

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas

**ESTUDO DO SISTEMA DE LAJES MISTAS COM FÔRMA DE
AÇO INCORPORADA EMPREGANDO CONCRETO
ESTRUTURAL LEVE**

Dissertação apresentada como requisito parcial
para a obtenção do grau de Mestre
em Engenharia de Estruturas
por
Luciano Carvalhais Gomes

Novembro de 2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ESTUDO DO SISTEMA DE LAJES MISTAS COM FÔRMA DE
AÇO INCORPORADA EMPREGANDO CONCRETO ESTRUTURAL
LEVE"**

Luciano Carvalhais Gomes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. José Márcio Fonseca Calixto
DEES/UFMG - (Orientador)

Prof. Armando César Campos Lavall
DEES/UFMG

Prof. Arlene Maria Sarmanho Freitas
UFOP

Belo Horizonte, 12 de novembro de 2001

EPÍGRAFE

“Aprender é descobrir aquilo que já se sabe.

Fazer é demonstrar que você sabe.

Ensinar é mostrar aos outros que eles sabem tanto quanto você.”

ANÔNIMO

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho às pessoas mais importantes da minha vida:

Aos meus pais, Luiz e Lucinda, e às minhas irmãs Patrícia e Joice por ajudarem-me a transpor os obstáculos da vida, sempre confiantes que dias melhores virão.

À Claudia, pela companhia, amizade e carinho.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. José Márcio Fonseca Calixto, pela sua disciplina, organização, cooperação e disponibilidade de auxiliar-me com os seus preciosos conhecimentos na realização desta pesquisa.

À METFORM S.A. e à Central Beton Ltda. por viabilizarem o estudo através do fornecimento dos materiais e da infra-estrutura necessária.

Aos engenheiros Roberval Pimenta, Rodrigo Monteiro, Cristina Belchior da METFORM e Guilherme Gallo da Central Beton; aos funcionários dos laboratórios de estrutura da UFMG e da UFOP, pela ajuda fundamental durante as etapas de instrumentação, concretagem e ensaio da pesquisa.

Ao meu amigo Marcus Vinicius Vidigal, pela ajuda durante a fase dos ensaios dos corpos de prova de concreto.

À FAPEMIG, à FIEMG e à METFORM S. A. pela bolsa de estudos recebida, dando uma tranquilidade financeira para o perfeito andamento da pesquisa.

À Deus por ter me dado a vida.

RESUMO

O objetivo deste trabalho foi avaliar o comportamento e a resistência de um sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada empregando concreto estrutural leve. Laje mista com fôrma de aço incorporada consiste de uma laje tendo em sua face inferior uma chapa de aço, via de regra, com mossas, que é utilizada como fôrma permanente capaz de suportar o peso do concreto antes de sua cura, além das cargas de construção. Após a cura do concreto, os dois materiais combinam-se estruturalmente e a fôrma de aço é aproveitada como armadura positiva da laje. O concreto estrutural leve foi produzido usando-se técnicas convencionais, apenas substituindo-se o agregado graúdo por argila expandida. Para o perfil metálico foi empregado o “Steel Deck MF-75” da METFORM S.A. Protótipos de diferentes dimensões foram fabricados e ensaiados em laboratório após a cura do concreto na condição de simplesmente apoiados e submetidos a um modo de carregamento simétrico. O estudo dos comportamentos “carga x flecha no meio do vão”, “carga x deslizamento relativo de extremidade” e “carga x deformação no steel deck” revelou um comportamento similar em relação às lajes mistas fabricadas com concreto de densidade usual. A análise comparativa com o sistema empregando concreto convencional em termos do modo e carga de ruptura, incluindo, inclusive, o cálculo da capacidade resistente através do método semi – empírico “m e k”, mostrou boa correlação entre os resultados obtidos nos dois casos.

