje é analisada linearmente, utilizando diferentes propostas para a modelagem destes elementos estruturais. Os resultados são, então, comparados com os valores medidos experimentalmente. O parâmetro de análise são os deslocamentos verticais. No caso da análise matricial de grelhas, o *Sistema Computacional TQS* gera o modelo do maciço de forma automática, a partir dos dados fornecidos na entrada gráfica e dos critérios de projeto.

5.1 CASO DE ESTUDO 1

A geometria da laje, bem como o carregamento adotado, foi descrita no Capítulo 3. A seguir, apresentam-se os modelos em elementos finitos e a análise matricial de grelhas.

5.1.1 Modelagem em Elementos Finitos

A Figura 91 ilustra o modelo em elementos finitos (a), bem como a geometria do Caso de Estudo 1 (b) e uma imagem da estrutura antes da concretagem (c). As vigas, nervuras e capa foram modeladas com elemento de casca (*Shell*), conforme modelo definido no Capítulo 4. Os pilares foram simulados com elemento de barra (*Frame*).

Foram realizadas análises lineares com diferentes modelagens para o maciço do pilar central, que são apresentadas a seguir. Os valores obtidos são apresentados através de linhas elásticas constituídas por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, representados na Figura 91b.

Além disso, foram realizadas diversas análises não lineares da estrutura com diferentes curvas tensão-deformação do concreto, com o intuito de definir qual a que melhor representa a contribuição do concreto após o início da fissuração (*tension stiffening*).

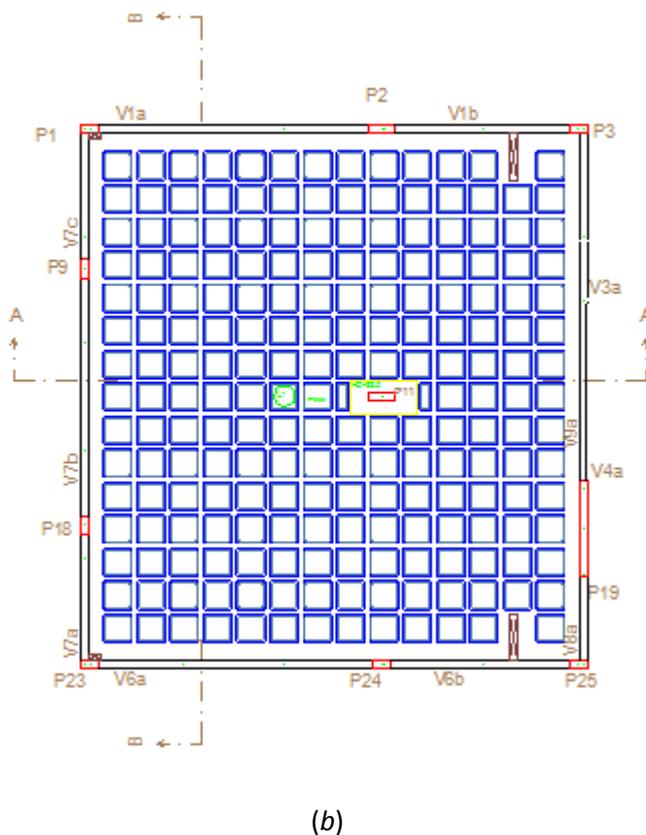
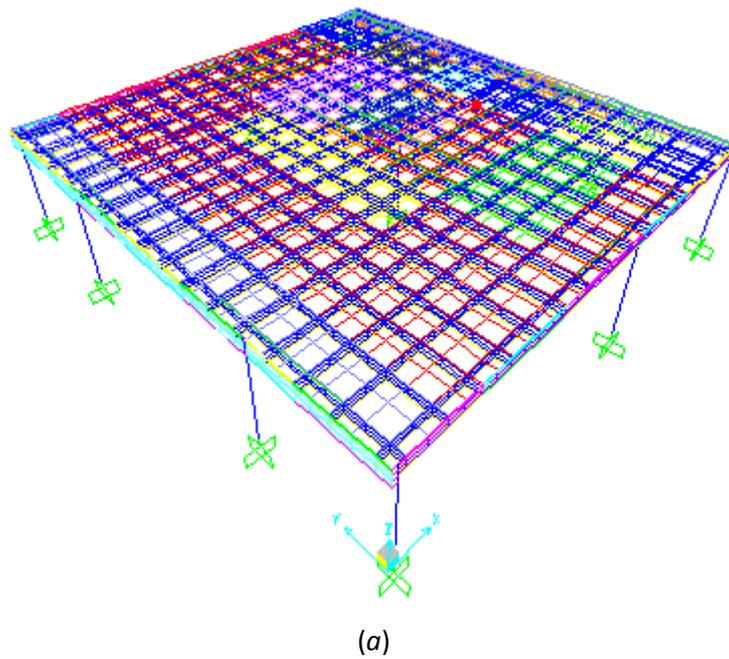


Figura 91 – Caso de Estudo 1: (a) Modelo em elementos finitos (b) geometria da laje e (c) imagem da estrutura antes da concretagem

5.1.1.1 Maciço

O maciço foi modelado a partir de quatro propostas distintas. Duas delas utilizaram o elemento de casca (*Shell*) e as outras duas o elemento sólido (*Solid*). Procurou-se estabelecer uma comparação entre os valores resultantes da análise numérica e os resultados obtidos experimentalmente.

5.1.1.1.1 Maciço modelado com elemento *Shell*

Foram consideradas duas diferentes possibilidades para a modelagem dos maciços utilizando-se elemento de casca. Na primeira delas, denominada *Shell 1 camada*, os elementos foram dispostos sobre um plano posicionado na metade da altura da nervura, conforme ilustra a Figura 92. Neste caso, a altura do elemento é de 28,75 cm.

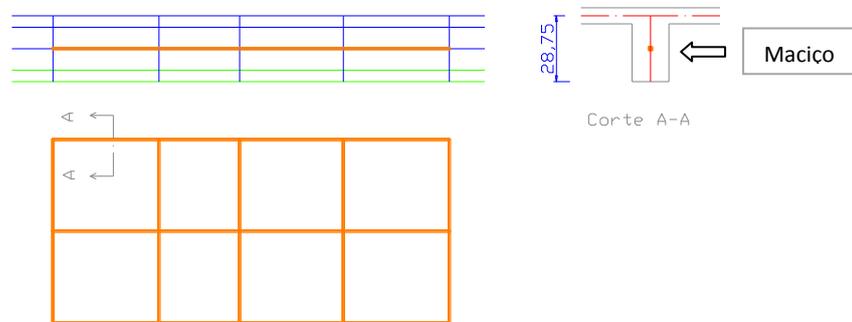


Figura 92 – Representação da modelagem do maciço denominada *Shell 1 camada* em vistas ortogonais e corte

Na segunda alternativa, denominada *Shell 3 camadas*, o maciço é formado por elementos dispostos em 3 planos distintos. Nesta modelagem, que está representada na Figura 93, os elementos localizados no plano central possuem altura de 21,25 cm e os elementos posicionados nos planos superior e inferior têm altura de 7,5 cm.

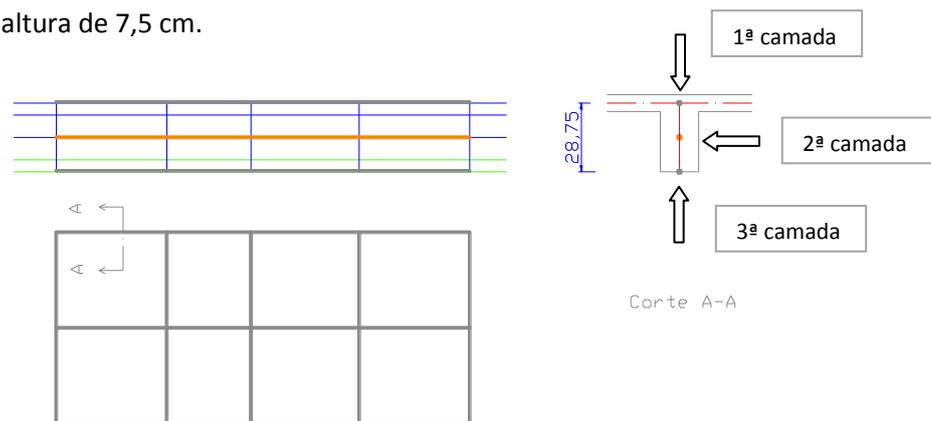


Figura 93 – Modelagem do maciço denominada *Shell 3 camadas* em vistas ortogonais e corte

A comparação entre os resultados numéricos obtidos com as duas modelagens e os valores medidos experimentalmente é apresentada nas Figuras 94 e 95.

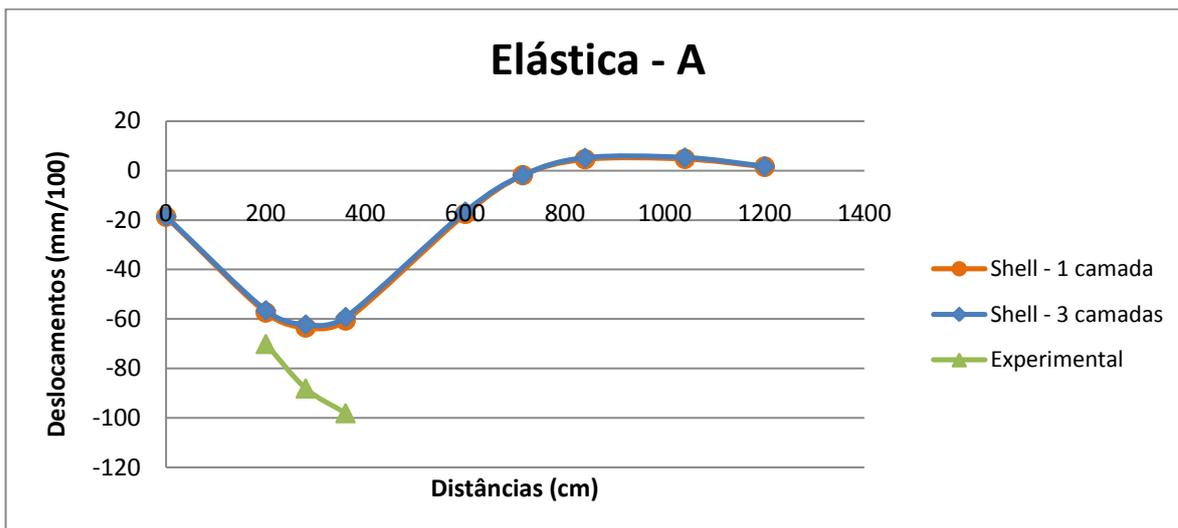


Figura 94 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b

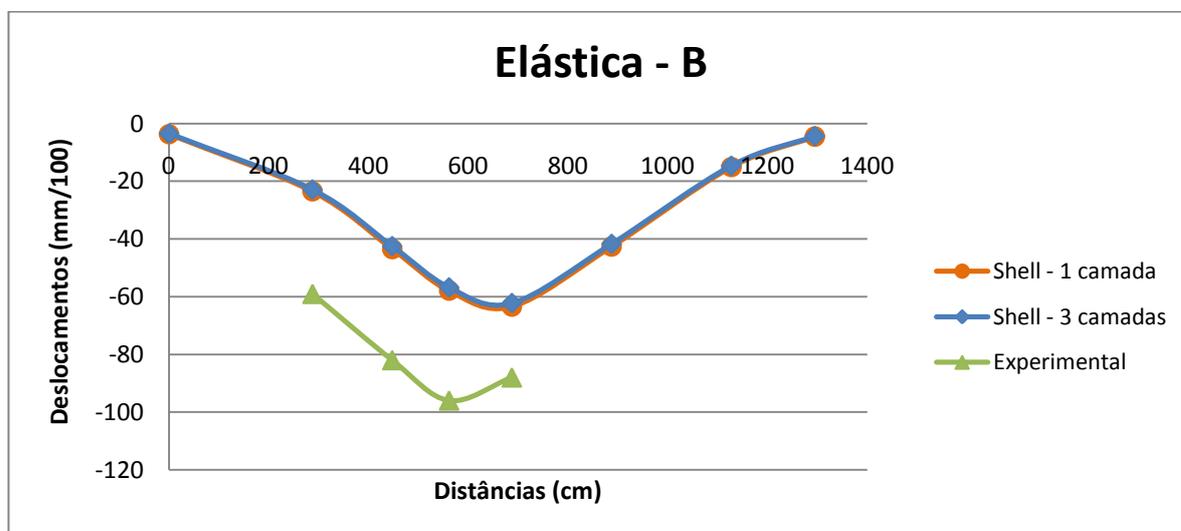


Figura 95 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b

Analisando as elásticas, constata-se que os resultados de deslocamento obtidos pelas duas análises numéricas foram muito semelhantes. Porém, verifica-se que os valores das análises numéricas foram inferiores aos medidos experimentalmente.

5.1.1.1.2 Maciço modelado com elemento *Solid*

Neste caso, também foram consideradas duas diferentes possibilidades para a modelagem dos maciços utilizando-se o elemento sólido (*Solid*). A primeira delas, denominada *Sólido*, é semelhante ao modelo denominado *Shell 1 camada*, descrito no item anterior. A diferença entre eles reside apenas no tipo de elemento adotado.

Na segunda alternativa, denominada *Sólido + Shell*, o maciço é formado por elementos dispostos em 2 planos distintos, cada um composto por um tipo de elemento. No plano central, o maciço é formado por elementos *Solid* com altura 28,75 cm e, no plano superior, por elementos *Shell* com altura de 7,5 cm. Este modelo está representado na Figura 96.

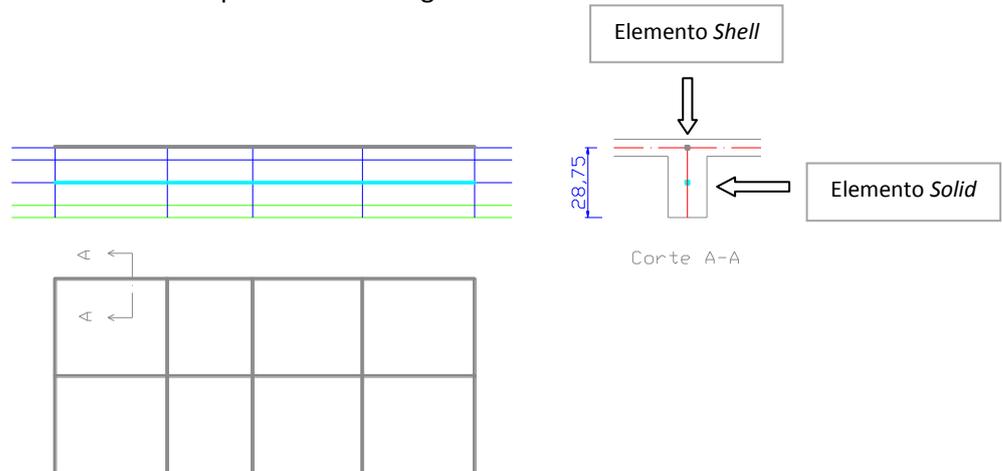


Figura 96 - Modelagem do maciço denominada *Sólido + Capa* em vistas ortogonais e corte

As Figuras 97 e 98 apresentam os resultados numéricos obtidos com as duas modelagens, bem como os valores medidos experimentalmente.

A análise das elásticas indica que os resultados de deslocamentos obtidos a partir das duas análises numéricas foram muito semelhantes. Porém, ambas produziram resultados de deslocamento inferiores aos medidos experimentalmente.

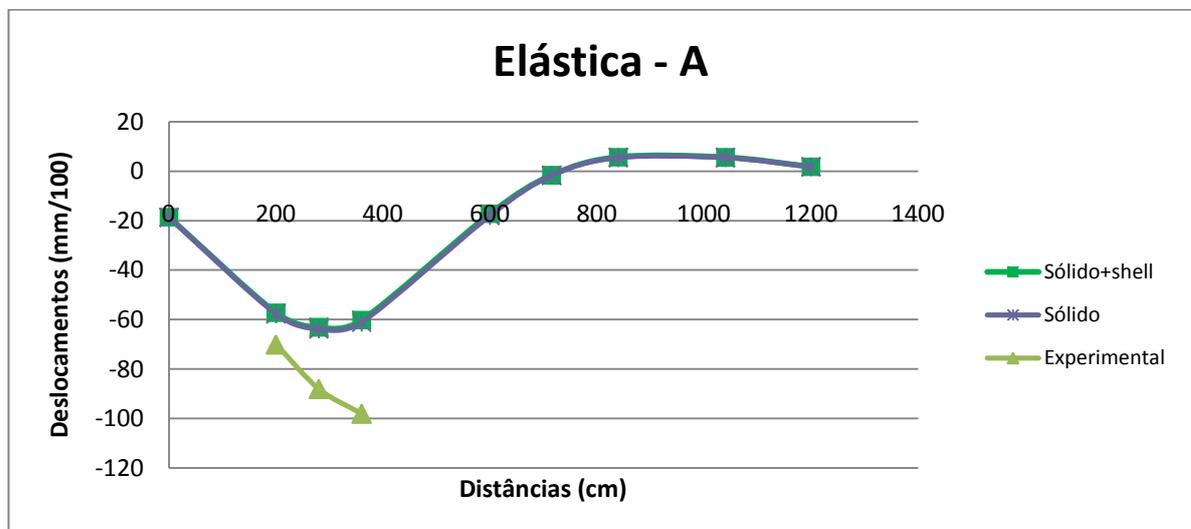


Figura 97 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b

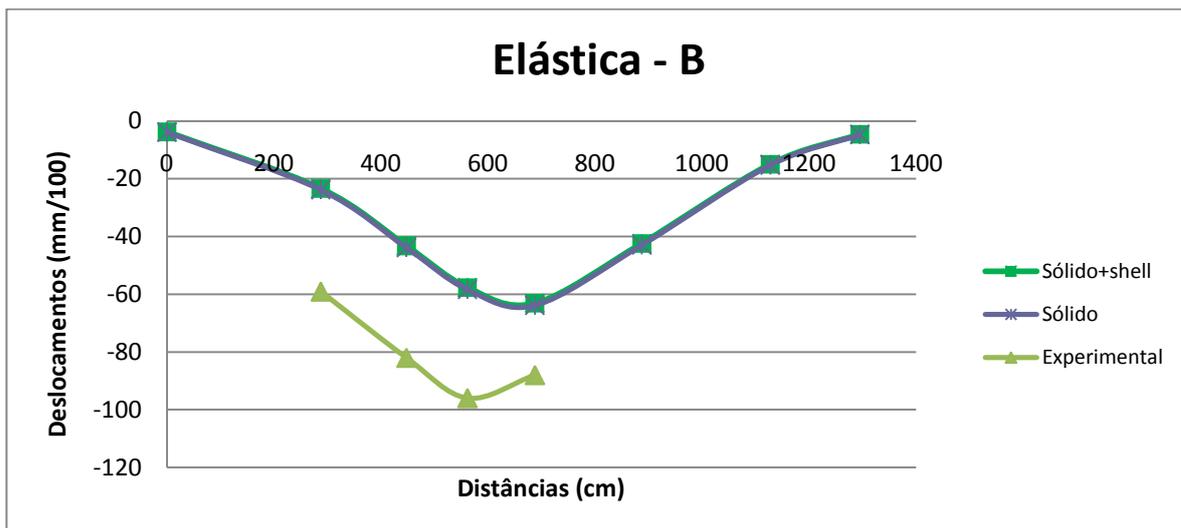


Figura 98 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b

5.1.1.1.3 Comparação dos resultados com diferentes elementos

As Figuras 99 e 100 apresentam os resultados obtidos nas análises numéricas da estrutura utilizando as duas melhores propostas de modelagem do maciço com diferentes tipos de elementos. Os valores numéricos são comparados com os medidos experimentalmente.

Observando-se as elásticas, constata-se que os resultados de deslocamento obtidos a partir das duas análises numéricas foram similares. Porém, os valores numéricos são inferiores aos medidos experimentalmente.

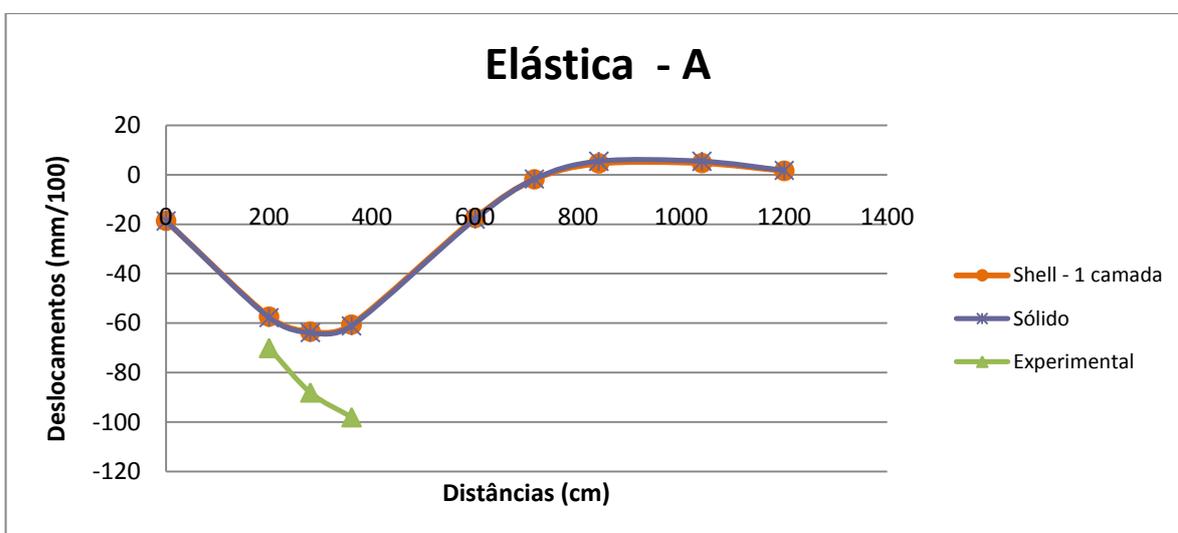


Figura 99 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b

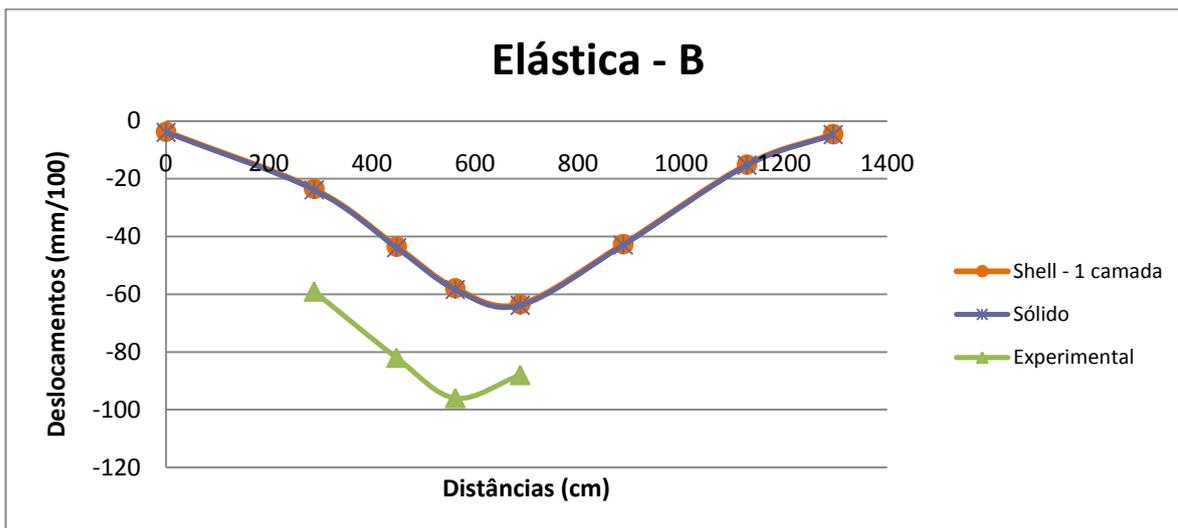


Figura 100 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b

5.1.1.2 Análise não linear

A estrutura foi analisada numericamente, considerando-se três curvas tensão-deformação com valores distintos de resistência máxima à tração do concreto, cujo modelo pode ser visualizado na Figura 76. Os valores máximos de tensão de tração adotados nas curvas de 1 à 3 são função da expressão (25) apresentada no item 4.1.4.1.1. A relação entre a tensão máxima de tração recomendada pela norma brasileira NBR 6116:2003 (ABNT, 2004) e as tensões máximas adotadas em cada curva tensão-deformação estão indicadas no Quadro 16.

Quadro 16 - Tensão máxima de tração (kN/cm^2)

Curva	Tensão Máxima de Tração
Curva 1	$0,5 \cdot f_{ct,m}$
Curva 2	$0,75 \cdot f_{ct,m}$
Curva 3	$f_{ct,m}$

Nesta laje, além do carregamento localizado, aplicado em 5 etapas, foi também considerado o peso próprio da estrutura e um carregamento correspondente às alvenarias sobre o viga de borda indicado na Figura 13. O resultado numérico referente ao deslocamento vertical devido apenas ao carregamento localizado foi considerado como a diferença dos valores obtidos no início e no final da aplicação da carga localizada.

As Figuras 101 e 102 apresentam os resultados obtidos nas análises numéricas utilizando as diversas curvas tensão-deformação do concreto. A curva denominada *Linear* considera a proporcionalidade entre tensões e deformações específicas até a totalidade da carga. Os valores numéricos são

comparados com os medidos experimentalmente. Nos gráficos são visualizadas linhas elásticas formadas por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, referentes à Figura 91b.

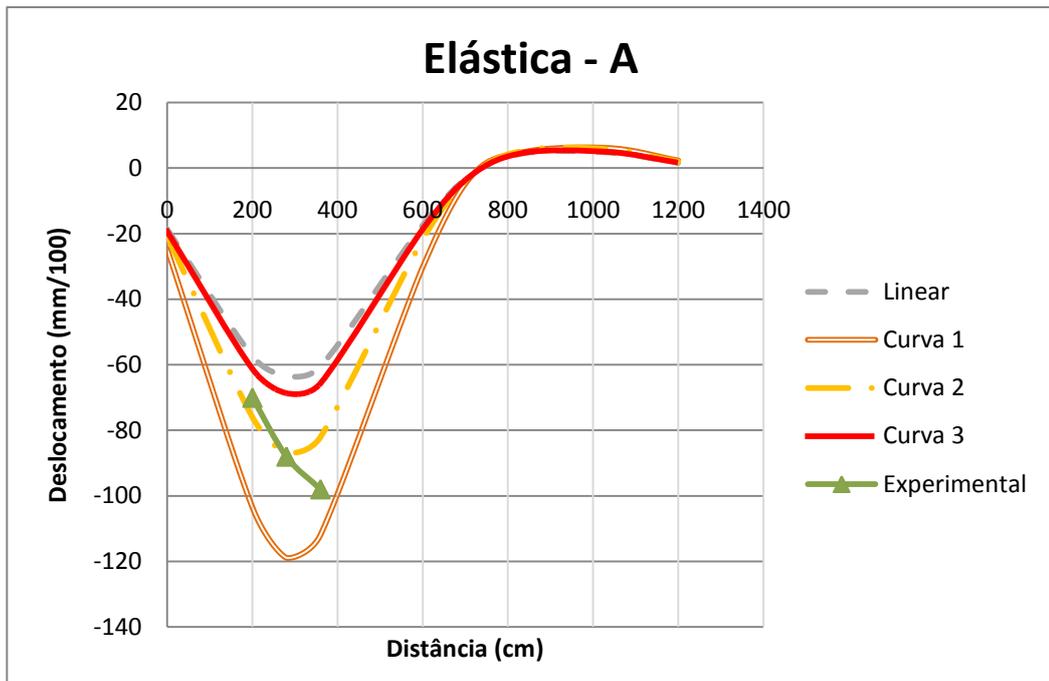


Figura 101 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 91b

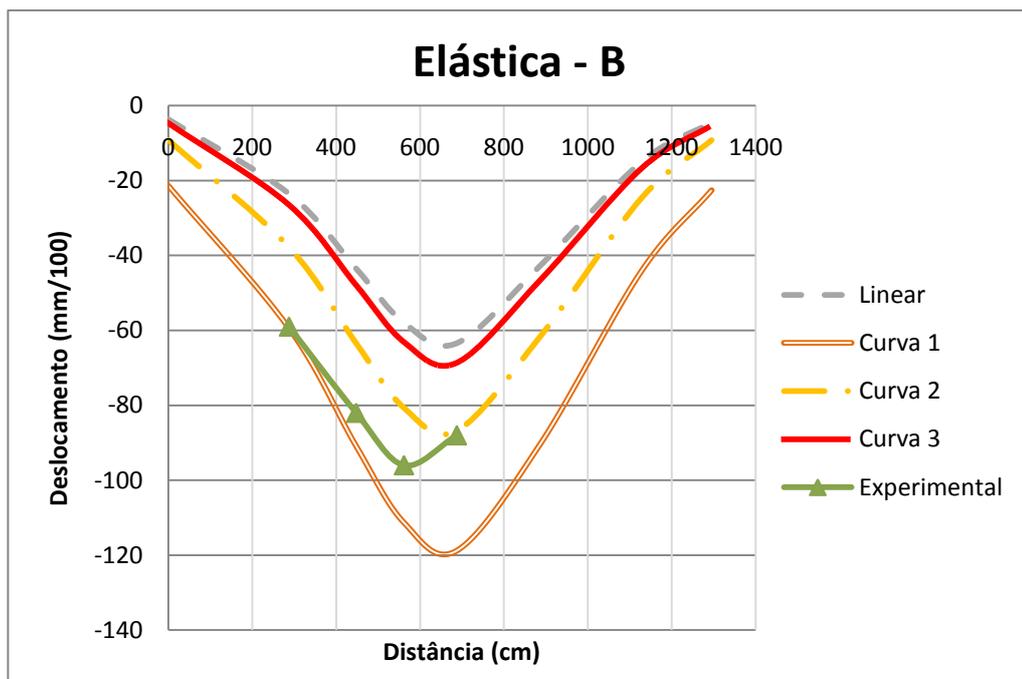


Figura 102 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 91b

Analisando as elásticas, observa-se que os valores de deslocamentos obtidos na análise numérica, a partir da utilização da curva-tensão deformação denominada *Curva 2*, foram os que mais se

aproximaram dos resultados experimentais. Este resultado é similar ao obtido com a análise não linear dos exemplos apresentados em 4.1.4.1 para cargas abaixo do *Estado de Limite de Serviço* por deformação excessiva. Conforme demonstrado no item 3.1.1.1, o carregamento localizado utilizado no programa experimental desta laje foi inferior ao necessário para que a estrutura atinja o ELS.

5.1.2 Modelagem com Análise Matricial de Grelhas

A Figura 103 apresenta a grelha gerada pelo *Sistema Computacional TQS*, a partir dos dados informados na entrada gráfica. Foi utilizado o lançamento da estrutura feito pelo calculista do projeto original com os critérios de projeto definidos no Capítulo 4.

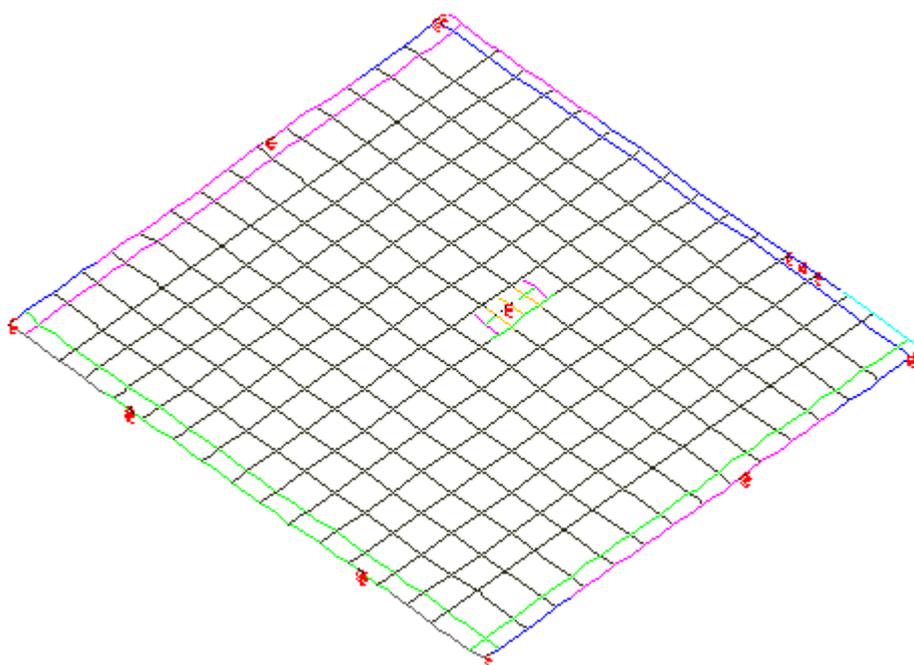


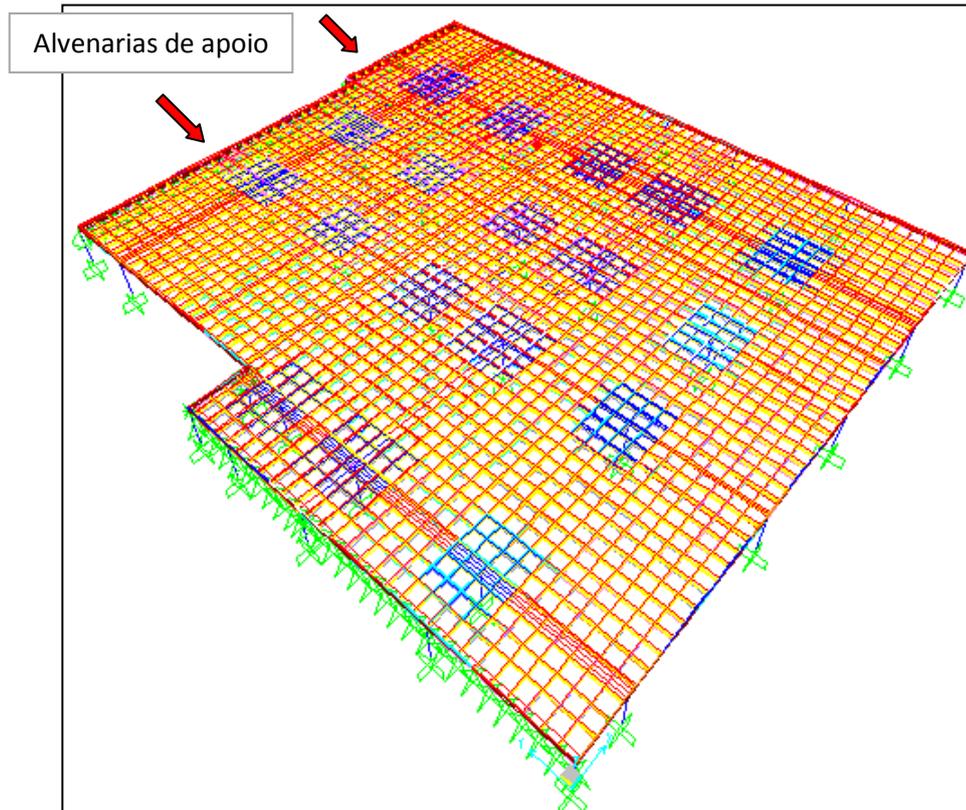
Figura 103 - Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS

5.2 CASO DE ESTUDO 2

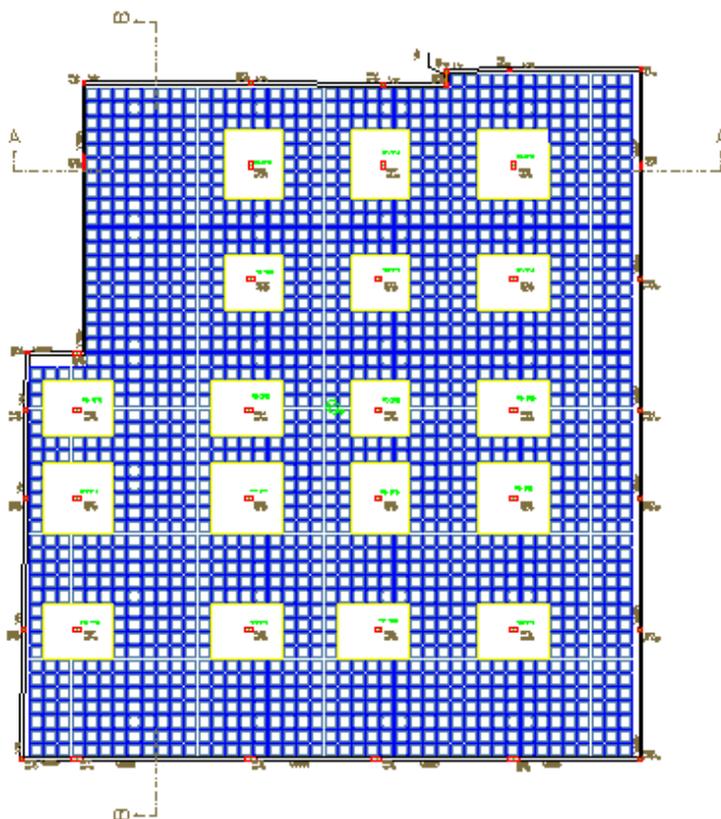
A geometria da laje, bem como o carregamento adotado, foram descritos no Capítulo 3. A seguir, apresentam-se os modelos em elementos finitos e a análise matricial de grelhas.

5.2.1 Modelagem em Elementos Finitos

Na Figura 104 pode-se visualizar o modelo em elementos finitos (a), bem como a geometria do Caso de Estudo 2 (b) e uma imagem da estrutura antes da concretagem (c). As vigas, nervuras e capa foram modeladas com elemento de casca (*Shell*), conforme modelo definido no Capítulo 4. Os pilares foram simulados com elemento de barra (*Frame*).



(a)



(b)



(c)

Figura 104 - Caso de Estudo 2: (a) Modelo em elementos finitos (b) geometria da laje e (c) imagem da estrutura antes da concretagem

Nesta estrutura, a modelagem do maciço foi realizada novamente a partir das mesmas propostas descritas no item 5.1.1.1 do caso de estudo anterior. Os resultados destas análises para os diferentes modelos são apresentados a seguir, através de linhas elásticas formadas por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, representados na Figura 104b.

Além disso, foi realizado um estudo para definir como simular o apoio gerado pelas alvenarias abaixo das duas vigas indicadas na Figura 104a, que já haviam sido erguidas e cunhadas durante o ensaio da estrutura. Estas alvenarias resultaram em um apoio contínuo nas vigas ao longo de seu comprimento. Este estudo está descrito a seguir.

5.2.1.1 Maciço

5.2.1.1.1 Maciço modelado com elemento *Shell*

Foram consideradas as mesmas possibilidades para a modelagem dos maciços utilizando-se elemento de casca tridimensional descritas no item 5.1.1.1.1. Os resultados são apresentados nas Figuras 105 e 106.

Observando as elásticas, constata-se que os valores de deslocamento resultantes das análises numéricas foram muito semelhantes e muito próximos das medidas experimentais.

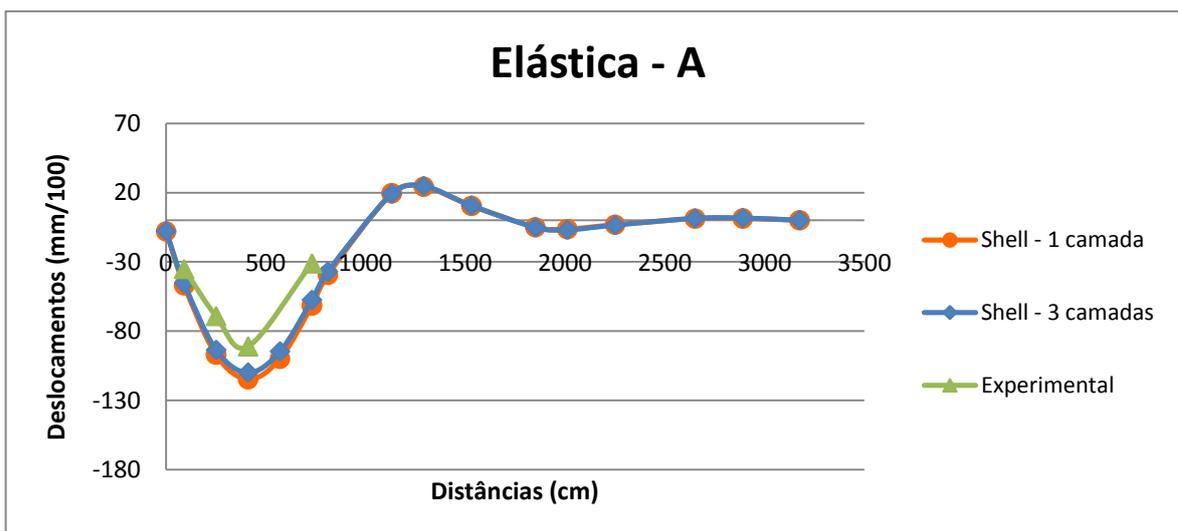


Figura 105 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b

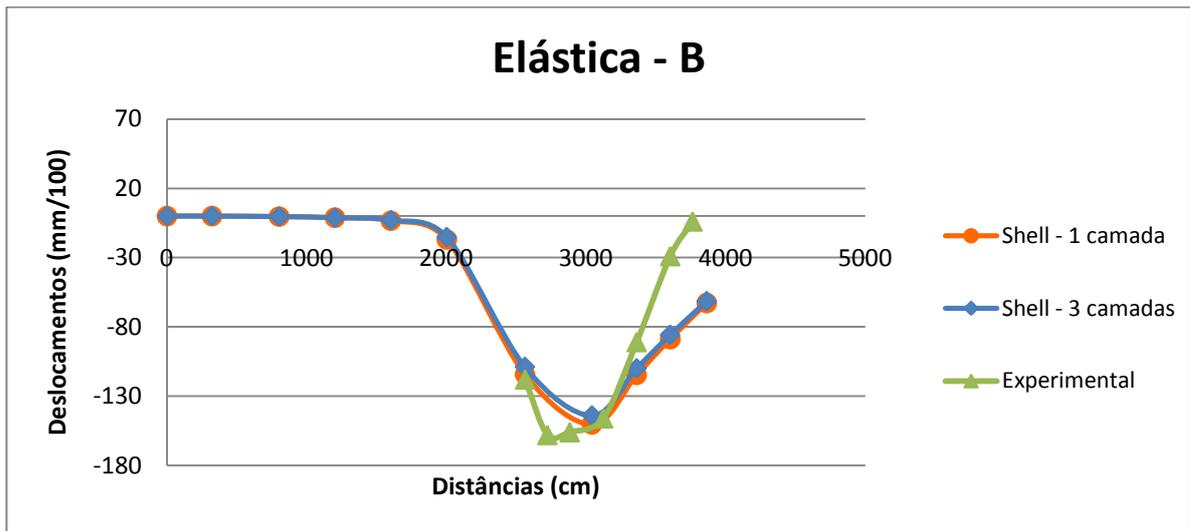


Figura 106 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b

5.2.1.1.2 Maciço modelado com elemento *Solid*

Estas análises consideraram as mesmas alternativas de modelagem para o maciço apresentadas no item 5.1.1.1.2.

As Figuras 107 e 108 apresentam uma comparação entre os resultados numéricos e os valores medidos experimentalmente.

A análise das figuras indica que os resultados de deslocamento obtidos pelas duas análises foram muito semelhantes e muito próximos das medidas experimentais.

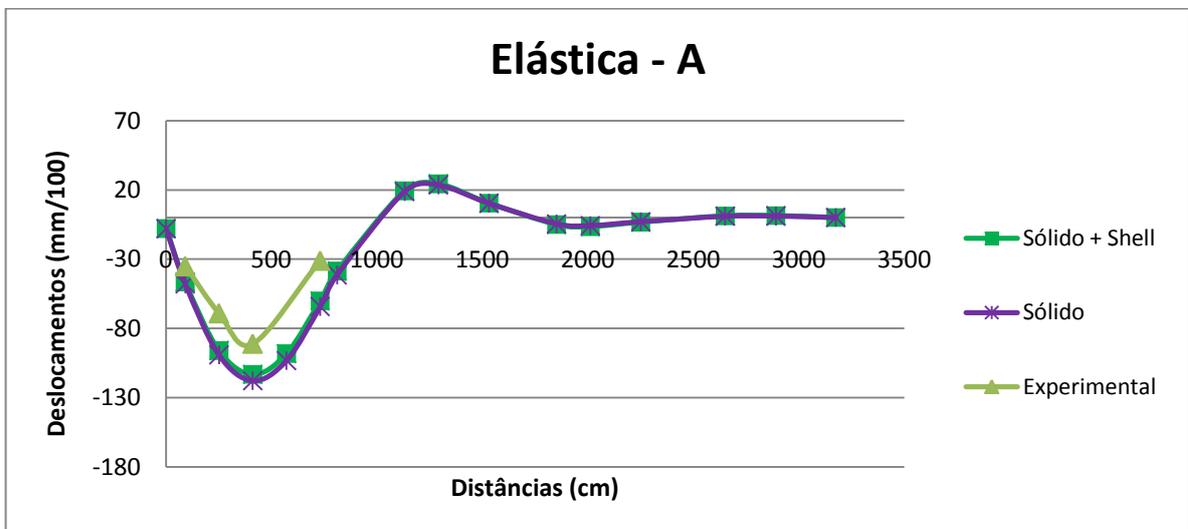


Figura 107 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b

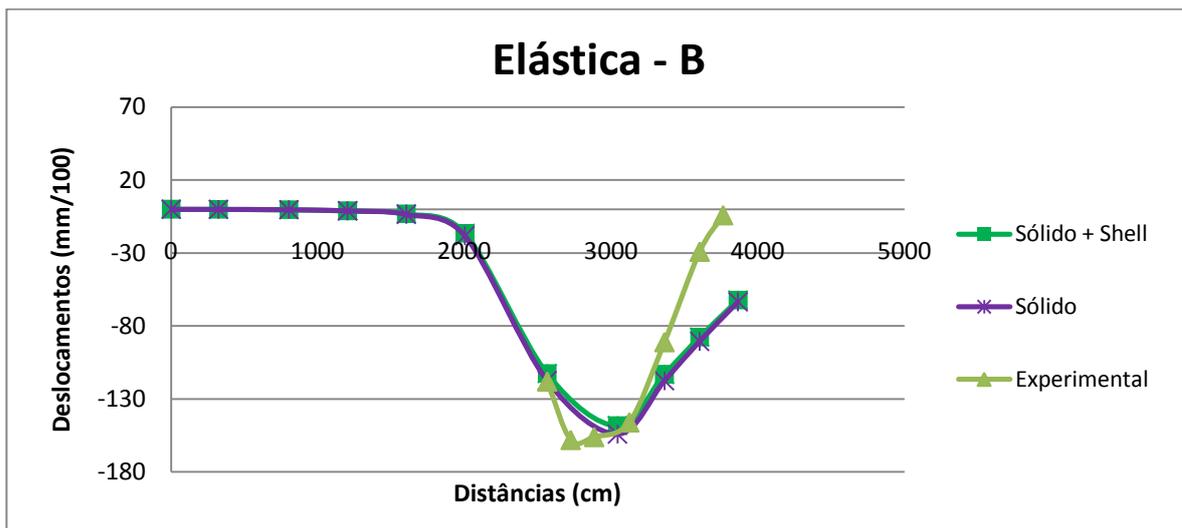


Figura 108 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b

5.2.1.1.3 Comparação dos resultados com diferentes elementos

As Figuras 109 e 110 apresentam os resultados obtidos nas análises numéricas da estrutura utilizando as duas melhores propostas de modelagem do maciço com diferentes tipos de elementos. Os valores numéricos são comparados com os medidos experimentalmente.

Observando-se os gráficos, constata-se que os resultados de deslocamento obtidos a partir das duas análises numéricas foram muito semelhantes e os valores numéricos ficaram muito próximos dos medidos experimentalmente.

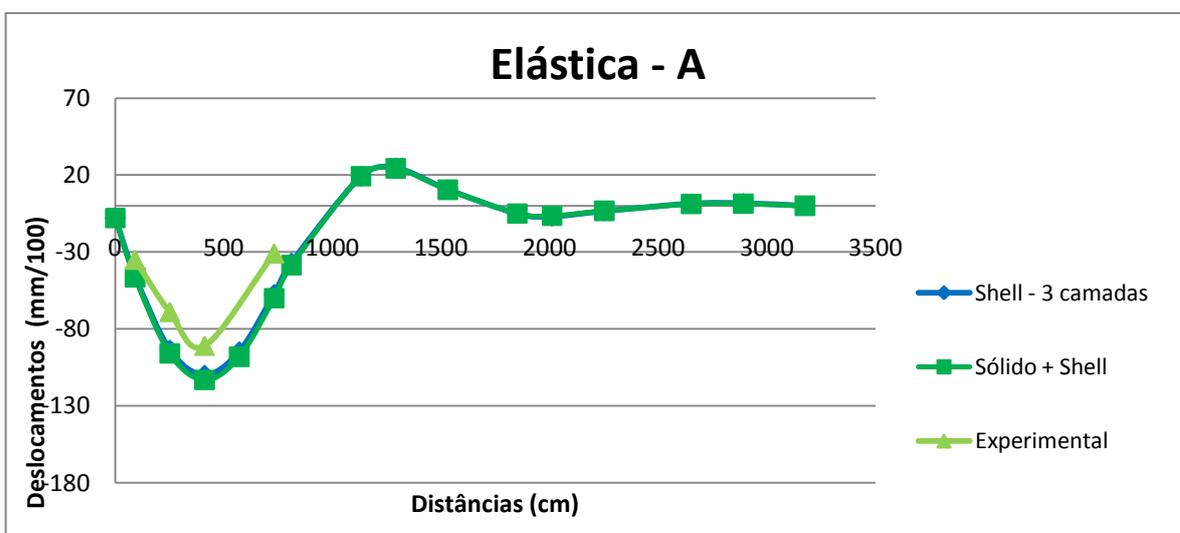


Figura 109 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b

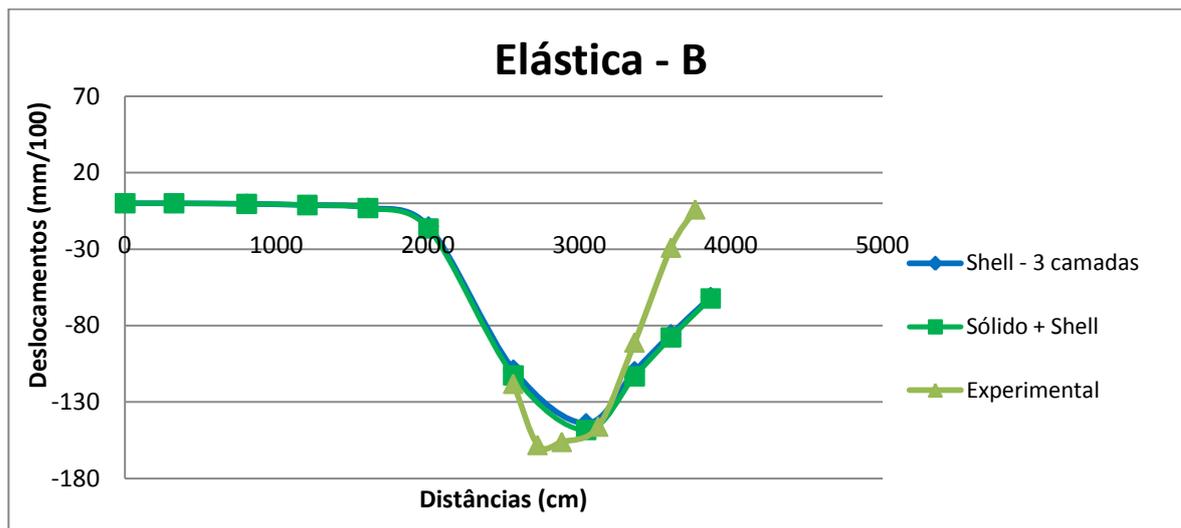


Figura 110 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b

5.2.1.2 Alvenaria de apoio

As vigas indicadas na Figura 104a foram modeladas como se estivessem totalmente apoiadas ao longo de seu comprimento. A estrutura foi analisada linearmente simulando três condições de contorno distintas, a saber:

- *Apoio de 1ª ordem*: restrição à translação na direção 2 (u_2), conforme sistema de coordenadas local do elemento apresentado em 4.1.1.1.1;
- *Apoio de 2ª ordem*: restrição à translação nas direções 1 e 2 (u_1, u_2), conforme sistema de coordenadas local do elemento apresentado em 4.1.1.1.1;
- *Engaste*: restrição à translação nas três direções (u_1, u_2, u_3).

Os resultados, obtidos a partir da análise linear do modelo, podem ser visualizados nas Figuras 111 e 112. Os gráficos representam linhas elásticas, cujos pontos pertencem aos planos de corte A e B, representados na Figura 104b

Analisando as Figuras 111 e 112, verifica-se que os resultados de deslocamento obtidos a partir das três modelagens numéricas foram muito semelhantes entre si. Além disso, observa-se que os valores resultantes da análise considerando a condição de contorno denominada *Apoio de 1ª ordem* foram os mais próximos dos resultados medidos experimentalmente.