ABSTRACT

The results of an experimental investigation on the behavior and strength of one-way single span composite slabs with ribbed decking and lightweight concrete are presented. The lightweight structural concrete was produced employing conventional techniques and substituting the coarse aggregate by expanded clay. Prototypes with different dimensions were built with steel deck MF 75 manufactured by METFORM S. A . The specimens were tested, after the concrete curing, in a simply supported condition with two line loads equidistant of each support. The test results indicate a similar behavior in comparison to composite slabs with normal weight concrete. Similar results were also obtained with respect to failure mode and ultimate load capacity, including the estimation of design loads through the semi-empirical “*m and k*” method.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	V
LISTA DE FIGURAS	VII
SIMBOLOGIA	XII
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - Considerações iniciais.....	1
1.2 - Justificativa da pesquisa.....	4
1.3 - Objetivos	5
1.4 - Descrição resumida dos capítulos	6
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 - Introdução	7
2.2 - Revisão de literatura sobre lajes mistas – estudos realizados no exterior.....	10
2.3 - Revisão bibliográfica sobre lajes mistas – estudos realizados no Brasil....	14
2.4 - Revisão bibliográfica sobre o concreto estrutural leve	19
CAPÍTULO 3 - CARACTERIZAÇÃO E FABRICAÇÃO DOS PROTÓTIPOS ...	27
3.1 - Introdução	27
3.2 - Características gerais.....	27
3.3 - Materiais utilizados	28
3.3.1 - Fôrma de aço	28
3.3.2 - Concreto estrutural leve.....	32
3.4 - Processo de execução dos protótipos	42

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DOS PROTÓTIPOS E INSTRUMENTAÇÃO	44
4.1 - Introdução	44
4.2 - Aparato de carga.....	44
4.3 - Instrumentação	46
4.3.1 - Carga aplicada	46
4.3.2 - Deslizamento relativo de extremidade	48
4.3.3 - Flecha no meio do vão.....	49
4.3.4 - Deformações no “steel deck”	49
4.3.5 - Deformações no concreto	51
4.4 - Procedimento dos ensaios	52
CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	53
5.1 - Introdução	53
5.2 - Apresentação dos resultados	53
5.2.1 - Série C	53
5.2.2 - Série E	55
5.2.3 - Série G.....	56
5.3 - Análise dos resultados.....	58
5.3.1 - Série C	58
5.3.2 - Série E	64
5.3.3 - Série G.....	69
5.4 - Resumo dos resultados de todos os protótipos.....	74
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE COMPARATIVA COM AS LAJES MISTAS FABRICADAS COM CONCRETO CONVENCIONAL	75
6.1 - Introdução	75
6.2 - Série A x protótipo 1	75
6.3 - Série B x protótipo 2	79
6.4 - Série C x protótipo 7	83
6.5 - Série D x protótipo 8.....	86
6.6 - Série G x protótipo 5.....	89
6.7 - Cálculo da resistência nominal ao cisalhamento longitudinal – método “m e k”	92

6.7.1 - Protótipos fabricados com concreto leve empregando “steel deck” de espessura igual a 0,80 mm	92
6.7.2 - Protótipos fabricados com concreto leve empregando “steel deck” de espessura igual a 1,25 mm	96
6.7.3 - Protótipos fabricados com concreto leve e com concreto convencional empregando “steel deck” de espessura igual a 0,80 mm	99
6.7.4 - Protótipos fabricados com concreto leve e com concreto convencional empregando “steel deck” de espessura igual a 1,25 mm	101
6.8 - Resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal	104
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	107
7.1 - Introdução	107
7.2 - Conclusões	108
7.2.1 - Dosagem do concreto estrutural leve	108
7.2.2 - Propriedades mecânicas do concreto estrutural leve	109
7.2.3 - Comportamento e resistência das lajes mistas confeccionadas com concreto estrutural leve.....	110
7.3 - Recomendações para estudos futuros.....	111
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	112
APÊNDICE A – TABELA DE RESULTADOS	116
A.1 - Introdução.....	116
A.2 - Tabelas	117
APÊNDICE B – APRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS.....	131
B.1 - Introdução.....	131
B.2 - Relação carga x flecha no meio do vão.....	131
B.3 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade	139
B.4 - Relação carga x deformação no steel deck.....	143
B.5 - Relação carga x deformação no concreto.....	150

APÊNDICE C – CÁLCULO DA FLECHA TEÓRICA	154
C.1 - Introdução.....	154
C.2 - Momento de inércia da seção não fissurada.....	154
C.3 - Momento de inércia da seção fissurada.....	156
C.4 - Flecha teórica	157
APÊNDICE D – FOTOGRAFIAS	158