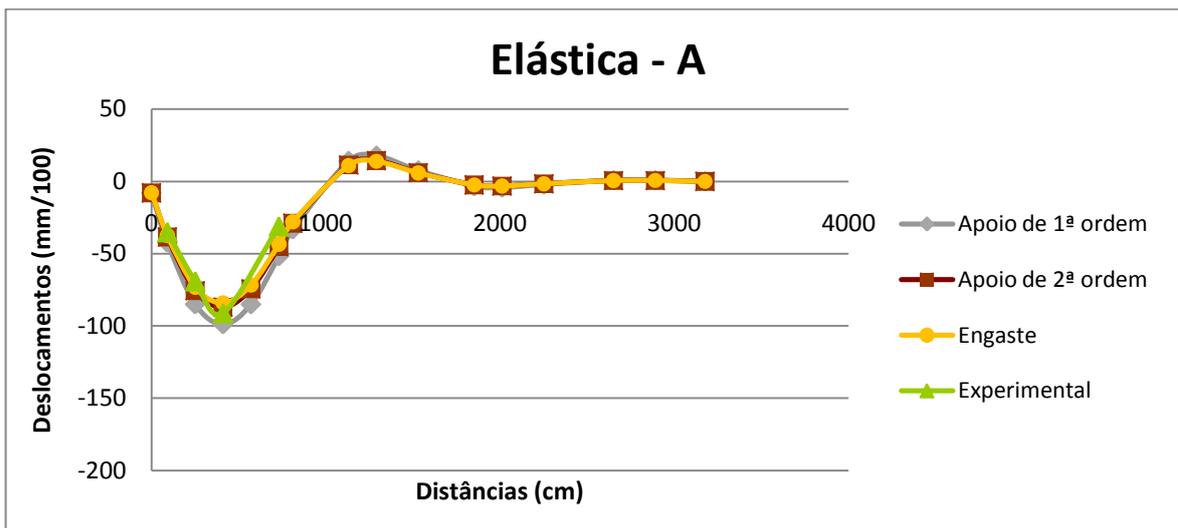


Figura 111 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 104b

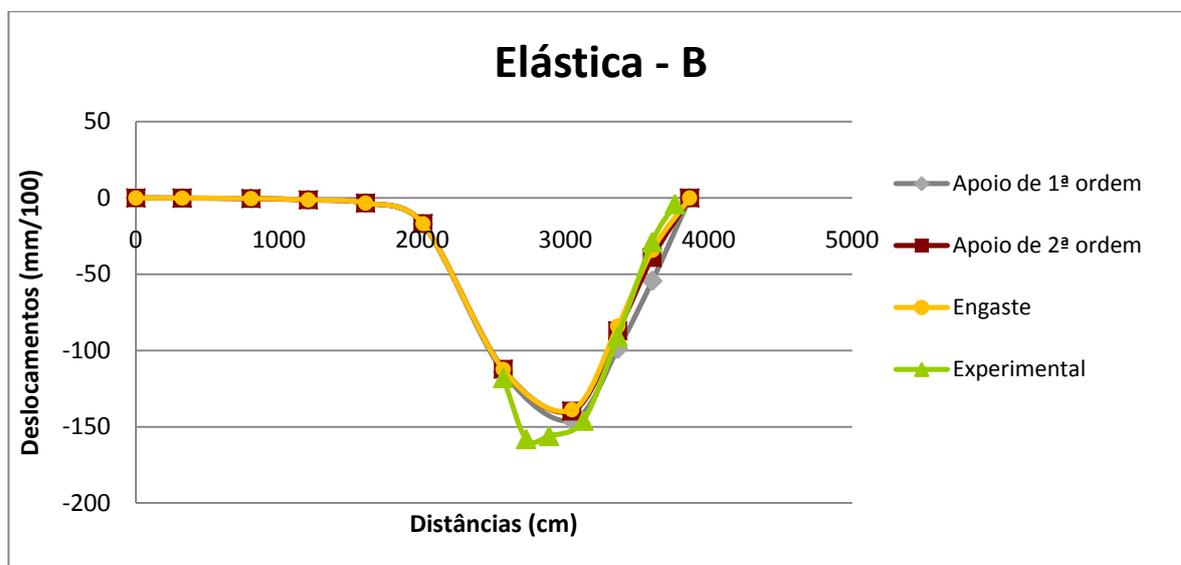


Figura 112 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 104b.

5.2.2 Modelagem com Análise Matricial de Grelhas

A Figura 113 apresenta a grelha gerada pelo *Sistema Computacional TQS*, a partir dos dados fornecidos na entrada gráfica e critérios de projeto definidos. Neste caso de estudo, também foi utilizado o lançamento da estrutura feito pelo calculista do projeto original com os critérios de projeto definidos no Capítulo 4.

Na modelagem deste pavimento através da Análise Matricial de Grelhas, as vigas indicadas na Figura 104a também foram apoiadas ao longo de seu comprimento. O programa permite que a restrição de deslocamento seja feita em qualquer direção relativa ao sistema global de coordenadas (X, Y, Z). Neste caso, optou-se por restringir o deslocamento apenas na direção global Z. A escolha foi feita a

partir do resultado do estudo realizado com o MEF, descrito no item anterior, que apontou esta alternativa de modelagem como a mais próxima do comportamento real desta estrutura.

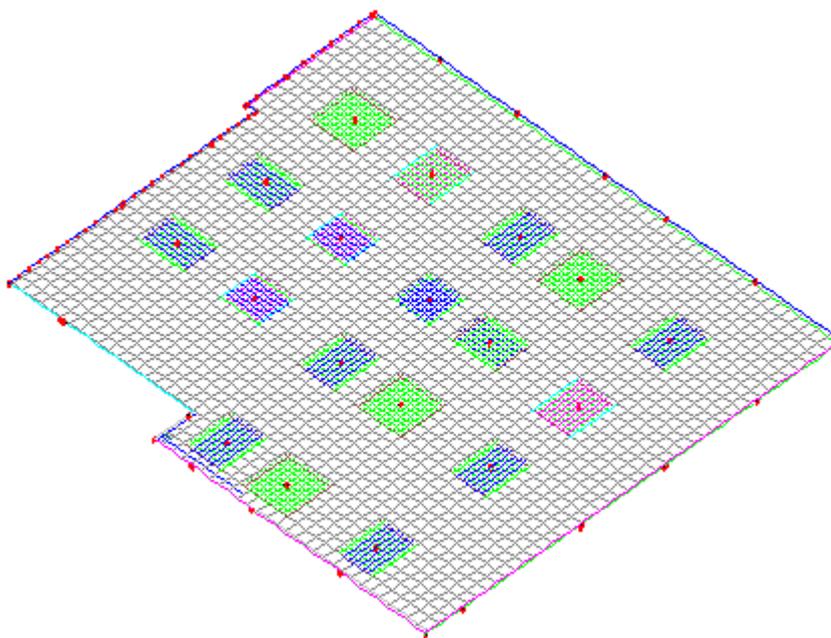


Figura 113 - Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS

5.3 CASO DE ESTUDO 3

Este caso de estudo apresenta a mesma geometria do Caso de Estudo 2. A diferença entre eles é o carregamento, bem como a armadura empregada em cada laje. Além disso, as vigas de borda apresentam-se semi-invertidas em relação à capa e com uma altura superior. Portanto, todas as considerações de modelagem descritas no item 5.2, tanto no MEF quanto na análise matricial de grelhas, são válidas e foram aplicadas no modelo desta estrutura.

5.4 MODELO REDUZIDO

A geometria da laje, bem como o carregamento adotado, foi descrita no Capítulo 3. A seguir, apresentam-se os modelos em elementos finitos e análise matricial de grelhas.

As vigas, nervuras e capa foram modeladas com elemento de casca (*Shell*), conforme modelo definido no Capítulo 4. Os pilares foram simulados com elemento de barra (*Frame*).

5.4.1 Modelagem em Elementos Finitos

Na Figura 114, pode-se visualizar o modelo em elementos finitos (*a*), bem como a geometria do Modelo Reduzido (*b*) e uma imagem da estrutura antes da concretagem (*c*).

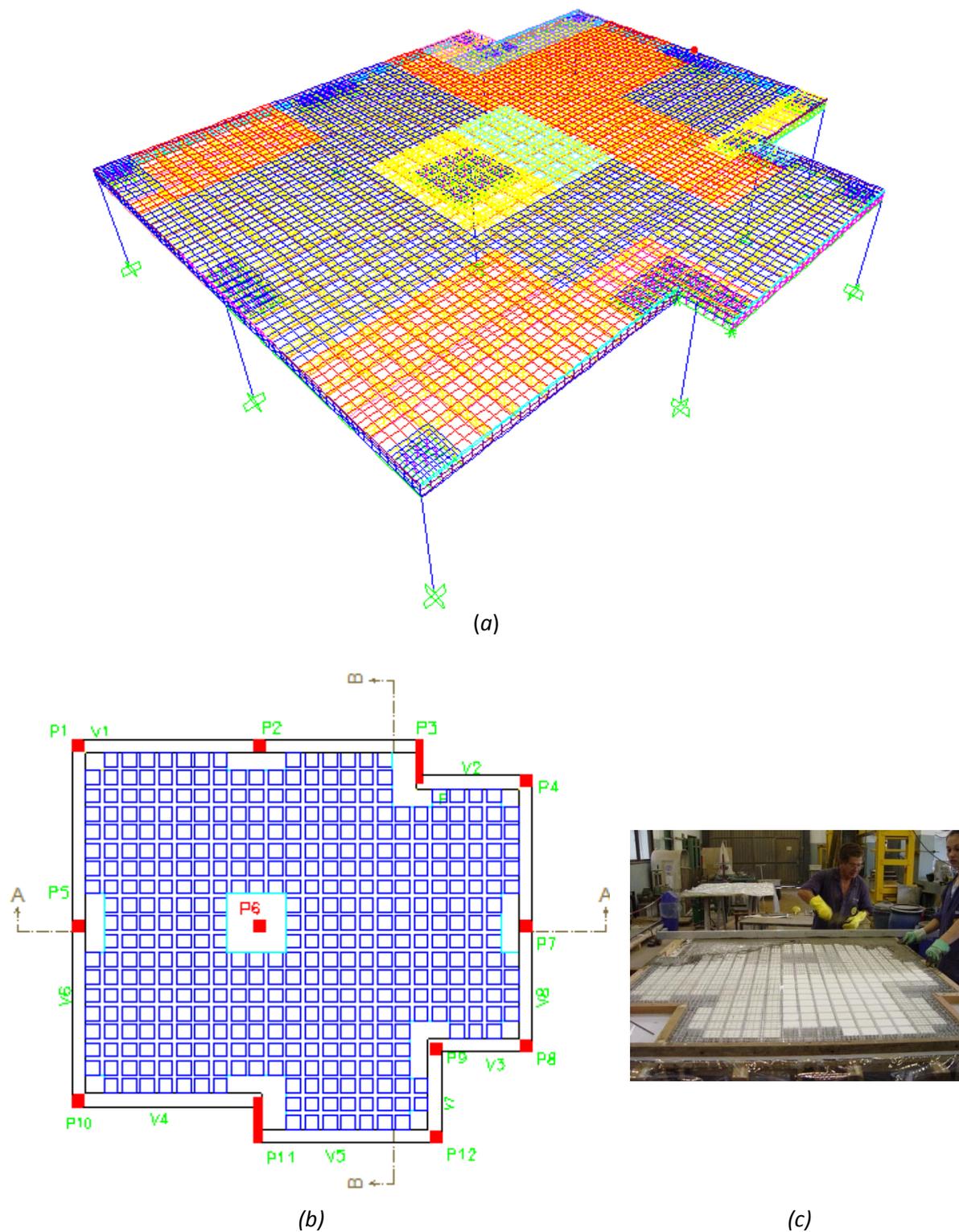


Figura 114 - Caso de Estudo 1: (a) Modelo em elementos finitos (b) geometria da laje e (c) imagem da estrutura durante a concretagem

Nesta estrutura, a modelagem do maciço foi realizada novamente a partir das mesmas propostas descritas no item 5.1.1.1 dos casos de estudo anteriores. Os resultados destas análises para os

diferentes modelos são apresentadas a seguir, através de gráficos que representam linhas elásticas formadas por pontos que pertencem aos planos de corte A e B, indicados na Figura 114b.

5.4.1.1 Maciço

5.4.1.1.1 Maciço modelado com elemento *Shell*

Foram consideradas as mesmas possibilidades para a modelagem dos maciços utilizando-se elemento de casca tridimensional descritas no item 5.1.1.1.1. Os resultados são apresentados nas Figuras 115 e 116.

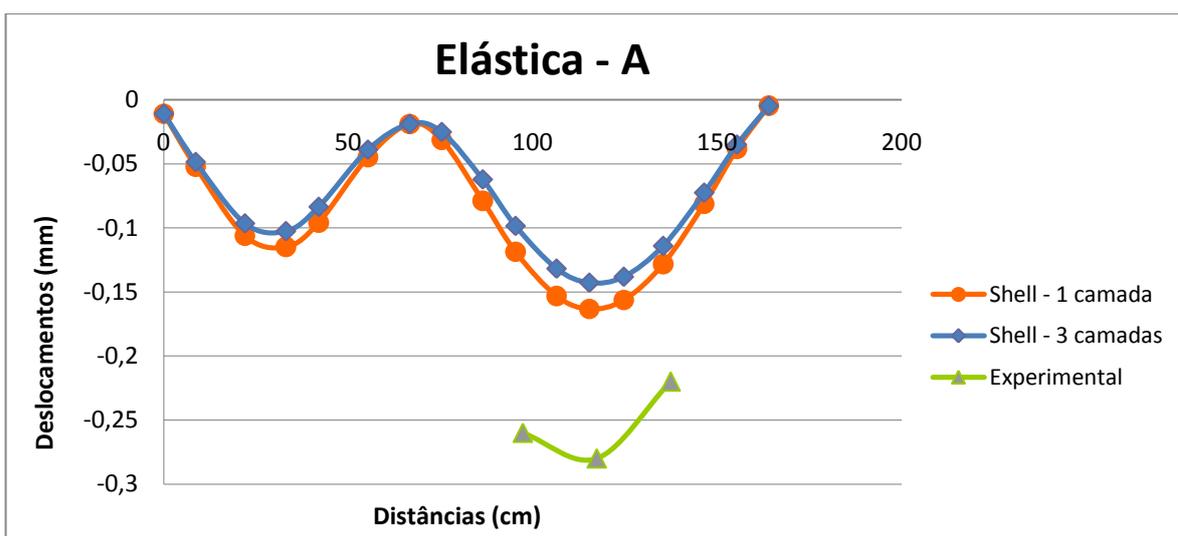


Figura 115 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 114b

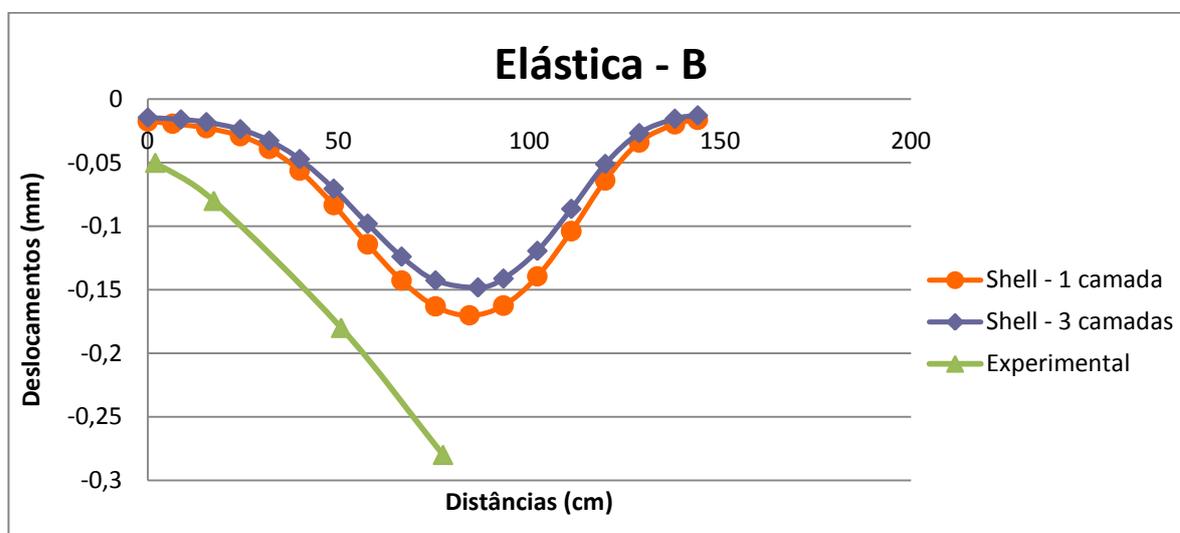


Figura 116 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 114b

Analisando as Figuras 115 e 116, constata-se que os resultados de deslocamento obtidos pelas duas modelagens numéricas foram muito semelhantes. Porém, verifica-se que os valores obtidos nas

análises numéricas foram inferiores aos medidos experimentalmente. Observa-se, ainda, que a análise que adotou o modelo denominado *Shell 1 Camada* resultou em valores numéricos mais próximos dos experimentais.

5.4.1.1.2 Maciço modelado com elemento *Solid*

Estas análises consideraram as mesmas alternativas de modelagem para o maciço apresentadas no item 5.1.1.1.2.

As Figuras 117 e 118 apresentam uma comparação entre os resultados numéricos e os valores medidos experimentalmente.

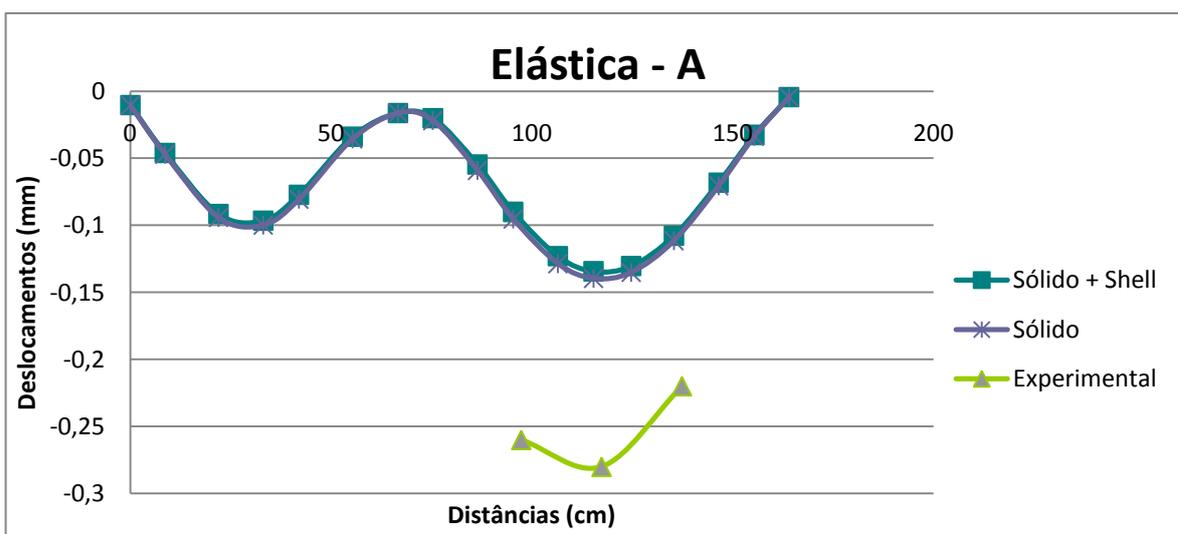


Figura 117 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 114b

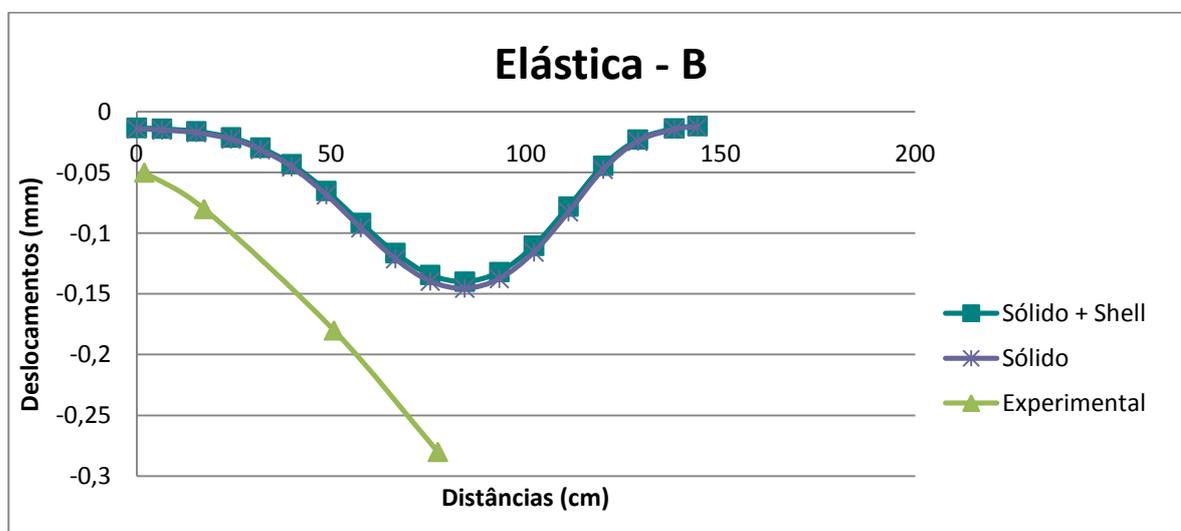


Figura 118 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 114b

A análise dos gráficos indica que os resultados de deslocamento foram similares nas duas modelagens. Entretanto, ambas as análises produziram deslocamentos inferiores aos medidos experimentalmente.

5.4.1.1.3 Comparação dos resultados com diferentes elementos

As Figuras 119 e 120 apresentam os resultados obtidos nas análises numéricas da estrutura utilizando as duas melhores propostas de modelagem do maciço com diferentes tipos de elementos. Os valores numéricos são comparados com os medidos experimentalmente.

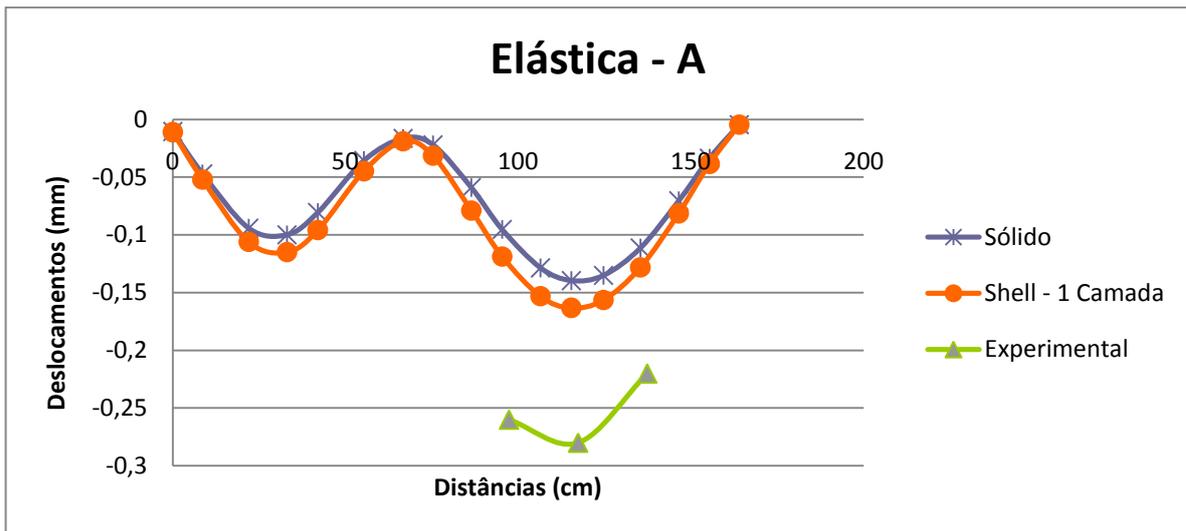


Figura 119 - Elástica: plano de corte A referente à Figura 114b

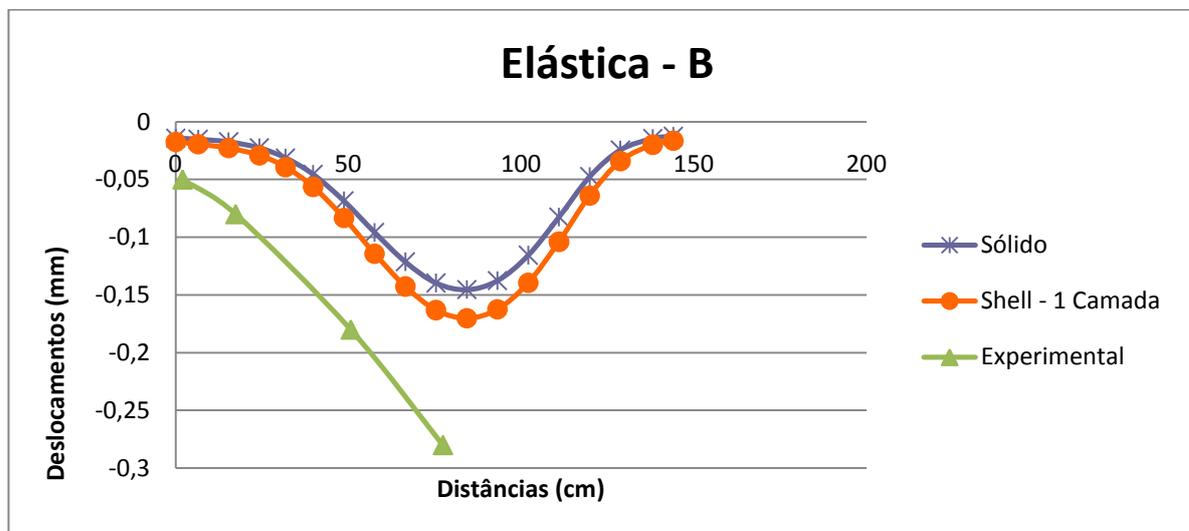


Figura 120 - Elástica: plano de corte B referente à Figura 114b

Observando-se as elásticas, constata-se que os resultados de deslocamento obtidos a partir das duas análises numéricas foram muito semelhantes. Porém, os valores numéricos são inferiores aos

medidos experimentalmente. Verifica-se, ainda, que a análise que adotou o modelo denominado *Shell 1 camada* resultou em valores numéricos mais próximos dos experimentais.

5.4.2 Modelagem com Análise Matricial de Grelhas

O *Sistema Computacional TQS*, por ter sido desenvolvido para o projeto de estruturas em escala natural, não admitiu a possibilidade de cálculo deste modelo, em função de suas dimensões reduzidas. Desta forma, foi calculado o protótipo com dimensões em escala natural e os resultados de deslocamento e momento fletor foram transformados para a escala reduzida, a partir das relações de pertinência estabelecidas pela Análise Dimensional. A Figura 121 apresenta a grelha gerada pelo *Sistema Computacional TQS*.

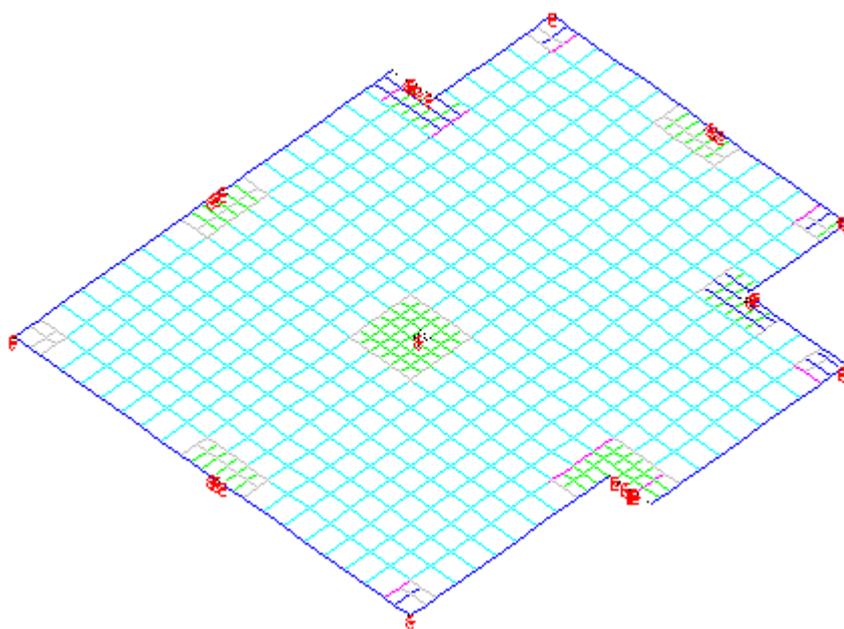


Figura 121 - Grelha gerada automaticamente pelo GRELHA-TQS

5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresentou a modelagem numérica das lajes monitoradas experimentalmente.

Foram realizadas diversas análises numéricas, visando definir o modelo a ser adotado para simular o comportamento dos maciços com elementos finitos. A partir dos resultados obtidos, optou-se pelo modelo que utiliza elementos de casca (*Shell*), dispostos sobre um plano posicionado na metade da altura da nervura, aqui denominado de *Shell 1 camada*.

Além disso, nos Casos 2 e 3, foram testados diferentes modelos com o intuito de simular adequadamente o apoio contínuo ao longo do comprimento de duas vigas da estrutura, que ocorreu em função das alvenarias de fechamento terem sido erguidas antes da realização do ensaio. A comparação entre os diversos resultados numéricos obtidos com o programa *SAP2000* e os valores medidos experimentalmente apontou para a utilização da condição de contorno que impede a translação apenas na direção ortogonal ao plano da capa. Esta condição foi adotada nos dois programas computacionais, porque representa melhor a realidade.

Outra questão importante diz respeito à definição do modelo de curva tensão-deformação a ser considerada para o concreto tracionado, fundamental em uma análise não linear. A partir dos resultados apurados nas diversas análises numéricas, optou-se por adotar, neste trabalho, a curva tensão-deformação que considera a proporcionalidade entre tensão e deformação específica até o concreto atingir 75% de sua máxima resistência à tração. A partir daí, o valor da tensão permanece constante até a deformação específica atingir o valor de 0,2%. O valor máximo da resistência à tração do concreto foi determinado pela expressão (25), recomendada pela norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) na inexistência de resultados experimentais.

Definida a modelagem, foram realizadas, nos dois programas computacionais, as análises linear e não linear das diversas lajes monitoradas experimentalmente.

Conforme discutido no Capítulo 3, o programa experimental mediu os valores de deslocamentos verticais e deformações específicas apenas devido aos carregamentos de ensaio e, portanto, sem a consideração do peso próprio das estruturas.

No *Sistema Computacional TQS*, foram realizadas, em cada laje, duas análises lineares: uma considerando o carregamento total da estrutura - soma de todas as cargas, incluindo o peso próprio - e outra adotando como carregamento apenas o peso próprio. Assim, os resultados numéricos oriundos apenas do carregamento experimental foram considerados como a diferença dos valores obtidos pelas duas análises.

Na análise não linear, o programa somente permite a aplicação da soma de todas as cargas aplicadas na estrutura, incluindo, neste caso, o peso próprio, dividida em número de etapas a ser definido pelo usuário. Desta forma, os resultados provenientes apenas da consideração do carregamento experimental foram obtidos, também, pela diferença entre duas análises: uma aplicando a carga total e outra adotando apenas o peso próprio da estrutura.

No *SAP2000*, foi aplicada apenas a carga experimental na análise linear das estruturas. Entretanto, na análise não linear, conforme discutido no Capítulo 4, o programa permite a consideração de diversos casos de carregamento, cuja ordem de aplicação é estabelecida pelo usuário. Desta forma, os deslocamentos e esforços resultantes em um caso de carga são considerados no caso subsequente. Optou-se, então, por realizar a análise não linear das lajes em escala natural monitoradas experimentalmente aplicando três tipos de carregamento em seqüência: peso próprio da estrutura, em cinco etapas, carregamento de alvenaria nas vigas, em cinco etapas e carga experimental em dez etapas. No modelo reduzido, foram aplicados, em seqüência, apenas dois carregamentos: o peso próprio da estrutura, em cinco etapas, e o carregamento experimental, formado pela carga por unidade de área e carga linear, em dez etapas. Os resultados numéricos provenientes apenas dos carregamentos experimentais foram considerados como a diferença entre os valores obtidos na etapa inicial e final da carga experimental.

O capítulo seguinte apresenta os resultados obtidos com estas análises, bem como os valores medidos experimentalmente, buscando-se estabelecer uma comparação entre eles.

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O desenvolvimento do programa experimental realizado com lajes nervuradas em escala natural e modelo reduzido, descrito no Capítulo 3, forneceu os resultados experimentais apresentados neste capítulo. Procura-se estabelecer uma comparação destes com os valores resultantes das análises numéricas, apresentadas no Capítulo 5. Busca-se, ainda, comparar os valores fornecidos pelas análises numéricas realizadas pelos dois programas computacionais empregados neste trabalho, cujas principais características encontram-se descritas no Capítulo 4. Este estudo comparativo será feito tendo como referência teórica os conceitos abordados no Capítulo 2.

Conforme discutido no Capítulo 3, a deformação das lajes nervuradas sob carregamento foi monitorada por extensômetros elétricos, conectados a um sistema de aquisição de dados, que forneceu valores de deformações específicas. Por esta razão, com o objetivo de comparar momentos fletores numéricos e experimentais, estas deformações são transformadas em momentos fletores, através do equilíbrio interno de forças nas seções instrumentadas.

6.1 CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL

As tensões e momentos fletores, para cada seção, foram determinados, a partir dos valores de deformação específica medidos experimentalmente, com o intuito de estabelecer a comparação com os resultados obtidos numericamente.

O momento fletor em uma seção transversal é determinado através do equilíbrio interno de forças referido ao centróide da seção tipo “T”, considerando as situações de seção fissurada e não fissurada (PARK, 1975).

A Figura 122 ilustra a distribuição de tensões e deformações, bem como as forças resultantes em uma seção, considerando o concreto não fissurado (Estádio I) e a Figura 123 apresenta a seção admitindo o concreto fissurado (Estádio II), ambas para aplicação de momento positivo e posição da linha neutra abaixo da capa.

Foram apurados três valores para o momento fletor em cada seção. O primeiro foi definido considerando-se a seção não fissurada (Estádio I) e a deformação específica da armadura foi inferida, a partir do valor da deformação específica medida experimentalmente no concreto (Figura 124a). Este momento fletor foi denominado *Experimental Estádio I ϵ_s inferido*. O segundo, denominado *Experimental Estádio I ϵ_s medido*, também foi determinado com a consideração da seção no Estádio I;

porém, foi utilizada a deformação específica medida na armadura experimentalmente (Figura 124b). O cálculo deste momento presume a possibilidade de um princípio de fissuração da estrutura no entorno da seção, considerando a contribuição do concreto tracionado entre fissuras, colaborando na resistência à tração (*tension stiffening*). O terceiro (Figura 124c), denominado *Experimental Estádio II*, foi definido considerando-se a seção fissurada (Estádio II).

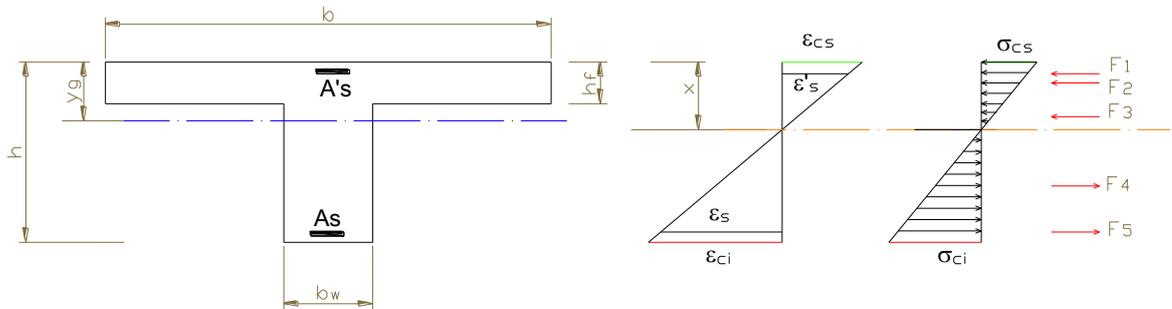


Figura 122 – Equilíbrio interno de forças de uma seção “T” de concreto não fissurada submetida a flexão

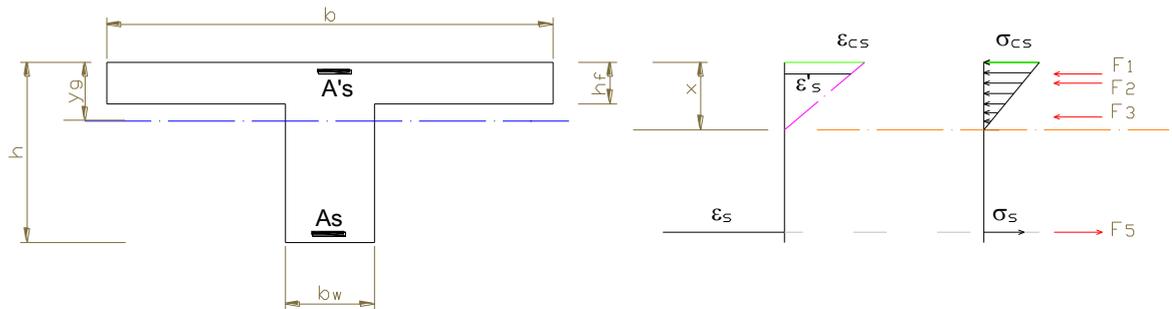


Figura 123 – Equilíbrio interno de forças de uma seção “T” de concreto fissurada submetida à flexão

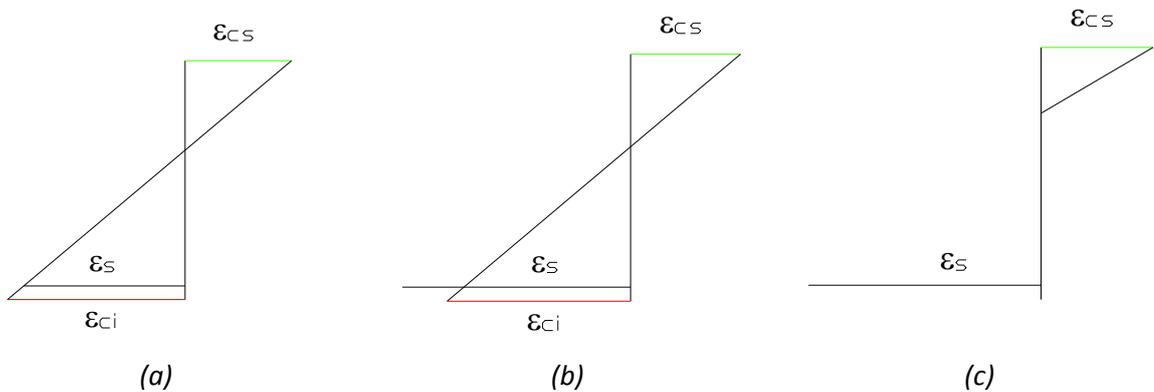


Figura 124 – Deformações específicas adotadas para (a) *Experimental Estádio I* ϵ_s inferido, (b) *Experimental Estádio I* ϵ_s medido e (c) *Experimental Estádio II*

6.2 CASO DE ESTUDO 1

Apresentam-se, a seguir, os resultados de deslocamentos verticais e momentos fletores das análises numéricas da laje denominada Caso de Estudo 1, bem como os valores obtidos a partir de medidas experimentais.

6.2.1 Deslocamentos Verticais

Os valores medidos experimentalmente para cada etapa de carga/descarga da laje podem ser visualizados no Anexo II.

A Figura 125 repete os pontos de instrumentação apresentados no Capítulo 3, de modo a facilitar sua identificação.

Com o objetivo de ilustrar o comportamento das seções instrumentadas, apresentam-se, nas Figuras 126 à 130, alguns gráficos dos valores de deslocamentos verticais obtidos numérica e experimentalmente, para cada etapa de carga/descarga da laje, em centésimo de milímetro. Os valores numéricos são resultados da análise não linear da estrutura.

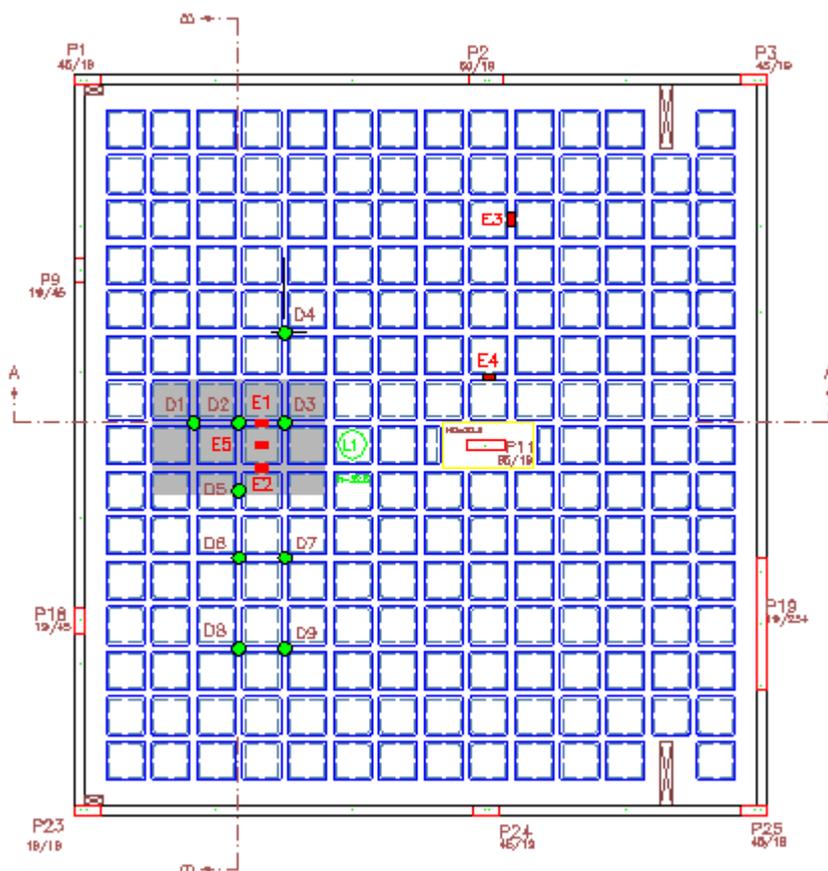


Figura 125 – Pontos de instrumentação e planos de corte A e B

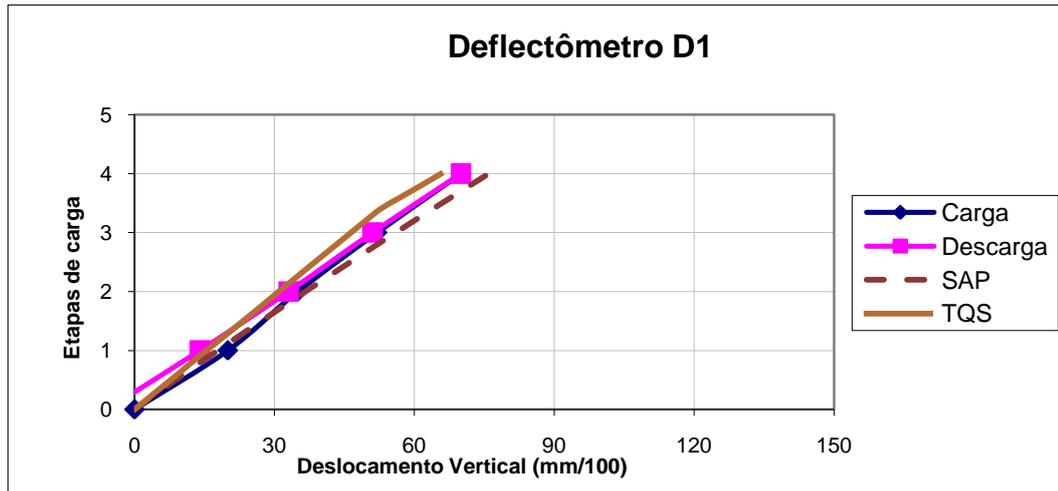


Figura 126 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D1

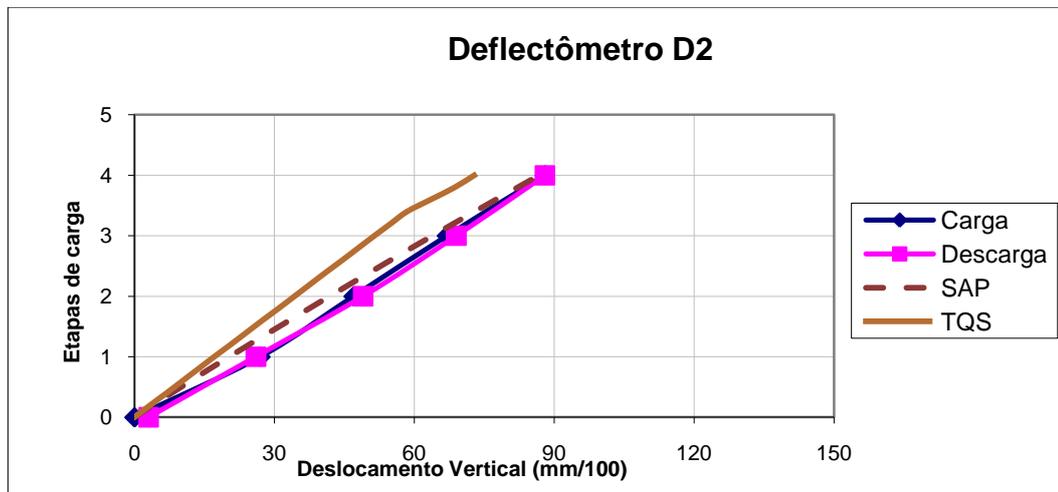


Figura 127 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D2

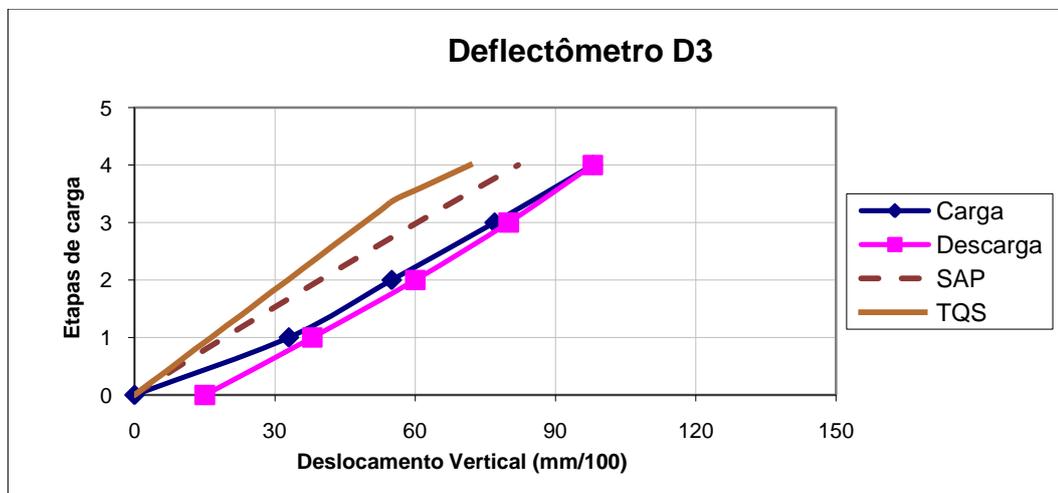


Figura 128 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D3

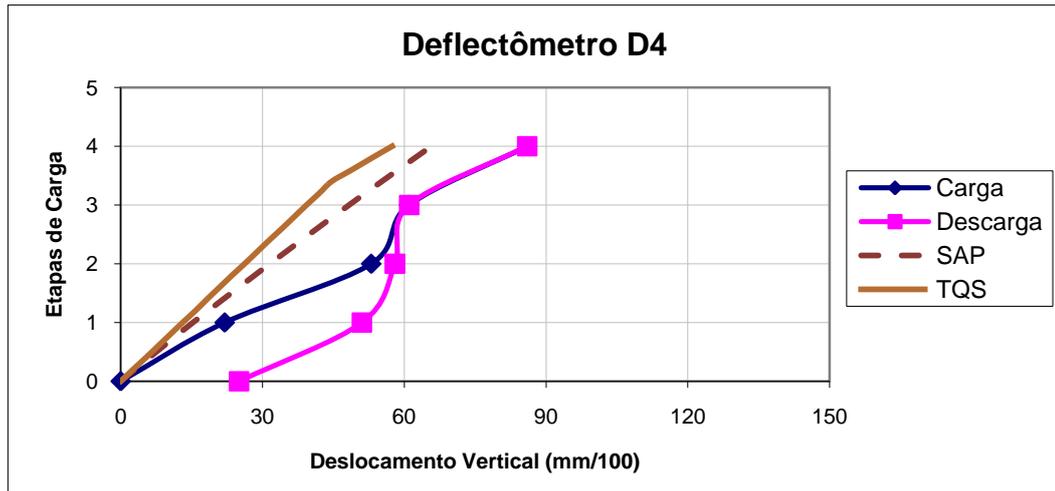


Figura 129 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D4

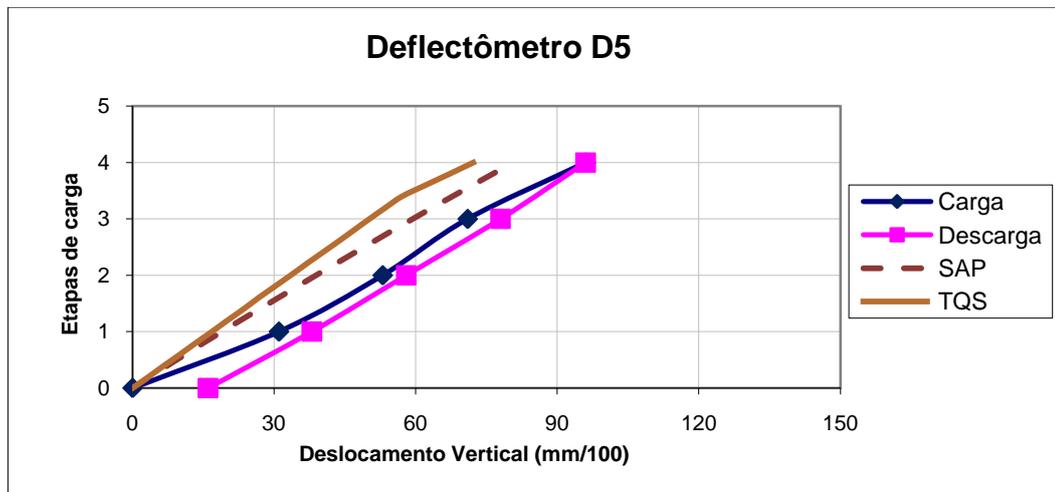


Figura 130 - Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D5

Analisando os gráficos dos deslocamentos, observa-se que a laje aparenta ter um comportamento razoavelmente linear durante as etapas de carregamento da estrutura.

Porém, segundo os deslocamentos obtidos pelo *Sistema Computacional TQS*, a estrutura apresenta um princípio de não linearidade durante a quarta etapa de carga, enquanto que o programa *SAP2000* indica comportamento não linear já a partir do início de aplicação do carregamento localizado, após a aplicação do peso próprio.

Para melhor compreensão dos resultados numéricos, são apresentados, no Quadro 17, os deslocamentos previstos pelas análises não lineares da estrutura nos pontos instrumentados D1 à D5, apenas para a aplicação do peso próprio, em centésimo de milímetro.

Quadro 17 - Valores dos deslocamentos verticais numéricos somente com aplicação do peso próprio

Ponto de Controle	Etapa de carga	TQS	Incremento de deslocamento TQS	SAP	Incremento de deslocamento SAP
D1	0	0,0	0,0	0,0	0,0
D1	1	-38,8	-38,8	-43,0	-43,0
D1	2	-77,5	-38,7	-86,0	-43,0
D1	3	-116,3	-38,8	-129,0	-43,0
D1	4	-154,8	-38,5	-172,1	-43,2
D1	5	-192,9	-38,1	-218,4	-46,2
D2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
D2	1	-42,2	-42,2	-47,8	-47,8
D2	2	-84,5	-42,3	-95,6	-47,8
D2	3	-126,7	-42,2	-143,4	-47,8
D2	4	-168,6	-41,9	-191,4	-48,1
D2	5	-210,0	-41,4	-243,8	-52,4
D3	0	0,0	0,0	0,0	0,0
D3	1	-41,1	-41,1	-47,2	-47,2
D3	2	-82,1	-41,0	-94,4	-47,2
D3	3	-123,1	-41,0	-141,7	-47,2
D3	4	-163,9	-40,8	-189,2	-47,5
D3	5	-204,0	-40,1	-240,9	-51,7
D4	0	0,0	0,0	0,0	0,0
D4	1	-42,0	-42,0	-47,7	-47,7
D4	2	-84,1	-42,1	-95,3	-47,7
D4	3	-126,1	-42,0	-143,0	-47,7
D4	4	-167,7	-41,6	-190,9	-47,9
D4	5	-208,8	-41,1	-242,5	-51,6
D5	0	0,0	0,0	0,0	0,0
D5	1	-42,6	-42,6	-47,8	-47,8
D5	2	-85,2	-42,6	-95,6	-47,8
D5	3	-127,7	-42,5	-143,4	-47,8
D5	4	-170,0	-42,3	-191,6	-48,1
D5	5	-211,9	-41,9	-243,9	-52,4

Os resultados mostram que, segundo o *Sistema Computacional TQS*, os incrementos de deslocamento permaneceram praticamente constantes durante o carregamento, indicando que a estrutura apresentou um comportamento aproximadamente linear até o final da aplicação do peso próprio. Entretanto, verifica-se, a partir dos dados obtidos pelo *SAP2000*, que os incrementos de deslocamento começam a aumentar já na quarta etapa de carga, sugerindo que a laje começa a se comportar de forma não linear a partir desta etapa.