LISTA DE TABELAS

2.1 - Exigências para concreto estrutural leve – ASTM C 330.....	20
3.1 - Características dos protótipos	28
3.2 - Dimensões e propriedades geométricas por metro de largura do Steel Deck MF - 75	29
3.3 - Propriedades mecânicas da chapa utilizada na fabricação do Steel Deck MF - 75	30
3.4 - Massa específica do concreto.....	34
3.5 - Propriedades mecânicas do concreto	38
3.6 - Análise comparativa entre os resultados obtidos para o concreto estrutural leve e o concreto de densidade usual	41
5.1 - Deformação correspondente ao início do escoamento do aço da fôrma utilizada.....	62
5.2 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios dos protótipos	74
6.1 - Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos das séries A, B e G.....	93
6.2 - Resultados da análise de regressão linear dos protótipos das séries A, B e G.....	94
6.3 - Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos das séries C e D	96
6.4 - Resultados da análise de regressão linear dos protótipos das séries C e D	97
6.5 - Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos desta pesquisa (séries A, B e G), de MELO e de SILVA.....	99
6.6 - Valores de V_{us} calculados através do “m e k” encontrado por MELO	100
6.7 - Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos desta pesquisa (séries C e D), de MELO e de SILVA.....	102
6.8 - Valores de V_{us} calculados através do “m e k” encontrado por MELO	103
6.9 - Valores nominais para os parâmetros “m e k”	104
7.1 - Composição dos traços utilizados e propriedades do concreto no estado fresco.....	109
A.1 - Resultados obtidos para o protótipo 1 – Série A.....	117

A.2	- Resultados obtidos para o protótipo 2 – Série A.....	118
A.3	- Resultados obtidos para o protótipo 3 – Série B.....	119
A.4	- Resultados obtidos para o protótipo 4 – Série B.....	120
A.5	- Resultados obtidos para o protótipo 5 – Série C.....	121
A.6	- Resultados obtidos para o protótipo 6 – Série C.....	122
A.7	- Resultados obtidos para o protótipo 7 – Série D.....	123
A.8	- Resultados obtidos para o protótipo 8 – Série D.....	124
A.9	- Resultados obtidos para o protótipo 9 – Série E.....	125
A.10	- Resultados obtidos para o protótipo 10 – Série E.....	126
A.11	- Resultados obtidos para o protótipo 11 – Série F.....	127
A.12	- Resultados obtidos para o protótipo 12 – Série F.....	128
A.13	- Resultados obtidos para o protótipo 13 – Série G.....	129
A.14	- Resultados obtidos para o protótipo 14 – Série G.....	130

LISTA DE FIGURAS

1.1 - Formas típicas de ligação em lajes mistas	3
2.1 - Esquema de carregamento adotado em várias pesquisas	8
2.2 - Ensaios de continuidade da laje mista (a) Situação I (b) Situação II	18
3.1 - Características do perfil de aço utilizado	29
3.2 - Dimensões dos corpos de prova usados nos ensaios de caracterização do aço do perfil metálico	30
3.3 - Relação tensão x deformação axial - espessura 0,80 mm	31
3.4 - Relação tensão x deformação axial - espessura 1,25 mm	31
3.5 - Detalhe da colocação dos transdutores axiais e transversal	37
3.6 - Detalhe do transdutor axial	37
3.7 - Detalhe do transdutor transversal	37
3.8 - Relação tensão x deformação do Traço I – Idade de 270 dias	39
3.9 - Relação tensão x deformação do Traço III – Idade de 43 dias	40
3.10 - Relação tensão x deformação – Concreto leve versus concreto normal	41
4.1 - Esquema de aplicação de carga utilizado nos ensaios	45
4.2 - Detalhe da chapa de aço e da tira de borracha sob uma das linhas de carga	45
4.3 - Detalhe da chapa de aço e da tira de borracha sob a outra linha de carga	46
4.4 - Detalhe da célula de carga utilizada nos ensaios	47
4.5 - Detalhe do anel dinamométrico utilizado nos ensaios	47
4.6 - Detalhe da medida do deslizamento relativo de extremidade	48
4.7 - Detalhe da medida da flecha no meio do vão	49
4.8 - Localização das seções transversais onde foram medidas as deformações no “steel-deck”	50
4.9 - Detalhe da localização dos extensômetros no “steel-deck”	50
4.10 - Detalhe da localização dos extensômetros no concreto	51
5.1 - Fissuras observadas nos protótipos da série A à D	54
5.2 - Fissuras observadas nos protótipos das séries E e F	56
5.3 - Fissuras observadas nos protótipos da série G	57
5.4 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 5	58