Constata-se que os resultados numéricos foram muito similares, apesar de apontarem princípios de não linearidade em etapas diferentes. Verifica-se, também, que as previsões teóricas, obtidas a partir da análise não linear da estrutura, estiveram próximas dos valores medidos experimentalmente.

As Figuras 128 à 130 evidenciam que os deflectômetros D3, D4 e D5 apresentaram resíduo na etapa de descarga, o que pode indicar um início de fissuração da estrutura no entorno destes pontos, após o carregamento total, muito embora as seções não tenham apresentado sinais visuais de fissuração. Esta constatação corrobora as previsões numéricas de um princípio de comportamento não linear destes pontos.

Para melhor visualizar o comportamento da estrutura ao final do carregamento localizado, foram traçadas linhas elásticas formadas por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, indicados na Figura 125.

As Figuras 131 e 132 apresentam os resultados de deslocamentos obtidos a partir das análises linear e não linear da estrutura, realizadas no *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores medidos experimentalmente.

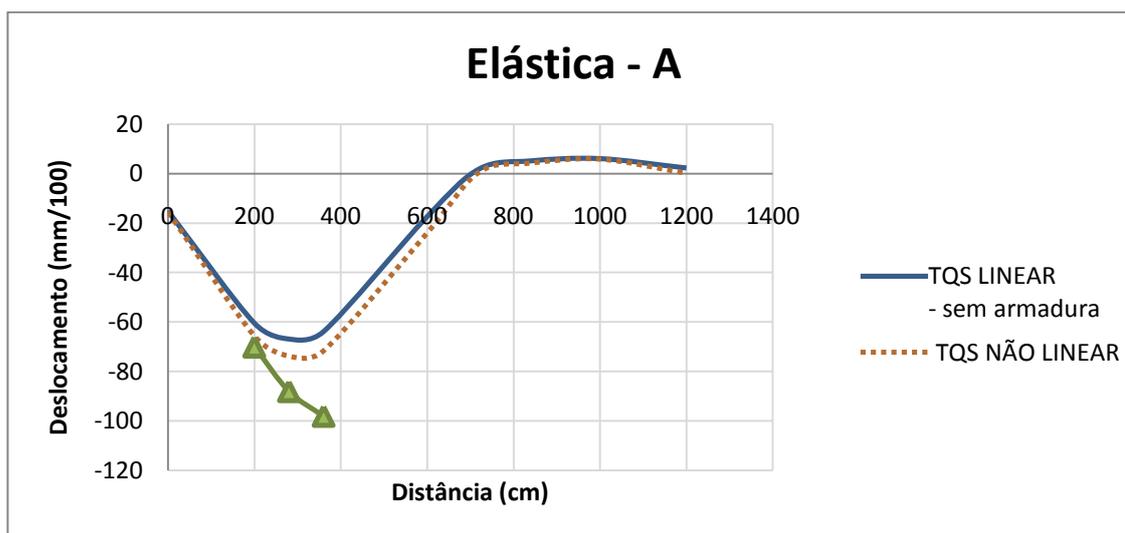


Figura 131 – Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125

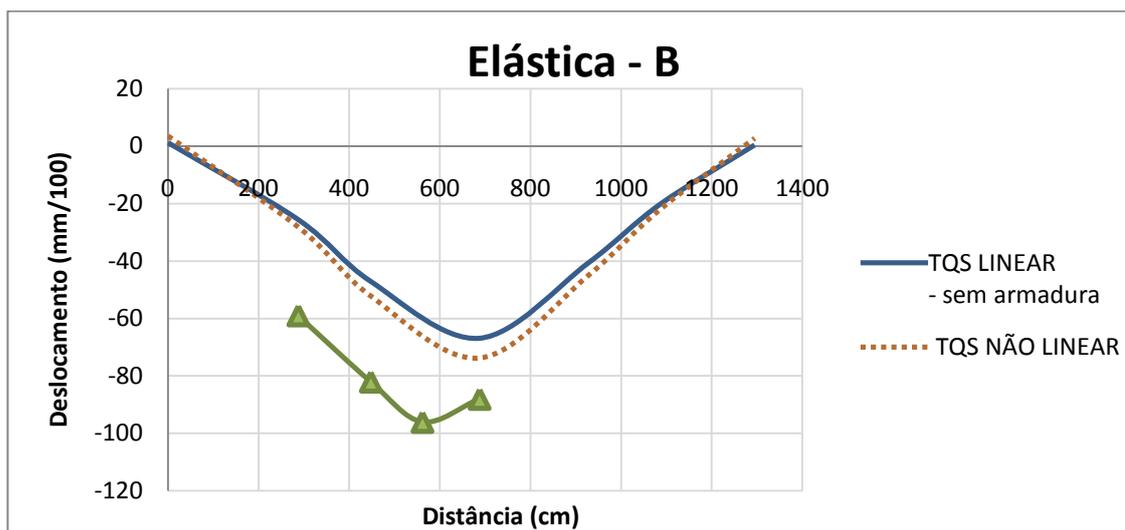


Figura 132 – Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 125

Analisando as elásticas, observa-se que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento semelhante da estrutura, com o maior deslocamento coincidindo com a área de aplicação do carregamento. Verifica-se, ainda, que os resultados da análise não linear da laje são superiores aos obtidos pela análise linear. Conforme discutido no Capítulo 4, o *Sistema Computacional TQS* não considera a armadura na análise linear. Caso fosse considerada, possivelmente a estrutura se apresentaria mais rígida e a diferença entre as duas análises seria maior.

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais indica um comportamento similar da estrutura na área de carregamento. Observa-se, ainda, que existe uma diferença entre os valores obtidos numérica e experimentalmente e que os picos de deslocamento ocorrem em pontos distintos da laje.

Nas Figuras 133 e 134, é possível visualizar os resultados de deslocamentos, obtidos a partir das análises linear e não linear da estrutura, feitas no *SAP2000*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

As elásticas indicam na análise linear uma estrutura mais rígida que na análise não linear. Conforme se observa nos gráficos, esta diferença é superior à apresentada entre as análises realizadas pelo *Sistema Computacional TQS*, provavelmente porque o *SAP2000* considera a armadura na análise linear.

A comparação dos resultados numéricos e experimentais indica que a análise não linear da estrutura obteve resultados bastante próximos aos medidos experimentalmente. Porém, assim como no

Sistema Computacional TQS, observa-se uma diferença de posição nos picos de deslocamento na área de carregamento da laje.

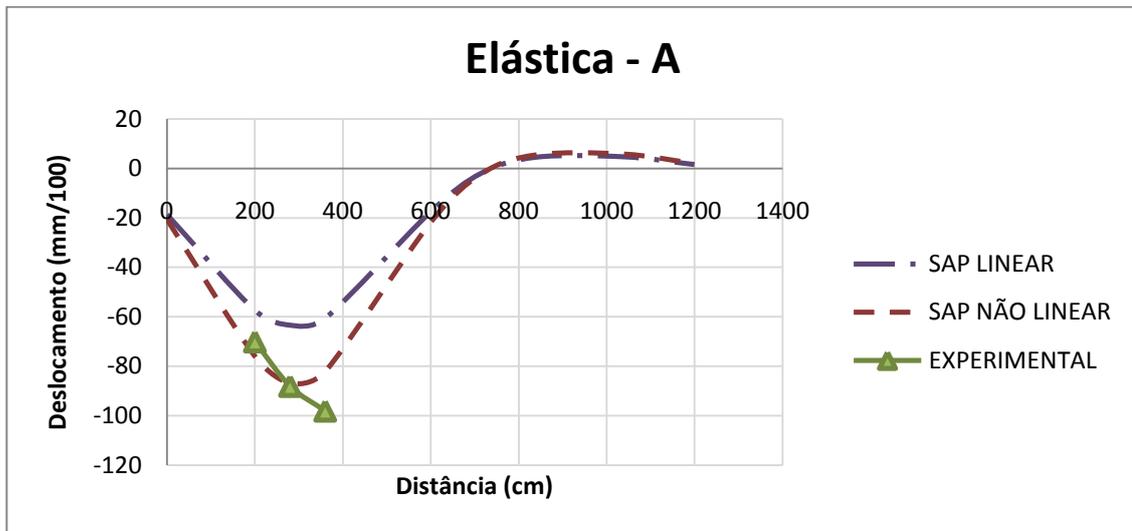


Figura 133 – Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125

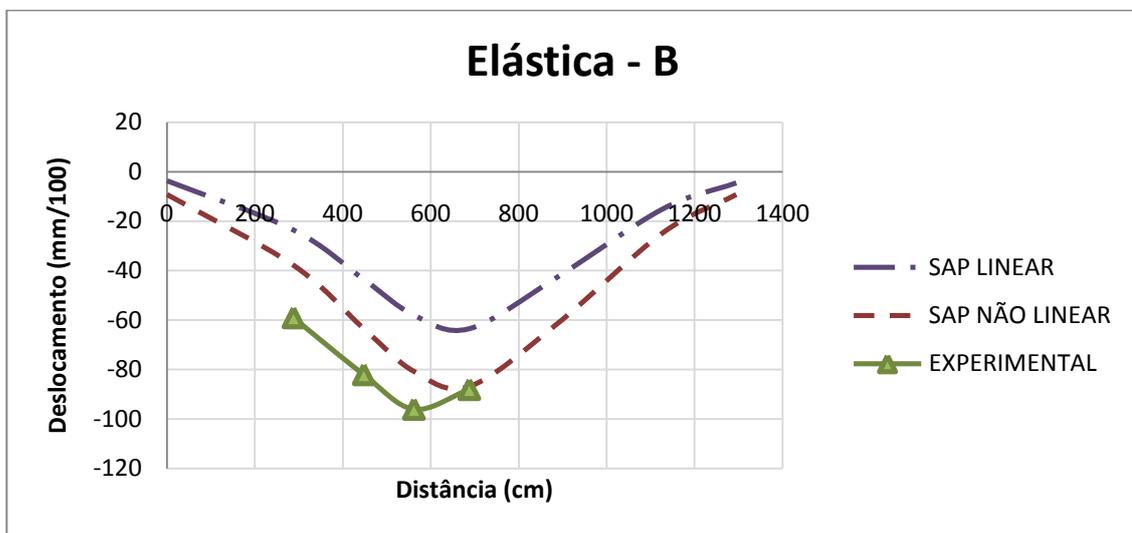


Figura 134 – Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 125

Com o objetivo de estabelecer uma comparação entre os resultados numéricos obtidos pelos dois programas e os valores medidos experimentalmente, foram traçadas as elásticas representadas nas Figuras 135 e 136.

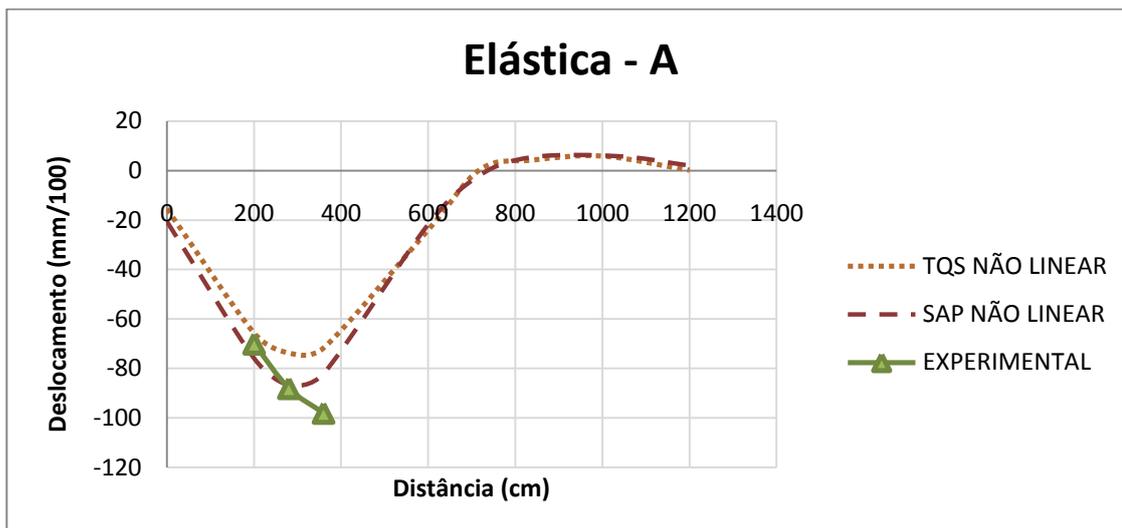


Figura 135 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125

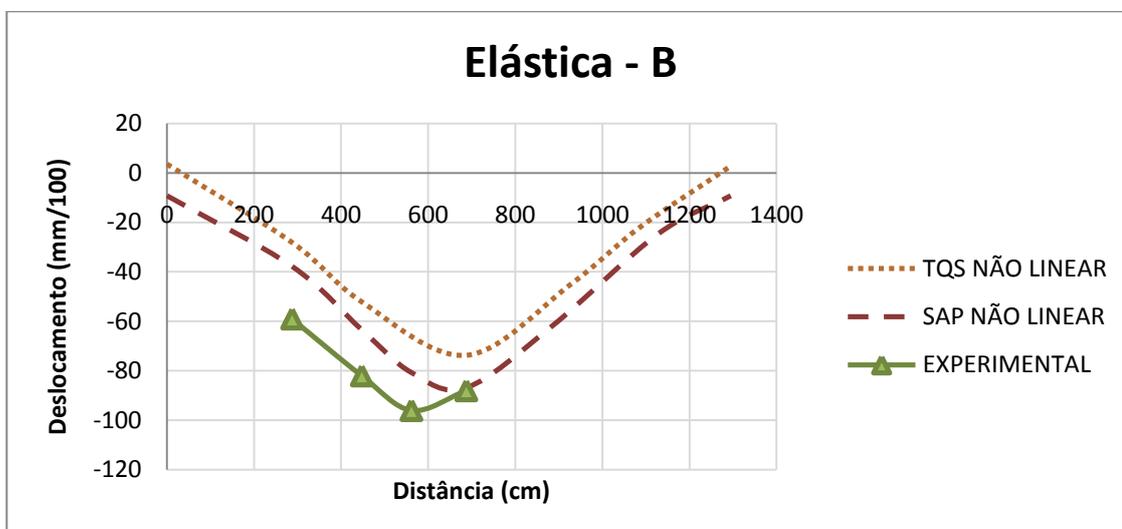


Figura 136 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 125

Conforme é possível observar nos gráficos, as previsões numéricas para o comportamento da estrutura foram compatíveis, com a coincidência do deslocamento máximo na área de aplicação do carregamento. Porém, a laje apresenta-se mais rígida segundo a análise matricial de grelhas, com uma diferença entre os resultados numéricos, no pico, em torno de 17%. Esta diferença pode estar associada à diferença de modelagem da região maciça contígua ao vigamento de borda (Figura 137). O Sistema Computacional TQS simula esta região através de uma grelha, cujas barras possuem características geométricas definidas automaticamente pelo programa. O número de barras adotado, bem como suas inércias, pode ter contribuído para uma maior rigidez da laje.

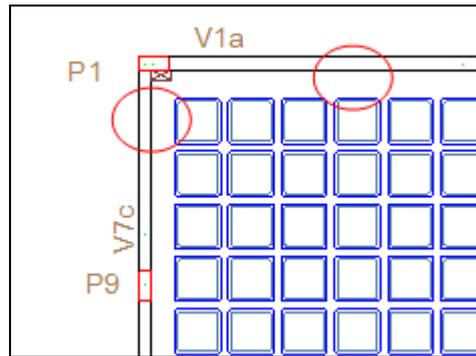


Figura 137 – Região maciça contígua ao vigamento de borda

Verifica-se, ainda, que os valores obtidos a partir da análise realizada pelo programa *SAP2000* estão mais próximos dos resultados experimentais que os estimados pelo *Sistema Computacional TQS*. Observa-se, também, que o pico de deslocamento previsto pelas análises numéricas encontra-se em posição distinta do medido experimentalmente. Uma possível explicação para esta defasagem seria a vinculação experimental não estar condizente com os vínculos estabelecidos nas análises numéricas.

6.2.2 Deformações Específicas e Momentos Fletores

As deformações específicas medidas experimentalmente são apresentadas no Anexo II.

As Figuras 138 a 144 apresentam os valores de deformações específicas medidas experimentalmente, para cada etapa de carregamento, em algumas seções instrumentadas. No ponto de instrumentação E2, o extensômetro da armadura ficou avariado durante a concretagem da estrutura.

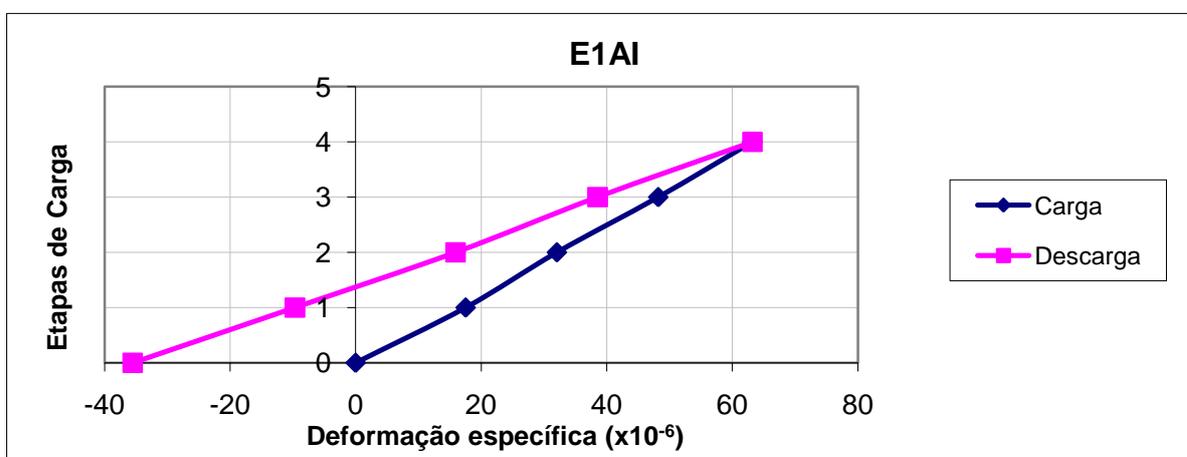


Figura 138 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Armadura Inferior

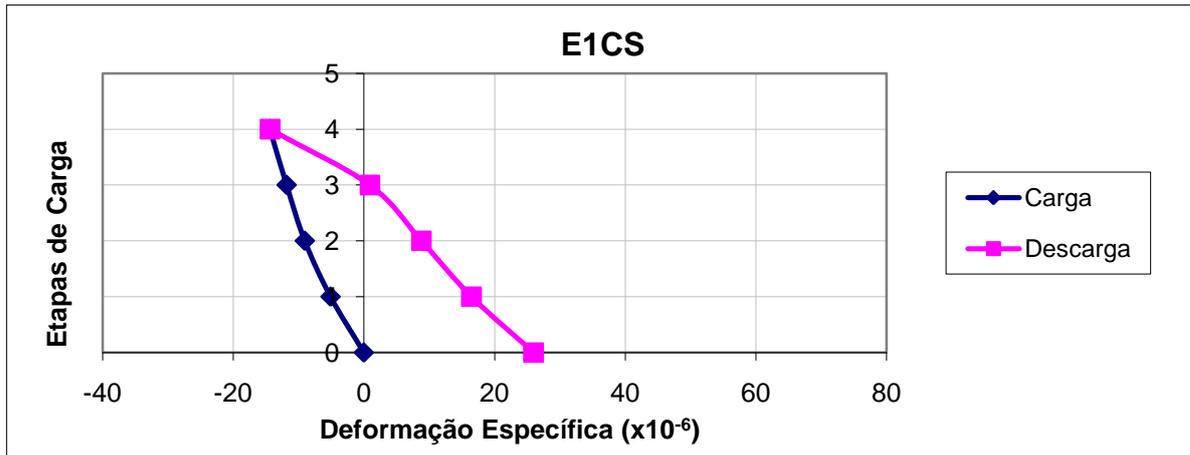


Figura 139 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Superior

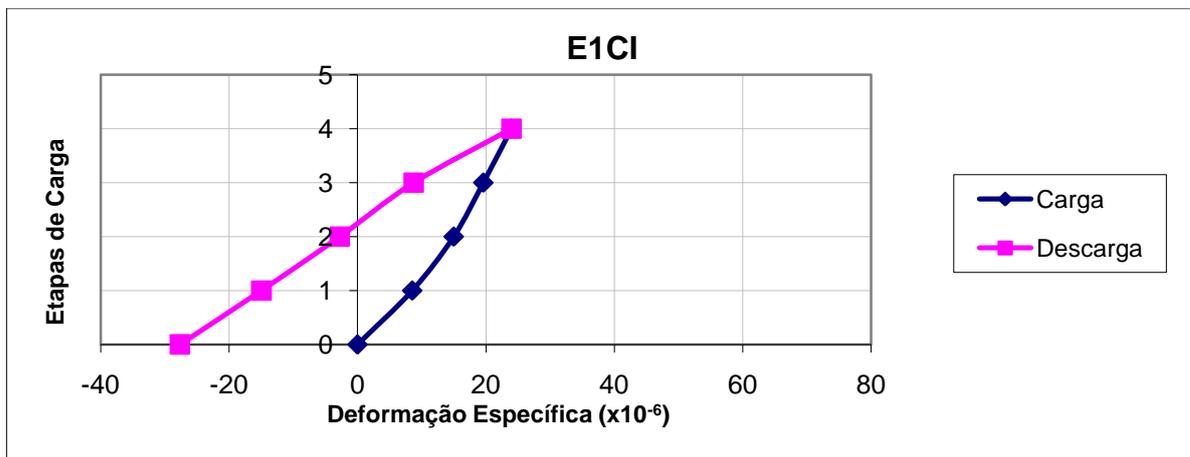


Figura 140 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Inferior

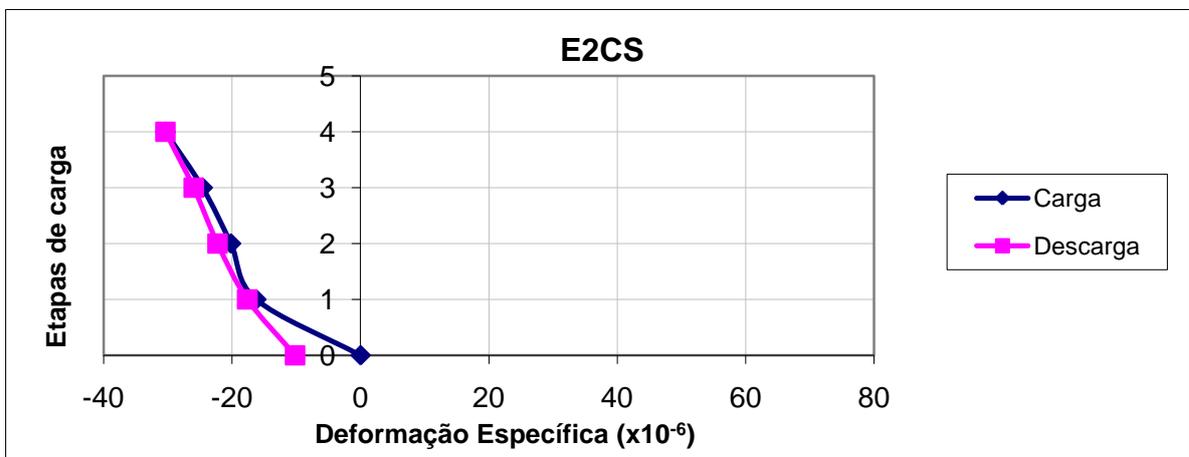


Figura 141 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E2 – Concreto Superior

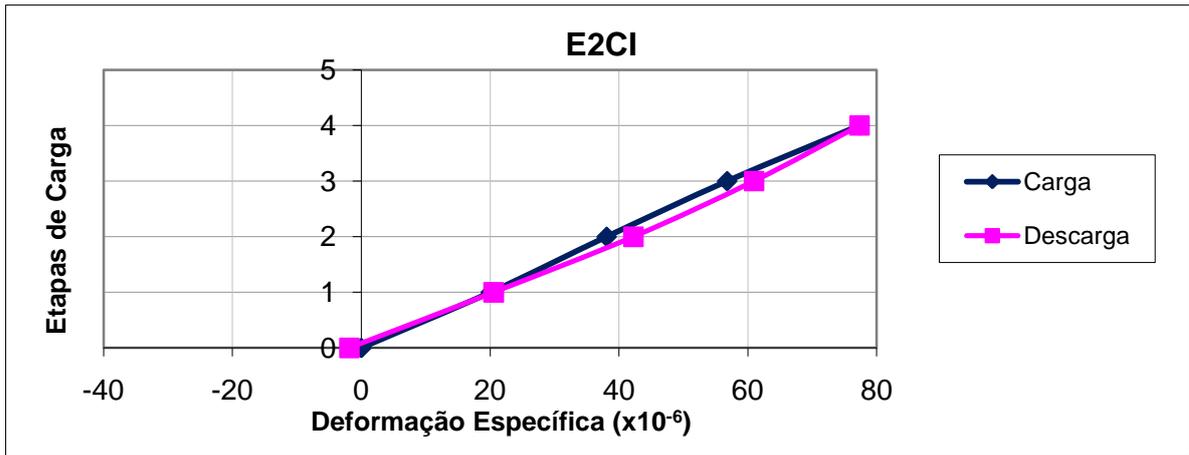


Figura 142 - Gráfico carga x deformação específica no Ponto 2 – Concreto Inferior

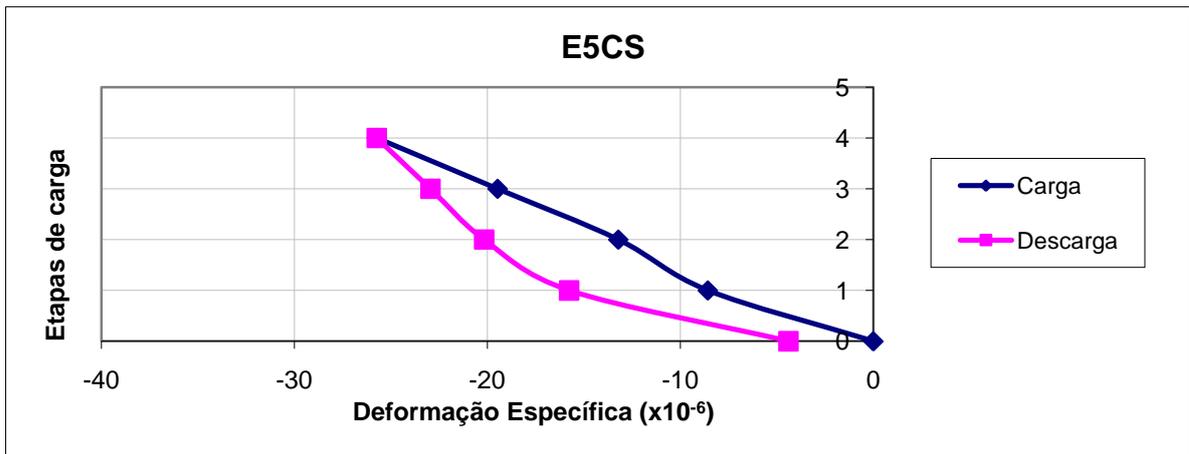


Figura 143 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E5 – Concreto Superior

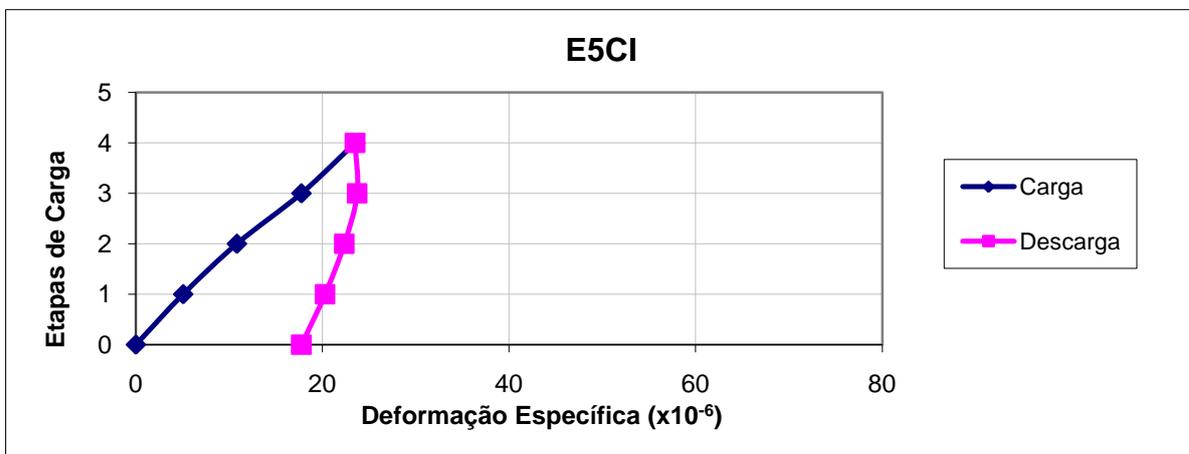


Figura 144 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E5 – Concreto Inferior

Analisando os gráficos das deformações, observa-se que a laje apresentou tração nas fibras inferiores e compressão nas superiores, indicando a presença de momentos fletores positivos nestas seções. Constata-se, ainda, que a laje teve comportamento muito próximo ao linear, ao longo do ensaio de

carregamento, sugerindo que não ocorreu fissuração, ou seja, que a estrutura permaneceu no Estádio I até o final da aplicação da carga, confirmando a tendência mostrada pelos resultados dos deflectômetros.

Verifica-se, também, que, no ponto de instrumentação E1, a deformação específica medida na armadura é superior a medida no concreto inferior. Esta diferença pode sugerir um início de fissuração no entorno desta seção, após o carregamento da laje, com o concreto diminuindo sua capacidade resistente à tração e transferindo as tensões para a armadura.

Os gráficos mostram, ainda, um resíduo no processo de descarga. Estas leituras podem indicar que estes extensômetros provavelmente estavam colados em seções não fissuradas do concreto, localizadas próximas a uma área onde pode ter se iniciado um processo de fissuração, após o carregamento da laje. Desta forma, embora a estrutura, como um todo, permanecesse no Estádio I, algumas seções poderiam ter começado a fissurar, corroborando a tendência verificada nos resultados dos deslocamentos verticais.

Conforme apresentado no Capítulo 3, além da armadura dimensionada pelo *Sistema Computacional TQS*, o projetista da estrutura original dispôs, na parte inferior da capa, uma tela soldada, antevendo uma possível tração nas fibras inferiores, nos vazios entre as nervuras. Os resultados apresentados nas Figuras 143 e 144 indicam a adequação da opção do projetista.

A partir dos dados de deformação específica medidos experimentalmente, foram calculados os momentos fletores experimentais. Infelizmente, nem todos os momentos fletores puderam ser determinados, pois, além do extensômetro na armadura do ponto E2, ficaram também danificados, durante o ensaio, os extensômetros nas armaduras do ponto E4 e no concreto inferior do ponto E3.

Os valores de momento fletor obtidos nos pontos de instrumentação E1 à E4, a partir das deformações específicas medidas experimentalmente, bem como os resultados das análises numéricas, para o carregamento máximo aplicado, podem ser visualizados no Quadro 18.

Quadro 18 – Momentos fletores nas seções instrumentadas (kN.cm)

PONTO DE INSTRUMENTAÇÃO	SAP LINEAR	SAP NÃO LINEAR	TQS LINEAR sem armadura	TQS NÃO LINEAR	EXPERIMENTAL Estádio I ϵ s inferido	EXPERIMENTAL Estádio I ϵ s medido	EXPERIMENTAL Estádio II
E1	503,8	350,3	442,0	517,0	339,1	401,5	179,7
E2	503,1	347,5	435,0	506,5	889,0	-	-
E3	48,0	39,7	62,5	79,5	72,8	-	30,3
E4	-224,4	-289,2	-210,0	-266,5	-360,2	-	-

Analisando o quadro, observa-se que, os resultados indicam momentos positivos nos pontos de instrumentação E1, E2 e E3 e momento negativo no ponto E4. Verifica-se, ainda, que, nos dois programas, os momentos fletores resultantes da análise não linear possuem valores distintos dos obtidos com a análise linear. Isto indica que ocorreu uma redistribuição dos momentos em função do comportamento não linear da laje, sugerindo uma possível fissuração em alguns pontos da estrutura. Porém, as variações ocorrem de forma distinta nos dois programas. Enquanto no *SAP2000*, verifica-se uma redução de momentos da análise linear em relação à análise não linear nos pontos E1, E2 e E3, no *Sistema Computacional TQS* nota-se um aumento de valor nestes pontos.

Pode-se observar, também, que o momento fletor resultante em todas as análises numéricas, no ponto de instrumentação E1, é bastante superior ao resultado do momento experimental, considerando a seção totalmente fissurada (Experimental Estádio II).

Em relação ao ponto E5, foi determinado o momento experimental, a partir das deformações específicas medidas experimentalmente no concreto. O resultado foi um momento positivo igual a 1,25 kNcm/cm. Conforme discutido no Capítulo 4, o *Sistema Computacional TQS* calcula a laje nervurada como um conjunto de vigas “T” justapostas, não existindo, portanto, uma previsão teórica para momento fletor na região da capa. As análises realizadas no programa *SAP2000* resultaram em flexão positiva no elemento de placa igual a 0,3 kNcm/cm. Observa-se, portanto, que, embora os resultados obtidos numérica e experimentalmente tenham resultado em flexão positiva, verifica-se uma grande diferença entre eles. Esta diferença pode estar associada ao fato de que, no programa computacional, a carga distribuída sobre o elemento de área da capa é transformada em carga nodal, conferindo a esta região um funcionamento preponderante de membrana, com pouca flexão, ao contrário do que ocorre no programa experimental, onde este ponto apresenta-se predominantemente fletido, a partir da aplicação da carga localizada diretamente sobre a capa. Cabe salientar que este é o comportamento de um ponto específico, que não reflete o comportamento global da estrutura.

Com o objetivo de visualizar o comportamento global, foram traçados diagramas de momento fletor, formados por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, indicados na Figura 125, para o carregamento máximo aplicado.

As Figuras 145 e 146 apresentam os resultados de momentos fletores obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feita no *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores obtidos experimentalmente no ponto E1.

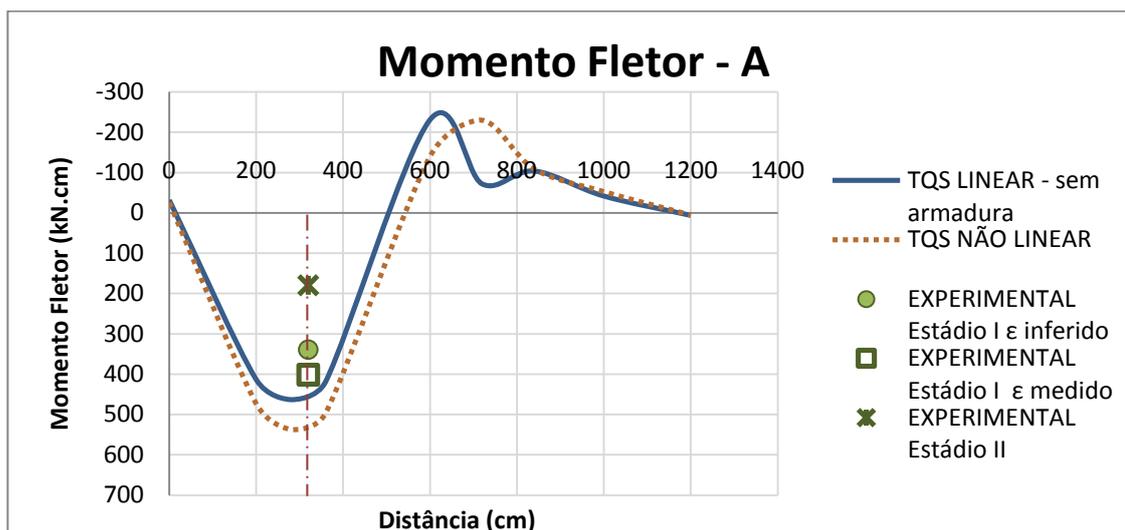


Figura 145 – Diagrama de momento fletor TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125

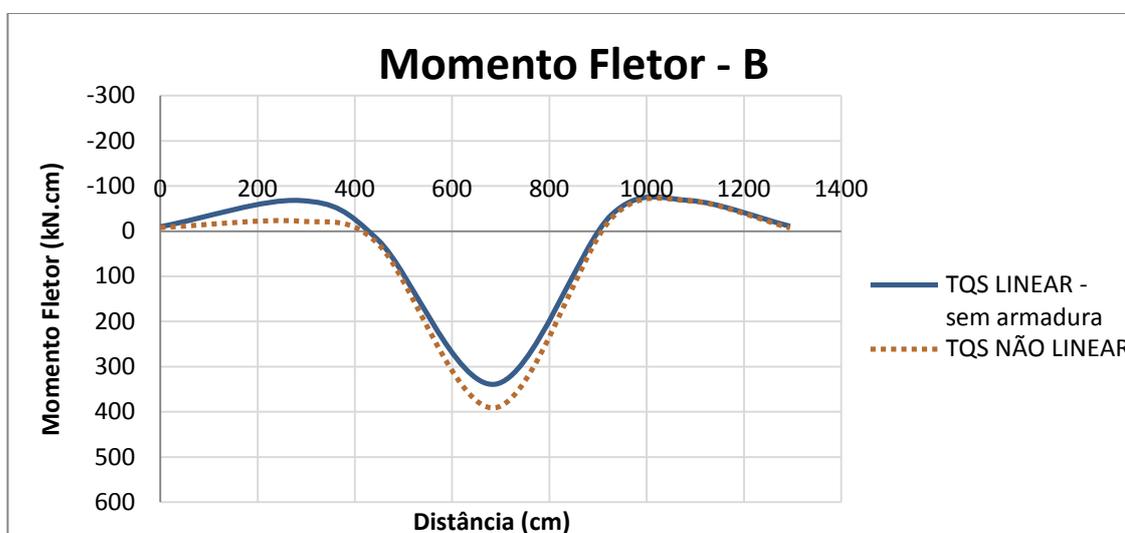


Figura 146 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 125

Analisando os diagramas, observa-se que os valores de momento fletor resultantes das análises linear e não linear da estrutura são similares. Os gráficos indicam, ainda, flexão positiva na área de aplicação do carregamento localizado, coincidindo com os resultados de deformação específica apresentados, e negativa na região do maciço.

A partir dos gráficos, nota-se, ainda, que, apesar das duas análises indicarem momento fletor negativo na região do maciço, o pico ocorre em posições diferentes.

Verifica-se, também, que os valores de momentos fletores previstos pelas análises numéricas no ponto de instrumentação E1 aproximam-se do experimental calculado com a consideração da seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento.

As Figuras 147 e 148 apresentam os resultados de momentos fletores obtidos a partir das análises linear e não linear da estrutura feitas no *SAP2000*, bem como os valores medidos experimentalmente no ponto E1.

A análise dos diagramas indica flexão positiva na região de aplicação da carga localizada, corroborando os resultados experimentais, e flexão negativa na área do maciço.

Observando a Figura 147, verifica-se que a análise não linear da estrutura resultou em momentos fletores, na direção do plano de corte A, inferiores aos obtidos com a análise linear na região de carregamento.

A comparação dos resultados no ponto E1 indica que, na análise linear, o momento fletor é próximo ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento. Já na análise não linear, o resultado é similar ao obtido com a consideração da seção não fissurada (Estádio I) e deformação específica da armadura função do valor da deformação específica medida experimentalmente no concreto.

A Figura 148 indica que, na direção do plano de corte B, os picos de momento positivo e negativo resultantes da análise não linear foram superiores aos previstos pela análise linear.

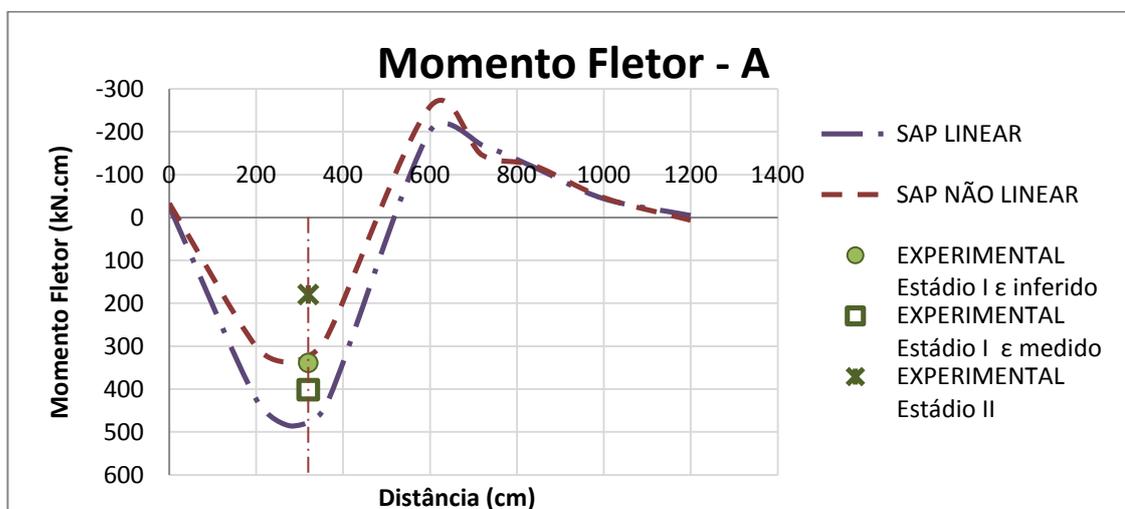


Figura 147 - Diagrama de momento fletor SAP + EXPERIMENTAL2000: plano de corte A referente à Figura 125

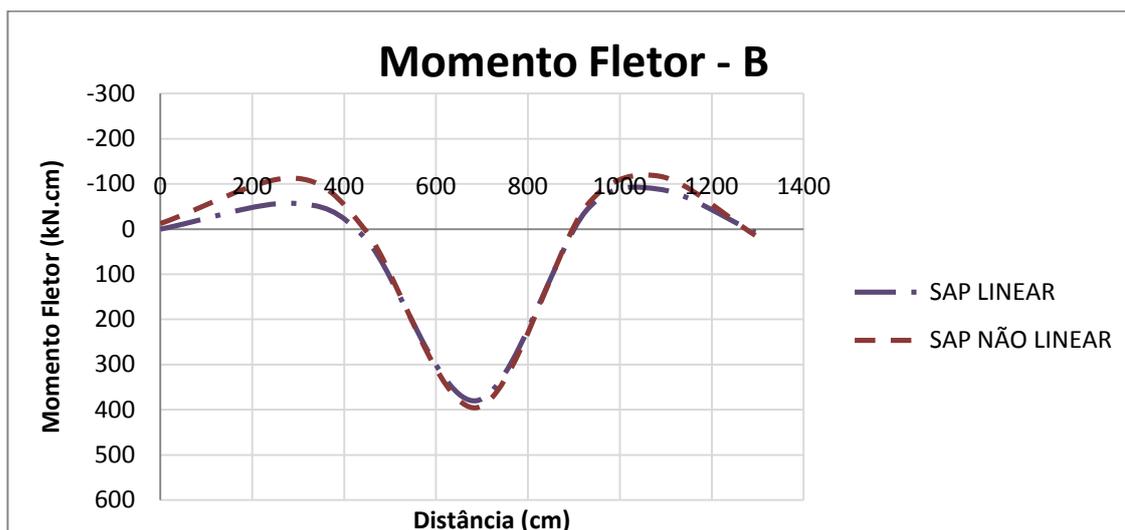


Figura 148 - Diagrama de momento fletor SAP2000: plano de corte B referente à Figura 125

Com o objetivo de estabelecer uma comparação entre os resultados numéricos obtidos pelos dois programas e os valores medidos experimentalmente, foram traçados os diagramas de momento fletor representados nas Figuras 149 e 150. Os diagramas foram traçados a partir dos resultados da análise não linear da estrutura.

A análise dos resultados apresentados indica que os dois programas computacionais apresentaram diagramas com distribuição e orientação dos momentos fletores muito semelhantes.

Observando a Figura 149, verifica-se que a análise da estrutura realizada pelo programa *SAP2000* resultou em momentos fletores inferiores aos obtidos pela análise do *Sistema Computacional TQS* na área de aplicação do carregamento. Além disso, o diagrama indica que a posição do pico de momento fletor negativo, que ocorre na região do maciço, é diferente nos dois programas, sendo o resultado de flexão máxima negativa do programa *SAP2000* superior ao valor obtido pelo *Sistema Computacional TQS*.

Em relação ao ponto de instrumentação E1, podemos observar que o resultado de momento fletor no *SAP2000* é semelhante ao obtido com a consideração da seção não fissurada (Estádio I) e deformação específica da armadura função do valor da deformação específica medida experimentalmente no concreto. Já a análise do *Sistema Computacional TQS* resultou em um momento fletor maior que os valores determinados a partir dos dados medidos experimentalmente. É importante ressaltar que o momento fletor experimental considerando a seção no Estádio II ficou bastante aquém das previsões teóricas, confirmando a premissa de que, se houve alguma fissuração na estrutura, esta ocorreu em pontos isolados, praticamente numa zona de transição entre o Estádio I e o Estádio II.

A Figura 150 indica que, na direção do plano de corte B, os picos de momento positivo e negativo entre os dois programas ocorrem nas mesmas posições. Porém, enquanto os picos positivos possuem valor similar, os negativos resultantes da análise pelo MEF foram superiores aos previstos pela análise matricial de grelhas.

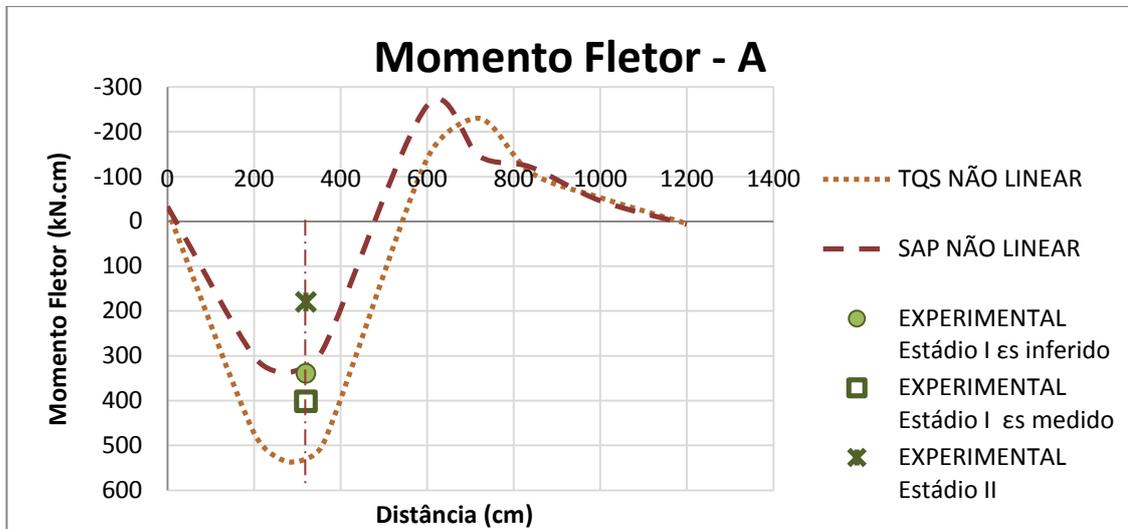


Figura 149 - Diagrama de momento fletor SAP2000 +TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 125

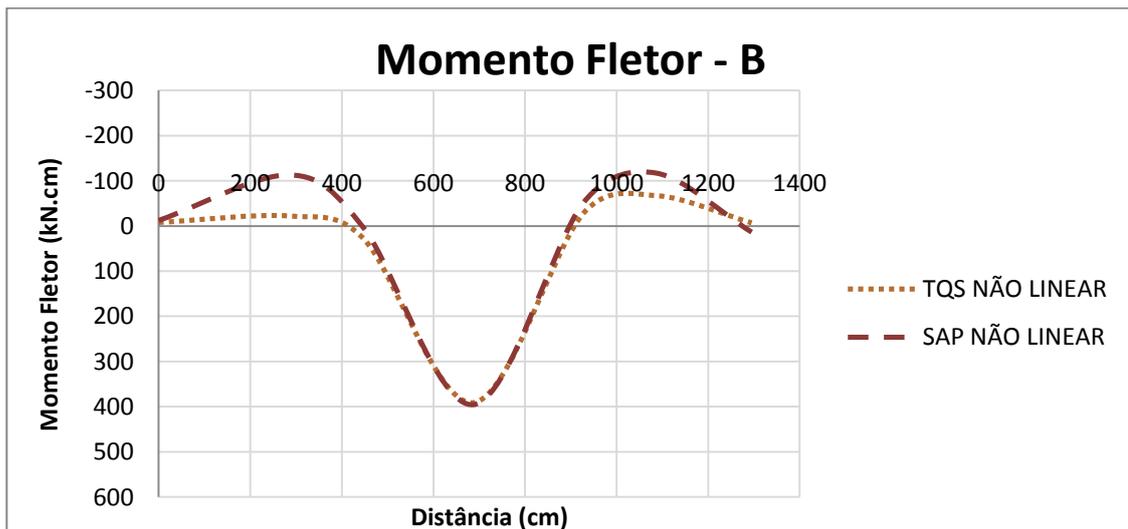


Figura 150 - Diagrama de momento fletor SAP2000 +TQS: plano de corte B referente à Figura 125

6.3 CASO DE ESTUDO 2

Os resultados de deslocamentos verticais e momentos fletores, obtidos numérica e experimentalmente para o Caso de Estudo 2, são apresentados a seguir.

6.3.1 Deslocamentos Verticais

O quadro com os valores medidos experimentalmente em todos os pontos de controle para cada etapa de carga/descarga da estrutura encontra-se disponível no Anexo III.

Com o objetivo de ilustrar o comportamento das seções instrumentadas, apresenta-se, nas Figuras 152 à 154, alguns gráficos com os valores de deslocamentos verticais obtidos numérica e experimentalmente, para cada etapa de carga/descarga da estrutura em centésimo de milímetro. Os valores numéricos são resultados da análise não linear da laje. A Figura 151 repete os pontos de instrumentação apresentados no Capítulo 3, de modo a facilitar sua identificação.

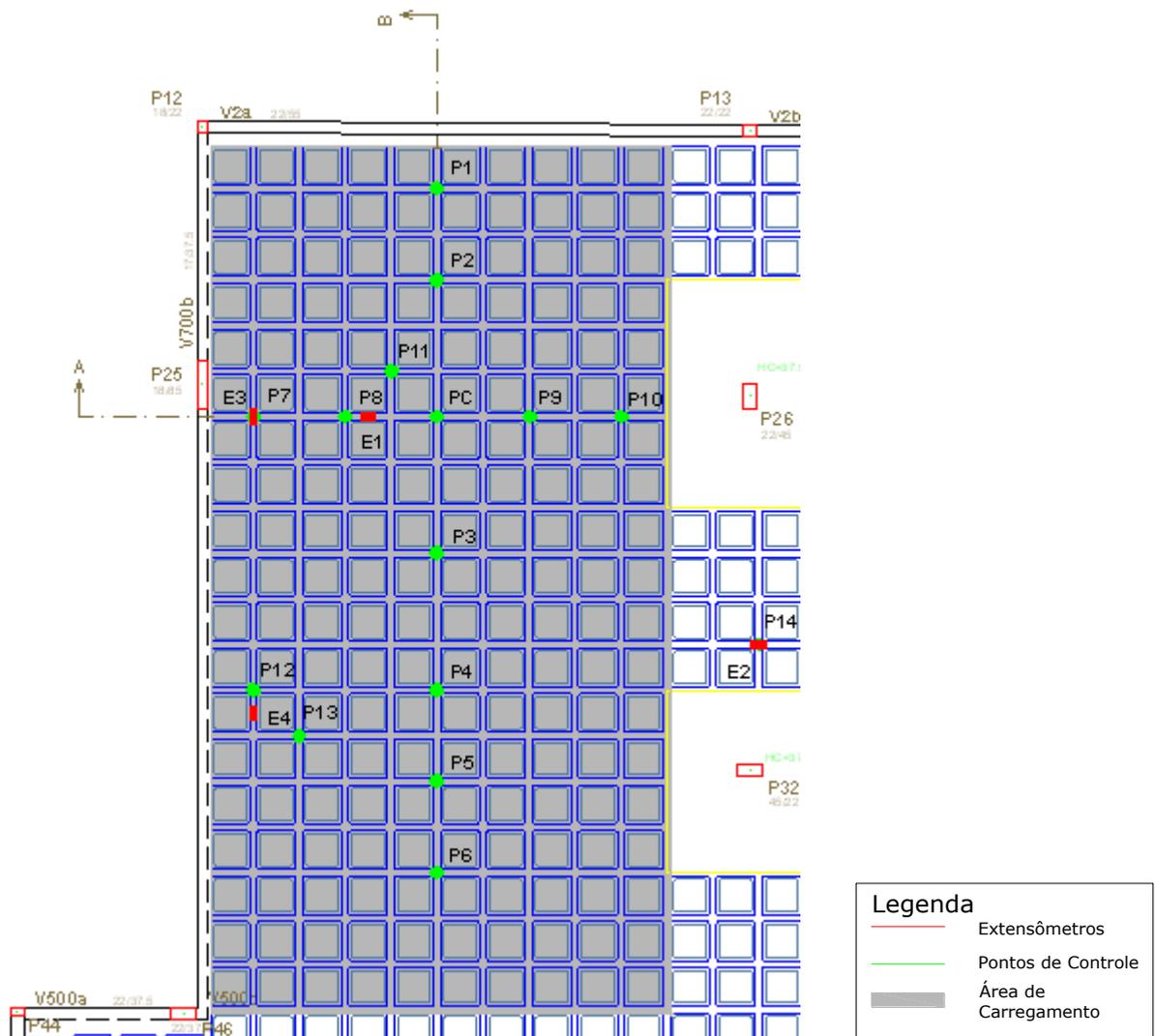


Figura 151 - Pontos de instrumentação e planos de corte A e B

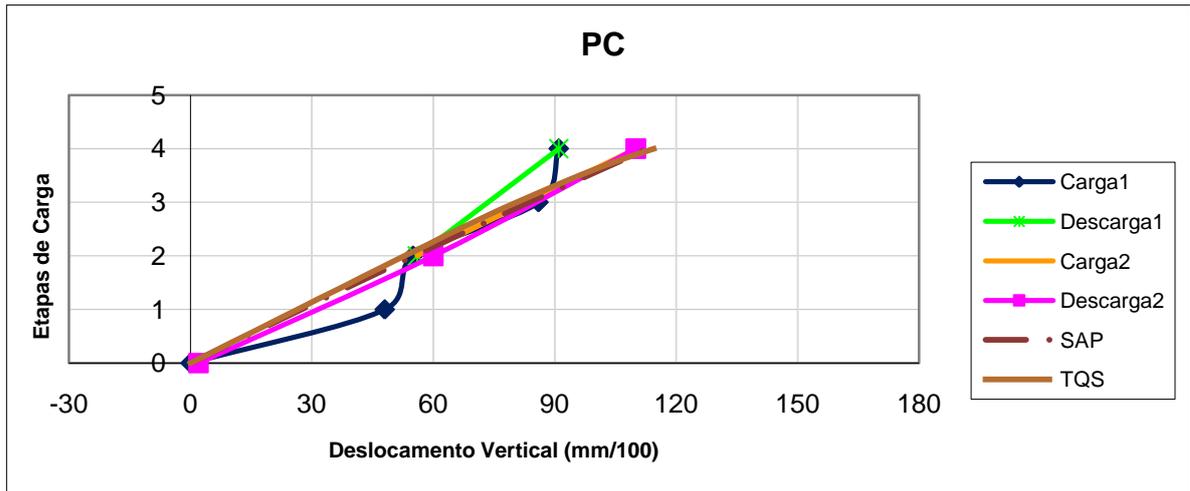


Figura 152 - Gráfico carga/descarga x deslocamento vertical do ponto PC

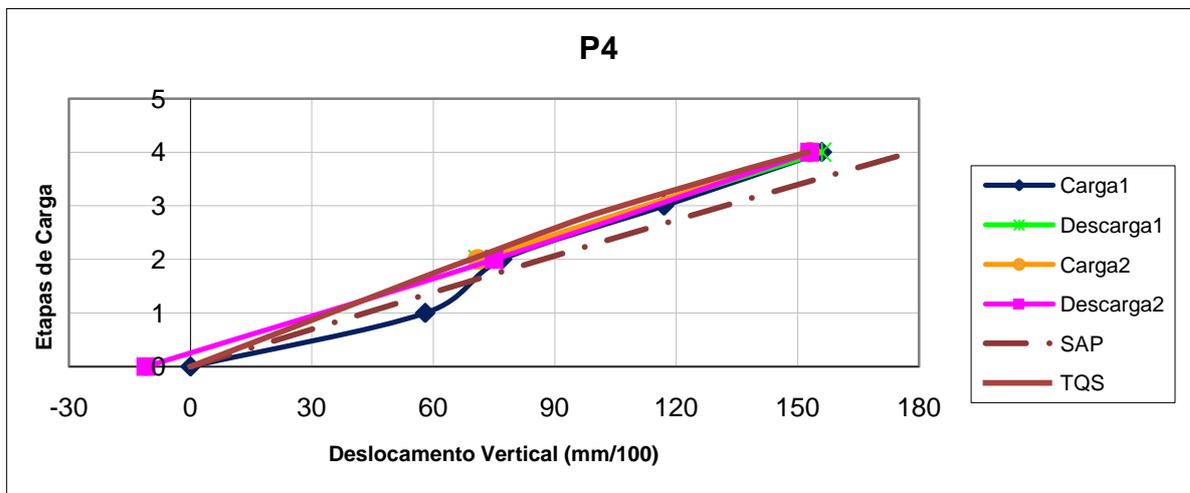


Figura 153 – Gráfico carga/descarga x deslocamento vertical do ponto P4

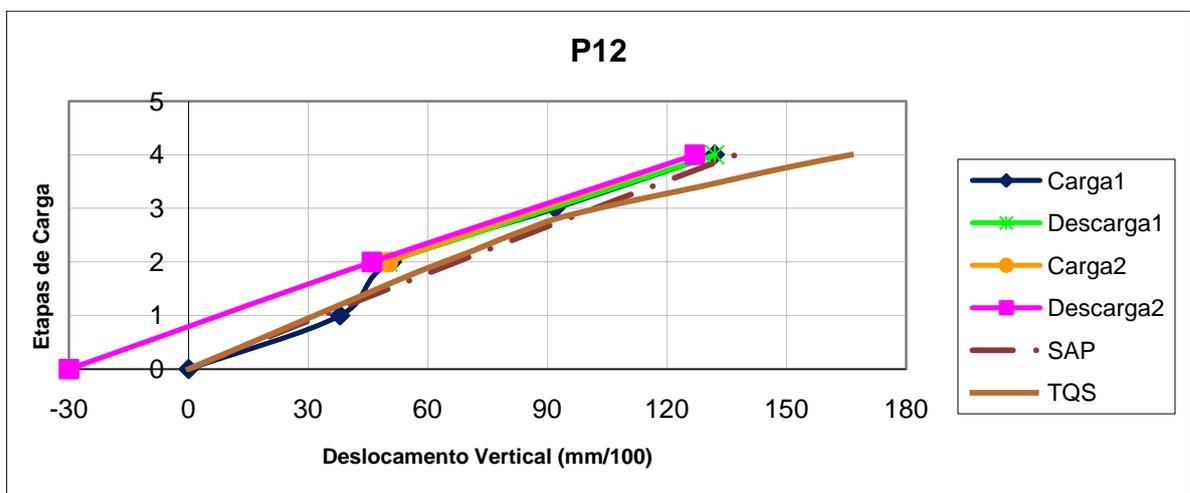


Figura 154 - Gráfico carga/descarga x deslocamento vertical do ponto P12

Observando os gráficos, constatou-se que a laje teve comportamento linear durante o primeiro carregamento em todos os pontos de controle. Nota-se, também, uma inflexão na curva entre as etapas de carga 1 e 2 em todos os pontos monitorados. Este fato deve-se, provavelmente, à forma de carregamento da estrutura, conforme ilustra a Figura 151. Na etapa de carga 2, os veículos foram posicionados nos extremos da área de carregamento, provocando um acréscimo de deslocamento menor em relação à etapa anterior.

Verifica-se que os pontos de controle P4 e P12 apresentaram resíduo na descarga total da estrutura, o que pode ser um indício do início de fissuração no entorno destes pontos, muito embora as seções não tenham apresentado fissuras visíveis.

Analisando o ponto de controle PC observa-se que, na última etapa da Carga 1, o deslocamento praticamente não aumentou em relação à etapa anterior. Porém, na recarga da estrutura (Carga 2) este comportamento não se repete e o valor obtido no final deste carregamento é superior ao obtido no primeiro, o que seria um indicativo de algum problema na leitura do defletoímetro ao final da Carga 1.

Verifica-se, ainda, que os valores experimentais ficaram bastante próximos das previsões numéricas e os resultados dos dois programas apresentaram-se muito semelhantes nos pontos de controle analisados.

Para melhor compreender os resultados numéricos, são apresentados, no Quadro 19, os deslocamentos previstos pelas análises não lineares da estrutura nos pontos de controle PC, P4, P8 e P12, apenas para a aplicação do peso próprio.

Os resultados apresentados no Quadro 19 evidenciam que, nos dois programas computacionais, a partir da terceira etapa de aplicação do peso próprio, começa a ocorrer um aumento no incremento de deslocamento, apontando para um comportamento não linear da estrutura.

Com o intuito de melhor compreender o comportamento da laje, foram traçadas linhas elásticas com os valores obtidos numérica e experimentalmente ao final do primeiro carregamento da estrutura. As elásticas são compostas por pontos que pertencem aos planos de corte A e B, indicados na Figura 151.

As Figuras 155 e 156 apresentam os resultados de deslocamentos obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feita no *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

Quadro 19 - Valores dos deslocamentos verticais numéricos para aplicação do peso próprio

Ponto de Controle	Etapa de carga	TQS	Incremento de deslocamento TQS	SAP	Incremento de deslocamento SAP
PC	0	0	0	0,0	0,0
PC	1	-82,6	-82,6	-73,0	-73,0
PC	2	-165,2	-82,6	-146,0	-73,0
PC	3	-247,9	-82,7	-219,9	-73,8
PC	4	-331,1	-83,2	-297,8	-77,9
PC	5	-416,7	-85,6	-389,4	-91,7
P4	0	0	0	0,0	0,0
P4	1	-114,0	-114	-119,5	-119,5
P4	2	-228,0	-114	-239,3	-119,7
P4	3	-342,3	-114,3	-360,7	-121,4
P4	4	-457,7	-115,4	-490,2	-129,6
P4	5	-578,6	-120,9	-642,7	-152,5
P8	0	0	0	0,0	0,0
P8	1	-68,0	-68	-62,2	-62,2
P8	2	-135,9	-67,9	-124,4	-62,2
P8	3	-204,0	-68,1	-187,5	-63,1
P8	4	-272,6	-68,6	-254,5	-66,9
P8	5	-343,3	-70,7	-333,3	-78,8
P12	0	0	0	0,0	0,0
P12	1	-115,6	-115,6	-92,7	-92,7
P12	2	-231,2	-115,6	-185,6	-92,9
P12	3	-347,4	-116,2	-280,1	-94,5
P12	4	-466,1	-118,7	-379,5	-99,5
P12	5	-600,5	-134,4	-488,4	-108,9

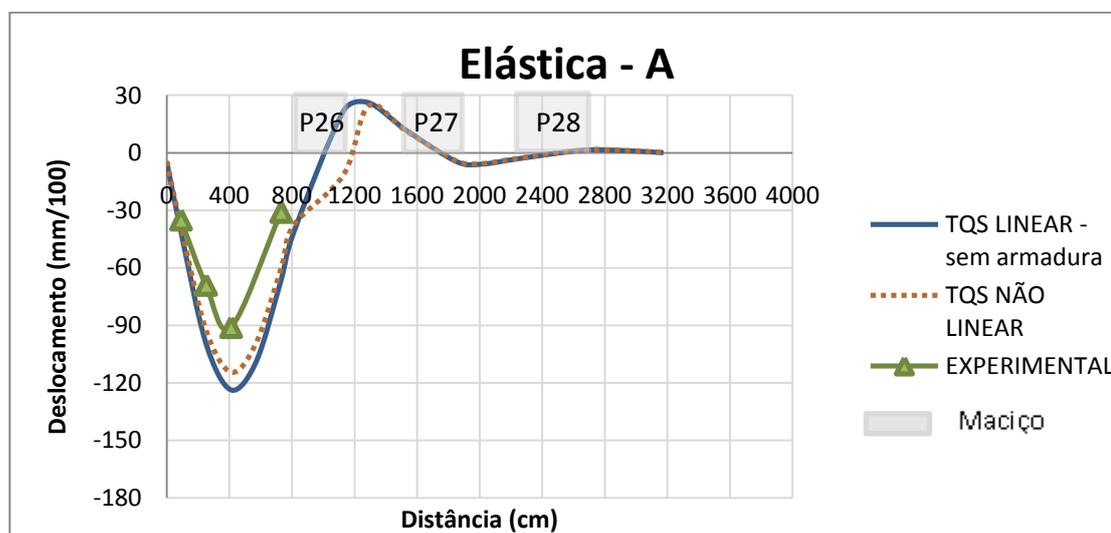


Figura 155 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151

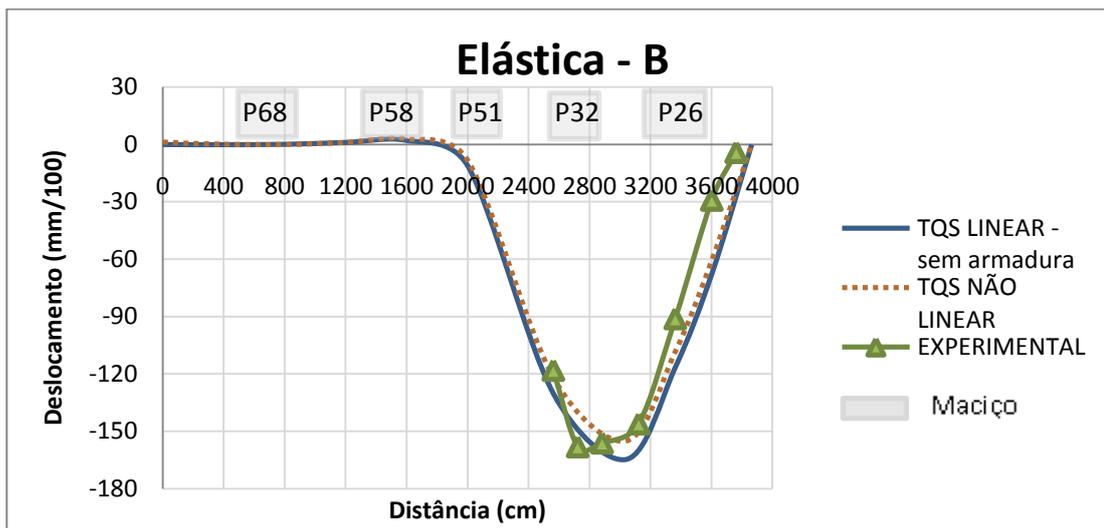


Figura 156 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 151

Observando as elásticas, constata-se que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento semelhante da estrutura, com o maior deslocamento coincidindo com a área de aplicação do carregamento. A Elástica A mostra que, na região do maciço referente ao pilar P26, o deslocamento resultante da análise numérica fica com sinal positivo, sugerindo uma elevação da laje até a região do maciço do pilar P27. A partir deste ponto, os valores dos deslocamentos tendem a zero.

Verifica-se, ainda, que, na área de aplicação do carregamento experimental, em ambas as linhas elásticas, os resultados da análise não linear são ligeiramente inferiores aos obtidos pela análise linear da grelha. Este comportamento parece incoerente, considerando-se que os deslocamentos resultantes apenas do peso próprio da estrutura, visualizados no Quadro 19, indicam valores da análise não linear superiores aos da análise linear da laje. Uma possível explicação para este fato talvez esteja na forma como foi definido o deslocamento somente devido ao carregamento experimental. Conforme discutido no Capítulo 5, o *Sistema Computacional TQS*, na análise não linear, somente permite a aplicação da soma de todas as cargas aplicadas na estrutura, incluindo o peso próprio. Assim, os resultados provenientes apenas da consideração do carregamento experimental foram obtidos pela diferença entre duas análises: uma aplicando a carga total e outra adotando apenas o peso próprio da estrutura. Por esta razão, nesta laje, com este carregamento experimental aplicado, a diferença entre os deslocamentos obtidos a partir da análise linear da grelha é superior à diferença entre os valores provenientes das análises não lineares, apesar dos deslocamentos obtidos nas análises não lineares serem, em valores absolutos, superiores aos resultados obtidos nas análises lineares.

Analisando as figuras, observa-se que os resultados dos deslocamentos obtidos pelas duas análises ficaram muito próximos dos valores medidos experimentalmente.

As Figuras 157 e 158 apresentam os resultados de deslocamentos obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feitas no *SAP2000*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

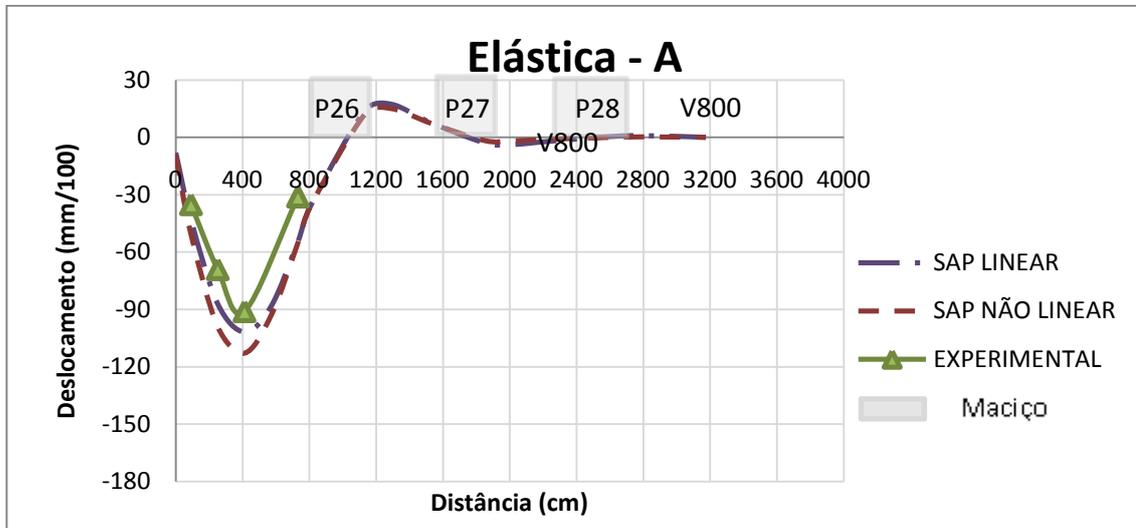


Figura 157 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151

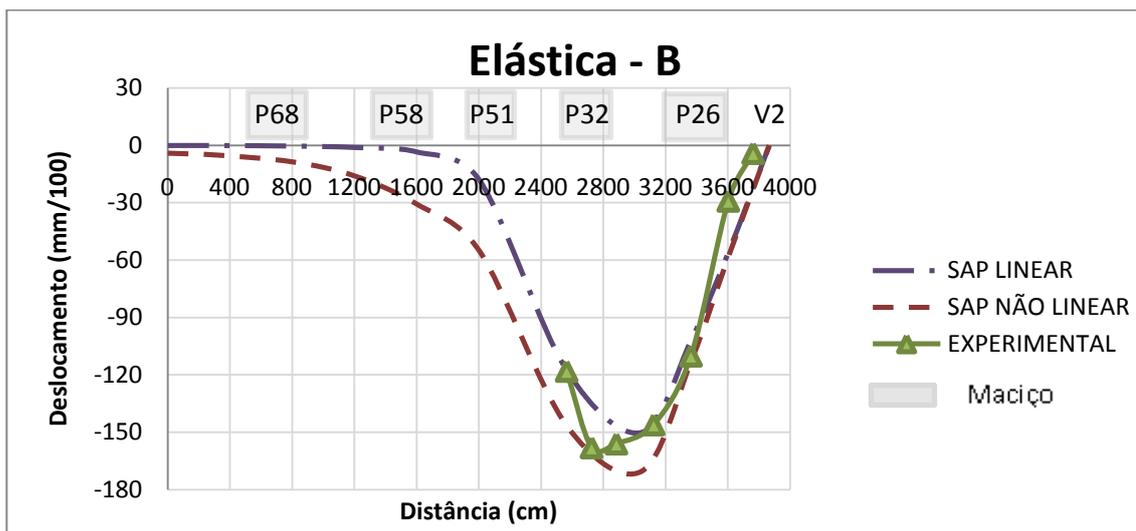


Figura 158 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 151

As linhas elásticas evidenciam que as duas análises numéricas apontam para um desempenho similar da estrutura, cujo maior deslocamento ocorre na área de aplicação do carregamento.

Observa-se, na Elástica A, que, nas duas análises, o deslocamento fica com sinal positivo na região do maciço do pilar P26, indicando uma elevação da laje até a região do maciço do pilar P27. Deste ponto até a viga V800, o valor dos deslocamentos se mantém praticamente nulo.

Verifica-se, ainda, que a análise não linear apresentou resultados de deslocamento superiores aos da análise linear na área de aplicação do carregamento, diferentemente do *Sistema Computacional TQS*. Este comportamento deve-se ao fato de que o *SAP2000* permite a aplicação dos diversos carregamentos da estrutura, aplicados segundo uma ordem fixada pelo usuário, conforme discutido nos Capítulos 4 e 5.

A análise das elásticas evidencia que os valores numéricos obtidos pelas duas análises foram muito próximos dos resultados das medições experimentais.

Com o intuito de estabelecer uma comparação entre os resultados dos dois programas computacionais, as Figuras 159 e 160 apresentam linhas elásticas, obtidas a partir das análises não lineares da estrutura, bem como os valores obtidos experimentalmente.

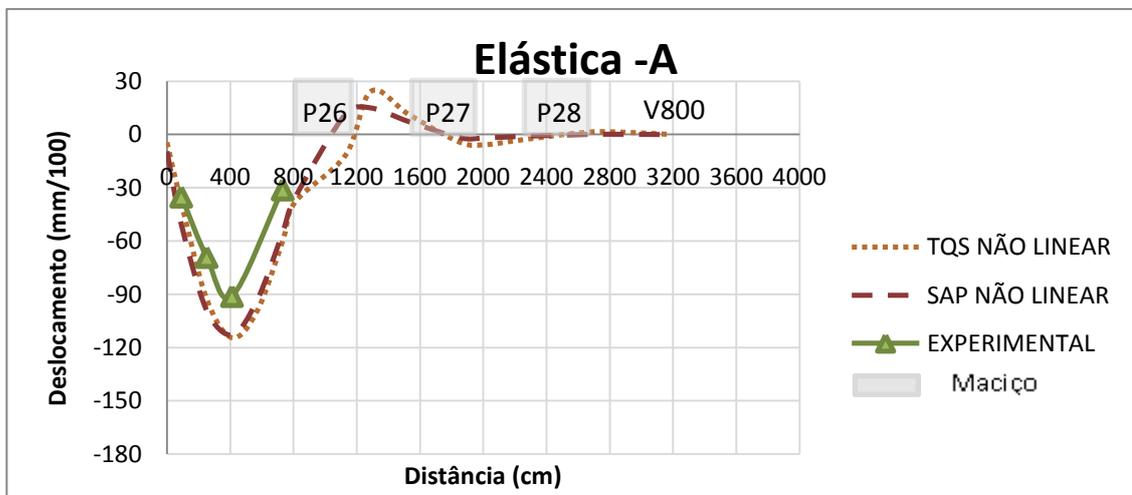


Figura 159 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151

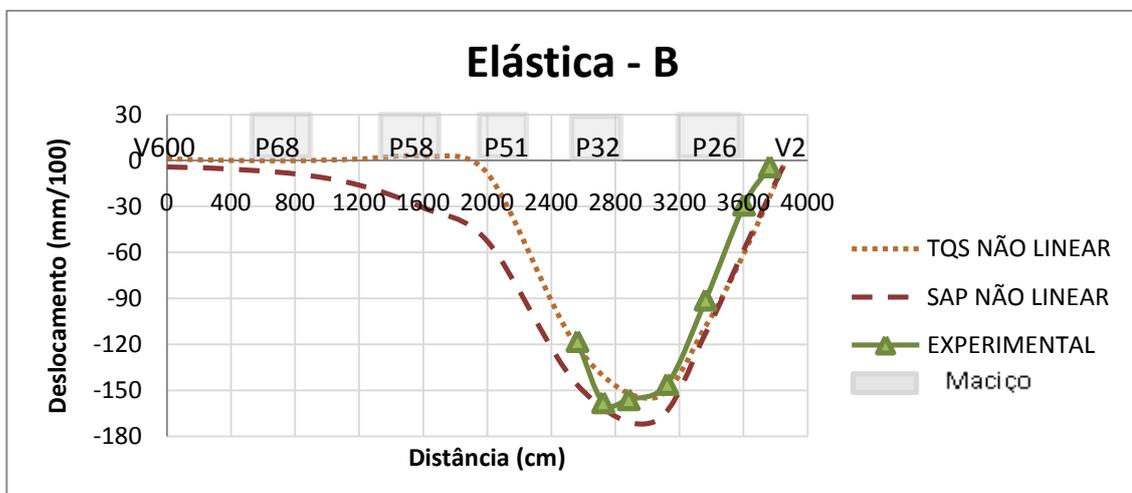


Figura 160 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 151

Conforme se observa nas elásticas, as previsões numéricas para o comportamento da estrutura foram praticamente iguais, com a coincidência do deslocamento máximo na área de aplicação do carregamento.

Os resultados da Elástica A evidenciam, também, que, em ambas as análises, o deslocamento fica com sinal positivo na região do maciço do P26, indicando uma elevação da laje até a área do maciço do pilar P27. Porém, os picos de deslocamento positivo ocorrem em posições diferentes e o valor máximo previsto pela análise realizada no *Sistema Computacional TQS* é superior ao obtido pelo *SAP2000*. Deste ponto em diante, o valor do deslocamento começa a reduzir, resultando praticamente nulo a partir do final do maciço do P27 até a viga V800.

A Elástica B indica que, da viga V600 até a região próxima ao maciço do P51, as previsões numéricas para o deslocamento vertical do *Sistema Computacional TQS* são inferiores aos valores obtidos com o *SAP2000*. Porém, deste ponto em diante, as diferenças se reduzem substancialmente. Verifica-se, ainda, que na viga V2, os resultados numéricos foram nulos, consequência do apoio previsto na análise numérica ao longo de seu comprimento, coincidindo com a tendência evidenciada pelos dados obtidos experimentalmente.

Constata-se, através da análise das duas elásticas, que o Sistema Computacional TQS indica um comportamento mais rígido da estrutura na área de aplicação do carregamento, da mesma forma que no Caso de Estudo 1. Este comportamento pode ser explicado, novamente, pela modelagem da região maciça contígua ao vigamento de borda, cuja grelha é constituída por um número de barras com características geométricas definidas pelo programa de forma automática, que podem ter enrijecido a estrutura.

Verifica-se, ainda, que as previsões numéricas dos dois programas computacionais ficaram muito próximas dos valores medidos experimentalmente.

Cabe salientar que, conforme discutido anteriormente, vide Figura 152, caso fosse considerada a leitura do deslocamento medido no ponto de controle PC, ao final do segundo carregamento, a elástica formada pelas medidas experimentais representada na Figura 157 seria substituída pela representada na Figura 161. Observando o gráfico, constata-se que as previsões numéricas ficam, assim, ainda mais próximas dos valores medidos experimentalmente.

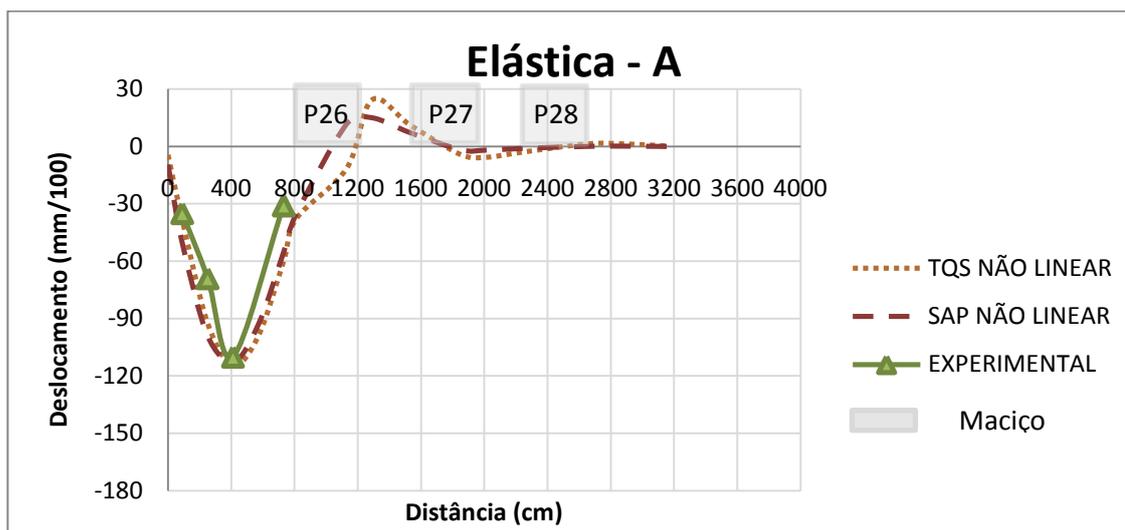


Figura 161 - Elástica TQS + SAP + EXPERIMENTAL ALTERADO: plano de corte A referente à Figura 151

6.3.2 Deformações Específicas e Momentos Fletores

O quadro com as deformações específicas medidas em cada ponto de instrumentação pode ser visualizado no Anexo III.

As Figuras 162 a 164 apresentam os gráficos dos valores de deformações específicas medidas experimentalmente, para cada etapa de carga/descarga, em uma das seções instrumentadas.

Analisando os gráficos das deformações, observa-se que a laje apresentou tração nas fibras inferiores e compressão nas superiores, indicando a presença de momento fletor positivo nesta seção. Constata-se, ainda, um comportamento muito próximo ao linear, ao longo do ensaio de carga/descarga, sugerindo que não ocorreu fissuração, ou seja, que esta seção permaneceu no Estádio I.

Verifica-se, também, que a deformação específica medida na armadura é superior a medida no concreto inferior. Esta diferença pode sugerir um início de fissuração no entorno desta seção, com o concreto diminuindo sua capacidade resistente à tração e transferindo os esforços para a armadura (*tension stiffening*).

Nota-se, ainda, que os gráficos apresentam uma inflexão na curva do primeiro carregamento entre as etapas 1 e 2. Este fato deve-se, provavelmente, à forma de carregamento da estrutura, conforme ilustra a Figura 28. Na etapa de carga 2, os veículos foram posicionados nos extremos da área de carregamento, provocando um acréscimo de deformação específica inferior na seção em relação à etapa anterior, da mesma forma que ocorreu com os resultados dos deslocamentos.

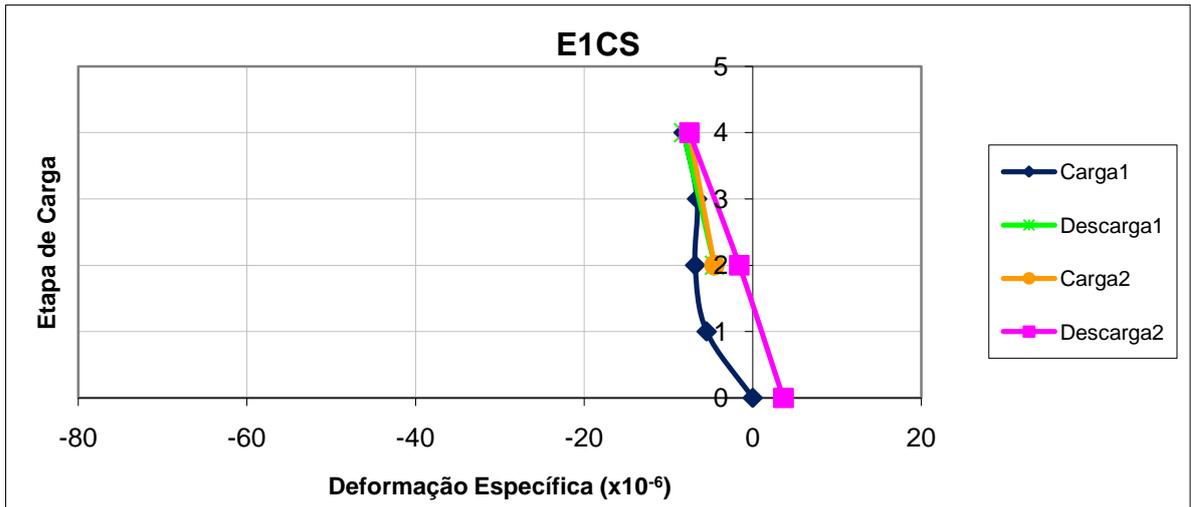


Figura 162 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Superior

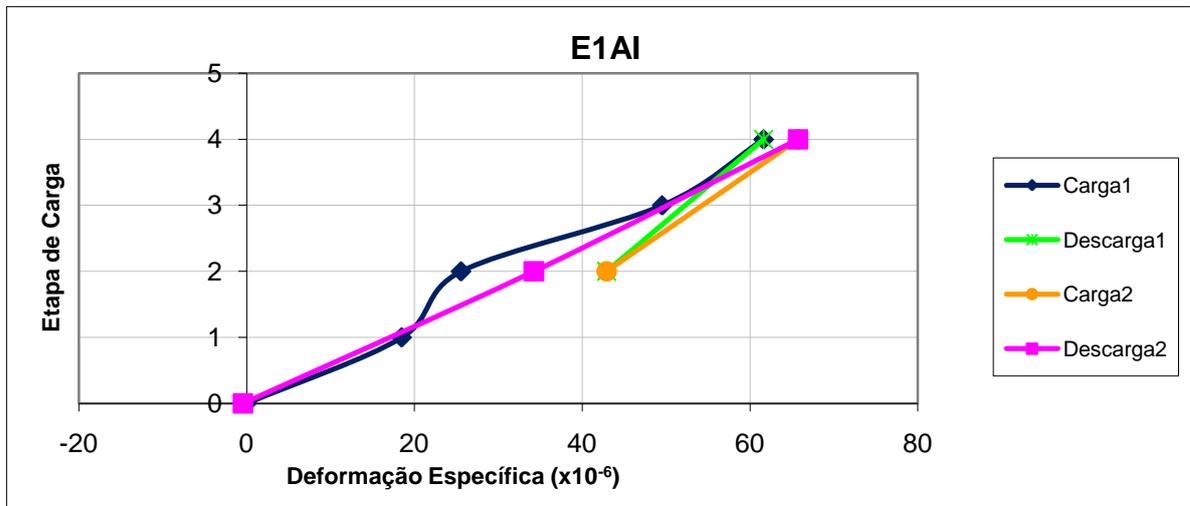


Figura 163 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Armadura Inferior

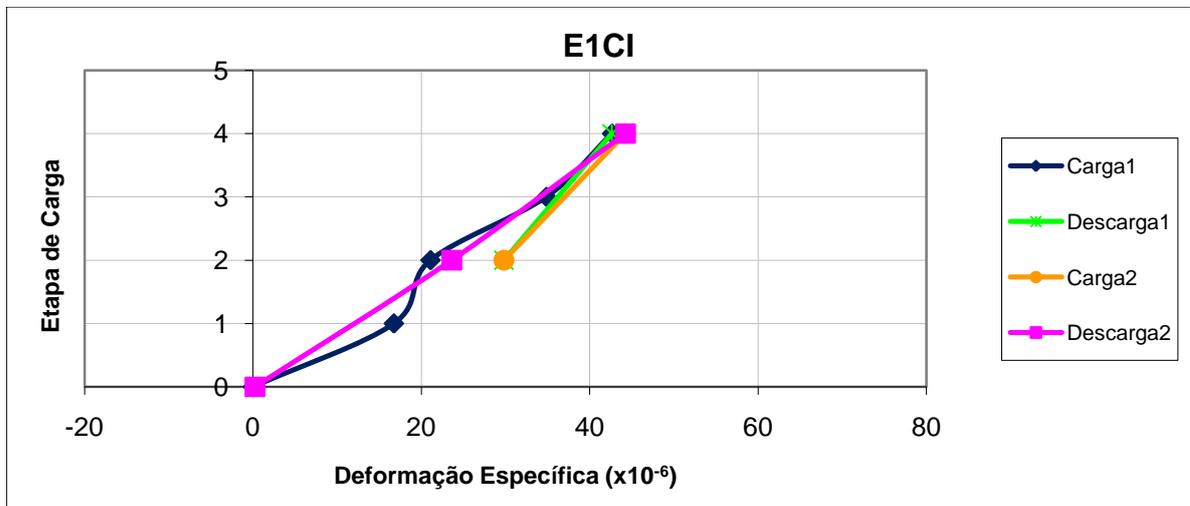


Figura 164 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E1 – Concreto Inferior

A partir dos dados de deformação específica medidos experimentalmente, foram calculados os momentos fletores experimentais. Neste ensaio, ficou danificado o extensômetro no concreto superior do ponto E2. Desta forma, o momento experimental foi calculado inferindo a deformação específica no concreto superior, a partir do resultado obtido na armadura. Além disso, foram perdidos os extensômetros no concreto inferior e na armadura superior do ponto E3, o que impossibilitou o cálculo do momento fletor experimental neste ponto. No ponto E4, foi perdido o extensômetro no concreto inferior. Assim, o momento experimental foi determinado, a partir da deformação específica medida na armadura.

Os valores obtidos, bem como os resultados das análises numéricas, para o carregamento máximo aplicado, podem ser visualizados no Quadro 20.

Quadro 20 – Momentos fletores nas seções instrumentadas (kN.cm)

PONTOS DE INSTRUMENTAÇÃO	SAP LINEAR	SAP NÃO LINEAR	TQS LINEAR sem armadura	TQS NÃO LINEAR	EXPERIMENTAL Estádio I es inferido	EXPERIMENTAL Estádio I es medido	EXPERIMENTAL Estádio II
E1	811,16	645,43	724,5	623	548,6	584,2	190,0
E2	-626,2	-592,66	-413	-386	-	-815,8	-107,5
E3	-975,31	-656,14	-804	-870	-	-	-
E4	947,21	594,33	659	756	-	1175,9	582,2

A análise do quadro indica a presença de flexão positiva nos pontos E1 e E4 e flexão negativa nos pontos E2 e E3. Verifica-se, ainda, que, os momentos fletores resultantes das análises não lineares diferem dos obtidos na análise linear da estrutura. Isto indica uma redistribuição dos momentos em função do comportamento não linear, aludindo a uma provável fissuração na laje. Porém, esta redistribuição não ocorre da mesma forma nos dois programas visto que no SAP2000, todos os valores obtidos, segundo a análise linear da estrutura, são superiores aos resultantes na análise não linear. Porém, no Sistema Computacional TQS, os resultados da análise linear são superiores nos pontos E1 e E2 e inferiores nos pontos E3 e E4.

Observa-se, ainda, que os momentos fletores experimentais calculados considerando a seção no Estádio II são inferiores aos resultantes nas análises numéricas, sugerindo que, caso tenha ocorrido fissuração, esta não se deu de forma global na estrutura, mas em pontos isolados, confirmando os resultados obtidos com os deslocamentos verticais.

A seguir, são apresentados diagramas de momento fletor formados por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, indicados na Figura 151, a partir dos valores obtidos numericamente e medidos experimentalmente, ao final do primeiro carregamento da estrutura.

As Figuras 165 e 166 apresentam os resultados dos momentos fletores, obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura, feitas no *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores obtidos experimentalmente no ponto de controle E1.

Analisando os diagramas, observa-se que o comportamento da estrutura, previsto pelas duas análises, é similar, ambas indicando a mesma orientação e distribuição de momentos fletores.

Os diagramas definidos por pontos contidos no plano de corte A indicam flexão positiva máxima na área de aplicação do carregamento localizado, momento negativo máximo na região do maciço do pilar P26 e valores tendendo a zero a partir do maciço do pilar P28. Verifica-se, porém, que, na análise não linear da laje, os picos de momento resultantes apresentam valores inferiores aos da análise linear.

Os diagramas definidos por pontos pertencentes ao plano de corte B evidenciam, também, momento fletor positivo máximo na área de aplicação da carga e flexão negativa atingindo um pico na região próxima ao maciço do pilar P51. Nota-se, ainda, que, na análise linear da estrutura, ocorre uma inflexão no diagrama nas proximidades do pilar P26, provavelmente função da influência do maciço. Na análise não linear, esta interferência não se verifica.

A comparação dos resultados no ponto de controle E1 indica que, o valor do momento fletor obtido a partir da análise não linear da grelha foi semelhante ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento, sugerindo uma possível fissuração da estrutura no entorno deste ponto.

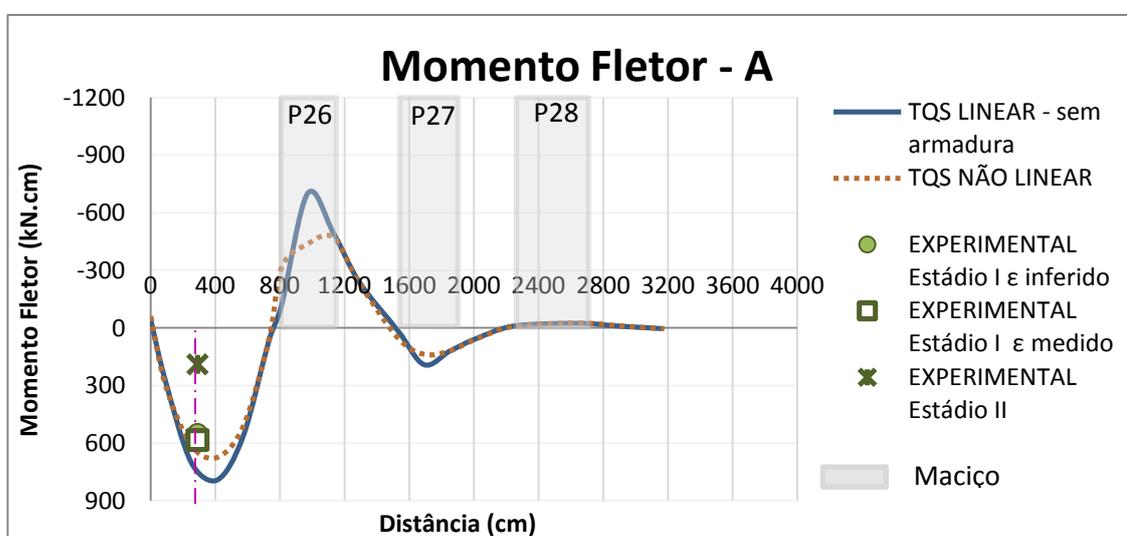


Figura 165 - Diagrama de momento fletor TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151

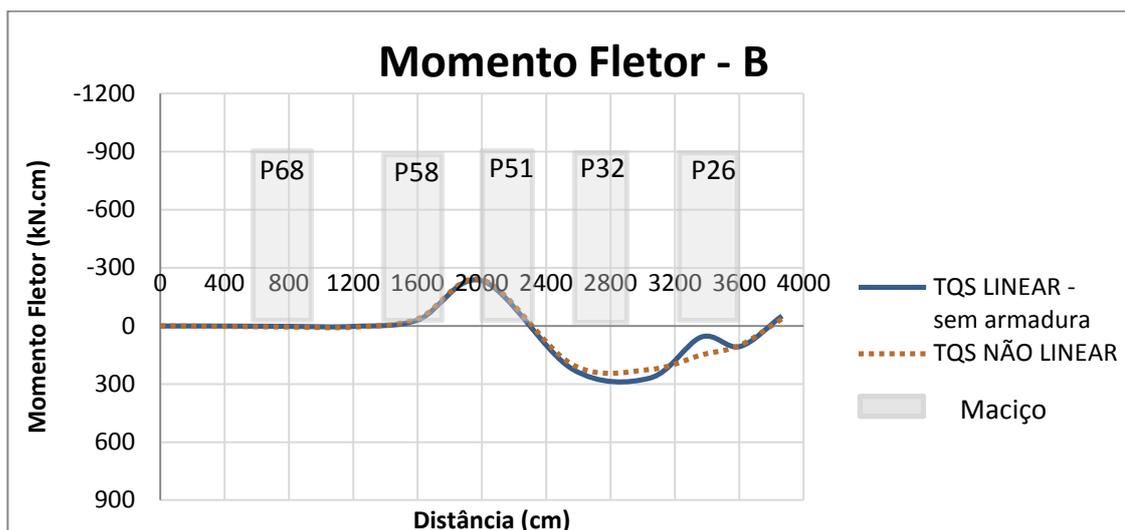


Figura 166 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 151

As Figuras 167 e 168 apresentam os resultados de momentos fletores resultantes das análises linear e não linear da estrutura realizadas no *SAP2000*, bem como os valores obtidos experimentalmente no ponto de controle E1.

Analisando as figuras, observa-se que os valores de momento fletor resultantes das análises linear e não linear da estrutura são muito semelhantes.

Os diagramas de momento fletor definidos por pontos contidos no plano de corte A indicam flexão positiva máxima na área de aplicação do carregamento localizado e momento negativo máximo na região do maciço do pilar P26. Apresentam, ainda, picos menores de momento negativo no maciço do pilar P27 e valores tendendo a zero a partir do maciço do pilar P28. Verifica-se, ainda, que os valores dos picos de momento, na análise não linear, são inferiores aos obtidos com a análise linear.

Os diagramas definidos por pontos contidos no plano de corte B evidenciam, também, momento fletor máximo positivo na região de aplicação da carga e flexão negativa atingindo um pico na região próxima ao maciço do P51. Porém, os picos de momento fletor resultantes da análise não linear apresentam valor inferior aos obtidos com a análise linear na laje. Nota-se, ainda, que, nas duas análises, ocorre uma inflexão no diagrama nas proximidades do P26, provavelmente função da influência do maciço. Observa-se, ainda, que o momento fletor é nulo entre a viga V600 e a região do maciço do pilar P58.

A comparação dos resultados no ponto E1 indica que, em ambas as análises, o momento fletor é semelhante ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento, sugerindo fissuração nas proximidades desta seção.

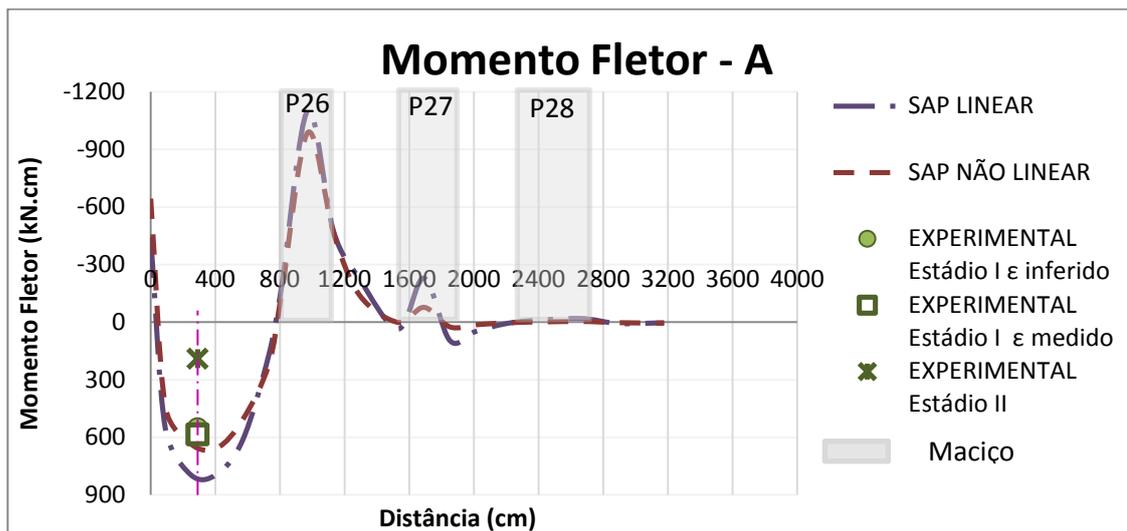


Figura 167 - Diagrama de momento fletor SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151

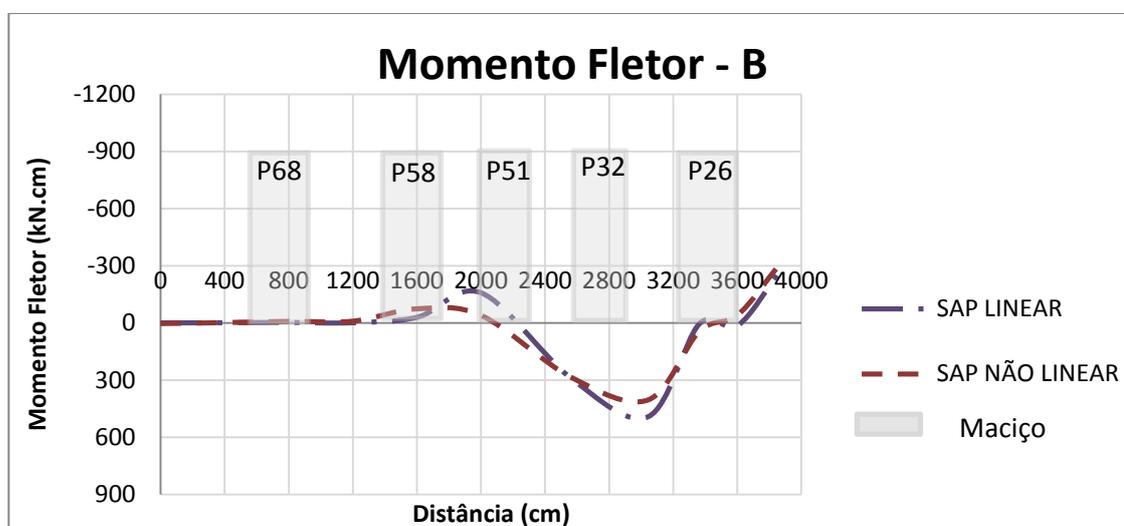


Figura 168 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte B referente à Figura 151

Com o intuito de estabelecer uma comparação entre os resultados numéricos obtidos pelos dois programas e os valores medidos experimentalmente, foram traçados os diagramas de momento fletor representados nas Figuras 169 e 170. Os diagramas foram traçados a partir dos resultados da análise não linear da estrutura.

A análise dos resultados indica que os dois programas computacionais apresentaram diagramas com distribuição e orientação dos momentos fletores muito semelhantes.

Analisando a Figura 169, observa-se que tanto o *SAP2000* como o *Sistema Computacional TQS* indicam flexão positiva máxima na área de aplicação do carregamento localizado e momento negativo máximo na região do maciço do pilar P26. Porém, o valor do pico de momento negativo

resultante no *SAP2000* é bastante superior ao obtido com o *Sistema Computacional TQS*. Esta divergência pode estar associada à diferença de modelagem dos maciços nos dois programas. Infelizmente, não foram coletados dados experimentais, nesta laje, que tornasse possível a verificação de qual dos dois programas possui uma modelagem mais próxima do comportamento real dos maciços. Verifica-se, ainda, que, no maciço do pilar P27, o *SAP2000* resulta em momento fletor negativo, enquanto no *Sistema Computacional TQS* o momento obtido é positivo. Ambos indicam valores tendendo a zero a partir do maciço do P28. Nota-se, também, que os momentos fletores obtidos nas análises numéricas para o ponto E1 são similares ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento, indicando uma provável fissuração nas cercanias desta seção, confirmando os resultados dos deslocamentos verticais.

A Figura 170 evidencia que as duas análises numéricas resultaram em momento fletor máximo positivo na região de aplicação da carga e flexão negativa atingindo um pico na região próxima ao maciço do P51. Nota-se, ainda, que, no *SAP2000*, ocorre uma inflexão no diagrama nas proximidades do P26, provavelmente função da influência do maciço, o que não ocorre no resultado do *Sistema Computacional TQS*. Observa-se, também, que os dois programas resultaram em momento negativo na viga V2. Porém, o valor obtido pela análise do *SAP2000* é superior ao do *Sistema Computacional TQS*. Esta diferença ocorreu, provavelmente, porque o MEF considera a capa como uma placa continua, gerando um engastamento maior na viga de borda em relação à análise matricial de grelhas.

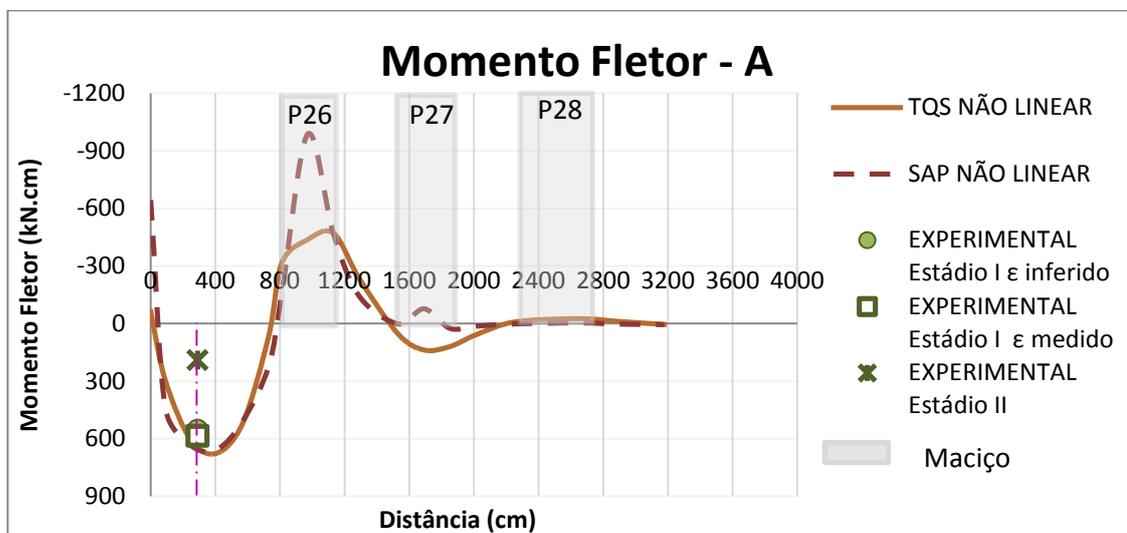


Figura 169 - Diagrama de momento fletor SAP +TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 151

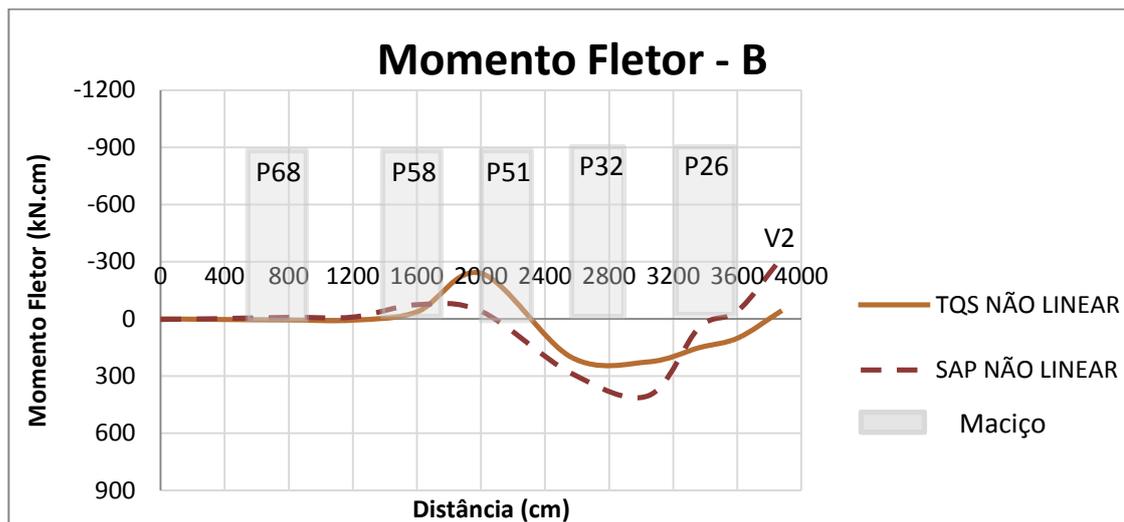


Figura 170 - Diagrama de momento fletor SAP +TQS: plano de corte B referente à Figura 151

6.4 CASO DE ESTUDO 3

Conforme discutido no Capítulo 3, esta laje foi carregada com três camadas de enchimento para servir de base para quadras de tênis. Por questões construtivas, o carregamento foi sendo distribuído de maneira desigual na estrutura ao longo do tempo, sendo algumas áreas da laje utilizadas, inclusive, para armazenamento de materiais diversos, gerando uma carga não uniforme. Desta forma, optou-se por fazer leituras ao longo do tempo, tendo-se o cuidado de fazer o registro da carga real aplicada no instante das leituras.