5.5 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 6.....	59
5.6 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série C – Protótipo 5.....	60
5.7 - Relação carga x deformação no steel deck – Série C – Protótipo 5.....	61
5.8 - Relação carga x deformação no concreto – Série C – Protótipo 5.....	63
5.9 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 9.....	64
5.10 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 10.....	64
5.11 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série E – Protótipo 9.....	66
5.12 - Relação carga x deformação no steel deck – Série E – Protótipo 9.....	68
5.13 - Relação carga x deformação no concreto – Série E – Protótipo 9.....	69
5.14 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 13.....	70
5.15 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 14.....	70
5.16 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série G – Protótipo 14.....	71
5.17 - Relação carga x deformação no steel deck – Série G – Protótipo 14.....	72
5.18 - Relação carga x deformação no concreto – Série G – Protótipo 14.....	73
6.1 - Relação carga x flecha no meio do vão - Série A x Protótipo 1.....	76
6.2 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série A x Protótipo 1.....	77
6.3 - Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série A x Protótipo 1.....	78
6.4 - Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série A x Protótipo 1.....	79
6.5 - Relação carga x flecha no meio do vão - Série B x Protótipo 2.....	80
6.6 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série B x Protótipo 2.....	81
6.7 - Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série B x Protótipo 2.....	82
6.8 - Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série B x Protótipo 2.....	82
6.9 - Relação carga x flecha no meio do vão - Série C x Protótipo 7.....	83
6.10 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série C x Protótipo 7.....	84
6.11 - Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série C x Protótipo 7.....	85

6.12 - Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série C x Protótipo 7	85
6.13 - Relação carga x flecha no meio do vão - Série D x Protótipo 8	86
6.14 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série D x Protótipo 8.....	87
6.15 - Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série D x Protótipo 8.....	88
6.16 - Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série D x Protótipo 8.....	88
6.17 - Relação carga x flecha no meio do vão - Série G x Protótipo 5	89
6.18 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série G x Protótipo 5.....	90
6.19 - Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série G x Protótipo 5.....	91
6.20 - Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série G x Protótipo 5.....	91
6.21 - Resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries A, B e G	95
6.22 - Comparação das curvas de resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries A, B e G e dos protótipos 1 a 6 (MELO).....	96
6.23 - Resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries C e D	97
6.24 - Comparação das curvas de resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries C e D e dos protótipos 7 a 12 (MELO).....	98
6.25 - Comparação da resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal de todos os protótipos com a reta calculada através do “m e k” encontrado por MELO.....	101
6.26 - Comparação da resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal de todos os protótipos com a reta calculada através do “m e k” encontrado por MELO.....	103
B.1 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série A – Protótipo 1	131
B.2 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série A – Protótipo 2.....	132
B.3 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série B – Protótipo 3	132
B.4 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série B – Protótipo 4	133
B.5 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 5	133
B.6 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 6	134

B.7 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série D – Protótipo 7	134
B.8 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série D – Protótipo 8	135
B.9 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 9	135
B.10 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 10	136
B.11 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série F – Protótipo 11	136
B.12 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série F – Protótipo 12	137
B.13 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 13	137
B.14 - Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 14	138
B.15 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série A	139
B.16 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série B	139
B.17 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série C	140
B.18 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série D	140
B.19 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série E	141
B.20 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série F	141
B.21 - Relação carga x deslizamento relativo de extremidade - Série G	142
B.22 - Relação carga x deformação no steel deck - Série A – Apoio fixo	143
B.23 - Relação carga x deformação no steel deck - Série A – Apoio móvel	143
B.24 - Relação carga x deformação no steel deck - Série B – Apoio fixo	144
B.25 - Relação carga x deformação no steel deck - Série B – Apoio móvel	144
B.26 - Relação carga x deformação no steel deck - Série C – Apoio fixo	145
B.27 - Relação carga x deformação no steel deck - Série C – Apoio móvel	145
B.28 - Relação carga x deformação no steel deck - Série D – Apoio fixo	146
B.29 - Relação carga x deformação no steel deck - Série D – Apoio móvel	146
B.30 - Relação carga x deformação no steel deck - Série E – Apoio fixo	147
B.31 - Relação carga x deformação no steel deck - Série E – Apoio móvel	147
B.32 - Relação carga x deformação no steel deck - Série F – Apoio fixo	148
B.33 - Relação carga x deformação no steel deck - Série F – Apoio móvel	148
B.34 - Relação carga x deformação no steel deck - Série G – Apoio fixo	149
B.35 - Relação carga x deformação no steel deck - Série G – Apoio móvel	149
B.36 - Relação carga x deformação no concreto - Série A	150
B.37 - Relação carga x deformação no concreto - Série B	150
B.38 - Relação carga x deformação no concreto - Série C	151