As Figuras 171 a 175 apresentam vistas superiores da laje, com indicação, para cada leitura realizada, do carregamento distribuído por unidade de área (kN/cm^2) e concentrado (kN) aplicados na estrutura, bem como linhas elásticas formadas por pontos pertencentes ao plano de corte B, indicado nas vistas superiores respectivas, representando o deslocamento medido na laje na data da leitura.

Analisando as figuras, observa-se que, à medida que foi aumentando o carregamento, a laje apresentou um correspondente aumento de deslocamento. Constata-se que, como a carga não foi aplicada de modo uniforme, os deslocamentos aumentaram de maneira irregular.

Conforme discutido no Capítulo 5, as alvenarias foram erguidas e cunhadas no período de realização do programa experimental, configurando uma situação de apoio ao longo do comprimento de duas vigas. As elásticas confirmam este registro, apresentando um deslocamento nulo no ponto de controle, localizado no entorno de uma das vigas, em todas as leituras.

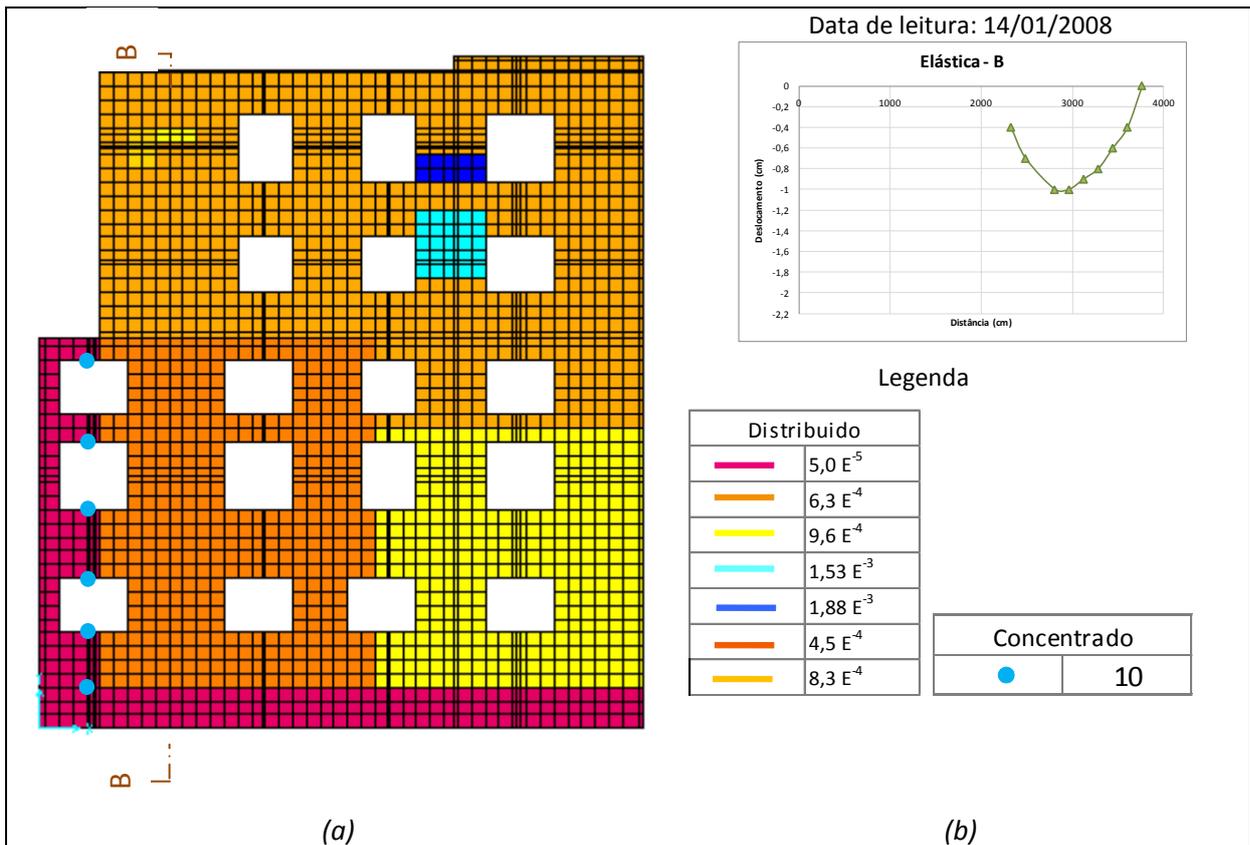


Figura 171 – (a) Carregamento aplicado na laje em 14/01/2008 e (b) Elástica: plano de corte B referenciado a Figura 171a

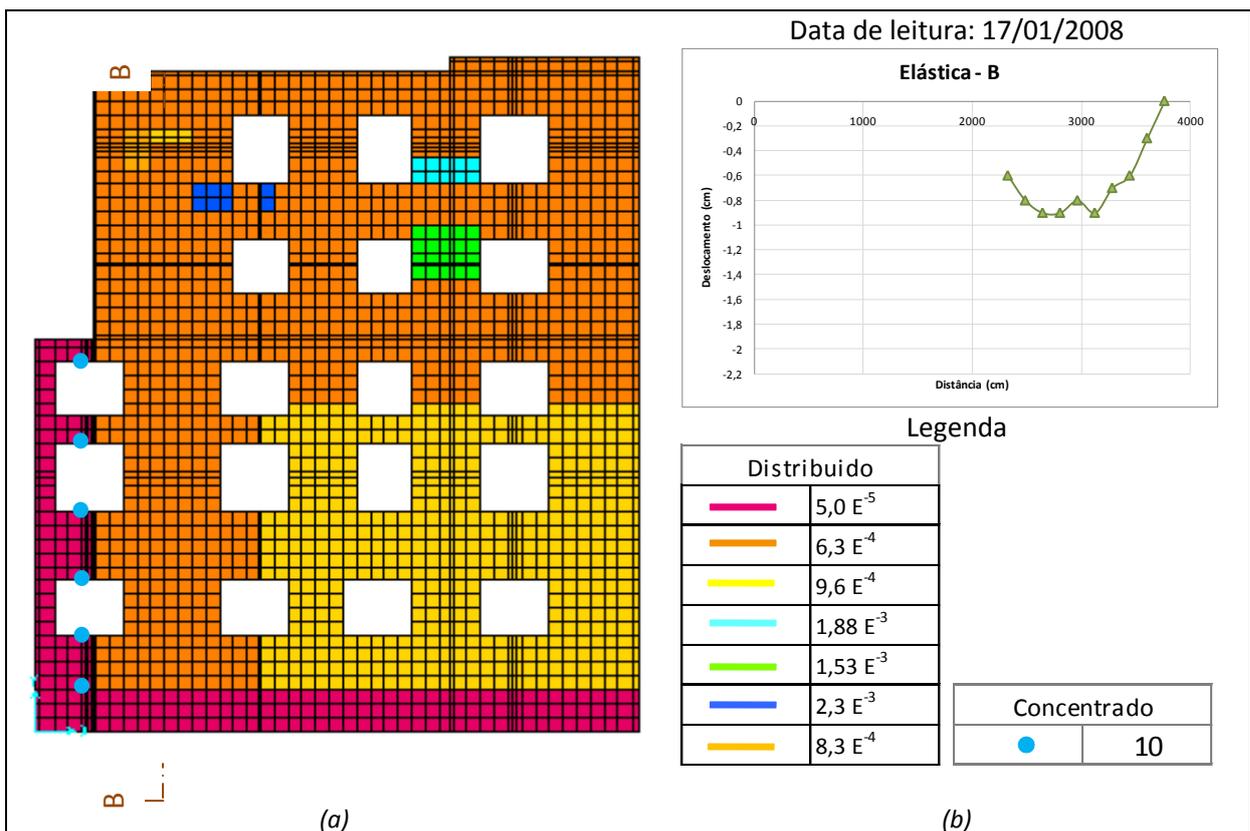


Figura 172 - (a) Carregamento aplicado na laje em 17/01/2008 e (b) Elástica: plano de corte B

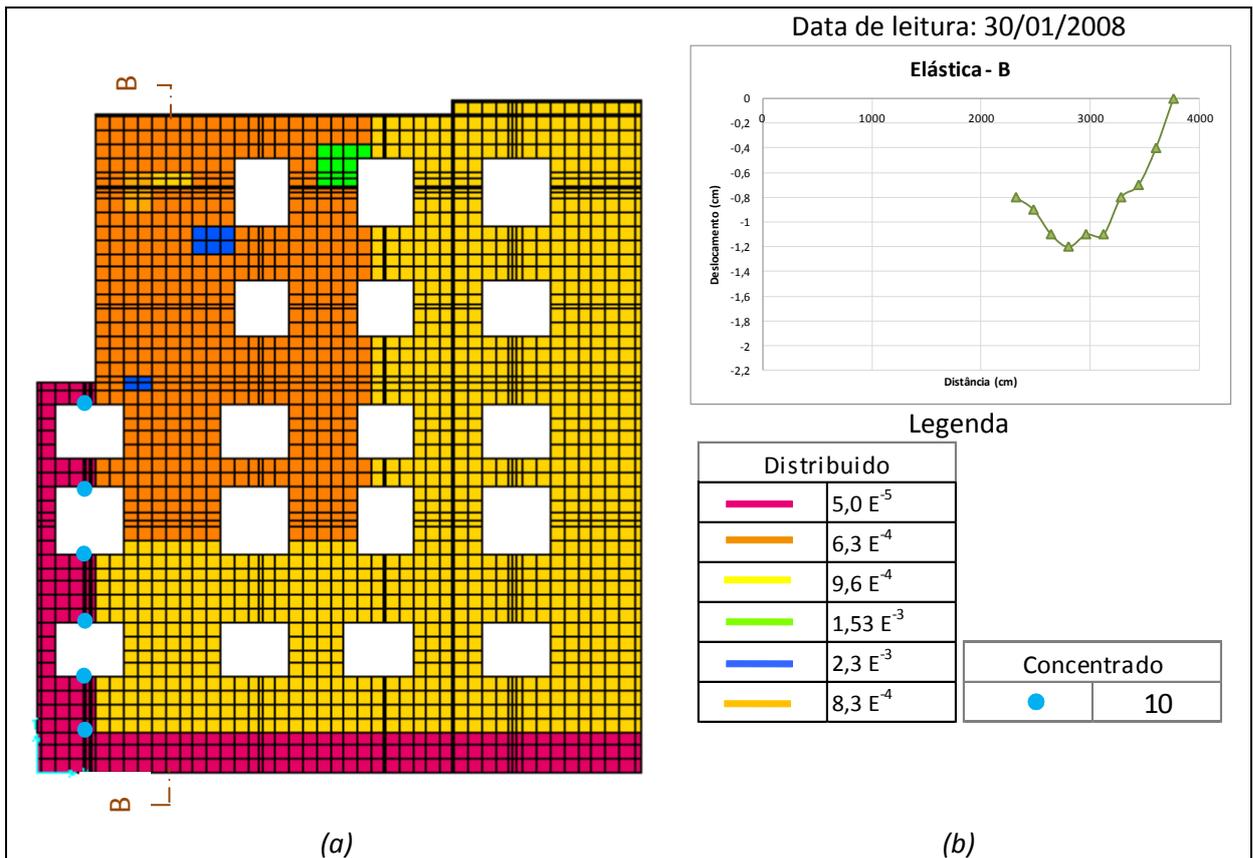


Figura 173 - Carregamento aplicado na laje em 30/01/2008 e (b) Elástica: plano de corte B

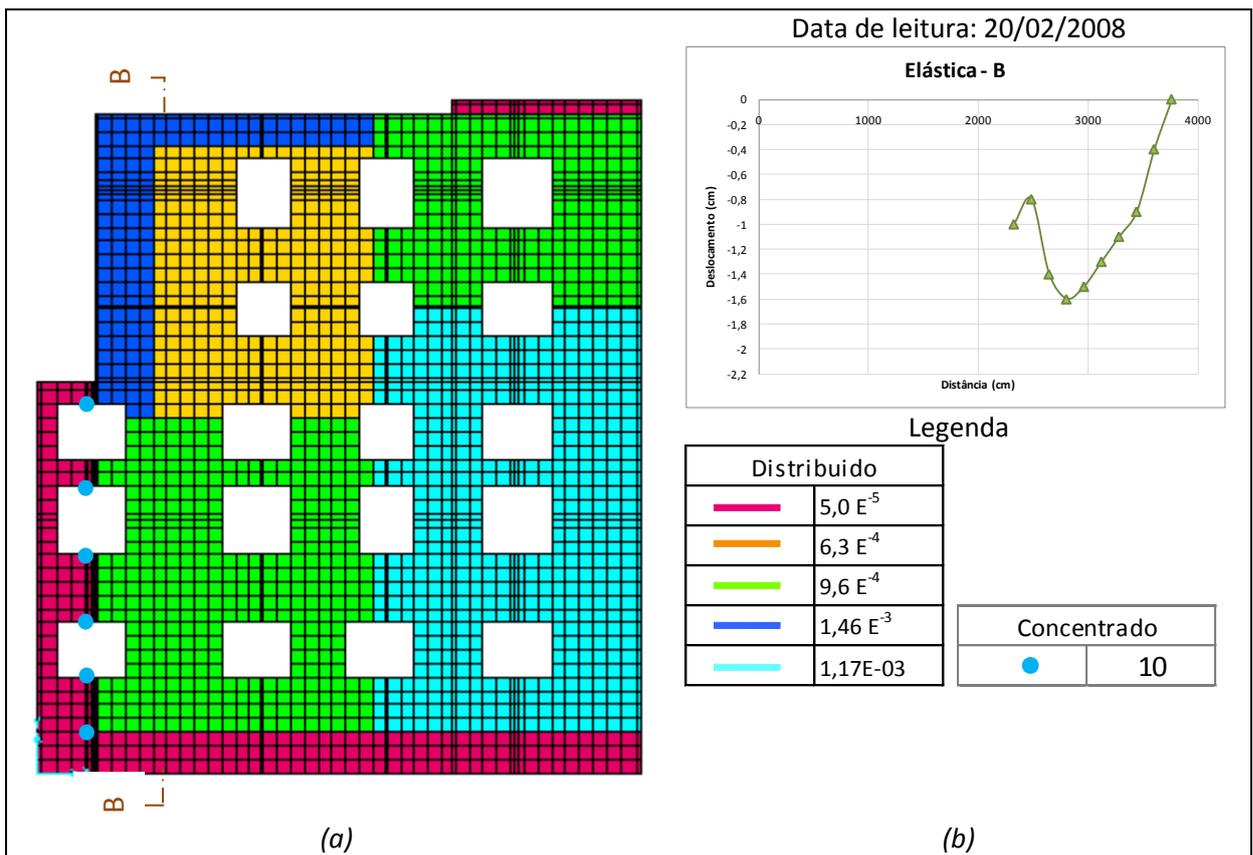


Figura 174 - Carregamento aplicado na laje em 20/02/2008 e (b) Elástica: plano de corte B

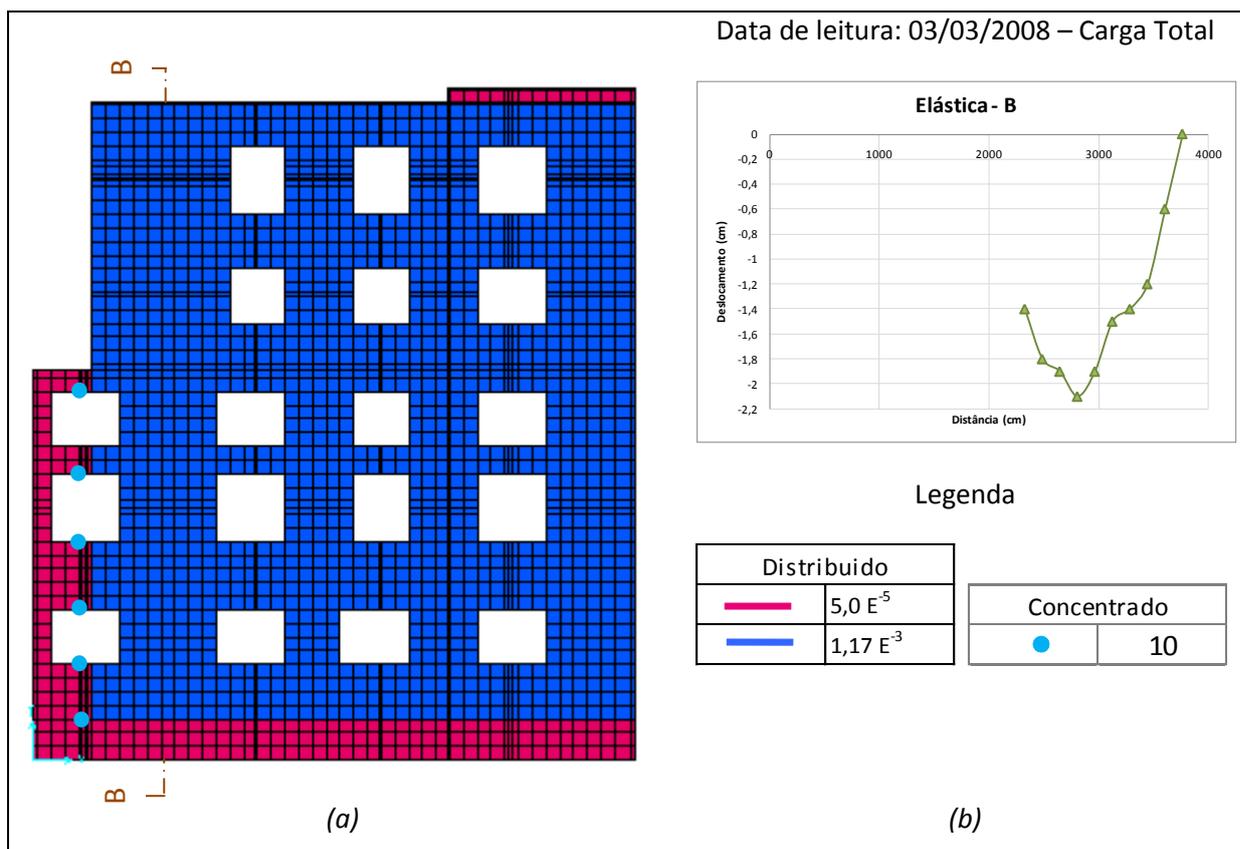


Figura 175 - Carregamento total aplicado na laje e (b) Elástica: plano de corte B

A seguir, são apresentados os resultados obtidos nas análises numéricas e medidos experimentalmente nos dias 14/01 e 03/03, que correspondem, respectivamente, às datas de início e término dos registros. Os valores obtidos experimentalmente nas datas intermediárias podem ser visualizados no Anexo IV. Os pontos de instrumentação, já visualizados no Capítulo 3, são repetidos na Figura 176, de forma a auxiliar sua identificação. As linhas elásticas e diagramas de momento fletor apresentados a seguir são formados por pontos pertencentes aos planos de corte indicados na Figura 176.

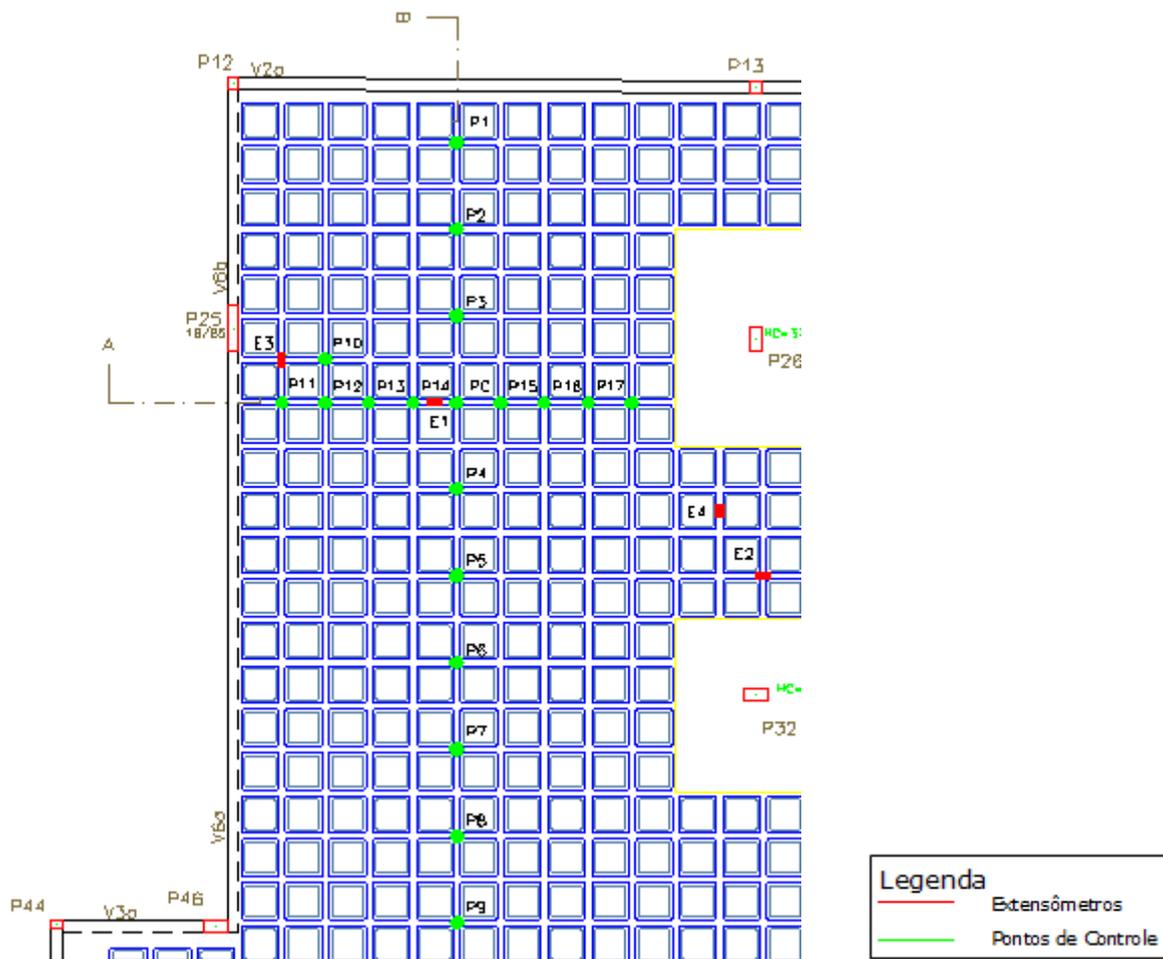


Figura 176 - Pontos de instrumentação e planos de corte A e B

6.4.1 Resultados do carregamento em 14/01/2008

Os resultados de deslocamentos verticais e momentos fletores, obtidos numérica e experimentalmente, com a aplicação do carregamento registrado no dia 14/01/2008, são apresentados a seguir.

6.4.1.1 Deslocamentos Verticais

Com o objetivo de apresentar o comportamento das seções instrumentadas, foram traçadas linhas elásticas. As Figuras 177 e 178 apresentam os resultados de deslocamentos obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feita com o *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

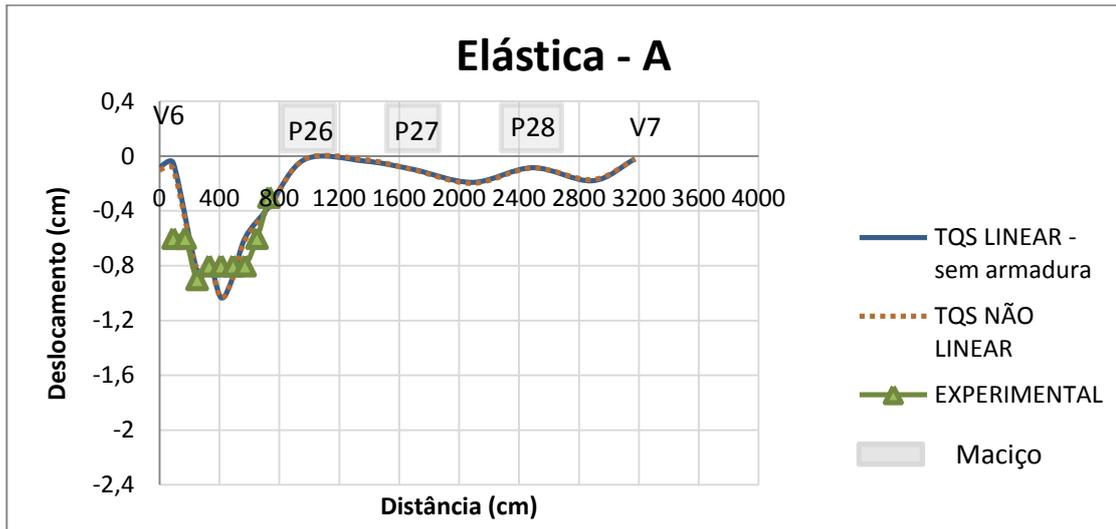


Figura 177 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

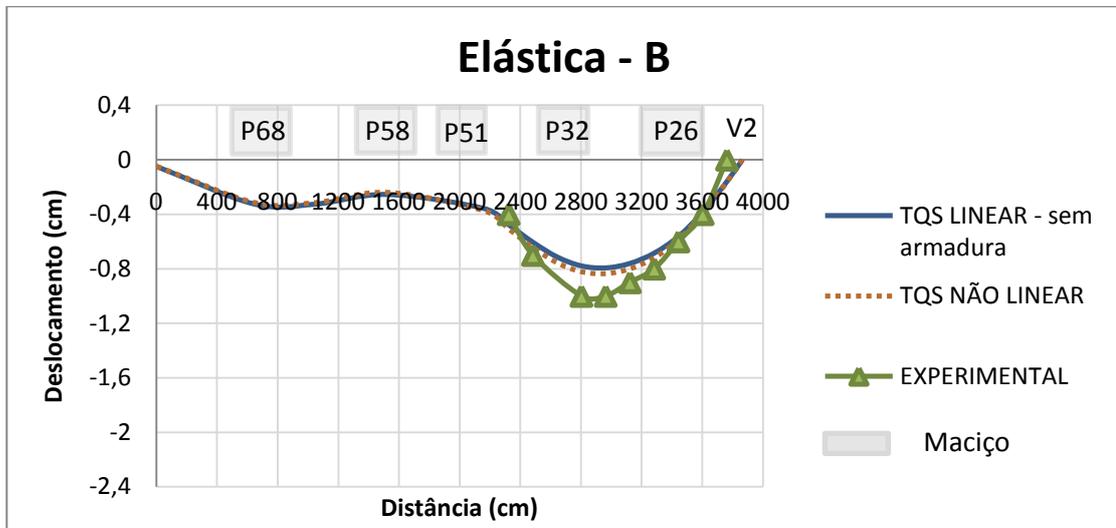


Figura 178 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176

Observando as elásticas, constata-se que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento semelhante da estrutura.

A Elástica A indica nas duas análises um pico de deslocamento na região compreendida entre a viga V6 e a região do maciço correspondente ao pilar P26, que coincide com o maior vão livre da laje. Picos menores de deslocamento são observados entre os maciços dos pilares P27 e P28 e entre o maciço do P28 e a viga V7.

A Elástica B evidencia deslocamentos crescentes a partir da viga V4 até a região correspondente ao maciço do P68. Deste ponto, até a área correspondente ao maciço do pilar P51, os deslocamentos

permanecem praticamente constantes. Em seguida, voltam a crescer, atingindo um pico entre a região correspondente aos maciços dos pilares P32 e o P26.

Observa-se, ainda, que as análises obtiveram resultados muito próximos aos medidos experimentalmente. Cabe salientar que, caso o *Sistema Computacional TQS* considerasse as armaduras na análise linear, os deslocamentos resultantes nesta análise seriam menores e, conseqüentemente, a diferença entre as duas análises seria superior.

As Figuras 179 e 180 apresentam os resultados de deslocamentos obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feita no *SAP2000*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

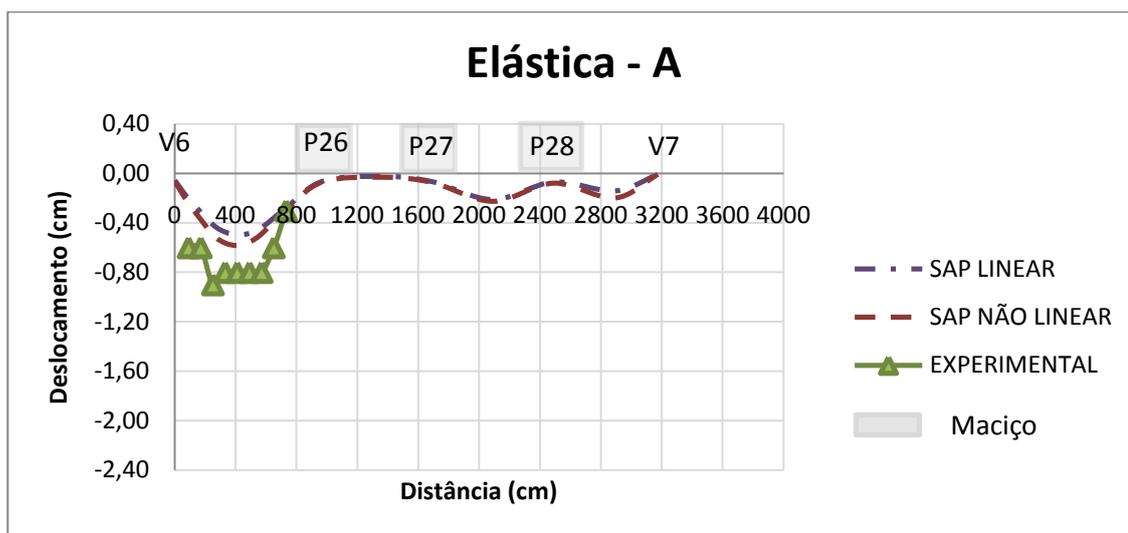


Figura 179 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

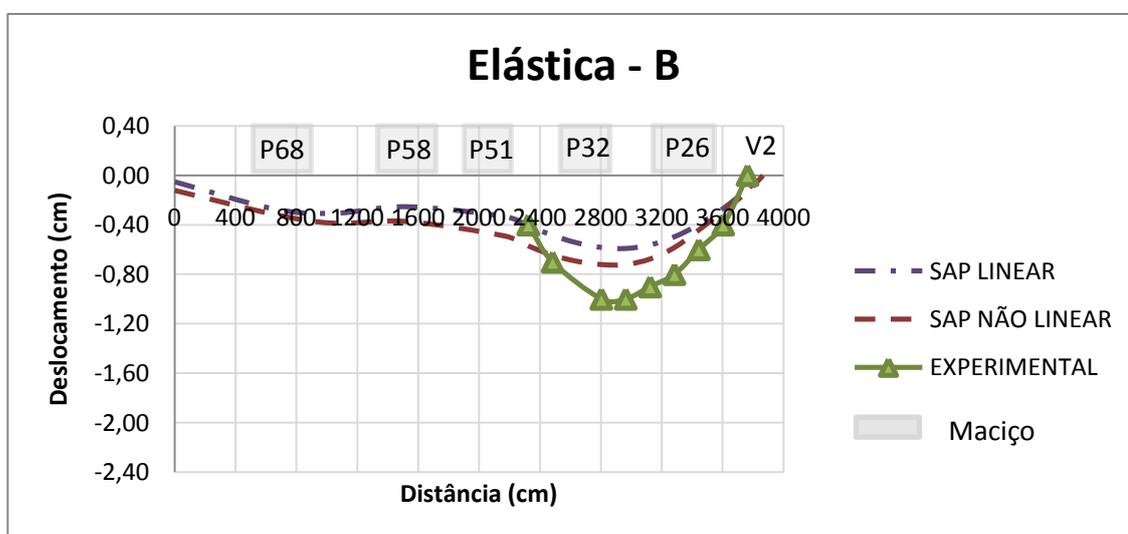


Figura 180 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176

Analisando a Elástica A, observa-se que os valores de deslocamento obtidos pela análise não linear foram superiores aos resultados da análise linear na região compreendida entre a viga V6 e a região do maciço do pilar P26, que corresponde ao maior vão livre da laje. Esta diferença também é registrada no vão entre o maciço do P28 e a viga V7.

A Elástica B indica que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento semelhante da estrutura. Porém, observa-se que a análise linear apresentou valores de deslocamento inferiores aos obtidos com a análise não linear.

A comparação entre os resultados previstos pelas análises numéricas e os valores medidos experimentalmente indica que a análise não linear apresentou resultados de deslocamento mais próximos dos experimentais, sugerindo a possibilidade de fissuração da estrutura nesta região. Entretanto, verifica-se uma diferença bastante significativa entre os resultados experimentais e os valores obtidos numericamente na região localizada entre os maciços dos pilares P32 e P26. Esta diferença ocorreu possivelmente porque a intensidade do carregamento aplicado provocou uma fissuração da estrutura nesta região que não foi adequadamente representada na análise não linear, em função da maneira como foi considerado o efeito *tension stiffening*. Conforme discutido nos Capítulos 4 e 5, a curva tensão-deformação adotada neste trabalho considera a proporcionalidade entre tensão e deformação específica até o concreto atingir 75% de sua máxima resistência à tração. A partir daí, o valor da tensão permanece constante até a deformação específica atingir o valor de 0,2%. Este modelo constitutivo está, possivelmente, estimando uma colaboração do concreto na resistência da estrutura após a fissuração superior àquela que ocorreu na realidade nesta região. Além disso, conforme abordado no Capítulo 2, o efeito *tension stiffening* é fortemente afetado pela taxa de armadura empregada na estrutura, segundo comprovado experimentalmente por Masicotte et al. (1990) e esta laje é densamente armada devido aos elevados esforços que precisa resistir, o que reduziria ainda mais a contribuição do concreto pós fissuração.

Com o intuito de estabelecer uma comparação entre os resultados dos dois programas computacionais, as Figuras 181 e 182 apresentam linhas elásticas, obtidas a partir das análises não lineares da estrutura, bem como os valores obtidos experimentalmente.

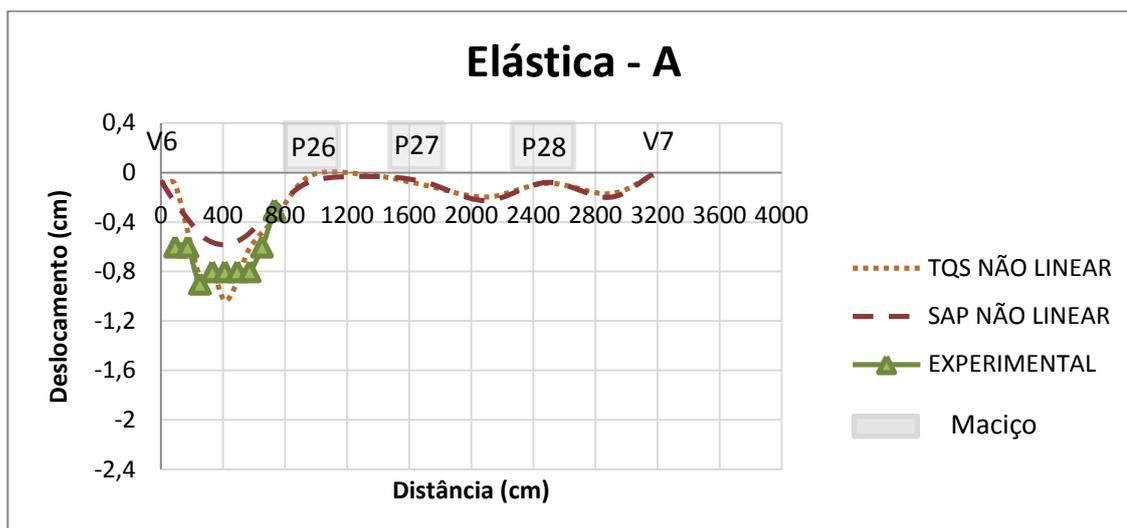


Figura 181 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

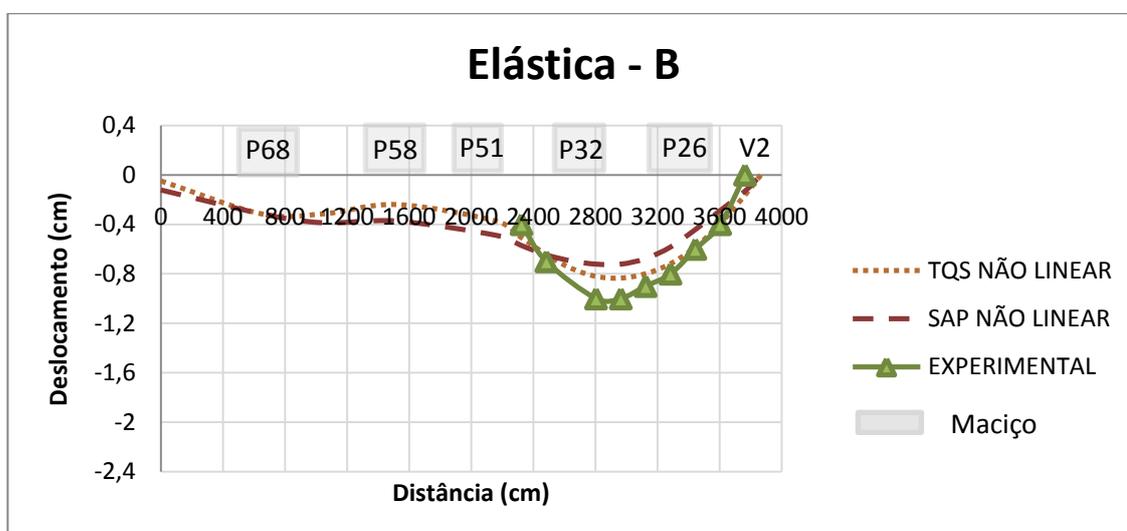


Figura 182 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176

Observando as elásticas, constata-se que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento semelhante da estrutura.

A Elástica A indica que os dois programas apresentaram pico de deslocamento entre a viga V6 e a região do maciço correspondente ao pilar P26, que coincide com o maior vão livre da laje. Porém, o deslocamento máximo resultante da análise do *Sistema Computacional TQS* é superior ao valor obtido pelo *SAP2000*. Verifica-se, ainda, a formação de dois picos de deslocamento menores: entre os maciços dos pilares P27 e P28 e entre o maciço do P28 e a viga V7. Entretanto, nestes picos, os valores resultantes das duas análises são similares.

A Elástica B evidencia valores máximos de deslocamento nas proximidades do maciço do pilar P32 e valores mínimos na região do pilar P58 nos dois programas. Porém, existem diferenças entre os

valores apresentados pelas duas análises. Conforme já discutido, esta diferença ocorre possivelmente em função da análise não linear do *SAP2000* estar superestimando a contribuição do concreto pós fissuração e por ser essa laje densamente armada.

A comparação dos resultados numéricos com os valores obtidos experimentalmente indica que o *Sistema Computacional TQS* apresentou resultados de deslocamento muito semelhantes aos experimentais. Já o *SAP2000* apresentou valores de deslocamento com uma diferença bastante significativa em relação aos dados medidos experimentalmente. Conforme discutido anteriormente, acredita-se que o modelo constitutivo empregado para representar o comportamento do concreto pós fissuração nesta estrutura não esteja adequado. A alteração do modelo aproximaria os resultados do *SAP2000* dos valores experimentais, segundo abordado nos Capítulos 4 e 5.

6.4.1.2 Deformações Específicas e Momentos Fletores

A partir dos dados de deformação específica medidos experimentalmente, foram calculados os momentos fletores experimentais. Também neste ensaio, vários extensômetros ficaram danificados. Desta forma, só foi possível determinar, para este carregamento, o momento experimental do ponto de instrumentação E4. O Quadro 21 apresenta os momentos calculados, bem como as previsões numéricas.

Quadro 21 - Momentos fletores nas seções instrumentadas (kN.cm)

PONTO DE INSTRUMENTAÇÃO	SAP LINEAR	SAP NÃO LINEAR	TQS LINEAR sem armadura	TQS NÃO LINEAR	EXPERIMENTAL Estádio I es inferido	EXPERIMENTAL Estádio I es medido	EXPERIMENTAL Estádio II
E1	4162,3	2723,0	3270,0	3285,0	-	-	-
E2	-3161,8	-2500,7	-2857,0	-2421,0	-	-	-
E3	-751,7	-1115,8	-1350,0	-1845,0	-	-	-
E4	1692,8	2091,9	1571,0	1746,5	1115,3	1299,5	743,6

Os resultados mostrados no Quadro 21 indicam momentos fletores positivos nos pontos de instrumentação E1 e E4, bem como momentos fletores negativos nos pontos E2 e E3.

Verifica-se, ainda, que, os momentos fletores resultantes das análises não lineares diferem dos obtidos nas análises lineares da estrutura. Esta diferença sugere uma redistribuição dos momentos em função do comportamento não linear, sugerindo que houve alguma fissuração na laje, corroborando a constatação feita a partir dos resultados dos deslocamentos. Porém, esta redistribuição não ocorre da mesma forma nos dois programas. No *SAP2000*, nos pontos E1 e E2, o valor obtido na análise linear é superior ao resultante na análise não linear, enquanto que nos pontos

E3 e E4 ocorre o inverso. Já no *Sistema Computacional TQS*, os resultados da análise não linear são superiores aos da análise linear em todos os pontos de controle, exceto no ponto E2, onde há uma redução no valor do momento.

Comparando-se os valores obtidos no ponto E4, verifica-se que os resultados das análises numéricas não lineares apresentam uma diferença de 13%, aproximadamente. Verifica-se, ainda, que, nesta seção, as previsões teóricas ficaram mais próximas do momento fletor denominado *EXPERIMENTAL Estádio I es medido*. Pode-se observar, também, que o momento fletor, resultante em todas as previsões numéricas para o ponto de instrumentação E4, é bastante superior ao momento experimental, considerando a seção totalmente fissurada (Experimental Estádio II).

Com o intuito de visualizar o comportamento da estrutura, foram traçados diagramas de momento fletor, apenas com os valores obtidos numericamente, já que não existem resultados experimentais neste alinhamento, em função de falha dos extensômetros.

As Figuras 183 e 184 apresentam os resultados dos momentos fletores, obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura, feitas no *Sistema Computacional TQS*.

Analisando os diagramas, observa-se que o comportamento da estrutura, previsto pelas duas análises, é muito semelhante, ambas indicando a mesma orientação para os momentos fletores.

O diagrama Momento Fletor A apresenta picos de momento negativo na região dos maciços e de momento positivo nos vãos entre os maciços nas duas análises. O maior pico de momento fletor positivo está localizado entre a viga V6 e a região do maciço do pilar p26, coincidindo com o maior vão livre da laje. Além disso, observa-se a existência de flexão negativa nas vigas de borda.

O diagrama Momento Fletor B indica flexão praticamente nula na região localizada entre a viga V4 e a área próxima ao maciço do pilar P58. Observa-se, ainda, uma flexão negativa entre as regiões próximas aos maciços dos pilares P58 e P51 e uma flexão positiva entre a região próxima ao maciço do pilar P51 até as adjacências da viga V2. Verifica-se, ainda, presença de flexão negativa na região adjacente à viga V2.

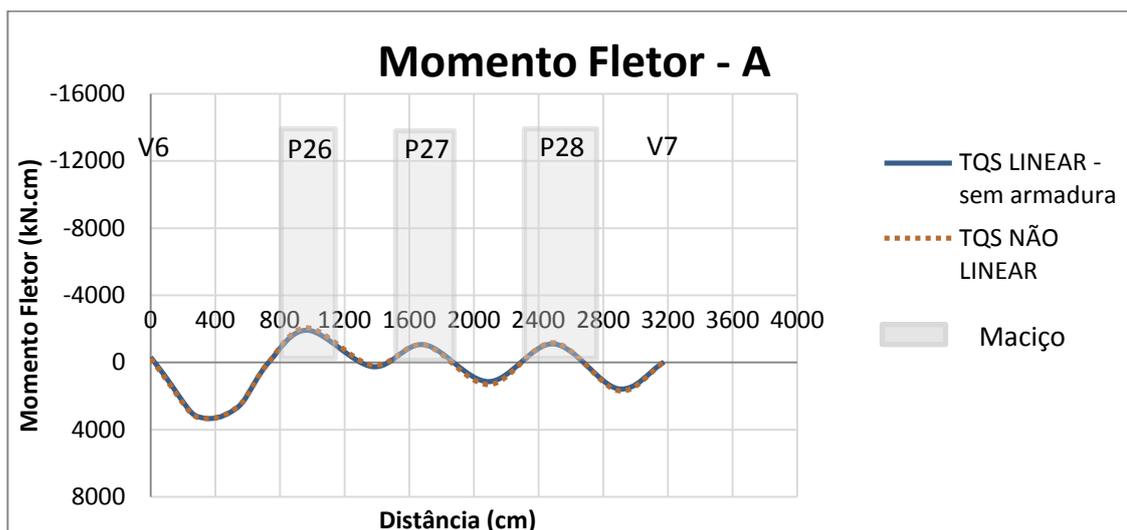


Figura 183 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte A referente à Figura 176

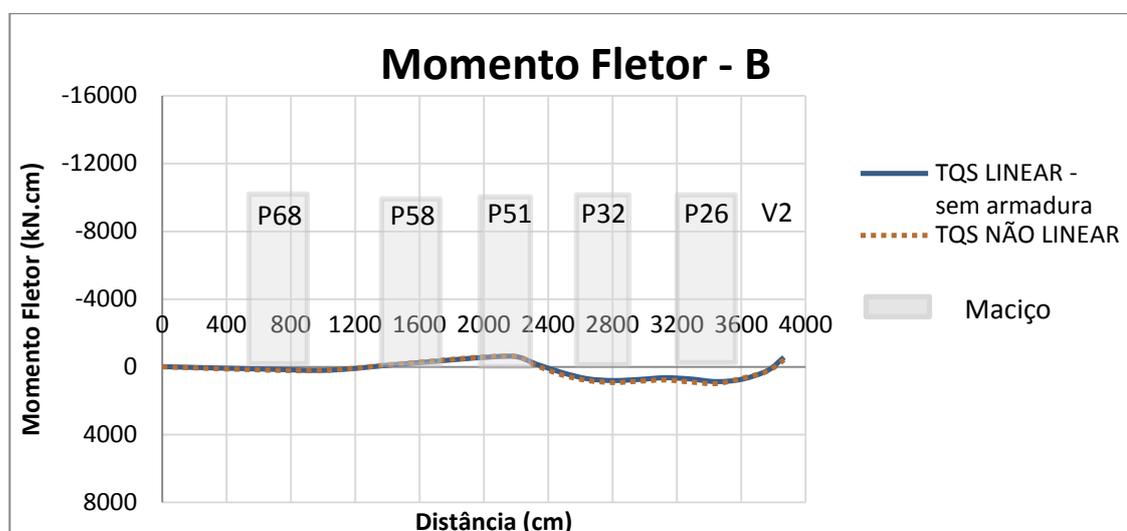


Figura 184 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 176

As Figuras 185 e 186 apresentam os resultados dos momentos fletores, obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura, feitas no *SAP2000*.

Observando os gráficos, verifica-se que as duas análises numéricas prevêem comportamentos similares para a estrutura.

A Figura 185 apresenta picos de momento negativo na região dos maciços e de momento positivo nos vãos entre os maciços nas duas análises. O maior valor de momento fletor positivo está localizado entre a viga V6 e a região do maciço do pilar p26, coincidindo com o maior vão livre da laje. Porém, o valor do pico resultante na análise não linear é inferior ao obtido com a análise linear

da estrutura nesta região. Observa-se, ainda, que ocorre momento fletor negativo nas vigas de borda.

A Figura 186 indica duas regiões de flexão positiva: uma compreendida entre as áreas próximas aos maciços dos pilares P68 e P58 e outra que se estende da área próxima ao maciço do pilar P51 até a região adjacente à viga V2. Verifica-se, também, presença de flexão negativa na região situada entre a área próxima ao maciço do pilar P58 e as cercanias da área do pilar P51, além de momento negativo nas regiões adjacentes às vigas de borda. Observa-se, ainda, uma inflexão no diagrama próximo à viga V2, provavelmente por influência do maciço do pilar P26.

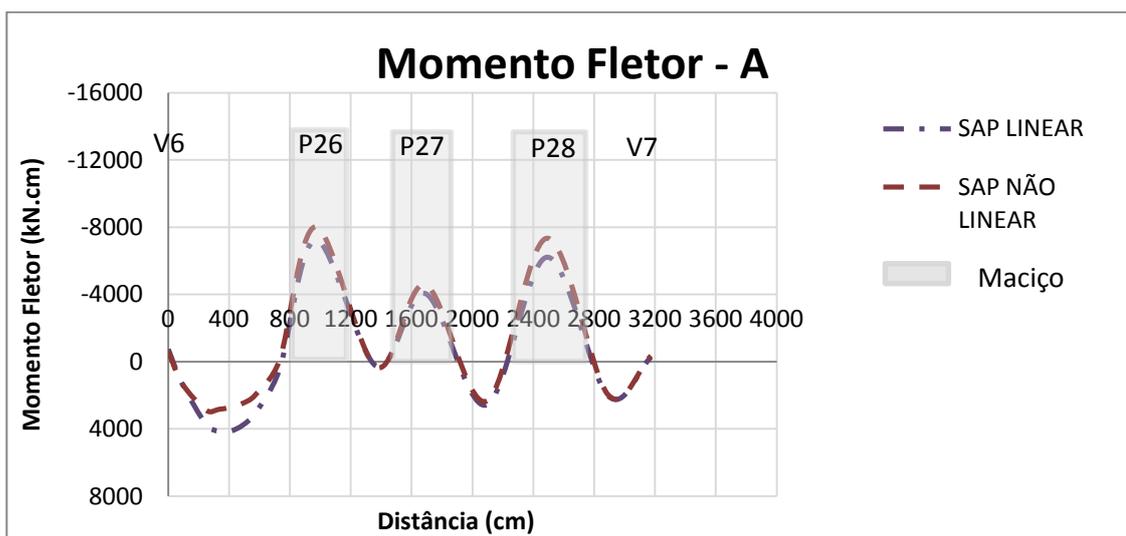


Figura 185 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte A referente à Figura 176

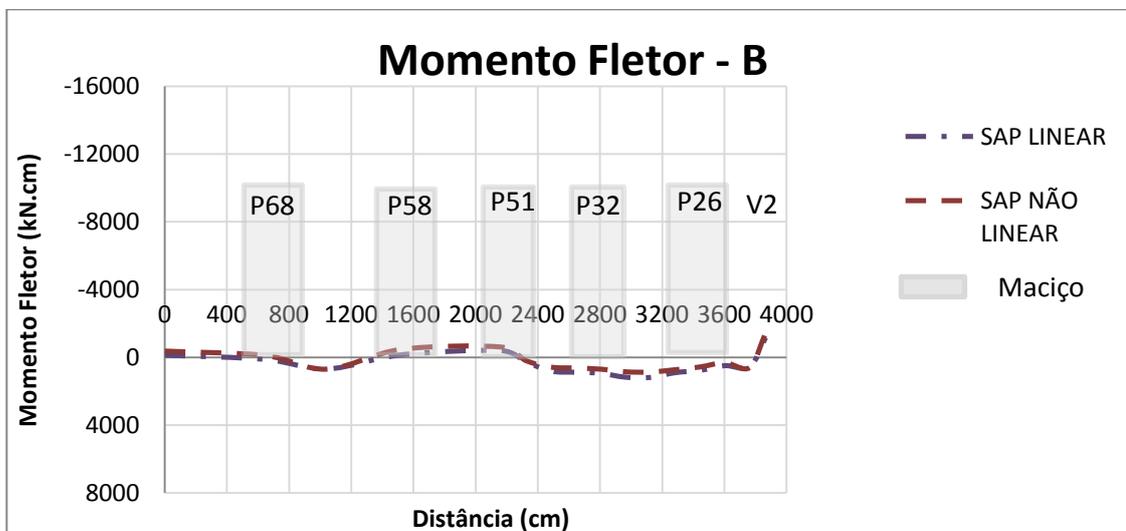


Figura 186 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte B referente à Figura 176

Com a finalidade de comparar os resultados numéricos obtidos pelos dois programas, foram traçados os diagramas de momento fletor representados nas Figuras 187 e 188. Os diagramas foram traçados a partir dos resultados da análise não linear da estrutura.