B.39 - Relação carga x deformação no concreto - Série D	151
B.40 - Relação carga x deformação no concreto - Série E	152
B.41 - Relação carga x deformação no concreto - Série F	152
B.42 - Relação carga x deformação no concreto - Série G	153
C.1 - Seção geométrica da fôrma de aço	154
C.2 - Flecha teórica no meio do vão dos protótipos.....	157
D.1 - Detalhe da concretagem dos protótipos	158
D.2 - Detalhe da aplicação de carga nos protótipos	159
D.3 - Detalhe 1 do relógio medidor do deslizamento de extremidade	159
D.4 - Detalhe 2 do relógio medidor do deslizamento de extremidade	160
D.5 - Detalhe do relógio medidor da flecha no meio do vão	160
D.6 - Detalhe 1 dos extensômetros da fôrma de aço	161
D.7 - Detalhe 1 dos extensômetros da fôrma de aço	161
D.8 - Detalhe do sistema de aquisição de dados dos ensaios das lajes	162
D.9 - Detalhe do deslizamento relativo de extremidade ocorrido	162
D.10 - Detalhe da máquina de ensaios dos corpos de prova de concreto.....	163
D.11 - Detalhe de um ensaio de um CP de concreto sendo realizado	163
D.12 - Detalhe do sistema de aquisição de dados dos ensaios dos CP's.....	164
D.13 - Detalhe 1 dos extensômetros utilizados nos CP's de concreto	164
D.14 - Detalhe 2 dos extensômetros utilizados nos CP's de concreto	165
D.15 - Detalhe 3 dos extensômetros utilizados nos CP's de concreto	165

SIMBOLOGIA

Letras minúsculas

- b - largura unitária da laje;
- b_d - largura nominal do Steel Deck MF-75;
- d - altura efetiva da laje;
- d_d - altura do Steel Deck MF-75;
- f_c - resistência à compressão do concreto determinada em cilindros;
- f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto;
- f_{ct} - resistência à tração do concreto por compressão diametral;
- h - altura total da laje;
- m, k - constantes a serem determinadas a partir dos dados experimentais obtidos;
- t - distância do centro de gravidade da fôrma de aço à extremidade superior do concreto;
- t_e - espessura de projeto do Steel Deck MF-75;
- y_{cc} - distância da linha neutra da seção fissurada à extremidade superior do concreto;
- y_{uc} - distância da linha neutra da seção não fissurada à extremidade superior do concreto;

Letras maiúsculas

- A_p - área de aço do Steel Deck MF-75;
- B - largura efetiva da laje;
- C_s - espaço entre as nervuras do Steel Deck MF-75;
- E_c - módulo de elasticidade estático secante do concreto;
- E_s - módulo de elasticidade do aço da fôrma;
- L - vão da laje;
- L' - vão de cisalhamento;
- I_{cc} - momento de inércia da seção de concreto fissurada;
- I_{sf} - momento de inércia da seção transversal do Steel Deck MF-75;
- I_{uc} - momento de inércia da seção de concreto não fissurada;
- P_{DES} - carga de deslizamento de extremidade de serviço;
- PP_{laje} - peso próprio da laje mista;
- P_u - carga máxima de colapso;
- P_{ut} - carga máxima total aplicada na laje mista;
- V_{us} - resistência nominal ao cisalhamento longitudinal;
- V_{usd} - resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal
- V_{ut} - cisalhamento transversal experimental último total;
- W_d - peso próprio do Steel Deck MF-75;
- W_p - carga de projeto uniformemente distribuída;
- W_r - largura de uma onda baixa (nervura) do Steel Deck MF-75 medida na linha do centro de gravidade da fôrma de aço;
- Y_{cg} - distância do centro de gravidade à extremidade inferior do Steel Deck MF-75;

Letras gregas

- γ - peso específico do concreto;
- γ_f - coeficiente de majoração de cargas;
- ϵ_e - deformação correspondente ao início do escoamento do aço da fôrma;
- ρ_c - massa específica do concreto;
- σ_e - tensão de escoamento do aço da fôrma;
- ϕ_v - coeficiente de minoração da resistência ao cisalhamento;

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

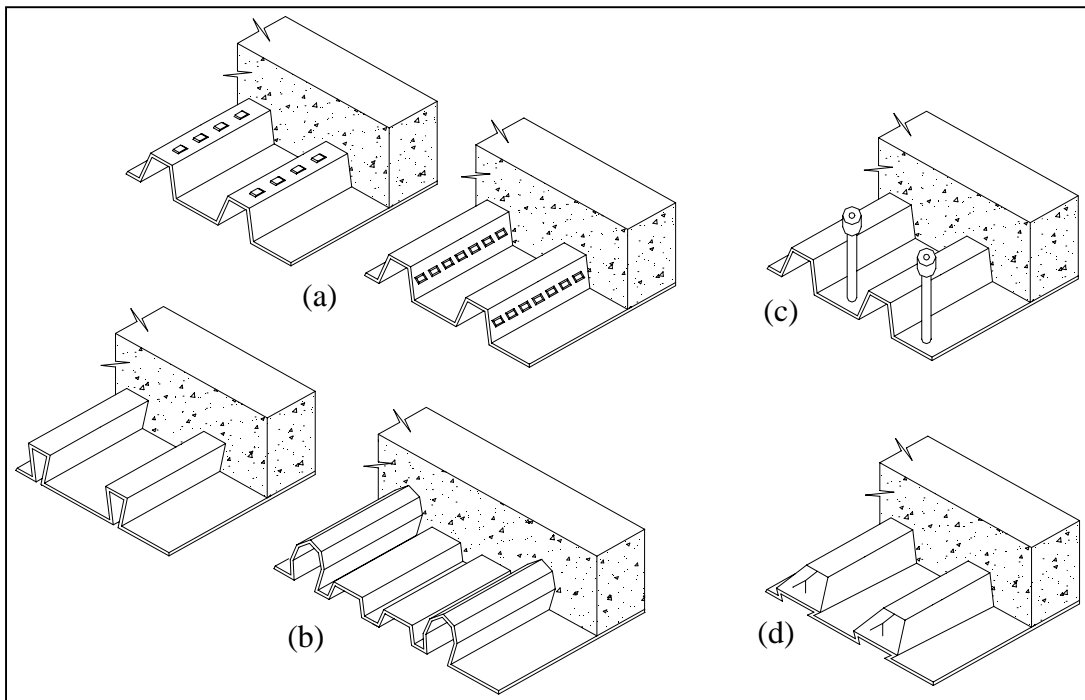
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Por volta da década de 30, os engenheiros e projetistas norte-americanos perceberam que muitas vantagens poderiam ser obtidas integrando as propriedades estruturais de uma chapa de aço conformada a frio (comercialmente denominada “Steel Deck”) com o concreto. Essa realização foi estimulada não apenas pela procura instintiva do homem por avanços tecnológicos, como também por fatores econômicos. O que parecia ser mais atraente era a capacidade da chapa de aço de servir como fôrma para suportar o peso do concreto fresco mais a sobrecarga devida ao peso dos operários e equipamentos utilizados durante a construção, substituindo, dessa maneira, o processo da fôrma de madeira que utilizava (e utiliza ainda) muitas escoras. Logo, verificou-se que a forma da chapa facilitava também a passagem de dutos de diversas instalações e a fixação de forros.

Até então, a chapa de aço e o concreto trabalhavam separadamente sem que houvesse uma ação composta entre os dois. Os perfis de chapas metálicas funcionavam como fôrma permanente capaz de suportar o concreto antes da cura, a armadura e as cargas de construção; a laje de concreto, depois de curada, era projetada para suportar sozinha todas as cargas de serviço. Não se desejava, então, combinar a fôrma de aço com o concreto curado; nesse caso, diz-se que o piso não é composto. Na prática esse tipo de piso, freqüentemente, oferece algum grau de ação composta, sendo, entretanto, de difícil avaliação. Essa ação composta produzida não prejudica a eficiência estrutural do piso, porque, a remoção da fôrma de aço, se isto puder ser feito sem causar nenhum dano ao concreto, não reduz a resistência da laje. A fôrma de aço é deixada por conveniência ou por razões estéticas.

Começam a surgir, na década de 40, os chamados sistemas de lajes mistas com fôrma de aço incorporada, onde a laje de concreto e a chapa de aço trabalham em conjunto para resistir aos esforços aplicados. A fôrma de aço deve, então, ser capaz de transmitir cisalhamento horizontal na interface com o concreto, passando a funcionar como armadura positiva tal como nas lajes convencionais. Em caso de vãos contínuos, uma armadura adicional pode ser colocada na laje para resistir aos momentos negativos. SCHUSTER (26) ressalta que armaduras na forma de telas soldadas também podem ser providenciadas para resistir às tensões de retração e temperatura ou para fornecer continuidade sobre os apoios intermediários. Se não existir uma vinculação mecânica entre a chapa de aço e o concreto, a ação composta não é considerada efetiva. O comportamento misto entre os dois materiais é conseguido por um ou mais dos seguintes meios mostrados na Figura 1.1.