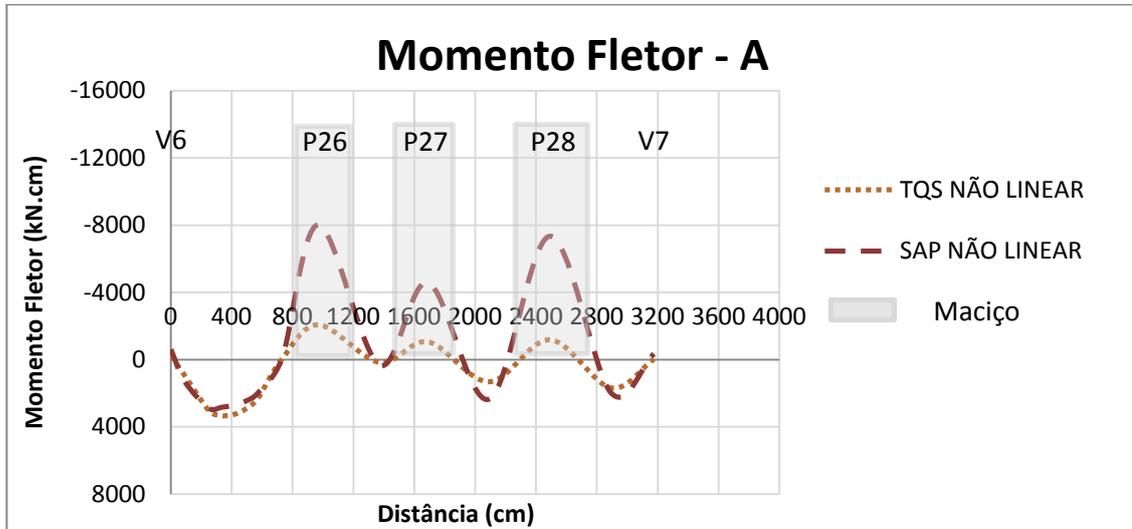


Figura 187 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP: plano de corte A referente à Figura 176

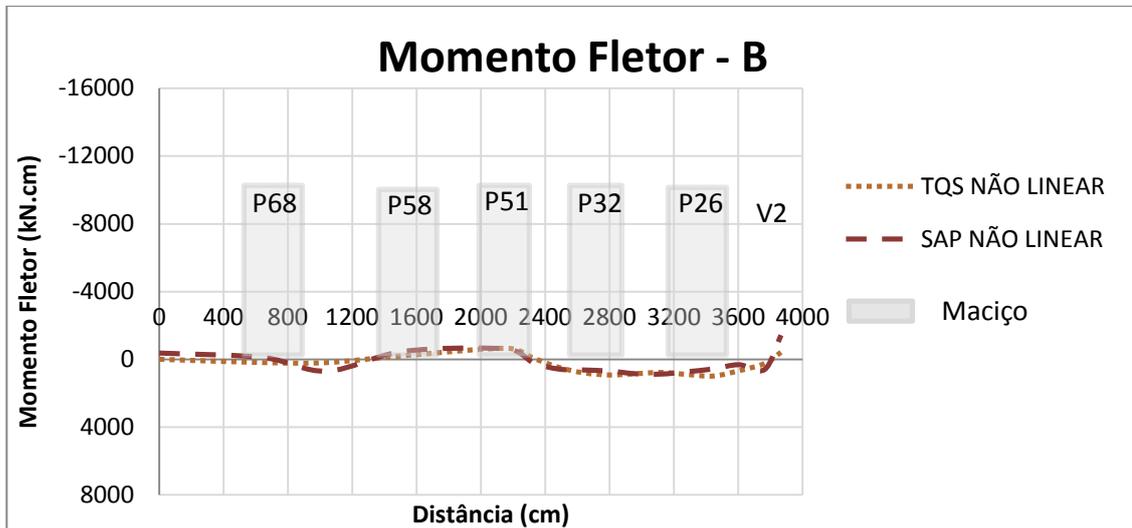


Figura 188 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP: plano de corte B referente à Figura 176

Analisando o diagrama Momento Fletor A, observa-se que o comportamento da estrutura, previsto pelas duas análises, é semelhante, ambas indicando a mesma orientação para os momentos fletores. O diagrama indica picos de momento negativo na região dos maciços e de momento positivo nos vãos entre os maciços nas duas análises. O momento fletor positivo máximo está localizado entre a viga V6 e a região do maciço do pilar p26, na região onde se encontra o maior vão livre da laje. Além disso, observa-se que os valores de momento negativo máximos resultantes da análise feita pelo SAP2000 são muito superiores aos obtidos com o Sistema Computacional TQS. Esta diferença pode

estar associada à diferença de modelagem do maciço nos dois programas. Infelizmente, não foi possível obter-se dados experimentais, nesta laje, que tornasse possível a verificação de qual dos dois programas possui uma modelagem mais próxima do comportamento real dos maciços.

A análise da Figura 188 indica que os dois programas resultaram em diagramas de momento fletor muito semelhantes. Verifica-se a presença de flexão positiva da área próxima ao maciço do pilar P51 até a região adjacente à viga V2. Nota-se, também, a formação de momentos fletores negativos entre a área próxima ao maciço do pilar 58 e as adjacências do maciço do pilar P51. Constatou-se, ainda, uma inflexão no diagrama resultante da análise do *SAP2000* próximo à viga V2, provavelmente por influência do maciço do pilar P26, o que não ocorre na análise do *Sistema Computacional TQS*.

Percebe-se, ainda, a presença de flexão negativa nas vigas de borda nas duas análises. Porém, os valores de momento fletor negativo resultantes da análise do *SAP2000* nesta região são superiores aos obtidos com a análise do *Sistema Computacional TQS*, da mesma forma que ocorreu no Caso de Estudo 2, analisado no item 6.3. Acredita-se que esta diferença esteja, novamente, associada ao fato de o MEF considerar a capa como uma placa contínua, gerando um engastamento maior ao longo da viga de borda em relação à análise matricial de grelhas.

6.4.2 Resultados do carregamento total

Os resultados de deslocamentos verticais e momentos fletores, obtidos numérica e experimentalmente com a aplicação da carga total na estrutura são apresentados a seguir.

6.4.2.1 Deslocamentos Verticais

As Figuras 189 e 190 apresentam linhas elásticas formadas pelos resultados de deslocamentos obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feita no *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

Observando as elásticas, constata-se que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento da estrutura semelhante, da mesma forma que verificado na data de 14/01/2008. Porém, os deslocamentos obtidos com a aplicação da carga total são superiores em função do aumento do carregamento na laje.

Cabe salientar que a diferença entre os resultados das duas análises é superior ao verificado com a aplicação do carregamento inferior e que os valores obtidos com a análise não linear estão muito próximos dos obtidos experimentalmente, indicando que, provavelmente, ocorreu fissuração da estrutura nesta região. Novamente salienta-se que, caso o *Sistema Computacional TQS* considerasse

as armaduras na análise linear, os deslocamentos resultantes nesta análise seriam menores e, conseqüentemente, a diferença entre as duas análises seria ainda maior.

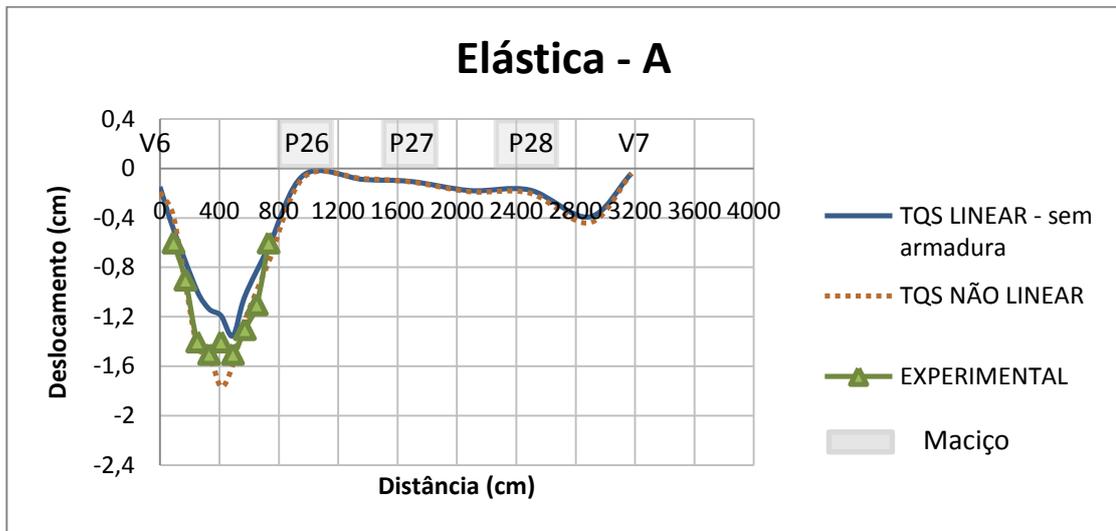


Figura 189 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

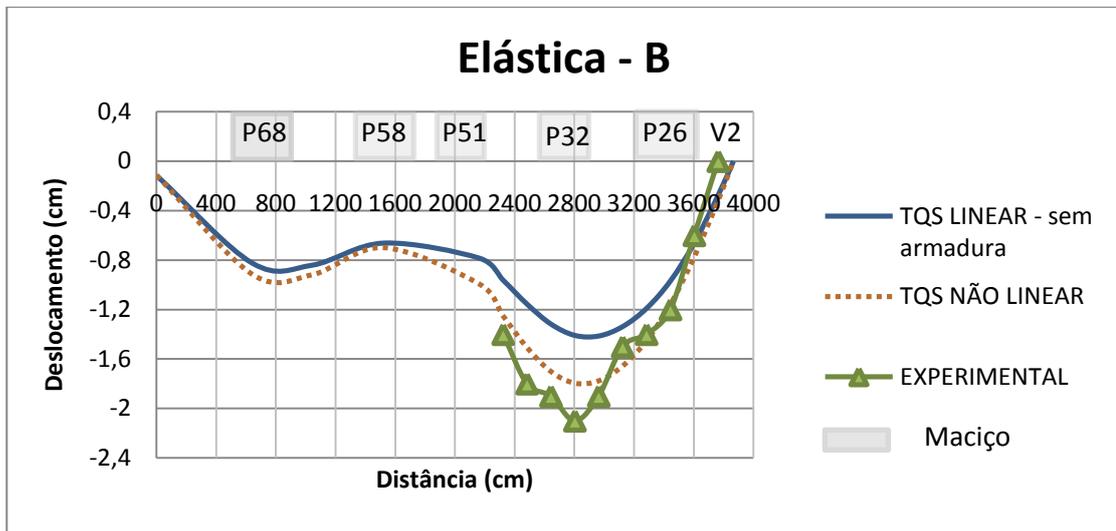


Figura 190 - Elástica TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176

As Figuras 191 e 192 apresentam linhas elásticas com os resultados de deslocamentos obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura feita no *SAP2000*, bem como os valores obtidos experimentalmente.

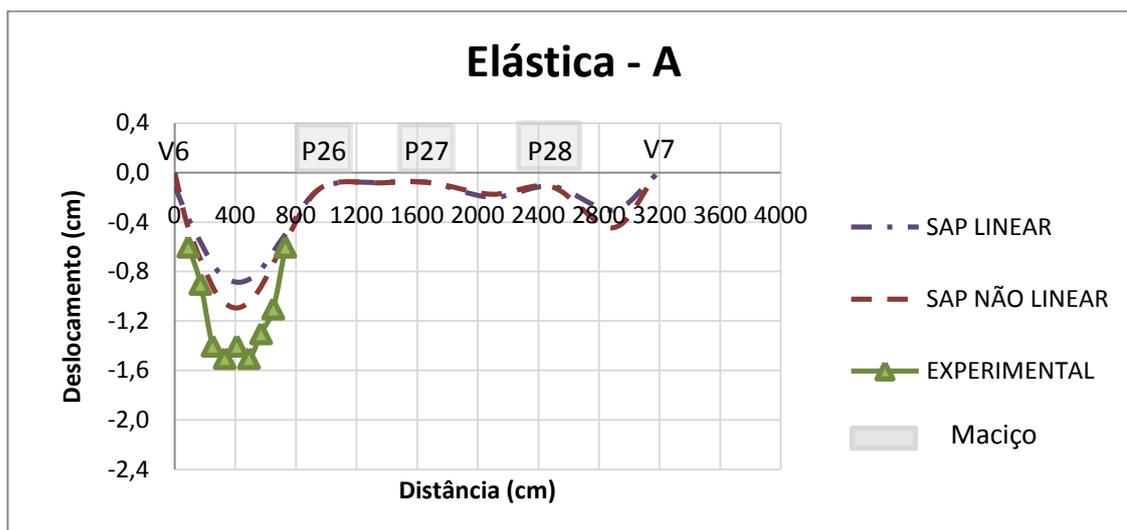


Figura 191 – Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

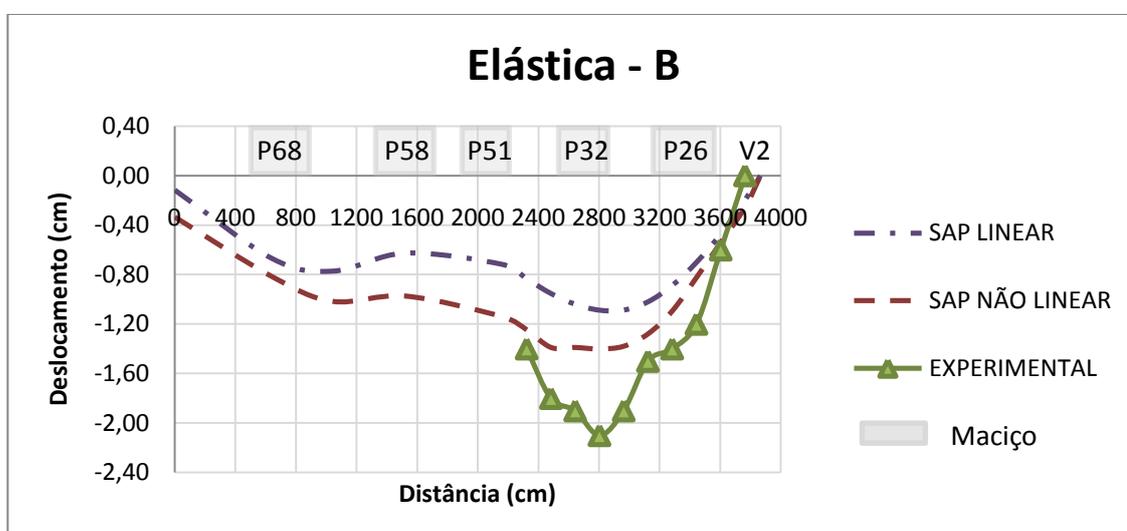


Figura 192 - Elástica SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176

Analisando as elásticas, verifica-se, do mesmo modo que observado para o carregamento do dia 14/01/2008, um comportamento similar da estrutura, a partir dos valores numéricos obtidos com as duas análises.

As elásticas indicam, ainda, uma diferença entre os valores obtidos pelas duas análises numéricas, o que também foi observado no para o carregamento datado de 14/01/2008. Porém, no caso da aplicação da carga total, esta diferença é superior.

Verifica-se, também, que os resultados da análise não linear na região localizada entre os maciços dos pilares P51 e P32 apresentaram valores mais próximos aos medidos experimentalmente que os obtidos através da análise linear, indicando uma provável fissuração da laje. Entretanto, existe uma

diferença significativa entre os resultados experimentais e numéricos nesta região. Esta diferença está associada, provavelmente, ao efeito *tension stiffening*, conforme discutido no caso de carregamento anterior.

Com o intuito de estabelecer uma comparação entre os resultados dos dois programas computacionais, as Figuras 193 e 194 apresentam linhas elásticas, obtidas a partir das análises não lineares da estrutura, bem como os valores obtidos experimentalmente.

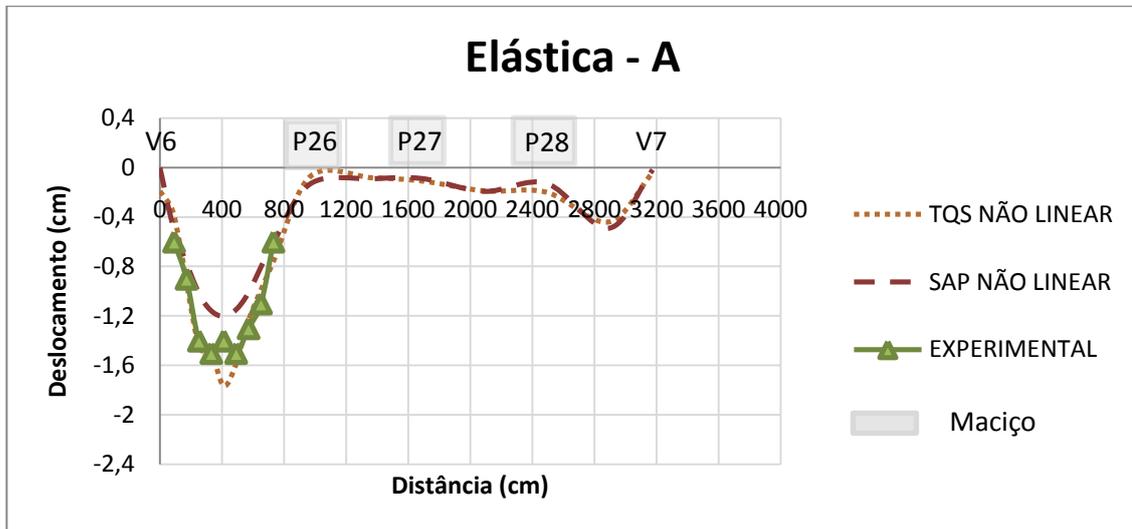


Figura 193 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

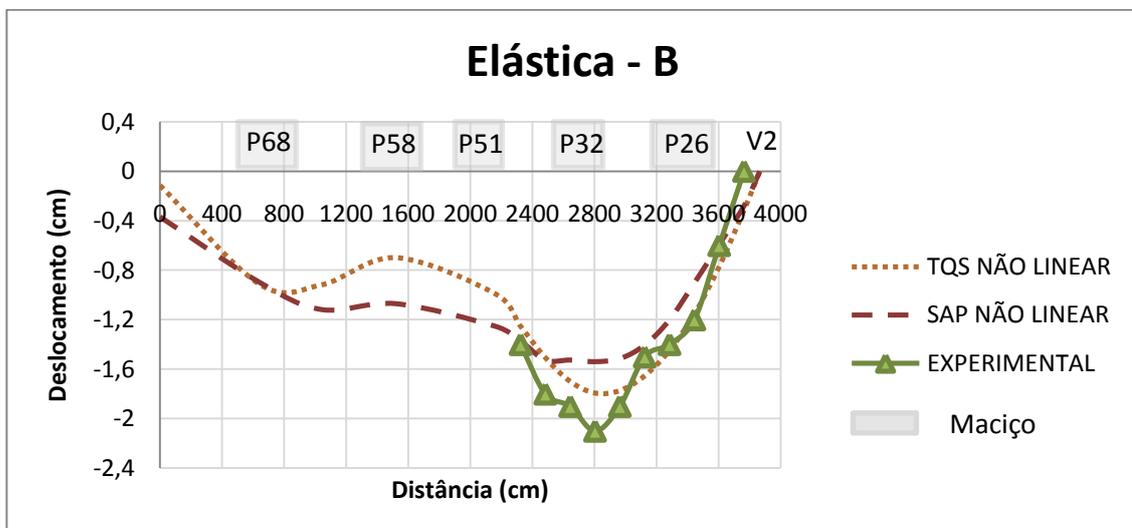


Figura 194 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 176

Observando as elásticas, constata-se que as duas análises numéricas resultaram em um comportamento semelhante da estrutura, da mesma forma que no carregamento anterior.

A Elástica A indica que os dois programas apresentaram pico de deslocamento entre a viga V6 e a região do maciço correspondente ao pilar P26, que coincide com o maior vão livre da laje. Porém, o deslocamento máximo resultante da análise do *Sistema Computacional TQS* é superior ao valor obtido pelo *SAP2000*. Outro pico de deslocamento é verificado no vão entre o maciço do P28 e a viga V7. Entretanto, neste ponto, o valor resultante nas duas análises numéricas é bastante similar.

A Elástica B evidencia valores máximos de deslocamento nas proximidades do maciço do pilar P32 e valores mínimos na região do pilar P58 nos dois programas. Porém, existem diferenças entre os valores apresentados pelas duas análises. Conforme já discutido, esta diferença ocorre possivelmente em função da análise não linear do *SAP2000* estar considerando uma contribuição do concreto pós fissuração elevada.

A comparação dos resultados numéricos com os valores obtidos experimentalmente indica que o *Sistema Computacional TQS* apresentou resultados de deslocamento muito semelhantes aos experimentais. Já o *SAP2000* apresentou valores de deslocamento com uma diferença bastante significativa em relação aos dados medidos experimentalmente, provavelmente devido ao efeito *tension stiffening*. A alteração do modelo constitutivo do concreto aproximaria os resultados do *SAP2000* dos valores experimentais.

Cabe salientar que, neste caso de estudo, a modelagem da região maciça contígua ao vigamento de borda, no *Sistema Computacional TQS*, não tornou a estrutura mais rígida em relação aos resultados experimentais, conforme observado nos casos de estudo anteriores. Isto ocorreu, possivelmente, porque as vigas de borda, nesta laje, possuem inércia à flexão bastante elevada devido a sua geometria, reduzindo a influência da região em laje maciça no comportamento da estrutura.

6.4.2.2 Deformações Específicas e Momentos Fletores

O quadro com as deformações específicas medidas em cada ponto de instrumentação pode ser visualizado no Anexo IV.

A partir dos dados de deformação específica medidos experimentalmente, foram calculados os momentos fletores experimentais. Neste caso de carregamento, são apresentados, além dos resultados experimentais para o ponto E4, também analisado no carregamento do dia 14/01/2008, os momentos fletores experimentais referentes ao ponto E1 e o momento denominado EXPERIMENTAL Estádio II para o ponto E2. Os momentos experimentais dos pontos E1 e E2 foram determinados apenas para este caso de carregamento porque os extensômetros colados nestes pontos começaram a apresentar resultados coerentes somente a partir da aplicação do carregamento do dia 30/01/2008. Os momentos calculados podem ser visualizados no Quadro 22.

Quadro 22 - Momentos fletores nas seções instrumentadas

PONTO DE INSTRUMENTAÇÃO	SAP LINEAR	SAP NÃO LINEAR	TQS LINEAR sem armadura	TQS NÃO LINEAR	EXPERIMENTAL Estádio I es inferido	EXPERIMENTAL Estádio I es medido	EXPERIMENTAL Estádio II
E1	7391,39	4640,3	5687,5	5704,5	3161,1	5590,1	2516,1
E2	-5746,43	-3475,1	-4816,0	-5201,0	-	-	-1691,3
E3	-1548,91	-2016,7	-3198,0	-3628,0	-	-	-
E4	3073,44	3660,51	2516,5	3251,5	2115,1	2556,1	1174,4

Analisando o quadro, observa-se a presença de momentos fletores positivos nos pontos de instrumentação E1 e E4, bem como de flexão negativa nos pontos E2 e E3, concordando com os resultados obtidos no caso de carregamento do dia 14/01/2008.

Verifica-se, ainda, que, os momentos fletores resultantes das análises não lineares diferem dos obtidos nas análises lineares da estrutura. Isto indica uma redistribuição dos momentos em função do comportamento não linear, sugerindo que houve fissuração na laje, corroborando a constatação feita a partir dos resultados dos deslocamentos. Porém, esta redistribuição não ocorre da mesma forma nos dois programas. No *SAP2000*, nos pontos E1 e E2, o valor obtido na análise linear é superior ao resultante na análise não linear, enquanto que nos pontos E3 e E4 ocorre o inverso. Já no *Sistema Computacional TQS*, os resultados da análise não linear são superiores aos da análise linear em todos os pontos de controle.

Comparando-se os valores obtidos no ponto E1, verifica-se que os resultados das análises numéricas não lineares apresentam uma diferença de 23%, aproximadamente. Observa-se, ainda, que, nesta seção, as previsões teóricas ficaram muito próximas do momento fletor denominado *EXPERIMENTAL Estádio I es medido*.

Analisando o comportamento do ponto de instrumentação E4, observa-se que os resultados das análises numéricas não lineares apresentam uma diferença de 13%, aproximadamente. Verifica-se, ainda, que, nesta seção, as previsões teóricas ficaram mais próximas do momento fletor denominado *EXPERIMENTAL Estádio I es medido*.

Pode-se observar, também, que os momentos fletores resultantes nas análises numéricas nos pontos de instrumentação E1, E2 e E4 são bastante superiores aos resultados dos momentos experimentais, considerando a seção totalmente fissurada (Experimental Estádio II), indicando que não houve fissuração da laje como um todo, porém, em pontos isolados, confirmando os resultados dos deslocamentos.

As Figuras 195 e 196 apresentam os resultados dos momentos fletores, obtidos a partir da análise linear e não linear da estrutura, feitas no *Sistema Computacional TQS*, bem como os valores obtidos experimentalmente no ponto de controle E1.

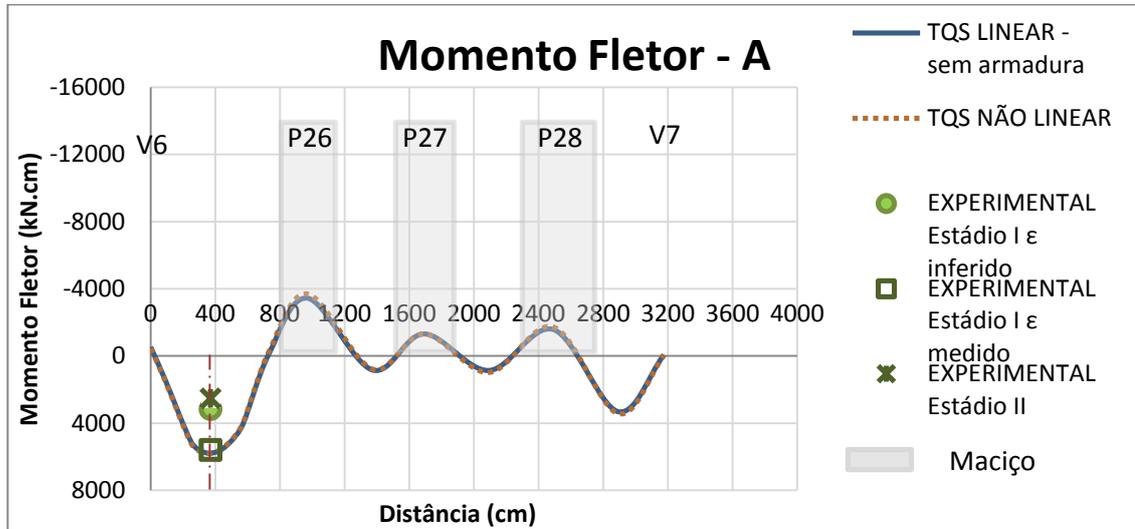


Figura 195 - Diagrama de momento fletor TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

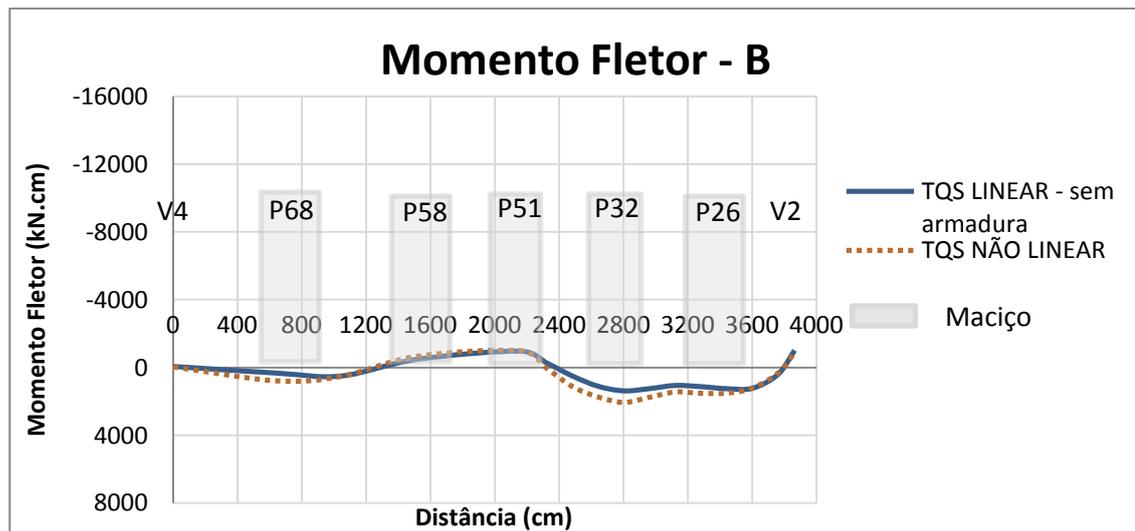


Figura 196 - Diagrama de momento fletor TQS: plano de corte B referente à Figura 176

Analisando os diagramas, observa-se que o comportamento da estrutura, previsto pelas duas análises, é similar e ambos são semelhantes aos obtidos com a aplicação do carregamento do dia 14/01/2008.

Observando a Figura 195, constata-se, nas duas análises, a presença de momento negativo máximo na região dos maciços e flexão positiva máxima nos vãos entre os maciços. O pico de momento fletor

positivo está localizado entre a viga V6 e a região do maciço do pilar p26, coincidindo com o maior vão livre da laje. Verifica-se, ainda, a presença de flexão negativa no vigamento de borda.

O gráfico denominado Momento Fletor B indica, em ambas as análises numéricas, flexão positiva na região localizada entre a viga V4 e a área próxima ao maciço do pilar P58 e entre a região próxima ao maciço do pilar P51 até as adjacências da viga V2. Verifica-se, ainda, presença de flexão negativa na região situada entre a área próxima ao maciço do pilar P58 e as cercanias da área do pilar P51, além de momento negativo na região adjacente à viga V2.

A comparação dos resultados no ponto de controle E1 evidencia que o valor do momento fletor obtido a partir das análises numéricas foi semelhante ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento, conforme abordado na análise do Quadro 22.

As Figuras 197 e 198 apresentam os valores dos momentos fletores, resultantes das análises linear e não linear da estrutura, feitas no *SAP2000*, bem como os valores obtidos experimentalmente no ponto de controle E1.

Analisando os diagramas, observa-se que o comportamento da estrutura, previsto pelas duas análises, é semelhante, ambas indicando a mesma orientação para os momentos fletores.

A Figura 197 apresenta picos de momento negativo na região dos maciços e de momento positivo nos vãos entre os maciços nas duas análises. O maior pico de momento fletor positivo está localizado entre a viga V6 e a região do maciço do pilar p26, coincidindo com o maior vão livre da laje. Porém, o valor do pico resultante na análise não linear é inferior ao obtido com a análise linear da estrutura. Além disso, observa-se a existência de flexão negativa nas vigas de borda.

A Figura 198 a formação de momento fletor positivo na região compreendida entre a área do maciço do pilar P68 e a do maciço do P58, bem como entre a área próxima ao maciço do pilar P51 e a região adjacente à viga V2. Verifica-se, ainda, presença de flexão negativa na região situada entre a área próxima ao maciço do pilar P58 e as cercanias da área do pilar P51, além de momento negativo nas regiões adjacentes às vigas de borda. Observa-se, ainda, uma inflexão no diagrama próximo à viga V2, provavelmente por influência do maciço do pilar P26.

O gráfico indica, ainda, que, no ponto de instrumentação E1 o momento fletor previsto pela análise não linear da laje é bastante próximo ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica da armadura medida.

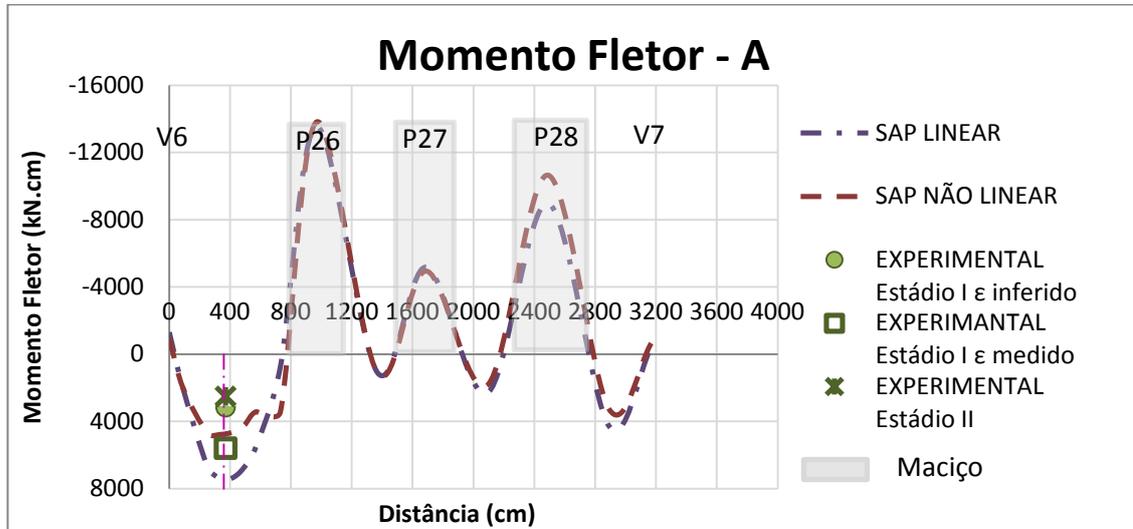


Figura 197 - Diagrama de momento fletor SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

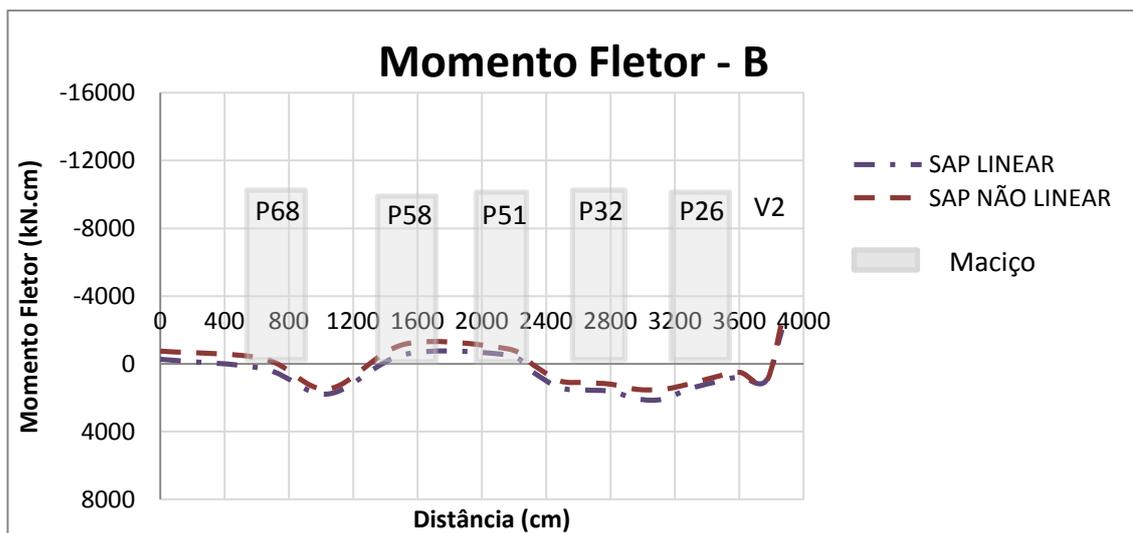


Figura 198 - Diagrama de momento fletor SAP: plano de corte B referente à Figura 176

Com o intuito de estabelecer uma comparação entre os resultados numéricos obtidos pelos dois programas e os valores medidos experimentalmente, foram traçados os diagramas de momento fletor representados nas Figuras 199 e 200. Os diagramas foram traçados a partir dos resultados da análise não linear da estrutura.

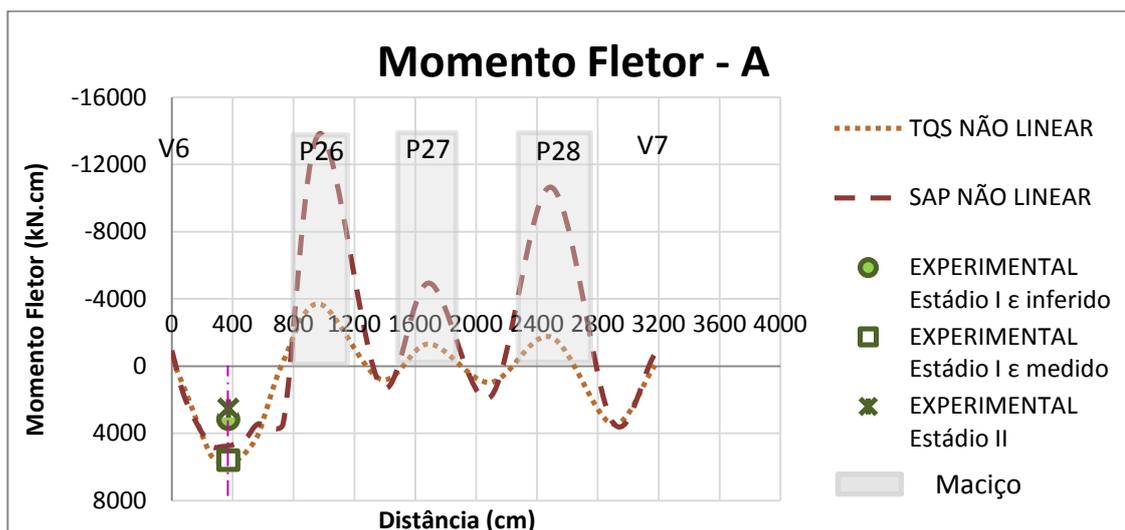


Figura 199 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 176

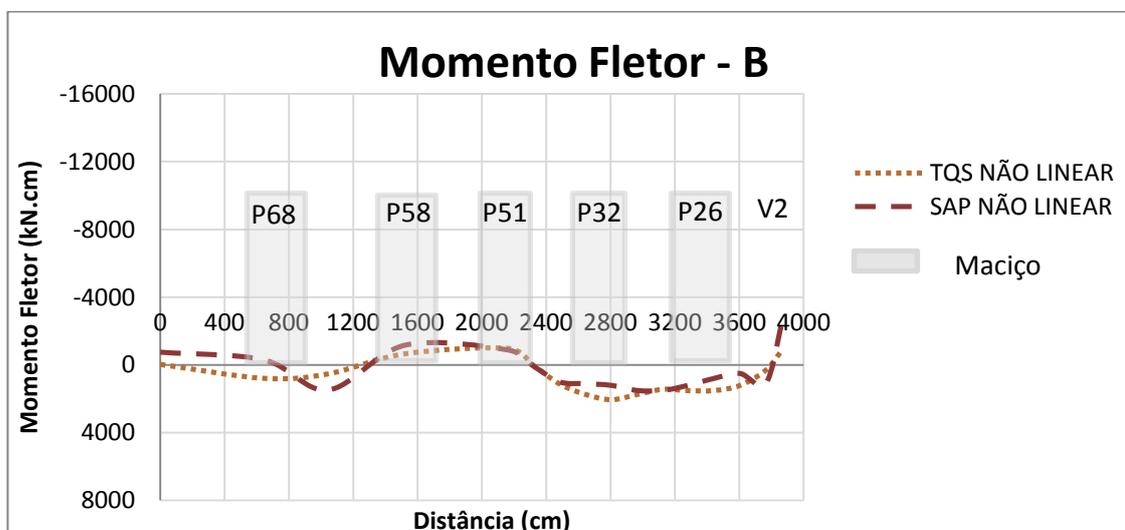


Figura 200 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP: plano de corte B referente à Figura 176

Analisando o diagrama Momento Fletor A, observa-se que a distribuição de momentos fletores, prevista pelas duas análises, é semelhante.

Os resultados indicam picos de momento negativo na região dos maciços e de momento positivo nos vãos entre os maciços nas duas análises. O maior pico de momento fletor positivo está localizado entre a viga V6 e a região do maciço do pilar p26, coincidindo com o maior vão livre da laje. Entretanto, o valor do pico de momento positivo resultante da análise feita pelo *Sistema Computacional TQS* é superior ao obtido com o *SAP2000*. Além disso, observa-se que os valores dos picos de momento negativo resultantes da análise feita pelo *SAP2000* são muito superiores aos obtidos com o *Sistema Computacional TQS*. Conforme discutido no item 6.4.1.2, esta diferença pode

estar associada à diferença de modelagem do maciço nos dois programas, apesar de não existirem dados experimentais que confirmem esta hipótese e permitam concluir qual dos dois programas representa o comportamento real da estrutura.

Verifica-se, ainda, a presença de flexão negativa nas vigas de borda nas duas análises, com os valores resultantes da análise do *SAP2000* superiores aos obtidos com a análise do *Sistema Computacional TQS*, da mesma forma que ocorreu no Caso de Estudo 2 e nesta laje com carregamento inferior (14/01/2008). Acredita-se que esta diferença esteja, novamente, associada ao fato de o MEF considerar a capa como uma placa contínua, gerando um engastamento maior ao longo da viga de borda em relação à análise matricial de grelhas.

Observando o diagrama Momento Fletor B, verifica-se que as análises numéricas mostram-se semelhantes apenas na região situada entre a área próxima ao maciço do pilar P58 e as cercanias da área do pilar P51, ambas apresentando flexão negativa. Além disso, as duas análises indicam flexão negativa nas vigas de borda. Entretanto, os valores obtidos pelo *Sistema Computacional TQS* são, novamente, inferiores aos resultantes com a análise do *SAP2000*.

A comparação dos resultados no ponto de controle E1 indica que, o valor do momento fletor obtido pelas duas análises foi semelhante ao experimental calculado considerando a seção no Estádio I e deformação específica na armadura medida durante o experimento, conforme já discutido na apresentação do Quadro 22.

6.5 MODELO REDUZIDO

Apresenta-se, a seguir, os resultados de deslocamentos verticais, deformações específicas e momentos fletores resultantes das análises numéricas do Modelo Reduzido, bem como os valores obtidos a partir de medidas experimentais.

Cabe salientar que, em função do *Sistema Computacional TQS* ter sido desenvolvido para o projeto de estruturas em escala natural, o programa não permitiu o cálculo deste modelo, em função de suas dimensões reduzidas. Desta forma, foi calculado o protótipo com as dimensões em escala natural. As relações de pertinência entre a estrutura real e o modelo reduzido, a partir das premissas da Análise Dimensional, foram utilizadas para estabelecer a comparação entre os resultados medidos experimentalmente e os valores previstos pela análise numérica. Estas relações podem ser vistas com maior detalhe em Schwetz (2005).

6.5.1 Deslocamentos Verticais

Com o objetivo de ilustrar o comportamento das seções instrumentadas, apresenta-se, nas Figuras 202 à 205, alguns gráficos dos valores de deslocamentos verticais obtidos numérica e experimentalmente, para cada etapa de carga da laje. Os valores numéricos são resultados da análise não-linear da estrutura. A Figura 201 repete os pontos de instrumentação apresentados no Capítulo 3, de modo a facilitar a identificação destes pontos.

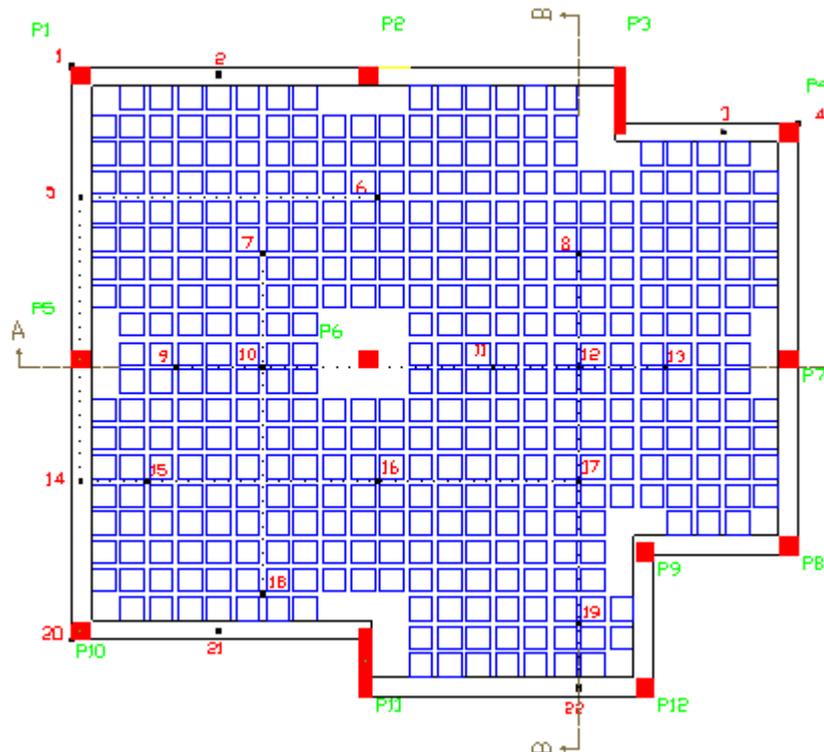


Figura 201 – Planta de localização dos deflectômetros

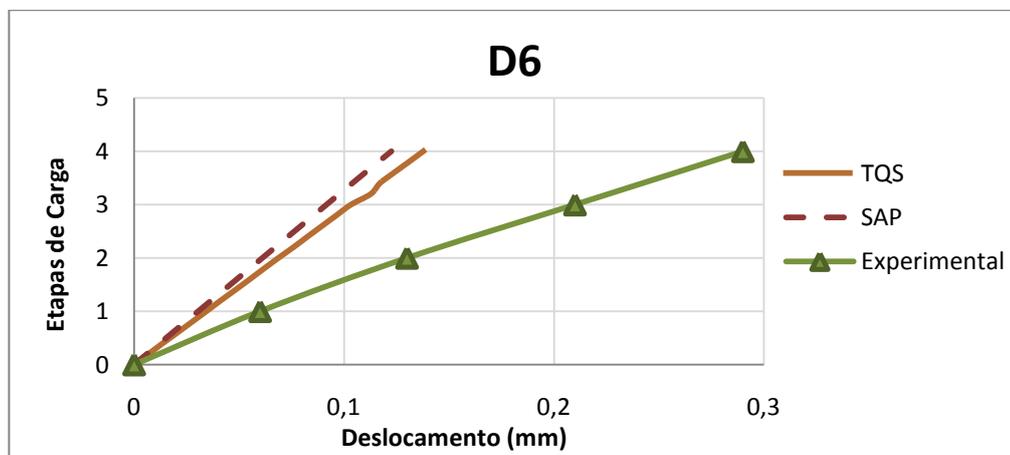


Figura 202 – Gráfico carga x deslocamento vertical: deflectômetro D6

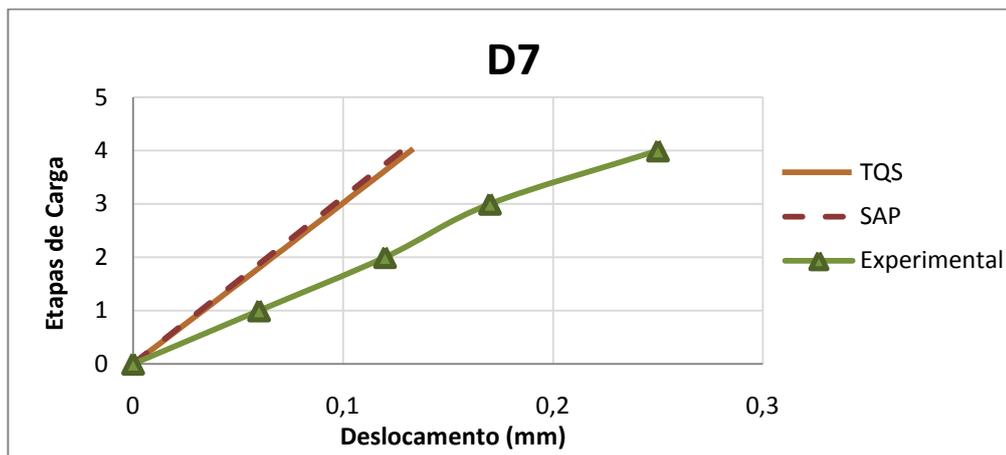


Figura 203 – Gráfico carga x deslocamento vertical: defletômetro D7

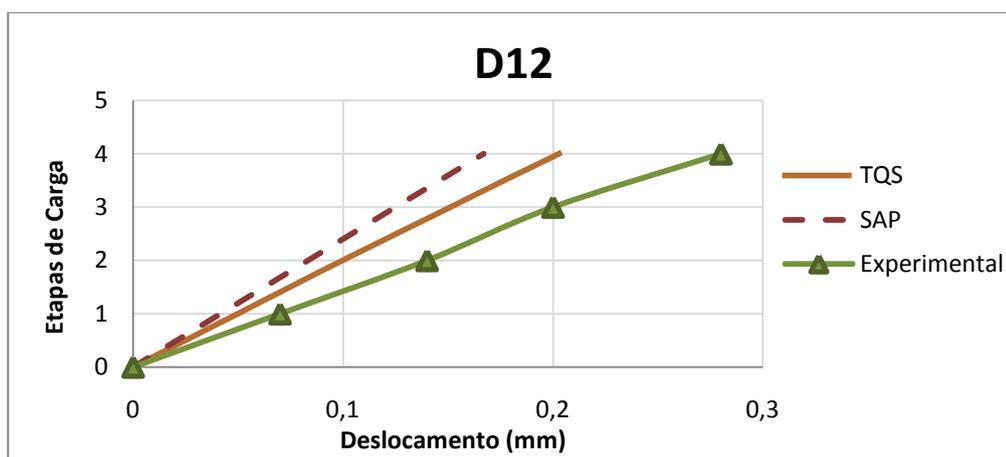


Figura 204 – Gráfico carga x deslocamento vertical: defletômetro D12

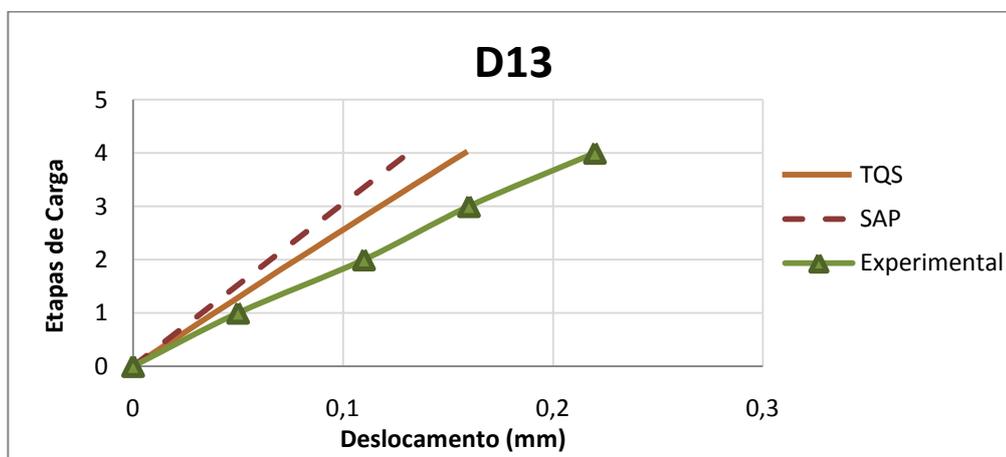


Figura 205 - Gráfico carga x deslocamento vertical: defletômetro D13

A análise dos gráficos indica que a laje teve comportamento linear durante as etapas de carga da estrutura. Este comportamento é coincidente com resultados obtidos nas análises numéricas realizadas nos dois programas computacionais.

Constata-se, ainda, que os resultados numéricos foram bastante similares. Porém, são inferiores aos medidos experimentalmente.

Com o objetivo de comparar os resultados numéricos e experimentais em todos os pontos de instrumentação, após o carregamento total da estrutura, apresenta-se o Quadro 23, com os deslocamentos em milímetros. Os deflectômetros D8, D10 e D14 apresentaram-se defeituosos durante o ensaio e foram desconsiderados.

Quadro 23 – Resultados de deslocamentos obtidos numérica e experimentalmente

RELÓGIO	SAP LINEAR	SAP NÃO LINEAR	TQS LINEAR sem armadura	TQS NÃO LINEAR	EXPERIMENTAL	ELEMENTO ESTRUTURAL
D1	-0,0043	-0,0043	-0,0068	-0,0065	-0,08	pilar
D4	-0,0024	-0,0024	-0,0040	-0,0039	-0,09	pilar
D20	-0,0048	-0,0047	-0,0072	-0,0071	-0,07	pilar
D2	-0,1029	-0,1002	-0,1365	-0,1285	-0,20	viga
D3	-0,0135	-0,0154	-0,0181	-0,0148	-0,17	viga
D5	-0,0815	-0,0795	-0,1092	-0,1011	-0,13	viga
D21	-0,1021	-0,1015	-0,1304	-0,1207	-0,07	viga
D22	-0,0176	-0,0175	-0,0169	-0,0139	-0,05	viga
D6	-0,1206	-0,1226	-0,1631	-0,1413	-0,29	grelha
D7	-0,1283	-0,1283	-0,1600	-0,1359	-0,25	grelha
D9	-0,1060	-0,1065	-0,1312	-0,1141	-0,09	grelha
D11	-0,1183	-0,1214	-0,1832	-0,1483	-0,26	grelha
D12	-0,1629	-0,1670	-0,2420	-0,2083	-0,28	grelha
D13	-0,1281	-0,1313	-0,1831	-0,1623	-0,22	grelha
D15	-0,1365	-0,1345	-0,1704	-0,1521	-0,08	grelha
D16	-0,0735	-0,0755	-0,1157	-0,0880	-0,22	grelha
D17	-0,0832	-0,0850	-0,1248	-0,1048	-0,18	grelha
D18	-0,1054	-0,1052	-0,1328	-0,1176	-0,10	grelha
D19	-0,0228	-0,0235	-0,0304	-0,0249	-0,08	grelha

Analisando o quadro, observa-se que os resultados obtidos a partir das análises linear e não linear da laje no *SAP2000* são bastante semelhantes, indicando um comportamento linear da estrutura. Já no *Sistema Computacional TQS*, constata-se que os deslocamentos obtidos na análise linear da laje foram superiores aos resultantes na análise não linear em todos os pontos. Conforme discutido anteriormente, este comportamento ocorreu devido à associação de dois fatores. O primeiro diz respeito ao fato de que o carregamento, provavelmente, não provocou a fissuração da laje, não tendo ocorrido, portanto, perda de rigidez da seção e o segundo que a análise linear da grelha não

leva em consideração a armadura. Portanto, na análise não-linear, em que a armadura é considerada, a estrutura apresenta-se mais rígida.

A comparação entre as previsões numéricas, a partir da análise não linear, indica que os valores obtidos com o *Sistema Computacional TQS* são superiores aos resultantes no *SAP2000*, sendo que as maiores diferenças verificadas chegam a 25% em pontos localizados no maior vão livre da laje.

A observação dos resultados numéricos e experimentais mostra que os deslocamentos medidos experimentalmente nos pilares, são, em muito, superiores às previsões numéricas. Observa-se, também, que os valores medidos nos três pilares são muito semelhantes, aventando a possibilidade de ter ocorrido um cedimento nos apoios durante o ensaio da estrutura na ordem de 0,08 milímetros.

Verifica-se, ainda, que o deslocamento medido na viga V3, correspondente ao ponto de instrumentação D3, apresenta-se muito superior aos valores obtidos numericamente, indicando um possível erro de leitura neste ponto.

As Figuras 206 e 207 apresentam linhas elásticas formadas por pontos pertencentes aos planos de corte A e B, indicados na Figura 201, a partir da análise não linear da estrutura. Nesta laje, optou-se pela apresentação apenas dos resultados da análise não linear, visto que, no programa *SAP2000*, os resultados das duas análises são praticamente iguais e no *Sistema Computacional TQS*, a análise linear apresentou deslocamentos superiores por não levar em consideração a presença da armadura.

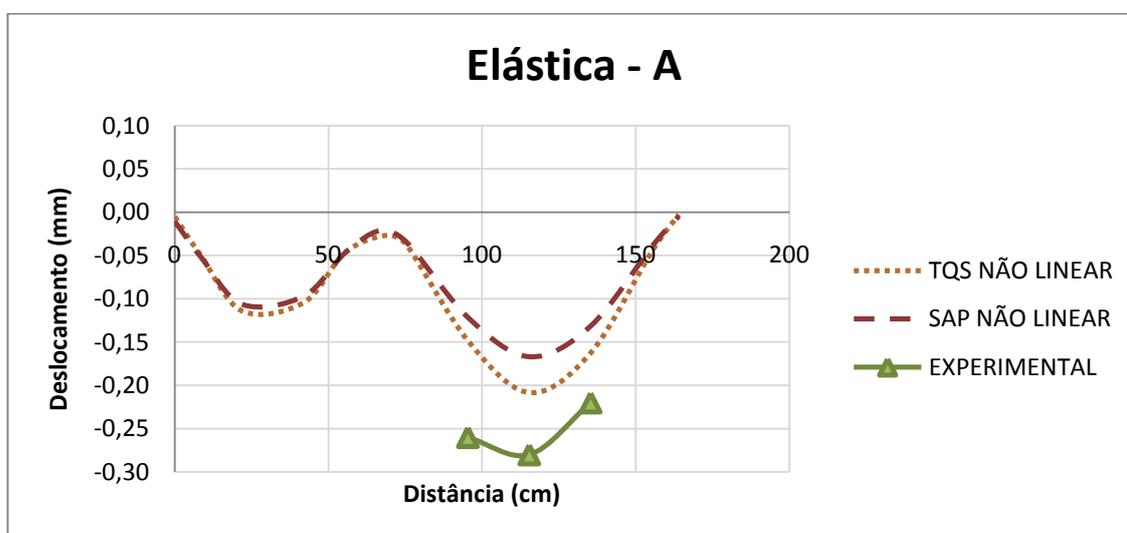


Figura 206 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 201

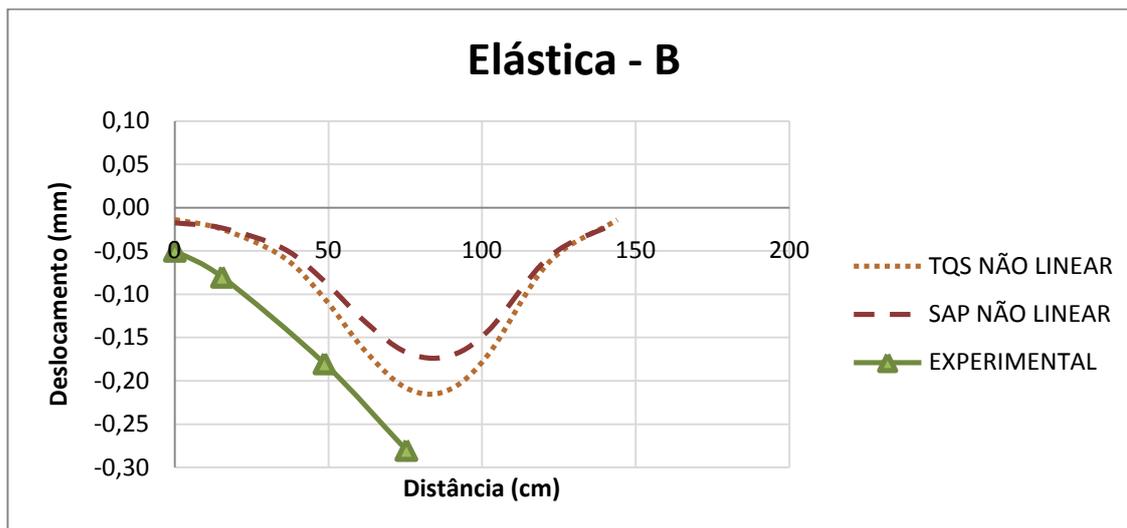


Figura 207 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 201

Observando as elásticas, constata-se que as duas análises numéricas resultaram em comportamentos semelhantes da estrutura. Porém, os resultados obtidos com o *Sistema Computacional TQS* evidenciam deslocamentos superiores, principalmente na região onde ocorre o maior vão livre da laje.

Este é o comportamento registrado na bibliografia quando da comparação de resultados de deslocamentos em lajes nervuradas pelos métodos de análise matricial de grelhas e elementos finitos (Selistre, 2000; Stramandinolli, 2003). A justificativa para que o modelo de análise matricial de grelhas seja mais flexível reside no fato de que o método não considera a integralidade da capa. Porém, este não foi o comportamento verificado nas lajes denominadas Caso de Estudo 1 e Caso de Estudo 2. A diferença entre estas lajes está, provavelmente, na região maciça contígua ao viga de borda, que inexistente no Modelo Reduzido. Conforme discutido nos itens 6.2.1 e 6.3.1, a modelagem desta região é feita automaticamente pelo *Sistema Computacional TQS* e pode estar contribuindo para um comportamento mais rígido das lajes em relação ao modelo em elementos finitos. Já no Caso de Estudo 3, conforme discutido no item 6.4.2.1, apesar da existência da região maciça, as vigas de borda possuem inércias à flexão elevadas, reduzindo a influência desta região no comportamento da estrutura.

A Elástica A indica dois picos de deslocamento entre os viga de borda e a região do maciço central. Já a Elástica B indica um pico de deslocamento na área próxima ao maciço central.

Observa-se ainda, que o comportamento da laje previsto pelas análises numéricas é muito semelhante ao experimental. Porém, conforme discutido na análise do Quadro 23, a estrutura apresenta-se muito mais rígida nas previsões teóricas. Uma possível explicação para esta diferença

seria o provável cedimento dos apoios, verificado nos valores de deslocamentos medidos nos pilares. Caso este cedimento tenha ocorrido em todos os pilares, a laje também apresentaria deslocamentos inferiores.

As Figuras 208 e 209 apresentam o comportamento da estrutura, descontando o provável cedimento em todos os pilares.

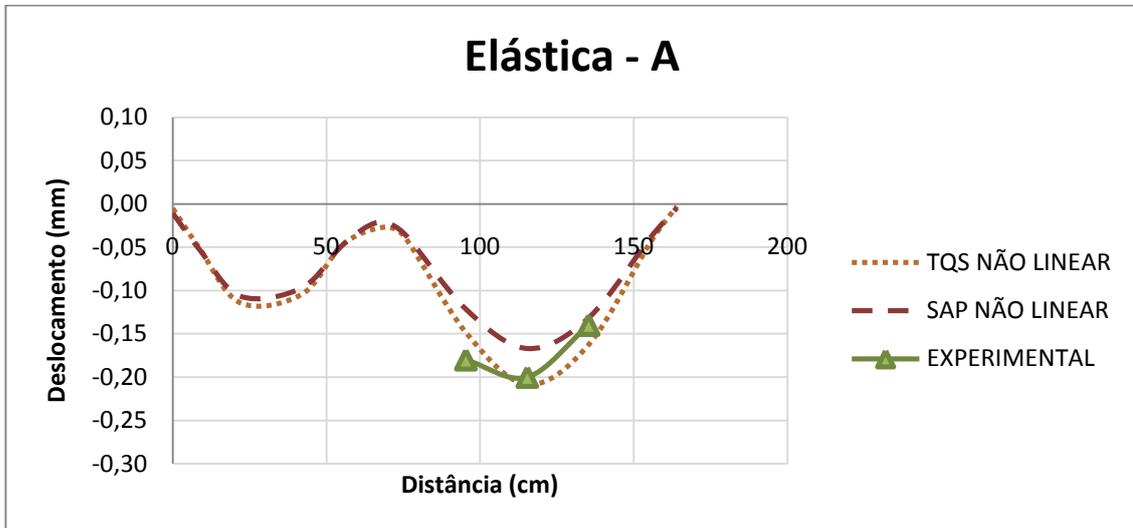


Figura 208 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 201, descontando o provável cedimento em todos os pilares

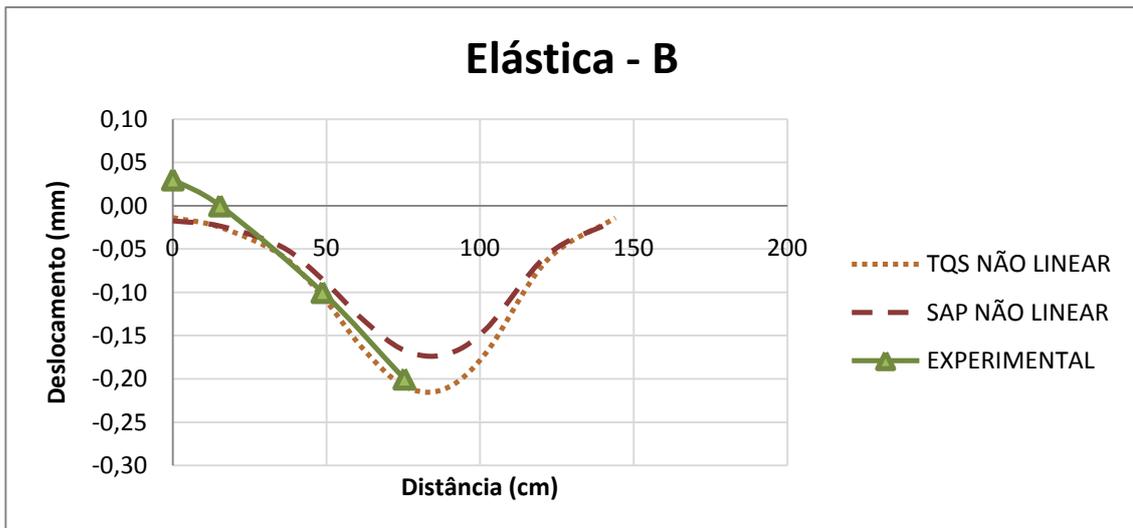


Figura 209 - Elástica SAP + TQS + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 201, descontando o provável cedimento em todos os pilares

A comparação dos resultados indica que as previsões numéricas ficariam muito semelhantes aos valores obtidos experimentalmente.

6.5.2 Deformações Específicas e Momentos Fletores

As Figuras 211 a 213 apresentam os gráficos dos valores de deformações específicas medidas experimentalmente para cada etapa de carregamento, em algumas seções instrumentadas. Cabe salientar que, em virtude do diâmetro reduzido do arame galvanizado, não foi possível a instrumentação da armadura no modelo reduzido. A Figura 210 repete os pontos de instrumentação apresentados no Capítulo 3, de modo a facilitar a identificação destes pontos.

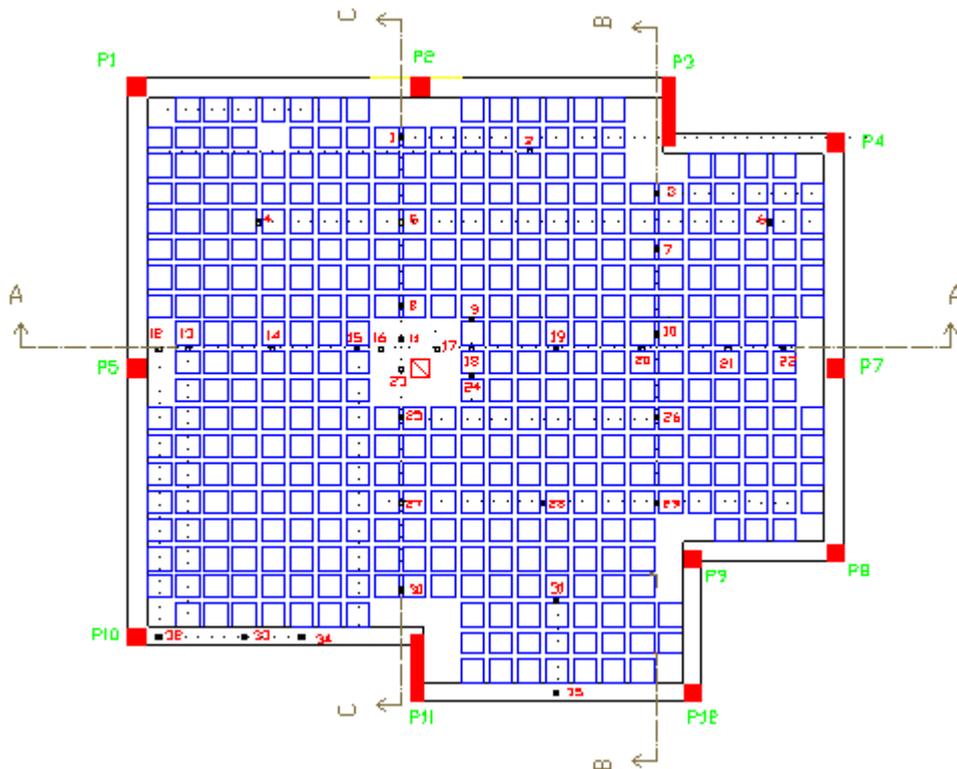


Figura 210 – Planta de localização dos extensômetros

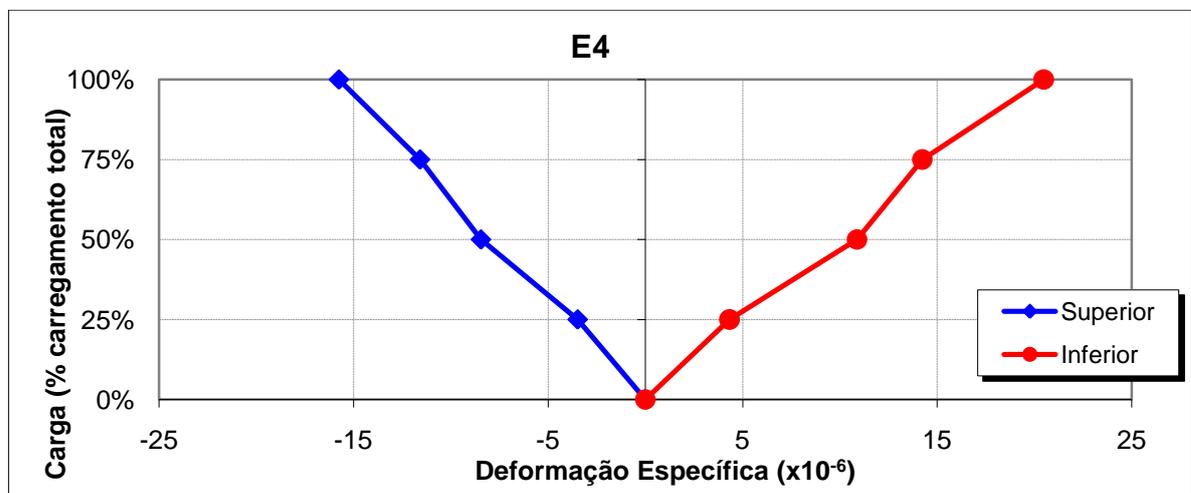


Figura 211 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E4

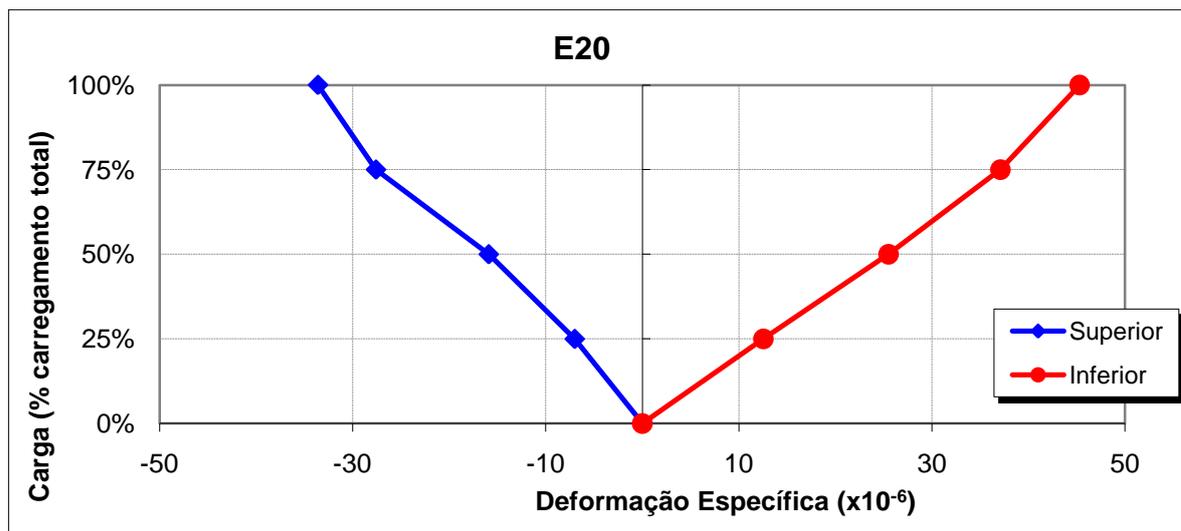


Figura 212 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E20

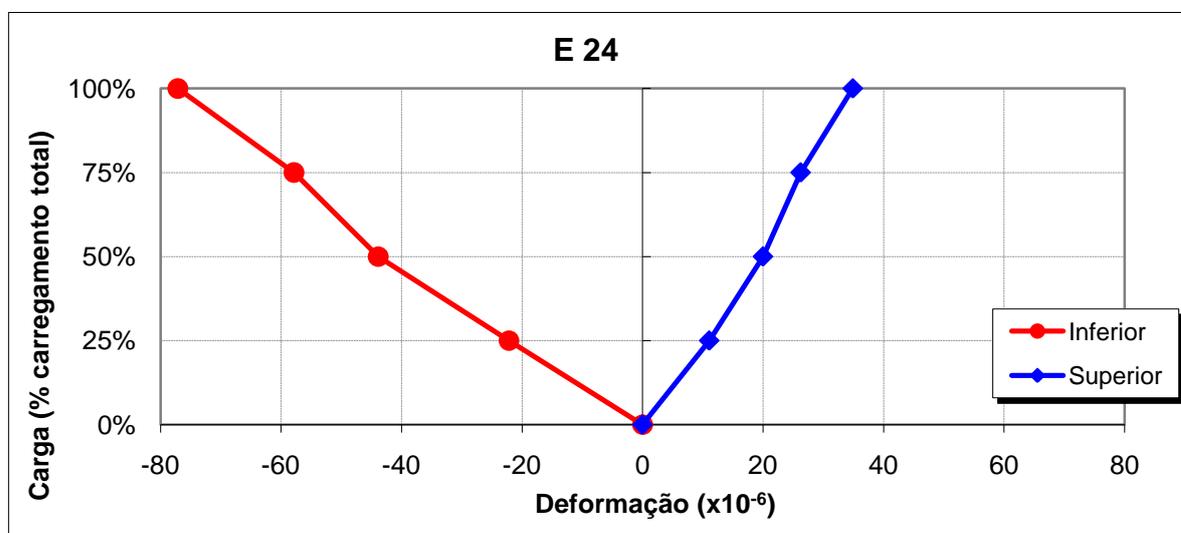


Figura 213 - Gráfico carga x deformação específica no ponto E24

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

Com o intuito de visualizar o comportamento da laje, foram traçados diagramas de momento fletor, constituídos por pontos que pertencem aos planos de corte A, B e C indicados na Figura 210, com os valores obtidos numérica e experimentalmente. Não foi possível a determinação do momento experimental em alguns pontos de instrumentação, devido à perda de extensômetros durante o ensaio, razão pela qual estes momentos não se encontram representados nos diagramas.

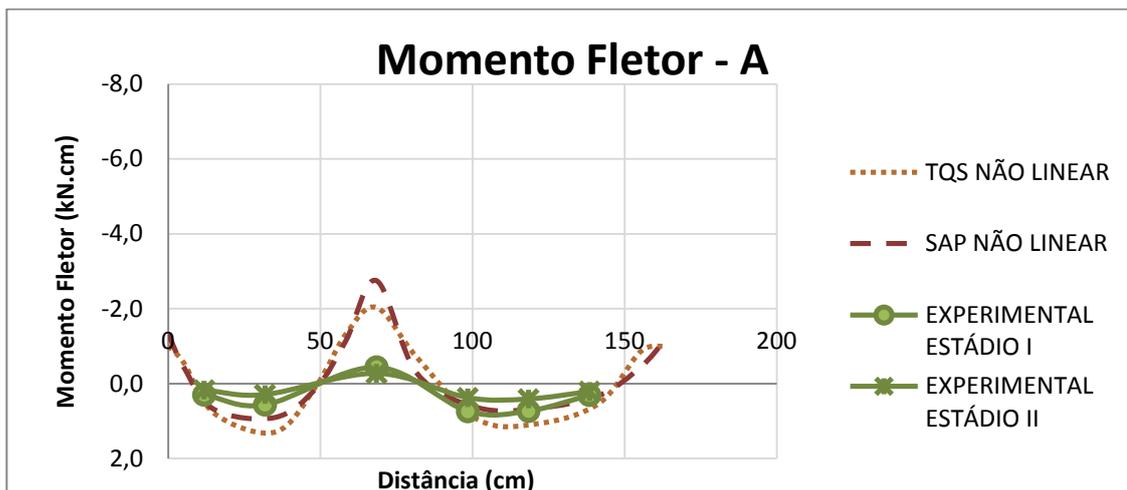


Figura 214 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte A referente à Figura 210

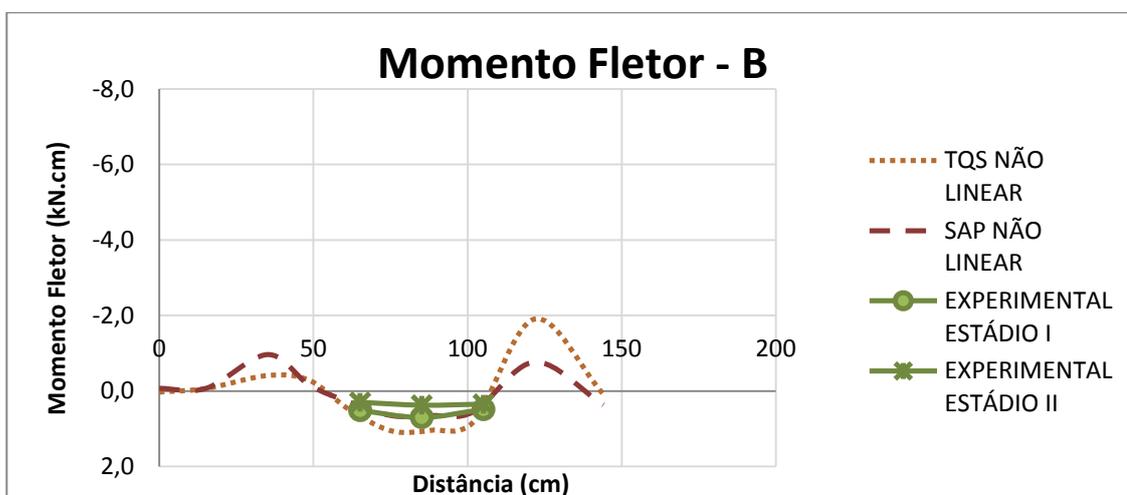


Figura 215 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 210

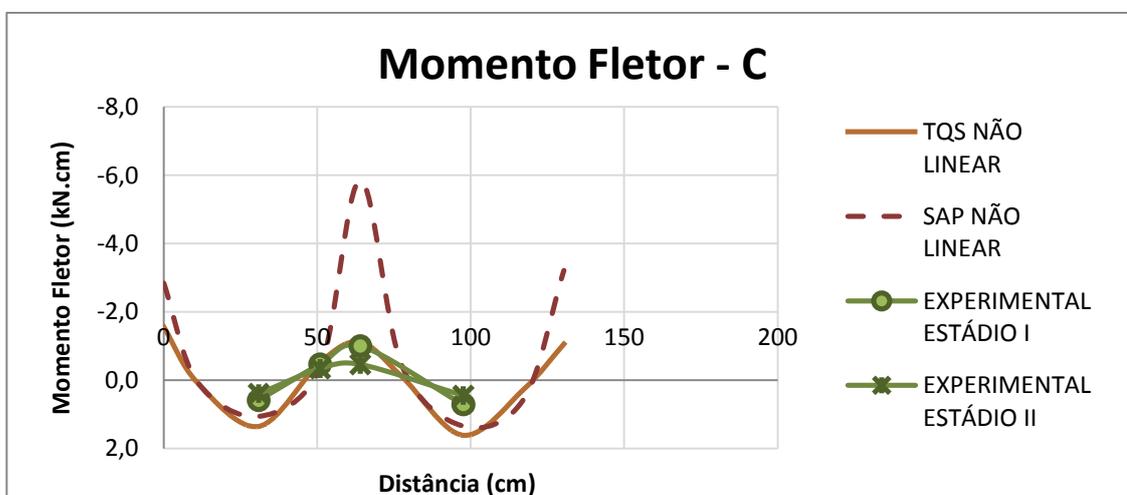


Figura 216 - Diagrama de momento fletor TQS + SAP + EXPERIMENTAL: plano de corte B referente à Figura 210

Analisando os diagramas, observa-se que o comportamento da estrutura, previsto pelas duas análises numéricas, é semelhante, ambas indicando a mesma orientação e distribuição dos momentos fletores.

A Figura 214 evidencia que, segundo as previsões teóricas, ocorrem dois picos de momento fletor positivo entre as vigas de borda e a região do maciço do pilar central e um pico de momento negativo na área do maciço deste pilar. Porém, observa-se que os valores dos picos de momento positivo resultantes da análise do *Sistema Computacional TQS* são superiores aos obtidos na análise do programa *SAP2000* e nos picos de momento fletor negativo ocorre o inverso. Verifica-se, ainda, a presença de flexão negativa junto às vigas de borda, sendo os valores obtidos na análise do *SAP2000* superiores aos resultantes no *Sistema Computacional TQS*.

Observando a Figura 215, constata-se que as análises numéricas resultaram em um pico de momento fletor positivo na região entre os maciços dos pilares P9 e P3 e dois picos de flexão negativa na área dos maciços. Novamente neste diagrama, verifica-se que os valores de flexão positiva resultantes da análise do *SAP2000* são inferiores aos obtidos na análise do *Sistema Computacional TQS*. Porém, no maciço do pilar P9 esta situação apresenta-se invertida, o que não ocorre no maciço do pilar P3.

A análise da Figura 216 indica a presença de dois picos de flexão positiva entre o vigamento de borda e a região do maciço central e um pico de flexão negativa na área do maciço deste pilar. Nestes diagramas, também a flexão positiva resultante da análise do *Sistema Computacional TQS* é superior à obtida com o *SAP2000* e na flexão negativa ocorre o inverso.

Verifica-se, também, a presença de flexão negativa no vigamento de borda, sendo os valores resultantes no *SAP2000* superiores aos obtidos no *Sistema Computacional TQS*. Estas diferenças de valores entre os dois programas computacionais podem estar relacionadas à forma como os mesmos consideram a capa. Conforme descrito no Capítulo 5, a modelagem da capa no programa *SAP2000* foi feita adotando-se uma placa contínua formada por elementos de casca. A ligação desta placa com as nervuras, vigamento de borda e pilares gera, quando do carregamento da laje, esforços normais perpendiculares às seções transversais, que tendem a reduzir os momento fletores positivos e a aumentar os fletores negativos. Estes esforços normais são denominados esforços de membrana. No caso do *Sistema Computacional TQS*, onde a laje nervurada é modelada como um conjunto de vigas “T” justapostas, este esforço não é considerado, o que pode ter causado a diferença entre as previsões numéricas.

Observa-se, ainda, que os valores dos picos de momento negativo resultantes no *SAP2000* na região dos maciços são superiores aos obtidos no *Sistema Computacional TQS*. Esta diferença, verificada

também nos outros casos de estudo, pode estar associada às diferentes formas de modelagem dos maciços nos dois programas.

A comparação dos resultados numéricos com os valores obtidos experimentalmente indica que as previsões teóricas foram semelhantes aos momentos experimentais calculados considerando as seções no Estádio I. Observa-se, ainda, que, no pico de momento negativo do pilar central, o resultado obtido com a modelagem do maciço no *Sistema Computacional TQS* apresentou-se bastante próxima do valor obtido experimentalmente, o que não ocorreu com o *SAP2000*.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho de tese pesquisou o comportamento de lajes nervuradas de concreto armado submetidas a cargas estáticas de serviço. Foram instrumentadas três lajes nervuradas em escala natural, com diferentes geometrias e carregamentos. Além disso, foram analisados os dados de um modelo reduzido de microconcreto armado, representativo de uma laje nervurada real, ensaiado anteriormente pela pesquisadora em seu mestrado. O estudo mediu deformações no concreto/microconcreto e deslocamentos verticais em pontos específicos das estruturas. Os valores medidos experimentalmente foram comparados com os obtidos através da análise de modelos teóricos, empregando-se dois enfoques distintos: a análise matricial de grelhas e o método dos elementos finitos.

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir da análise dos resultados. Essas conclusões são apresentadas em cinco partes. A primeira se refere à coleta de dados do programa experimental; na segunda parte são discutidas as questões relativas aos programas computacionais e modelos numéricos utilizados; a terceira parte refere-se às conclusões sobre o comportamento das lajes nervuradas monitoradas experimentalmente; a quarta parte aborda as conclusões quanto à modelagem de lajes nervuradas e a quinta parte apresenta sugestões para trabalhos futuros.

7.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A COLETA DE DADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Conforme exposto no Capítulo 1, houve a necessidade do programa experimental ser realizado antes da análise teórica das lajes nervuradas estudadas. Verificou-se que esta não é uma prática interessante. A modelagem numérica prévia possibilita o conhecimento do comportamento teórico com profundidade, permitindo a definição de pontos de instrumentação mais adequados na estrutura. Porém, considera-se que os experimentos foram bem sucedidos. As lajes monitoradas possuíam uma combinação de geometrias e carregamentos diversificados, possibilitando a coleta de dados para situações diferenciadas.

Os deslocamentos foram medidos utilizando-se três técnicas distintas: deflectômetros individuais, uma haste com deflectômetro acoplado e um nível óptico. Observou-se que, em se tratando de obras civis, o uso de deflectômetros individuais não é o procedimento mais indicado, porque estes precisam ser instalados e calibrados com antecedência, tornando necessário o isolamento da área de ensaio, causando um empecilho no andamento da construção. A haste não apresenta os

inconvenientes dos deflectômetros individuais. Porém, exige cuidado com o nivelamento da superfície de apoio do relógio comparador. O nível óptico apresenta o inconveniente de ser um equipamento de difícil transporte, além de só poder ser utilizado quando não for necessária precisão superior ao milímetro. De uma forma geral, entretanto, pode-se afirmar que os resultados obtidos através das três técnicas foram adequados para a comparação com os resultados das análises numéricas.

As deformações específicas foram obtidas a partir de extensômetros elétricos, colados no concreto e na armadura, ligados a um sistema de aquisição de dados. Estes elementos, por serem muito sensíveis e necessitarem cuidados especiais, danificam-se com certa facilidade. Alguns extensômetros aplicados na armadura foram perdidos ainda durante o processo de concretagem, devido à velocidade de lançamento e vibração do concreto. Além disso, quando o experimento é realizado durante um período relativamente grande, como no Caso de Estudo 3, os extensômetros fixados no concreto, assim como a fiação, ficam expostos à rotina diária da construção, gerando ainda mais perdas. Desta forma, muito embora os dados de deformação específica sejam muito importantes para o entendimento do comportamento dos elementos estruturais, o uso de extensômetros elétricos, para este tipo de procedimento, precisa ser reavaliado. Eles demandam muito esforço e custo para instalação e podem gerar poucos resultados para comparação com os valores numéricos.

7.2 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS

Conforme definido no Capítulo 1, um dos objetivos principais deste trabalho é a verificação da adequação dos modelos matemáticos na simulação do comportamento de lajes nervuradas. Para atingir este intento, foram utilizados dois programas computacionais: o *Sistema Computacional TQS*, que realiza o projeto e dimensionamento de lajes nervuradas através da analogia de grelhas e o *SAP2000*, que faz a análise da estrutura utilizando elementos finitos.

7.2.1 Sistema Computacional TQS

O *Sistema Computacional TQS* simula o comportamento de lajes nervuradas a partir do modelo descrito no Capítulo 4, cujos principais critérios de projeto definem a rigidez à torção e à flexão das barras representativas das nervuras, vigas de borda, maciços e pilares, bem como o engastamento dos elementos entre si (viga de borda-pilar; barras de grelha-pilar; viga de borda-barras de grelha). Estes critérios devem ser definidos pelo projetista e são de sua responsabilidade. Porém, alguns critérios são sugeridos pelo programa, indicando uma redução do engastamento entre o viga

de borda e os pilares, bem como uma flexibilização dos maciços, com a justificativa de que estas reduções simulariam mais adequadamente o comportamento da estrutura real. Além disso, o programa indica a desconsideração da inércia à torção nas barras da grelha, explicando que seria inviável a armação das nervuras à torção em uma obra civil. Uma análise paramétrica, apresentada no Capítulo 4, indicou que o melhor modelo a ser utilizado para simular o comportamento de lajes nervuradas deveria ter a consideração total das inércias, bem como o engastamento total entre os elementos estruturais. Estes foram, portanto, os critérios adotados para a modelagem das lajes nervuradas monitoradas experimentalmente.

O projeto das estruturas pode ser feito diretamente na interface gráfica do programa, cuja plataforma se mostrou de fácil utilização.

O programa disponibiliza a realização da análise não linear da grelha, a partir de um processo iterativo baseado na relação momento-curvatura. Este processamento mostrou-se relativamente rápido e os resultados puderam ser visualizados graficamente ou a partir de tabelas. Os valores obtidos, todavia, não são passíveis de exportação direta para outros programas do tipo planilha eletrônica ou banco de dados na versão 11.9.9, utilizada nesta tese.

Cabe salientar que o *Sistema Computacional TQS* considera, na análise não linear, o carregamento total da estrutura – soma de todas as cargas, incluindo o peso próprio – aplicado em número de etapas definido pelo usuário. Este procedimento não descreve o comportamento real das estruturas, onde, primeiramente, atua o peso próprio e, posteriormente, são aplicados os demais carregamentos.

7.2.2 Programa SAP2000

O programa computacional *SAP2000* disponibiliza uma biblioteca de elementos finitos para a criação de modelos representativos de lajes nervuradas. No Capítulo 4, foram propostos cinco diferentes modelos, cuja validação foi realizada a partir da análise linear de exemplos disponíveis na bibliografia. A partir das análises realizadas neste trabalho e com o respaldo dos resultados apresentados na bibliografia, o modelo escolhido para simular o comportamento das lajes nervuradas monitoradas experimentalmente foi o que adota elementos finitos de casca para a modelagem da capa, das vigas e das nervuras.

Este programa computacional também disponibiliza uma interface gráfica para a modelagem das estruturas. Porém, esta modelagem se dá de forma bastante trabalhosa se comparada ao lançamento da estrutura realizado no *Sistema Computacional TQS*.

Em relação ao carregamento, o programa permite a aplicação apenas da carga experimental, não sendo necessária a superposição de análises separadas.

O *SAP2000* possibilita, também, a realização de uma análise não linear da estrutura. Para isso, utiliza o processo iterativo baseado na relação tensão-deformação, que permite a consideração do modelo constitutivo real dos materiais. É um modelo mais elaborado que o adotado pelo *Sistema Computacional TQS*; porém, o processamento é mais lento. Destaca-se, entretanto, que, conforme discutido nos Capítulos 4 e 5, verificou-se um problema de convergência, quando adotada a curva padrão do programa no modelo constitutivo do concreto à tração. Desta forma, neste trabalho, foi necessária a adoção de um modelo alternativo, que representa o efeito *tension stiffening* de forma mais simplificada que o representado pela curva padrão.

Conforme discutido no Capítulo 4, na análise não linear, o programa permite a consideração sucessiva de diversos casos de carregamento, cuja ordem de aplicação é estabelecida pelo usuário. Desta forma, os deslocamentos e esforços resultantes em um caso de carga são considerados no caso subsequente. Neste trabalho, foi considerado, além do carregamento experimental, o peso próprio da estrutura e a carga de alvenaria sobre o vigamento de borda. Os resultados numéricos provenientes apenas dos carregamentos experimentais foram considerados como a diferença entre os valores obtidos na etapa inicial e final da carga experimental.

Assim como no *Sistema Computacional TQS*, a visualização dos resultados pode ser obtida graficamente ou a partir de tabelas. O programa possibilita a exportação destas tabelas para outros programas do tipo planilha eletrônica ou banco de dados. Este recurso é bastante útil na medida em que se pode dispor dos resultados com facilidade, o que permite, por exemplo, a comparação entre duas propostas de estruturas diferentes para a escolha da mais adequada.

7.3 MODELAGEM DAS LAJES MONITORADAS EXPERIMENTALMENTE

A comparação entre os resultados numéricos e os valores medidos experimentalmente permitiram diversas constatações.

Em relação à laje do Caso de Estudo 1, observou-se que as análises numéricas realizadas pelos dois programas computacionais, bem como os valores medidos experimentalmente, resultaram em comportamentos semelhantes da estrutura, com as posições de deslocamentos e momentos máximos praticamente coincidentes. Verificou-se, ainda, que os resultados de deslocamento obtidos nas análises não lineares foram superiores aos resultantes nas análises lineares e ficaram muito

próximos aos medidos experimentalmente, indicando uma provável fissuração da laje. Além disso, registrou-se uma variação dos momentos fletores entre essas análises, sugerindo uma redistribuição de momentos oriunda de uma possível fissuração em alguns pontos da estrutura.

Durante o ensaio, os resultados de deslocamento indicaram que a laje teve comportamento linear durante todas as etapas de carga; porém, alguns deflectômetros registraram um resíduo na descarga total, indicando uma possibilidade de fissuração no entorno destes pontos. Os resultados dos extensômetros revelaram que, nas seções instrumentadas sob a carga localizada, a deformação específica na armadura foi superior à medida no concreto, indicando uma possível redução da capacidade resistente do concreto à tração e transferência de esforços para a armadura, também sugerindo uma fissuração no entorno destes pontos.

Portanto, pelas evidências acima apontadas, pode-se concluir que as análises numéricas e os resultados experimentais são coincidentes ao apontarem para a possibilidade de ter ocorrido uma fissuração em algumas seções da laje, embora a estrutura globalmente tenha mostrado um comportamento praticamente linear.

Na laje do Caso de Estudo 2, com geometria e carregamento diferentes do anterior, observou-se que os resultados experimentais e numéricos também indicaram comportamentos similares para a estrutura. Constatou-se, ainda, que os resultados das análises não lineares foram bastante próximos aos valores medidos experimentalmente, sugerindo uma possível fissuração da laje. Assim como no Caso de Estudo 1, a análise não linear apresentou uma variação dos valores dos momentos em relação à análise linear, igualmente sugerindo fissuração da estrutura.

Neste caso de estudo, os resultados provenientes do *Sistema Computacional TQS* apresentaram uma peculiaridade. Verificou-se que, na área de aplicação do carregamento, os resultados de deslocamento da análise não linear foram ligeiramente inferiores aos obtidos pela análise linear da grelha. Estes resultados poderiam sugerir um comportamento linear da estrutura, visto que, conforme discutido anteriormente, na análise linear, o programa não considera as armaduras, ou seja, caso a estrutura não tivesse fissurado, a consideração das armaduras na análise não linear possivelmente tornaria a estrutura mais rígida. Porém, constatou-se que este comportamento ocorreu, provavelmente, pela forma como precisou ser definido o deslocamento somente devido ao carregamento experimental na análise não linear, em função do programa somente permitir a aplicação da soma de todas as cargas aplicadas na estrutura e não de casos de carregamento aplicados sucessivamente.

Em relação aos valores medidos experimentalmente, os resultados de deslocamento indicaram que a laje teve comportamento linear durante todas as etapas de carga. Entretanto, na descarga total da estrutura, alguns deflectômetros registraram um resíduo, sugerindo uma possível fissuração no entorno destes pontos. Apesar de ter ocorrido a danificação de vários extensômetros, observou-se que, no ponto onde foi possível a coleta de dados, a deformação específica medida na armadura foi superior à medida no concreto. Esta diferença pode sugerir, também, um início de fissuração nas proximidades desta seção.

A partir dos resultados obtidos, portanto, é possível concluir que, tanto as análises numéricas como os valores medidos experimentalmente são concordantes, sugerindo que ocorreram fissurações isoladas na laje.

O Caso de Estudo 3 possui geometria igual a do Caso de Estudo 2, porém com vigas de borda apresentando alturas maiores. Nesta laje não foi possível a aplicação do carregamento experimental de forma regular e em etapas, optando-se, então, pela realização de leituras em diferentes situações. Observou-se, como era esperado, que, à medida que o carregamento era acrescido aleatoriamente, os deslocamentos iam aumentando de forma irregular. Verificou-se, também, que, para cada carregamento aplicado, os resultados numéricos apontaram para um comportamento da estrutura muito parecido com o obtido pelos valores medidos experimentalmente. Constatou-se, ainda, que os resultados de deslocamento das análises lineares foram inferiores aos obtidos nas análises não lineares, indicando uma possível fissuração da estrutura, e que a diferença entre as duas análises foi aumentando, simultaneamente ao incremento da carga, indicando um acréscimo na fissuração.

Nesta laje, notou-se que os deslocamentos da análise não linear, obtidos a partir do programa *SAP2000*, indicaram deslocamentos menores na região de maior vão livre da laje, quando comparados aos obtidos com o *Sistema Computacional TQS*, os quais foram praticamente idênticos aos medidos experimentalmente. Esta diferença reside, possivelmente, na hipótese do carregamento aplicado ter provocado uma maior fissuração da estrutura nesta região que não foi representada de forma adequada na análise não linear. Essa representação inadequada pode ter sido causada pela exagerada contribuição do concreto à tração, em decorrência do uso da curva tensão-deformação do concreto imposta pelo programa, gerando um exacerbado efeito *tension stiffening*. Além disso, conforme abordado no Capítulo 2, o efeito *tension stiffening* é afetado pela taxa de armadura adotada na estrutura. Esta laje é fortemente armada em função dos elevados esforços que precisa resistir, reduzindo ainda mais a contribuição do concreto pós fissuração.

Observou-se, também, que houve uma variação nos valores dos momentos obtidos através da análise linear em relação aos resultados da análise linear, apontando para uma probabilidade de fissuração da estrutura. A partir destas considerações, é possível concluir que, tanto as análises numéricas quanto os resultados experimentais, apontam para uma fissuração localizada da estrutura.

O Modelo Reduzido ensaiado em laboratório apresenta geometria e carregamento totalmente distintos dos casos de estudo apresentados, possuindo, inclusive, alvenarias apoiadas diretamente sobre a laje.

A comparação entre os resultados numéricos e os valores medidos experimentalmente indicou comportamentos semelhantes da estrutura. Constatou-se, que os deslocamentos obtidos nas análises linear e não linear do *SAP2000* foram praticamente iguais, sugerindo comportamento linear da estrutura, ou seja, que não houve fissuração. Porém, no *Sistema Computacional TQS*, os deslocamentos resultantes da análise linear foram superiores aos obtidos na análise não linear. Esta diferença pode, entretanto, ser novamente explicada pela associação de um comportamento linear com a não consideração da armadura na análise linear. Os momentos fletores obtidos a partir das análises numéricas foram muito semelhantes aos medidos experimentalmente, considerando as seções nos Estádio I, confirmando também a tendência de comportamento linear.

Os deslocamentos obtidos nas análises numéricas indicaram uma estrutura menos deformada, quando comparados aos resultados experimentais. Observou-se, todavia, a partir dos valores medidos nos relógios comparadores fixados nos pilares, que houve um deslocamento praticamente de mesmo valor nestes apoios, indicando um possível cedimento global da estrutura. Portanto, uma possível explicação para esta diferença está no cedimento dos pilares ou da estrutura de apoio, como mostrado no Capítulo 6. Desta forma, pode-se inferir que, tanto os resultados obtidos numericamente quanto os medidos experimentalmente apontam para um comportamento linear da estrutura.

Conforme dito anteriormente, os resultados numéricos sugeriram, entre si, um comportamento semelhante da estrutura. Porém, os valores obtidos com o *Sistema Computacional TQS* evidenciam deslocamentos superiores, principalmente na região onde ocorre o maior vão livre da laje.

Este seria o comportamento esperado, quando comparados os deslocamentos obtidos pelos métodos de análise matricial de grelhas e elementos finitos, visto que, como o modelo de grelhas não considera a integralidade da capa, resultaria em uma estrutura mais flexível. Entretanto, não foi o que se verificou nas lajes denominadas Caso de Estudo 1 e Caso de Estudo 2. A explicação para a

diferença de comportamento destas lajes encontra-se, possivelmente, na influência da região maciça contígua ao vigamento de borda, que é inexistente no Modelo Reduzido.

Conforme discutido no Capítulo 6, a modelagem desta região, feita automaticamente pelo *Sistema Computacional TQS*, pode estar contribuindo para o comportamento mais rígido destas lajes em relação ao modelo em elementos finitos. Já no Caso de Estudo 3, apesar da existência da região maciça, o vigamento de borda possui uma inércia à flexão elevada, o que reduziria a influência desta região no comportamento da estrutura. Porém, nesta laje, com o problema advindo da consideração do efeito *tension stiffening* no *SAP2000*, não é possível chegar-se a um resultado conclusivo.

Cabe salientar, ainda, em relação à modelagem das lajes nervuradas monitoradas experimentalmente, que os valores máximos de momentos fletores obtidos pelo *SAP2000* nos maciços foram muito superiores aos resultantes no *Sistema Computacional TQS*. Infelizmente, não foram coletados dados experimentais que permitissem definir qual dos dois programas computacionais efetuou uma modelagem mais adequada. No modelo reduzido, verificou-se que os valores medidos experimentalmente no maciço central ficaram mais próximos dos resultados obtidos com o *Sistema Computacional TQS*. Entretanto, estes resultados não são conclusivos.

Observou-se, também, através da comparação dos resultados numéricos, que os dois programas computacionais previram um momento negativo no nó que une a nervura ao vigamento de borda em todas as lajes. Porém, verificou-se que a flexão negativa prevista pelo *Sistema Computacional TQS* é inferior à resultante no *SAP2000*. Esta divergência de resultados pode estar associada à diferença de modelagem da capa entre os dois programas. Conforme apresentado no Capítulo 5, a modelagem da capa no *SAP2000* foi feita considerando-se uma placa contínua representada por elementos de casca (*Shell*). A ligação desta placa com as nervuras, vigamento de borda e pilares gera, quando a laje é carregada, esforços normais às seções transversais, denominados esforços de membrana, que tendem a reduzir a flexão positiva e aumentar o momento negativo. Este esforço não é considerado no *Sistema Computacional TQS*, no qual a laje é modelada como um conjunto de vigas “T” justapostas, o que pode ser a causa da diferença de valores. Porém, não foram coletados dados experimentais que possam confirmar esta hipótese.

É importante ressaltar que, em todas as lajes, os momentos fletores experimentais calculados considerando as seções no Estádio II ficaram bastante aquém das previsões teóricas, confirmando a premissa de que se houve alguma fissuração nas estruturas, esta ocorreu em pontos isolados, praticamente numa zona de transição entre o Estádio I e o Estádio II.

Nas lajes denominadas Caso de Estudo 2 e Caso de Estudo 3, ocorreu uma peculiaridade: as alvenarias de fechamento já haviam sido erguidas quando do ensaio da estrutura, caracterizando um apoio contínuo nas vigas de bordo ao longo do seu comprimento. Foram testados diversos modelos numéricos para simular estas alvenarias e chegou-se a conclusão, a partir da comparação com os valores medidos experimentalmente, que a condição de contorno que melhor simula este apoio é apenas a restrição à translação na direção 2 (u_2), conforme sistema de coordenadas local do elemento apresentado em 4.1.1.1.1.

7.4 MODELAGEM DE LAJES NERVURADAS

Este trabalho de tese possibilitou que os objetivos propostos no Capítulo 1 fossem alcançados com êxito. A comparação dos resultados dos ensaios com os valores resultantes nas análises teóricas, realizada no Capítulo 6, permitiu a comprovação de que as modelagens numéricas, definidas nos Capítulos 4 e 5, foram satisfatórias na simulação do comportamento de lajes nervuradas de concreto armado.

Os resultados das análises numéricas do sistema nervurado, obtidos a partir da analogia de grelha, aqui representado pelo *Sistema Computacional TQS*, mostraram que a modelagem através deste método é bastante eficiente, desde que adotadas as inércias reais e considerado o vínculo de engastamento total entre os elementos estruturais. Verificou-se que a flexibilização dos apoios, recomendada pelo programa, visando obter deslocamentos maiores e, portanto, a favor da segurança, não resulta em resultados compatíveis com a estrutura real no caso do sistema nervurado, conforme observado em todas as lajes monitoradas experimentalmente.

Observou-se, nas lajes monitoradas experimentalmente, a provável influência da região maciça, contígua ao vigamento de borda, no enrijecimento das lajes modeladas pela analogia de grelha. Esta região surge, e é comumente observada no projeto estrutural, quando os projetos arquitetônicos não são concebidos para a solução em lajes nervuradas e, portanto, as dimensões não são compatíveis com sua modulação. Torna-se importante, portanto, um maior conhecimento sobre a modelagem desta região para que o modelo numérico simule de forma adequada o comportamento da laje.

O modelo em elementos finitos, concebido no programa computacional *SAP2000* para representar o comportamento de lajes nervuradas, mostrou-se adequado. Apesar disso, foram observados picos elevados de momento fletor negativo nos maciços, indicando que a influência destes elementos

precisa ser melhor investigada. Comparado ao método da analogia de grelha, o MEF mostrou-se muito trabalhoso, demonstrando ser de difícil utilização no dia a dia dos escritórios de projeto.

Constata-se, também, que, a inércia à torção nas barras da grelha e nos elementos finitos que representam as nervuras, bem como no vigamento de borda, foi considerada de forma integral, apesar da estrutura não ter sido armada para absorver esta torção. Conclui-se, portanto, que, na estrutura real, esta torção existe e é totalmente absorvida pelo concreto e pela armadura existente. Desta forma, torna-se necessário um estudo aprofundado que consiga definir, com precisão, a capacidade resistente do sistema nervurado de concreto armado à torção, quando armado apenas à flexão e cisalhamento. Caso o concreto, associado às armaduras de flexão e cisalhamento, seja capaz de resistir à intensidade do esforço solicitante produzido por cargas estáticas de serviço, os elementos estruturais não necessitariam receber uma armadura suplementar.