As vantagens desse sistema de piso misto são muitas, a começar pelo fato do “Steel Deck” servir como fôrma para o concreto fresco e permanecer em definitivo no local, o que elimina os custos com a desforma. Pode, igualmente, ser utilizado como plataforma de trabalho suportando as cargas provenientes da construção (materiais, ferramentas, operários, etc.), fazendo com que os apoios temporários (escoras) sejam abolidos ou reduzidos. Além disso, o “Steel Deck”, por ser leve, é fácil de ser manejado e posicionado, reduzindo o tempo de instalação e, devido à sua forma nervurada, fornece um sistema de laje mista de peso menor que os outros sistemas de pisos, o que resulta em uma economia substancial no custo da fundação. Há uma certa facilidade, também, na instalação de dutos de diversos tipos e na fixação de forros. Outra vantagem é que, depois do endurecimento do concreto, o “Steel Deck” é aproveitado como armadura positiva da laje e, tão logo seja colocado no lugar, pode atuar como um diafragma efetivo de cisalhamento no plano horizontal.



- a) Ligações mecânicas fornecidas por saliências e reentrâncias (mossas) na alma e/ou na mesa do perfil da chapa (embossments e indentations);
- b) Ligações por atrito em perfis de chapas modelados numa forma reentrante;
- c) Ancoragens de extremidade fornecidas por conectores tipo “stud bolt”, ou, por outro tipo de ligação local entre o concreto e a chapa metálica, somente em combinação com (a) ou (b);
- d) Ancoragem de extremidade obtida pela deformação das nervuras na extremidade da chapa, somente em combinação com (b).

Figura 1.1 - Formas típicas de ligação em lajes mistas

1.2 - JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O comportamento e a resistência das lajes mistas vêm sendo estudados na Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, em parceria com a METFORM S.A., fabricante da fôrma de aço, desde 1996. Dividiu-se o estudo em quatro etapas, gerando diversas dissertações de mestrado e inúmeros trabalhos apresentados em congressos. Na primeira etapa, o estudo foi feito para aplicação em construções metálicas, considerando ou não conectores de extremidade (“stud bolt”) (MELO (23)); na segunda etapa, pesquisou-se sua utilização em estruturas convencionais de concreto armado (SILVA (28)); na terceira, o efeito da continuidade no comportamento e resistência foi analisado (CAMPOS (15)). A quarta etapa corresponde a esta pesquisa, cujo objetivo será detalhado mais adiante.

Em todas as etapas já realizadas, o concreto utilizado nas lajes mistas tinha massa específica usual ($\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$) e resistência característica à compressão de 20 MPa. Para que o sistema de lajes mistas melhore ainda mais suas potencialidades no competitivo mercado da construção civil, o emprego do concreto estrutural leve ($\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$) apresenta-se como uma ótima opção, devido às suas várias vantagens, tanto para a fase construtiva da laje quanto para a fase de utilização. Na fase construtiva, a redução da massa específica do concreto fresco de 2400 kg/m^3 para 1800 kg/m^3 implica em uma menor carga a ser resistida pela fôrma de aço. Como o “Steel Deck”, nessa fase, resiste sozinho ao carregamento aplicado, vãos maiores poderão ser vencidos por ele sem a necessidade de escoramentos, permitindo aumentar ainda mais a flexibilidade no projeto de lajes com esse sistema construtivo. Na fase de utilização, a redução da massa específica do concreto possibilita uma maior capacidade portante para as cargas de revestimento e sobrecargas de serviço. Ou seja, após o endurecimento do concreto, sobrecargas maiores poderão ser empregadas, haja vista que a carga permanente correspondente ao peso próprio da laje mista será menor. Ao mesmo tempo, o carregamento das vigas e colunas, bem como da fundação do edifício, será menor, permitindo uma economia maior de material, reduzindo, conseqüentemente, o custo final da edificação.

1.3 - OBJETIVOS

Esta pesquisa teve por finalidade avaliar o comportamento e a resistência, após o endurecimento do concreto, de um sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada empregando-se concreto estrutural leve de massa específica menor ou igual a 1800 kg/m^3 . Dentro dessa meta três objetivos foram estudados: o estudo da dosagem e das propriedades mecânicas do concreto estrutural leve e o estudo do comportamento e da resistência das lajes mistas confeccionadas com este tipo de concreto.