Não obstante os resultados numéricos e experimentais tenham contribuído para uma maior compreensão de lajes nervuradas sujeitas a cargas estáticas de serviço e da adequação dos modelos numéricos na simulação de seu comportamento, algumas questões de pesquisa ainda ficaram pendentes. Desta forma, no item seguinte, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros que possam contribuir para esclarecer estes quesitos.

7.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Definição da capacidade de resistência à torção das lajes nervuradas de concreto armado quando armadas somente à flexão e ao cisalhamento, para determinar se a armadura específica de torção é prescindível neste sistema estrutural;
- Estudo da modelagem da região maciça adjacente ao vigamento de borda, que se forma nas lajes nervuradas, quando as dimensões arquitetônicas não são compatíveis com sua modulação;
- Estudo do comportamento dos maciços dos pilares, a partir da confrontação de dados numéricos e experimentais, para definição de modelagem teórica adequada à realidade;
- Realização de ensaios de longa duração em lajes nervuradas para análise de seu comportamento reológico;
- Conforme discutido no Capítulo 2, a aceitabilidade sensorial de uma estrutura está relacionada ao desconforto dos usuários ao sentirem vibrações nos pisos. Desta forma, torna-se importante analisar o comportamento dinâmico de lajes nervuradas, comparando resultados teóricos e experimentais, para definição de dimensões adequadas a sua utilização.

REFERÊNCIAS

ABDUL-WAHAB, H. M. S.; KHALIL, M. H. Rigidity and strength of orthotropic reinforced concrete waffle slabs. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, n. 2, p. 219-227, feb. 2000.

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

AJDUKIEWICZ, A; KLISZCZEWIECZ, A. Experimental analysis of limit states in a six-panel waffle flat-slab structure. **ACI Journal**, v.83, n.6, p. 909-915, nov. 1986.

ACI COMMITTEE 318. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2008.

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

_____. **NBR 5739:1994** : concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118:2003** : projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2004.

BANDEIRA, M.S. **Análise não-linear de lajes de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 2006. 157f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.

BONO, G.F.F. **Modelos constitutivos para análise tridimensional de estruturas de concreto armado através dos elementos finitos**. 2008. 208f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

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

CAMPAGNOLO, J. L. **Análise experimental das deformações devido à flexão em lajes de concreto armado**. 1980. 243f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1980.

CARRIJO, E. C.; PAIVA, J. B. Estudo numérico e experimental da interação placa-viga. In: ENCONTRO NACIONAL DE MECÂNICA COMPUTACIONAL, 5., 1997, Guimarães. **Anais...** Guimarães, Universidade do Minho, v. 1, p. 759-764.

CARVALHO, R.C. **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha**. 2003. 218f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

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

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **CSI Analysis Reference Manual**. Berkeley: University Avenue, 2010.

DIAS, R. H. **Análise numérica de pavimentos de edifícios em lajes nervuradas**. 2003. 455p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

_____. Sistemas estruturais para grandes vãos em pisos e a influência na concepção arquitetônica. **Arquitextos**, São Paulo, ano 4, n. 44.05, jan. 2004. Disponível em: <http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp214.asp>. Acesso em 21/07/2004.

EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures – general requirements: EC2/EN-1992 1-1**. Brussels, 2004.

GASTAL, F.P.S.L. **Instantaneous and time-dependent response and strength of jointless bridge beams**. 1986. 289f. Tese (PhD) –North Carolina State University, Raleigh, 1986.

GARCEZ, M.R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. 2007. 241f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

GUARDA, M.C.C. **Cálculo de deslocamentos em pavimentos de edifícios de concreto armado**. 2005. 253p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

JI, B. X.; CHEN, S.; HUANG, T.; LU, L. Deflection of waffle slabs under gravity and in-plane loads. **ACI Journal**, v.86, p. 283-294, aug. 1985.

KANG, W.T.; BITTENCOURT, T.N. Identificação de processos de fraturamento no concreto estrutural. **Boletim Técnico FAPESP-EPUSP**, São Paulo, 1998.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2007.

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...**São Carlos:USP, 1997. v1, p.249-258.

MAGURA, D. D.; CORLEY, W. G. Tests to destruction of a multipanel waffle slab structure- 1964-1965 New York World's Fair. **ACI Journal**, v.68, n.9, p. 699-703, set, 1971.

MARINS NETO, J. **Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenômeno da aderência entre o aço e o concreto**. 2007. 190f. Tese (Doutorado em Engenharia) –

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

MASSICOTE B.; ELWI A.E.; MACGREGOR, J.G. Tension stiffening model for planar reinforced concrete members. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 11, p. 3039-3058, nov. 1990.

MONTOYA P.J.; MESEGUER A.G.; CABRE, F.M. **Hormigón armado**. 10 ed. Barcelona: Gustavo Gili, 1979.

NOGUEIRA, C.G.; LEONEL E.D.; VENTURINI, W.S. Modelos para Análise Não-Linear de Estruturas em Concreto Armado. In: SIMPÓSIO DE MECÂNICA COMPUTACIONAL, 9., 2010, São João Del-Rei. **Anais...** São João Del-Rei, 2010. Disponível em CD-ROM.

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

PARK R.; PAULAY T. **Reinforced concrete structures**. Christchurch: Wiley-Interscience, 1975.

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

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

REBÊLLO R.R.; DUARTE Fº L.A. Análise numérica e experimental de laje nervurada bidirecional em concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49. 2007, Bento Gonçalves. **Anais...** Bento Gonçalves: IBRACON, 2007.

SCHWETZ, P. F. **Análise teórico-experimental de uma Laje nervurada modelo reduzido sujeita a um carregamento linear**. 2005. 98f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SELISTRE, S. L.C. **Análise teórico-experimental de uma laje nervurada de microconcreto submetida a um carregamento uniformemente distribuído**. 2000. 115f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

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

SILVA, M.A **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

SOARES, Y.V. **Análise Experimental de Lajes Cogumelo Nervuradas de Concreto Armado com Pilares Metálicos**. 2004. 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

SOUZA, S.S.M; OLIVEIRA, D.R.C. Análise experimental de lajes nervuradas bidirecionais de concreto armado ao cisalhamento. CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49. 2007, Bento Gonçalves. **Anais...** Bento Gonçalves:IBRACON, 2007.

SOUZA, S.S.M. **Análise experimental de lajes lisas nervuradas de concreto armado com armadura de cisalhamento.** 2007. 162f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2004.

STRAMANDIONOLI, J. S. B. **Contribuições à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha.** 2003. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

STRAMANDIONOLI, R. S. B. **Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado.** 2007. 209f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

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

TIMOSHENKO S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory of plates and shells.** Auckland: McGraw-Hill, 1959.

TQS Informática Ltda. (a) . **Sistemas computacionais – engenharia estrutural: CAD/Formas.** São Paulo, [200_].

_____. (b). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Grelhas.** São Paulo, [200_].

_____. (c). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Lajes.** São Paulo, [200_].

_____. (d). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Pilares.** São Paulo, [200_].

_____. (e). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Vigas.** São Paulo, [200_].

_____. (f). **Sistemas Computacionais – Engenharia Estrutural: CAD/Vigas.** São Paulo, [200_].

TRAUTWEIN, L.M. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado: Análise experimental e Numérica.** 2006. 278f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, 2006.

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

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

AZEVEDO, A.F.M. **Método dos Elementos Finitos**. Porto: Faculdade de Engenharia da Cidade do Porto, 2003

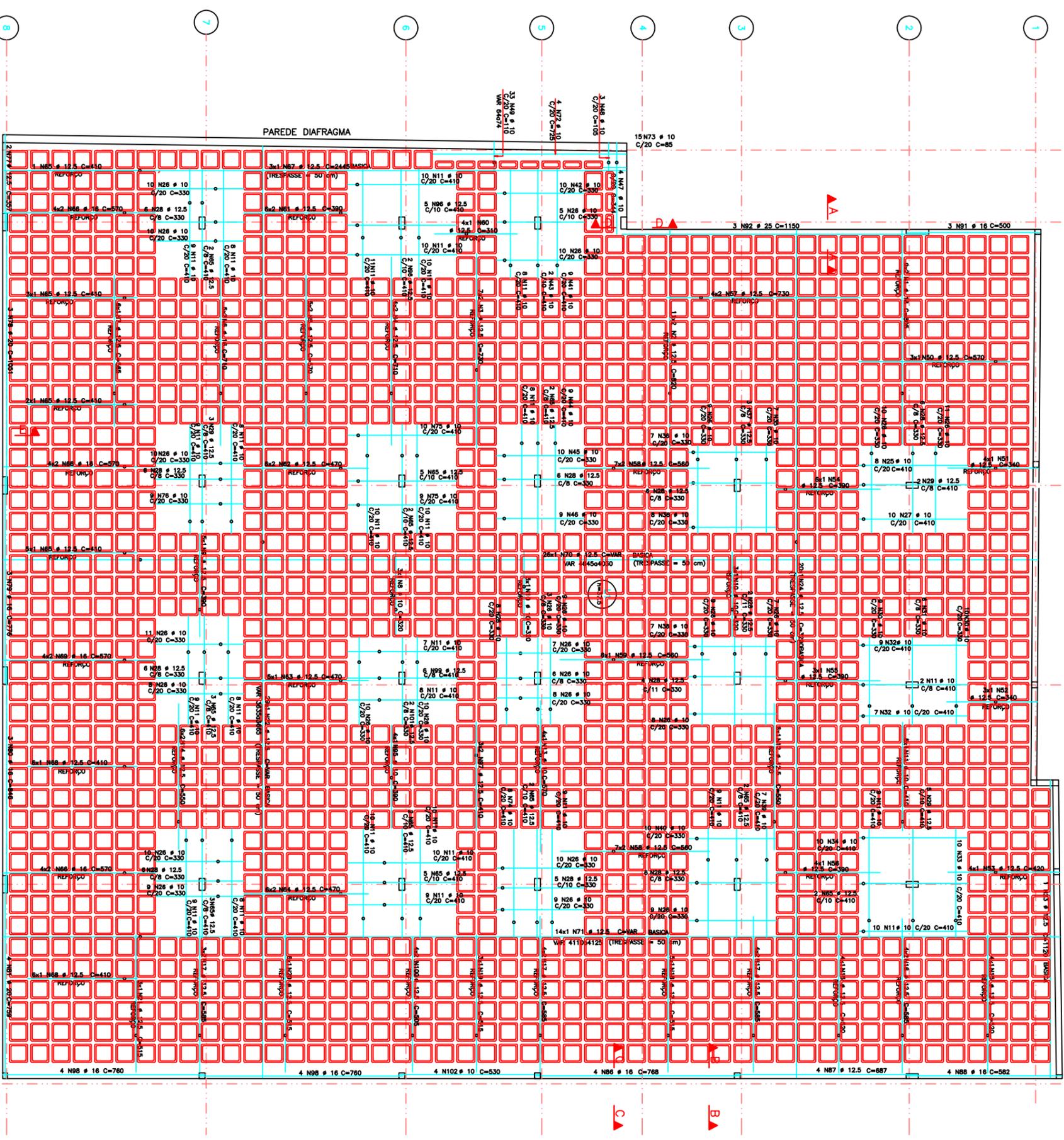
ISAIA, G et al. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, 2007.

LEONHARDT, F; MÖNNING, E. **Construções de concreto**, volume 3. Rio de Janeiro :Interciência, 1978.

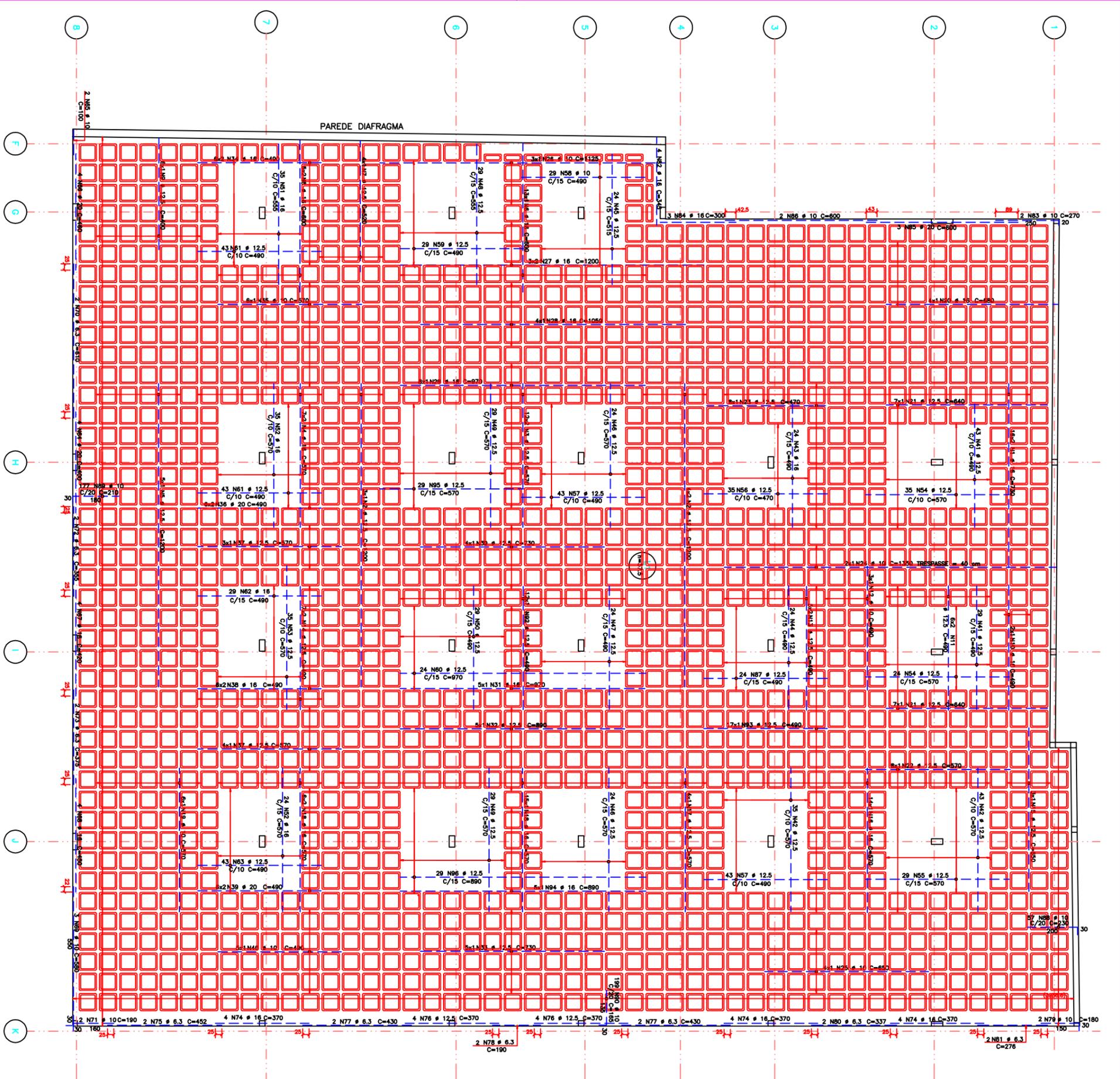
SABNIS, G. M.; HARRIS, H. G.; WHITE, R. N.; MIRZA, M. S. **Structural modeling and experimental techniques**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1983.

ZIENKIEWICZ, O. C. **The finite element method**. Berkshire: McGraw-Hill, 1977

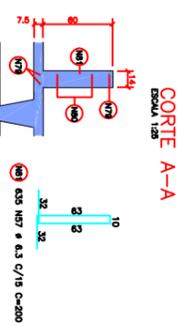
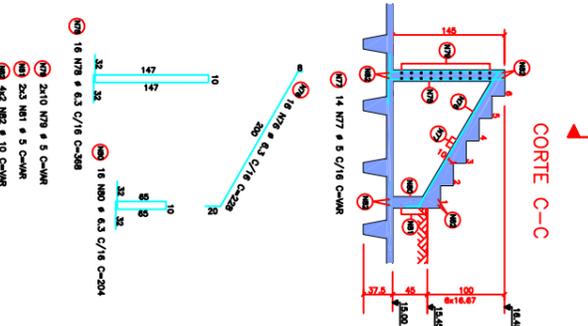
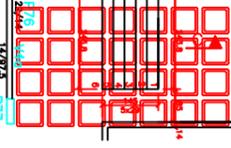
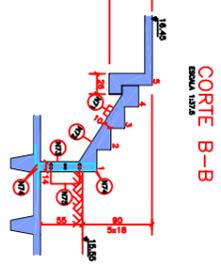
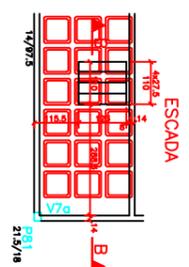
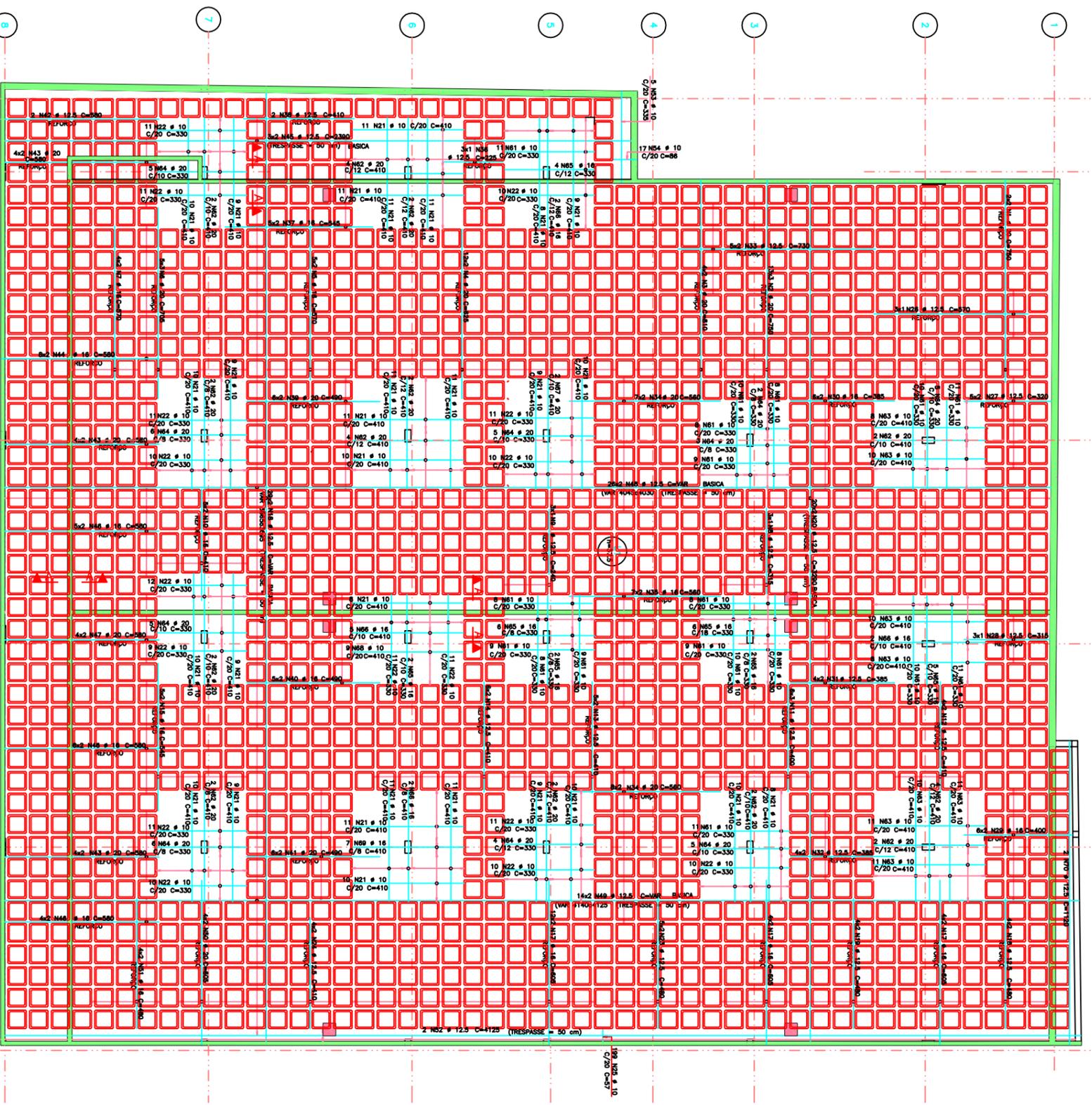
**ANEXO I - Detalhamento das armaduras das lajes monitoradas
experimentalmente**



ÁÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPARTIMENTO	ÁREA (cm²)	PESO (kg)
50A	1	15	18	805	14480	188
50A	2	12,5	4	720	10200	132
50A	3	12,5	8	710	9880	127
50A	4	12,5	10	770	10700	138
50A	5	12,5	10	545	7850	101
50A	6	12,5	6	545	7850	101
50A	7	10,5	3	320	4240	55
50A	8	10,5	3	320	4240	55
50A	9	10,5	3	320	4240	55
50A	10	10,5	3	320	4240	55
50A	11	10,5	24,5	410	5430	71
50A	12	10,5	4	570	7560	99
50A	13	12,5	12	550	7260	94
50A	14	12,5	12	550	7260	94
50A	15	12,5	12	550	7260	94
50A	16	12,5	22	585	7820	102
50A	17	12,5	8	585	7820	102
50A	18	12,5	3	515	6870	90
50A	19	12,5	3	515	6870	90
50A	20	12,5	6	515	6870	90
50A	21	12,5	3	515	6870	90
50A	22	12,5	1	515	6870	90
50A	23	12,5	28	3290	43500	570
50A	24	12,5	20	3290	43500	570
50A	25	12,5	10	3290	43500	570
50A	26	12,5	10	3290	43500	570
50A	27	10,5	10	410	5430	71
50A	28	10,5	10	410	5430	71
50A	29	10,5	10	410	5430	71
50A	30	10,5	10	410	5430	71
50A	31	10,5	10	410	5430	71
50A	32	10,5	10	410	5430	71
50A	33	10,5	10	410	5430	71
50A	34	10,5	10	410	5430	71
50A	35	10,5	10	410	5430	71
50A	36	10,5	15	330	4350	57
50A	37	12,5	7	410	5430	71
50A	38	10,5	10	330	4350	57
50A	39	10,5	10	330	4350	57
50A	40	10,5	10	330	4350	57
50A	41	10,5	2	410	5430	71
50A	42	10,5	2	410	5430	71
50A	43	10,5	2	410	5430	71
50A	44	10,5	9	330	4350	57
50A	45	10,5	9	330	4350	57
50A	46	10,5	10	330	4350	57
50A	47	10,5	10	330	4350	57
50A	48	10,5	10	330	4350	57
50A	49	10,5	10	330	4350	57
50A	50	10,5	3,5	770	10200	132
50A	51	12,5	3	340	4540	60
50A	52	12,5	3	340	4540	60
50A	53	12,5	4	420	5640	74
50A	54	12,5	4	390	5160	68
50A	55	12,5	3	390	5160	68
50A	56	12,5	28	580	7720	101
50A	57	12,5	28	580	7720	101
50A	58	12,5	4	580	7720	101
50A	59	12,5	4	580	7720	101
50A	60	12,5	4	580	7720	101
50A	61	12,5	4	580	7720	101
50A	62	12,5	12	470	6260	83
50A	63	12,5	12	470	6260	83
50A	64	12,5	24	410	5430	71
50A	65	12,5	24	410	5430	71
50A	66	12,5	12	410	5430	71
50A	67	12,5	12	410	5430	71
50A	68	12,5	2	570	7560	99
50A	69	12,5	2	570	7560	99
50A	70	12,5	12	570	7560	99
50A	71	12,5	12	570	7560	99
50A	72	12,5	10	725	9625	127
50A	73	10,5	14	465	6260	83
50A	74	10,5	19	410	5430	71
50A	75	10,5	19	330	4350	57
50A	76	10,5	3	1051	14013	185
50A	77	10,5	3	778	10428	139
50A	78	16	3	778	10428	139
50A	79	16	3	778	10428	139
50A	80	16	3	778	10428	139
50A	81	16	3	778	10428	139
50A	82	6,3	67	115	1557	204
50A	83	6,3	144	115	1557	204
50A	84	6,3	91	130	1730	228
50A	85	6,3	4	687	9213	122
50A	86	6,3	4	687	9213	122
50A	87	6,3	154	182	2468	325
50A	88	6,3	154	182	2468	325
50A	89	6,3	3	1150	1550	204
50A	90	6,3	3	1150	1550	204
50A	91	6,3	98	100	1350	178
50A	92	6,3	98	100	1350	178
50A	93	6,3	98	100	1350	178
50A	94	6,3	98	100	1350	178
50A	95	6,3	98	100	1350	178
50A	96	6,3	98	100	1350	178
50A	97	6,3	98	100	1350	178
50A	98	6,3	98	100	1350	178
50A	99	6,3	98	100	1350	178
50A	100	6,3	98	100	1350	178
50A	101	6,3	98	100	1350	178
50A	102	6,3	98	100	1350	178
50A	103	6,3	98	100	1350	178
50A	104	6,3	98	100	1350	178
50A	105	6,3	98	100	1350	178
50A	106	6,3	98	100	1350	178
50A	107	6,3	98	100	1350	178
50A	108	6,3	98	100	1350	178
50A	109	6,3	98	100	1350	178
50A	110	6,3	98	100	1350	178
50A	111	6,3	98	100	1350	178
50A	112	6,3	98	100	1350	178
50A	113	6,3	98	100	1350	178
50A	114	6,3	98	100	1350	178
50A	115	6,3	98	100	1350	178
50A	116	6,3	98	100	1350	178
50A	117	6,3	98	100	1350	178
50A	118	6,3	98	100	1350	178
50A	119	6,3	98	100	1350	178
50A	120	6,3	98	100	1350	178
50A	121	6,3	98	100	1350	178
50A	122	6,3	98	100	1350	178
50A	123	6,3	98	100	1350	178
50A	124	6,3	98	100	1350	178
50A	125	6,3	98	100	1350	178
50A	126	6,3	98	100	1350	178
50A	127	6,3	98	100	1350	178
50A	128	6,3	98	100	1350	178
50A	129	6,3	98	100	1350	178
50A	130	6,3	98	100	1350	178
50A	131	6,3	98	100	1350	178
50A	132	6,3	98	100	1350	178
50A	133	6,3	98	100	1350	178
50A	134	6,3	98	100	1350	178
50A	135	6,3	98	100	1350	178
50A	136	6,3	98	100	1350	178
50A	137	6,3	98	100	1350	178
50A	138	6,3	98	100	1350	178
50A	139	6,3	98	100	1350	178
50A	140	6,3	98	100	1350	178
50A	141	6,3	98	100	1350	178
50A	142	6,3	98	100	1350	178
50A	143	6,3	98	100	1350	178
50A	144	6,3	98	100	1350	178
50A	145	6,3	98	100	1350	178
50A	146	6,3	98	100	1350	178
50A	147	6,3	98	100	1350	178
50A	148	6,3	98	100	1350	178
50A	149	6,3	98	100	1350	178
50A	150	6,3	98	100	1350	178
50A	151	6,3	98	100	1350	178
50A	152	6,3	98	100	1350	178
50A	153	6,3	98	100	1350	178
50A	154	6,3	98	100	1350	178
50A	155	6,3	98	100	1350	178
50A	156	6,3	98	100	1350	178
50A	157	6,3	98	100	1350	178
50A	158	6,3	98	100	1350	178
50A	159	6,3	98	100	1350	178
50A	160	6,3	98	100	1350	178
50A	161	6,3	98	100	1350	178
50A	162	6,3	98	100	1350	178
50A	163	6,3	98	100	1350	178
50A	164	6,3	98	100	1350	178
50A	165	6,3	98	100	1350	178
50A	166	6,3	98	100	1350	178
50A	167	6,3	98	100	1350	178
50A	168	6,3	98	100	1350	178
50A	169	6,3	98	100	1350	178
50A	170	6,3	98	100	1350	178
50A	171	6,3	98	100	1350	178
50A	172	6,3	98	100	1350	178
50A	173	6,3	98	100	1350	178
50A	174	6,3	98	100	1350	178
50A	175	6,3	98	100	1350	178
50A	176	6,3	98	100	1350	178
50A	177	6,3	98	100	1350	178
50A	178	6,3	98	100	1350	178
50A	179	6,3	98	100	1350	178
50A	180	6,3	98	100	1350	178
50A	181	6,3	98	100	1350	178
50A	182	6,3	98	100	1350	178
50A	183	6,3	98	100	1350	178
50A	184	6,3	98	100	1350	178
50A	185	6,3	98	100	1350	178
50A	186	6,3	98	100	1350	178
50A	187	6,3	98	100	1350	178
50A	188	6,3	98	100	1350	178
50A	189	6,3	98	100	1350	178
50A	190	6,3	98	100	1350	178
50A	191	6,3	98	100	1350	178
50A	192	6,3	98	100	1350	178
50A	193	6,3	98	100	1350	178
50A	194	6,3	98	100	1350	178
50A	195	6,3	98	100	1350	178
50A	196	6,3	98	100	1350	178
50A	197	6,3	98	100	1350	178
50A	198	6,3	98	100	1350	178
50A	199	6,3	98	100	1350	178
50A	200	6,3	98	100	1350	178
50A	201	6,3	98			

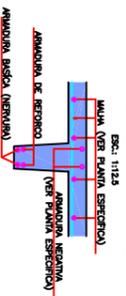


ÁÇO	POS	BR	QUANT	COMPRIENTO	UNIT	TOTAL
		(mm)		(cm)	(cm)	(cm)
50A	1	18	32	750	23360	
50A	2	12,5	11	1300	14300	
50A	4	12,5	4	570	2280	
50A	5	12,5	14	570	7980	
50A	7	12,5	13	1200	15600	
50A	8	12,5	10	570	5700	
50A	9	12,5	10	600	6000	
50A	10	12,5	6	400	2400	
50A	11	12,5	12	480	5760	
50A	12	12,5	10	480	4800	
50A	13	12,5	10	480	4800	
50A	14	12,5	10	480	4800	
50A	15	12,5	10	480	4800	
50A	16	12,5	14	570	7980	
50A	18	12,5	27	570	15390	
50A	19	10	6	570	3420	
50A	20	10	6	570	3420	
50A	21	10	4	680	2720	
50A	22	12,5	8	570	4560	
50A	23	12,5	5	570	2850	
50A	24	10	10	650	6500	
50A	25	10	4	650	2600	
50A	26	10	3	1125	3375	
50A	27	16	4	1020	4080	
50A	28	16	8	970	7760	
50A	29	12,5	4	2820	11280	
50A	30	12,5	5	720	3600	
50A	31	12,5	5	890	4450	
50A	32	12,5	5	890	4450	
50A	33	12,5	5	720	3600	
50A	34	10	10	570	5700	
50A	35	10	10	570	5700	
50A	36	12,5	12	480	5760	
50A	37	12,5	7	970	6790	
50A	38	10	12	480	5760	
50A	39	20	20	20	800	
50A	40	10	5	480	2400	
50A	41	10	12	480	5760	
50A	42	12,5	24	570	13680	
50A	43	12,5	7	570	3990	
50A	44	12,5	24	570	13680	
50A	45	12,5	48	570	27360	
50A	46	12,5	48	570	27360	
50A	47	12,5	58	570	33510	
50A	48	12,5	58	570	33510	
50A	49	12,5	29	480	13920	
50A	50	12,5	29	480	13920	
50A	51	16	16	525	8400	
50A	52	12,5	35	570	19950	
50A	53	12,5	35	570	19950	
50A	54	12,5	39	570	22380	
50A	55	12,5	39	570	22380	
50A	56	12,5	35	470	16450	
50A	57	12,5	35	470	16450	
50A	58	10	29	480	13920	
50A	59	10	29	480	13920	
50A	60	12,5	24	970	23280	
50A	61	12,5	24	970	23280	
50A	62	12,5	43	500	21500	
50A	63	12,5	43	500	21500	
50A	64	20	2	400	800	
50A	65	20	2	400	800	
50A	66	16	4	450	1800	
50A	67	16	4	450	1800	
50A	68	16	4	450	1800	
50A	69	16	4	450	1800	
50A	70	10	3	610	1830	
50A	71	10	3	610	1830	
50A	72	6,3	2	325	650	
50A	73	6,3	2	325	650	
50A	74	18	12	2	24	
50A	75	6,3	2	52	104	
50A	76	6,3	2	52	104	
50A	77	6,3	4	430	1720	
50A	78	6,3	4	430	1720	
50A	79	6,3	2	378	1512	
50A	80	6,3	2	378	1512	
50A	81	6,3	3	276	1080	
50A	82	16	4	245	980	
50A	83	16	4	245	980	
50A	84	16	3	300	1200	
50A	85	16	3	300	1200	
50A	86	20	2	600	1800	
50A	87	10,5	2	400	1600	
50A	88	10,5	2	400	1600	
50A	89	10	17	210	3570	
50A	90	10	17	210	3570	
50A	91	18	88	100	8800	
50A	92	12,5	12	480	5760	
50A	93	12,5	12	480	5760	
50A	94	16	5	890	4450	
50A	95	16	5	890	4450	
50A	96	12,5	29	570	16530	
50A	97	12,5	29	570	16530	
50A	98	12,5	29	570	16530	
50A	99	12,5	29	570	16530	
50A	100	12,5	29	570	16530	
50A	101	12,5	29	570	16530	
50A	102	12,5	29	570	16530	
50A	103	12,5	29	570	16530	
50A	104	12,5	29	570	16530	
50A	105	12,5	29	570	16530	
50A	106	12,5	29	570	16530	
50A	107	12,5	29	570	16530	
50A	108	12,5	29	570	16530	
50A	109	12,5	29	570	16530	
50A	110	12,5	29	570	16530	
50A	111	12,5	29	570	16530	
50A	112	12,5	29	570	16530	
50A	113	12,5	29	570	16530	
50A	114	12,5	29	570	16530	
50A	115	12,5	29	570	16530	
50A	116	12,5	29	570	16530	
50A	117	12,5	29	570	16530	
50A	118	12,5	29	570	16530	
50A	119	12,5	29	570	16530	
50A	120	12,5	29	570	16530	
50A	121	12,5	29	570	16530	
50A	122	12,5	29	570	16530	
50A	123	12,5	29	570	16530	
50A	124	12,5	29	570	16530	
50A	125	12,5	29	570	16530	
50A	126	12,5	29	570	16530	
50A	127	12,5	29	570	16530	
50A	128	12,5	29	570	16530	
50A	129	12,5	29	570	16530	
50A	130	12,5	29	570	16530	
50A	131	12,5	29	570	16530	
50A	132	12,5	29	570	16530	
50A	133	12,5	29	570	16530	
50A	134	12,5	29	570	16530	
50A	135	12,5	29	570	16530	
50A	136	12,5	29	570	16530	
50A	137	12,5	29	570	16530	
50A	138	12,5	29	570	16530	
50A	139	12,5	29	570	16530	
50A	140	12,5	29	570	16530	
50A	141	12,5	29	570	16530	
50A	142	12,5	29	570	16530	
50A	143	12,5	29	570	16530	
50A	144	12,5	29	570	16530	
50A	145	12,5	29	570	16530	
50A	146	12,5	29	570	16530	
50A	147	12,5	29	570	16530	
50A	148	12,5	29	570	16530	
50A	149	12,5	29	570	16530	
50A	150	12,5	29	570	16530	
50A	151	12,5	29	570	16530	
50A	152	12,5	29	570	16530	
50A	153	12,5	29	570	16530	
50A	154	12,5	29	570	16530	
50A	155	12,5	29	570	16530	
50A	156	12,5	29	570	16530	
50A	157	12,5	29	570	16530	
50A	158	12,5	29	570	16530	
50A	159	12,5	29	570	16530	
50A	160	12,5	29	570	16530	
50A	161	12,5	29	570	16530	
50A	162	12,5	29	570	16530	
50A	163	12,5	29	570	16530	
50A	164	12,5	29	570	16530	
50A	165	12,5	29	570	16530	
50A	166	12,5	29	570	16530	
50A	167	12,5	29	570	16530	
50A	168	12,5	29	570	16530	
50A	169	12,5	29	570	16530	
50A	170	12,5	29	570	16530	
50A	171	12,5	29	570	16530	
50A	172	12,5	29	570	16530	
50A	173	12,5	29	570	16530	
50A	174	12,5	29	570	16530	
50A	175	12,5	29	570	16530	
50A	176	12,5	29	570	16530	
50A	177	12,5	29	570	16530	
50A	178	12,5	29	570	16530	
50A	179	12,5	29	570	16530	
50A	180	12,5	29	570	16530	
50A	181	12,5	29	570	16530	
50A	182	12,5	29	570	16530	
50A	183	12,5	29	570	16530	
50A	184	12,5	29	570	16530	
50A	185	12,5	29	570	16530	
50A	186	12,5	29	570	16530	
50A	187	12,5	29	570	16530	
50A	188	12,5	29	570	16530	
50A	189	12,5	29	570	16530	
50A	190	12,5	29	570	16530	
50A	191	12,5	29	570	16530	
50A	192	12,5	29	570	16530	
50A	193	12,5	29	570	16530	
50A	194	12,5	29	570	16530	
50A	195	12,5	29	570	16530	
50A	196	12,5	29	570	16530	
50A	197	12,5	29	570	16530	
50A	198	12,5	29	570	16530	
50A	199	12,5	29	570	16530	
50A	200	12,5	29	570	16530	
50A	201	12,5	29	570	16530	
50A	202	12,5	29	570	16530	
50A	203	12,5	29	570	16530	
50A	204	12,5	29	570	16530	
50A	205	12,5	29	570	16530	
50A	206	12,5	29	570	16530	
50A	207	12,5	29	570	16530	
50A	208	12,5	29	570	16530	
50A	209	12,5	29	570	16530	
50A	210	12,5	29	570	16530	
50A	211	12,5	29	570	16530	
50A	212	12,5	29	570	16530	
50A	213	12,5	29	570	16530	
50A						

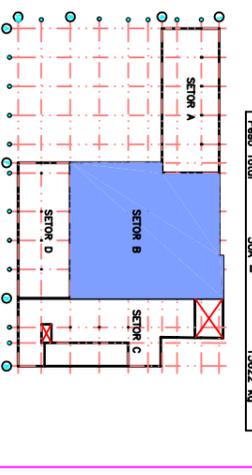


2x2 N22 # 10 C-4730 (TRESPASSE = 40 cm)
2x3 N26 # 5 C-4735 (TRESPASSE = 30 cm)

SÓCULOS PARA POSTES (8x)



DET. P/ MONTAGEM DAS ARMADURAS NAS NERURAS



ACO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	UNID	TOTAL
			(cm)	(cm)		(cm)
50A	1	20	38	760	3885	
50A	2	20	39	780	2985	
50A	3	16	10	160	1600	
50A	4	16	10	160	1600	
50A	5	16	10	160	1600	
50A	6	16	10	160	1600	
50A	7	16	10	160	1600	
50A	8	16	10	160	1600	
50A	9	16	10	160	1600	
50A	10	16	10	160	1600	
50A	11	16	10	160	1600	
50A	12	16	10	160	1600	
50A	13	16	10	160	1600	
50A	14	16	10	160	1600	
50A	15	16	10	160	1600	
50A	16	16	10	160	1600	
50A	17	16	10	160	1600	
50A	18	16	10	160	1600	
50A	19	16	10	160	1600	
50A	20	16	10	160	1600	
50A	21	16	10	160	1600	
50A	22	16	10	160	1600	
50A	23	16	10	160	1600	
50A	24	16	10	160	1600	
50A	25	16	10	160	1600	
50A	26	16	10	160	1600	
50A	27	16	10	160	1600	
50A	28	16	10	160	1600	
50A	29	16	10	160	1600	
50A	30	16	10	160	1600	
50A	31	16	10	160	1600	
50A	32	16	10	160	1600	
50A	33	16	10	160	1600	
50A	34	16	10	160	1600	
50A	35	16	10	160	1600	
50A	36	16	10	160	1600	
50A	37	16	10	160	1600	
50A	38	16	10	160	1600	
50A	39	16	10	160	1600	
50A	40	16	10	160	1600	
50A	41	16	10	160	1600	
50A	42	16	10	160	1600	
50A	43	16	10	160	1600	
50A	44	16	10	160	1600	
50A	45	16	10	160	1600	
50A	46	16	10	160	1600	
50A	47	16	10	160	1600	
50A	48	16	10	160	1600	
50A	49	16	10	160	1600	
50A	50	16	10	160	1600	
50A	51	16	10	160	1600	
50A	52	16	10	160	1600	
50A	53	16	10	160	1600	
50A	54	16	10	160	1600	
50A	55	16	10	160	1600	
50A	56	16	10	160	1600	
50A	57	16	10	160	1600	
50A	58	16	10	160	1600	
50A	59	16	10	160	1600	
50A	60	16	10	160	1600	
50A	61	16	10	160	1600	
50A	62	16	10	160	1600	
50A	63	16	10	160	1600	
50A	64	16	10	160	1600	
50A	65	16	10	160	1600	
50A	66	16	10	160	1600	
50A	67	16	10	160	1600	
50A	68	16	10	160	1600	
50A	69	16	10	160	1600	
50A	70	16	10	160	1600	
50A	71	16	10	160	1600	
50A	72	16	10	160	1600	
50A	73	16	10	160	1600	
50A	74	16	10	160	1600	
50A	75	16	10	160	1600	
50A	76	16	10	160	1600	
50A	77	16	10	160	1600	
50A	78	16	10	160	1600	
50A	79	16	10	160	1600	
50A	80	16	10	160	1600	
50A	81	16	10	160	1600	
50A	82	16	10	160	1600	
50A	83	16	10	160	1600	
50A	84	16	10	160	1600	
50A	85	16	10	160	1600	
50A	86	16	10	160	1600	
50A	87	16	10	160	1600	
50A	88	16	10	160	1600	
50A	89	16	10	160	1600	
50A	90	16	10	160	1600	
50A	91	16	10	160	1600	
50A	92	16	10	160	1600	
50A	93	16	10	160	1600	
50A	94	16	10	160	1600	
50A	95	16	10	160	1600	
50A	96	16	10	160	1600	
50A	97	16	10	160	1600	
50A	98	16	10	160	1600	
50A	99	16	10	160	1600	
50A	100	16	10	160	1600	
50A	101	16	10	160	1600	
50A	102	16	10	160	1600	
50A	103	16	10	160	1600	
50A	104	16	10	160	1600	
50A	105	16	10	160	1600	
50A	106	16	10	160	1600	
50A	107	16	10	160	1600	
50A	108	16	10	160	1600	
50A	109	16	10	160	1600	
50A	110	16	10	160	1600	
50A	111	16	10	160	1600	
50A	112	16	10	160	1600	
50A	113	16	10	160	1600	
50A	114	16	10	160	1600	
50A	115	16	10	160	1600	
50A	116	16	10	160	1600	
50A	117	16	10	160	1600	
50A	118	16	10	160	1600	
50A	119	16	10	160	1600	
50A	120	16	10	160	1600	
50A	121	16	10	160	1600	
50A	122	16	10	160	1600	
50A	123	16	10	160	1600	
50A	124	16	10	160	1600	
50A	125	16	10	160	1600	
50A	126	16	10	160	1600	
50A	127	16	10	160	1600	
50A	128	16	10	160	1600	
50A	129	16	10	160	1600	
50A	130	16	10	160	1600	
50A	131	16	10	160	1600	
50A	132	16	10	160	1600	
50A	133	16	10	160	1600	
50A	134	16	10	160	1600	
50A	135	16	10	160	1600	
50A	136	16	10	160	1600	
50A	137	16	10	160	1600	
50A	138	16	10	160	1600	
50A	139	16	10	160	1600	
50A	140	16	10	160	1600	
50A	141	16	10	160	1600	
50A	142	16	10	160	1600	
50A	143	16	10	160	1600	
50A	144	16	10	160	1600	
50A	145	16	10	160	1600	
50A	146	16	10	160	1600	
50A	147	16	10	160	1600	
50A	148	16	10	160	1600	
50A	149	16	10	160	1600	
50A	150	16	10	160	1600	
50A	151	16	10	160	1600	
50A	152	16	10	160	1600	
50A	153	16	10	160	1600	
50A	154	16	10	160	1600	
50A	155	16	10	160	1600	
50A	156	16	10	160	1600	
50A	157	16	10	160	1600	
50A	158	16	10	160	1600	
50A	159	16	10	160	1600	
50A	160	16	10	160	1600	
50A	161	16	10	160	1600	
50A	162	16	10	160	1600	
50A	163	16	10	160	1600	
50A	164	16	10	160	1600	
50A	165	16	10	160	1600	
50A	166	16	10	160	1600	
50A	167	16	10	160	1600	
50A	168	16	10	160	1600	
50A	169	16	10	160	1600	
50A	170	16	10	160	1600	
50A	171	16	10	160	1600	
50A	172	16	10	160	1600	
50A	173	16	10	160	1600	
50A	174	16	10	160	1600	
50A	175	16	10	160	1600	
50A	176	16	10	160	1600	
50A	177	16	10	160	1600	
50A	178	16	10	160	1600	
50A	179	16	10	160	1600	
50A	180	16	10	160	1600	
50A	181	16	10	160	1600	
50A	182	16	10	160	1600	
50A	183	16	10	160	1600	
50A	184	16	10	160	1600	
50A	185	16	10	160	1600	
50A	186	16	10	160	1600	
50A	187	16	10	160	1600	
50A	188	16	10	160	1600	
50A	189	16	10	160	1600	
50A	190	16	10	160	1600	
50A	191	16	10	160	1600	
50A	192	16	10	160	1600	
50A	193	16	10	160	1600	
50A	194	16	10	160	1600	
50A	195	16	10	160	1600	
50A	196	16	10	160	1600	
50A	197	16	10	160	1600	
50A	198	16	10	160	1600	
50A	199	16	10	160		

ANEXO II - Resultados Experimentais Caso de Estudo 1

Deslocamentos verticais em cada etapa de carregamento (mm/100)

DEFLECTÔMETRO	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
D1	20	35	52	70
D2	27	47	67	88
D3	33	55	77	98
D4	22	53	61	86
D5	31	53	71	96
D6	16	35	50	59
D7	20	49	68	79
D8	1	37	76	82
D9	27	46	64	82

Deslocamentos verticais em cada etapa de descarga (mm/100)

DEFLECTÔMETRO	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
D1	51	33	14	-6
D2	69	49	26	3
D3	80	60	38	15
D4	61	58	51	25
D5	78	58	38	16
D6	52	43	35	28
D7	73	72	60	53
D8	81	72	62	48
D9	69	51	35	18

Deformações específicas em cada etapa de carregamento

Ponto	Extensômetro	25% do carregamento	50% do carregamento	75% do carregamento	Totalmente carregada
E1	E1AI	17,535	32,069	48,219	63,216
	E1CI	8,529	14,984	19,594	23,974
	E1CS	-5,099	-9,039	-11,82	-14,37
E2	E2CI	20,089	38,1	56,804	77,355
	E2CS	-16,232	-20,175	-24,58	-30,378
E3	E3AI	2,88	4,08	4,8	5,28
	E3CS	1,845	1,384	0	-2,768
E4	E4CI	-4,815	-11,694	-17,885	-24,993
	E4CS	5,077	8,539	12,462	15,231
E5	E5CI	5,069	10,828	17,739	23,499
	E5CS	-8,58	-13,218	-19,479	-25,74

Deformações específicas experimentais em cada etapa de descarga

Ponto	Extensômetro	75% do carregamento	50% do carregamento	25% do carregamento	Totalmente descarregada
E1	P1AI	38,529	15,92	-9,69	-35,529
	P1CI	8,76	-2,766	-14,984	-27,662
	P1CS	0,928	8,808	16,457	25,96
E2	P2CI	60,96	42,256	20,551	-1,847
	P2CS	-25,972	-22,262	-17,624	-10,203
E3	P3AI	-1,2	-4,8	-9,36	-13,92
	P3CS	-1,846	-1,846	-0,923	0,23
E4	P4CI	-27,057	-24,993	-24,534	-23,158
	P4CS	14,769	13,846	12,693	12,231
E5	P5CI	23,729	22,347	20,274	17,739
	P5CS	-22,958	-20,175	-15,769	-4,406

ANEXO III - Resultados Experimentais Caso de Estudo 2

Deslocamentos verticais em cada etapa de carregamento (Carga 1 – mm/100)

Etapa de Carga	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	PC
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	6	11	112	58	56	20	16	19	-94	81	-100	38	15	-1	48
2	16	8	64	77	81	44	25	30	-109	5	-102	51	36	27	55
3	-7	47	125	117	128	75	4	37	-98	-2	-57	92	67	-12	86
4	4	29	146	156	158	118	35	69	-57	31	-31	132	114	-6	91

Deslocamentos verticais em cada etapa de descarga (Descarga 1 – mm/100)

Etapa de Carga	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	PC
4	4	29	146	156	158	118	35	69	-57	31	-31	132	114	-6	91
2	-153	3	81	71	85	47	29	37	-94	2	-74	50	23	9	56

Deslocamentos verticais em cada etapa de carregamento (Carga 2 – mm/100)

Etapa de Carga	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	PC
2	-153	3	81	71	85	47	29	37	-94	2	-74	50	23	9	56
4	-8	12	166	153	180	125	36	57	-83	23	-52	127	95	-4	110

Deslocamentos verticais em cada etapa de descarga (Descarga 2 – mm/100)

Etapa de Carga	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	PC
4	-8	12	166	153	180	125	36	57	-83	23	-52	127	95	-4	110
2	-8	-7	130	75	79	55	11	32	-130	2	-59	46	10	-12	60
0	-13	-40	5	-11	91	-6	8	-9	-162	-48	-117	-30	-51	-4	2

Deformações específicas em cada etapa de carregamento (Carga 1 – $\times 10^{-6}$)

Etapa de Carga	E1AI	E2AS	E4AI	E1CI	E2CI	E1CS	E3CS	E4CS
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	18,483	7,825	34,801	16,734	-3,218	-5,46	2,047	-14,331
2	25,557	23,245	46,707	21,089	-5,287	-6,825	2,275	-17,289
3	49,516	29,229	58,612	34,843	-10,803	-6,597	3,185	-25,933
4	61,61	36,363	74,181	42,637	-13,791	-8,19	4,322	-30,256

Deformações específicas em cada etapa de descarga (Descarga 1 – $\times 10^{-6}$)

Etapa de Carga	E1AI	E2AS	E4AI	E1CI	E2CI	E1CS	E3CS	E4CS
4	61,61	36,363	74,181	42,637	-13,791	-8,19	4,322	-30,256
2	42,899	12,888	47,623	29,8	-7,815	-4,55	2,275	-22,294

Deformações específicas em cada etapa de carregamento (Carga 2 – $\times 10^{-6}$)

Etapa de Carga	E1AI	E2AS	E4AI	E1CI	E2CI	E1CS	E3CS	E4CS
2	42,899	12,888	47,623	29,8	-7,815	-4,55	2,275	-22,294
4	65,717	30,149	76,929	44,241	-16,319	-7,507	4,549	-32,531

Deformações específicas em cada etapa de descarga (Descarga 2 – $\times 10^{-6}$)

Etapa de Carga	E1AI	E2AS	E4AI	E1CI	E2CI	E1CS	E3CS	E4CS
4	65,717	30,149	76,929	44,241	-16,319	-7,507	4,549	-32,531
2	34,228	10,126	43,044	23,611	-8,045	-1,593	2,502	-22,976
0	-0,456	-7,825	5,495	0,229	-0,69	3,64	0,682	-12,284

ANEXO IV – Resultados Experimentais Caso de Estudo 3

Deslocamentos verticais (cm) – 14/01/2008

Ponto de Instrumentação	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	PC
Deslocamento (cm)	0	0,4	0,6	0,9	1	1	0,4	0,7	0,4	0,5	0,6	0,6	0,9	0,8	0,8	0,8	0,6	0,3	0,8

Deslocamentos verticais (cm) – 17/01/2008

Ponto de Instrumentação	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	PC
Deslocamento (cm)	0	0,3	0,6	0,9	0,8	0,9	0,9	0,8	0,6	0,5	0,5	0,6	0,9	0,9	0,8	0,8	0,6	0,3	0,7

Deslocamentos verticais (cm) – 30/01/2008

Ponto de Instrumentação	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	PC
Deslocamento (cm)	0	0,4	0,7	1,1	1,1	1,2	1,1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,5	0,9	0,9	1	0,8	0,7	0,4	0,8

Deslocamentos verticais (cm) – 20/02/2008

Ponto de Instrumentação	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	PC
Deslocamento (cm)	0	0,4	0,9	1,3	1,5	1,6	1,4	0,8	1	0,7	0,5	0,7	1,2	1,2	1,1	1,1	1	0,5	1,1

Deslocamentos verticais (cm) – 03/03/2008

Ponto de Instrumentação	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	PC
Deslocamento (cm)	0	0,6	1,2	1,5	1,9	2,1	1,9	1,8	1,4	0,7	0,6	0,9	1,4	1,5	1,5	1,3	1,1	0,6	1,4

Deformações específicas (x10⁻⁶)

	E1AI	E4AI	E2AS	E4AS	E1CS	E1CI	E2CI	E4CI
Inicial	0	0	0	0	0	0	0	0
14/jan	225,804	137,507	-54,424	-21,221	24,572	78,816	-104,118	82,792
17/jan	283,796	179,694	-42,533	-34,19	9,645	106,621	-113,541	104,579
31/jan	309,595	201,13	-47,564	-13,676	11,023	91,455	-105,497	116,276
20/fev	455,26	415,486	117,767	-42,442	-23,195	147,063	-165,486	179,115
3/mar	603,664	348,899	115,252	-39,141	-115,742	136,952	-157,901	152,282