Para efeito de dosagem, basicamente, analisou-se a substituição do agregado graúdo britado por argila expandida. A dosagem final foi baseada nos resultados de ensaios de densidade do concreto, consistência no estado fresco e resistência característica à compressão.

O estudo das propriedades mecânicas incluiu a avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade estático secante, bem como da relação entre os dois para verificar se as expressões hoje utilizadas para o concreto de densidade usual aplicam-se ao concreto estrutural leve.

Para pesquisar o comportamento e a resistência das lajes mistas confeccionadas com concreto estrutural leve, protótipos com diferentes combinações de comprimento, altura total da laje e espessura da fôrma de aço foram construídos e testados em laboratório, seguindo os critérios do EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19) e do CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE – CSSBI (16). As dimensões dos protótipos foram similares aos testados anteriormente por MELO (23), o que permitiu também fazer uma análise comparativa com as lajes mistas fabricadas com concreto de densidade usual. O mesmo tipo de fôrma de aço foi empregado para todos os protótipos, a saber, o “Steel Deck MF 75” fabricado pela METFORM S.A., nas espessuras nominais de 0,80 mm e 1,25 mm.

1.4 - DESCRIÇÃO RESUMIDA DOS CAPÍTULOS

O capítulo 2 apresenta uma breve revisão bibliográfica dos trabalhos mais relevantes relacionados ao sistema de laje mista e ao concreto estrutural leve de modo a fornecer uma melhor compreensão do comportamento estrutural da laje mista com fôrma de aço incorporada e das propriedades e comportamento mecânico do concreto estrutural leve. A caracterização dos protótipos analisados, os materiais utilizados com os respectivos ensaios de caracterização e a descrição do processo de execução e de preparação para ensaio dos protótipos podem ser encontrados no capítulo 3. O procedimento adotado nos ensaios e o detalhamento do processo de instrumentação dos protótipos são fornecidos no capítulo 4. O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos nos ensaios, além de uma análise do comportamento dos protótipos. O capítulo 6 mostra os principais aspectos que diferenciam ou que aproximam o comportamento do sistema de lajes mistas fabricadas com concreto estrutural leve com as fabricadas com concreto convencional, incluindo considerações sobre o método “m e k” para o cálculo da capacidade portante. Finalmente, as conclusões do trabalho e recomendações para estudos futuros são encontradas no capítulo 7.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento estrutural do sistema de laje mista é feito através da realização de testes em laboratório (SCHUSTER (27)). Descobertos os estados limites mais relevantes, os pesquisadores desenvolvem modelos matemáticos para representá-los, utilizando as propriedades padrões dos materiais envolvidos, chegando a fórmulas que prevêm, com relativa precisão, o comportamento estrutural até o seu colapso. Essas fórmulas recebem fatores de majoração de carga e coeficientes de minoração de resistência adequados e devem ter o seu campo de aplicação claramente definido, considerando a credibilidade e a necessária simplicidade para as aplicações práticas, sendo incorporadas pelas diversas normas e especificações técnicas tais como: CSSBI (16), EUROCODE 4: DRAFT EM 1994-1-1:2000 (19), AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE (6), BRITISH STANDARD 5950: PART 4 – BS 5950: PART 4 (13) e o ANEXO C da NBR 14323 (8), por exemplo. Embora os modelos básicos de análise sejam geralmente os mesmos, os critérios adotados por essas normas, podem apresentar algumas diferenças, principalmente nos fatores parciais de segurança adotados em cada país.

A Figura 2.1 mostra o esquema de aplicação de carga utilizado por pesquisadores de vários países em experimentos envolvendo lajes mistas. Os protótipos são ensaiados em vãos simplesmente apoiados. Os tipos de colapsos são classificados em: colapso por flexão; colapso por cisalhamento transversal ou vertical e colapso por cisalhamento longitudinal (“shear bond”) (MELO (23)). Este último modo de ruptura é o predominante e é caracterizado pela formação de uma fissura no concreto, em diagonal, sob ou próximo às linhas de carga, proveniente dos esforços de cisalhamento e de momento nessa região, seguido por uma falha da ligação entre as mossas da fôrma de

aço e o concreto, fazendo com que o conjunto, “deck-concreto”, na região do vão de cisalhamento, perca sua ação composta, ocorrendo, entre os mesmos, um deslizamento horizontal relativo elevado.

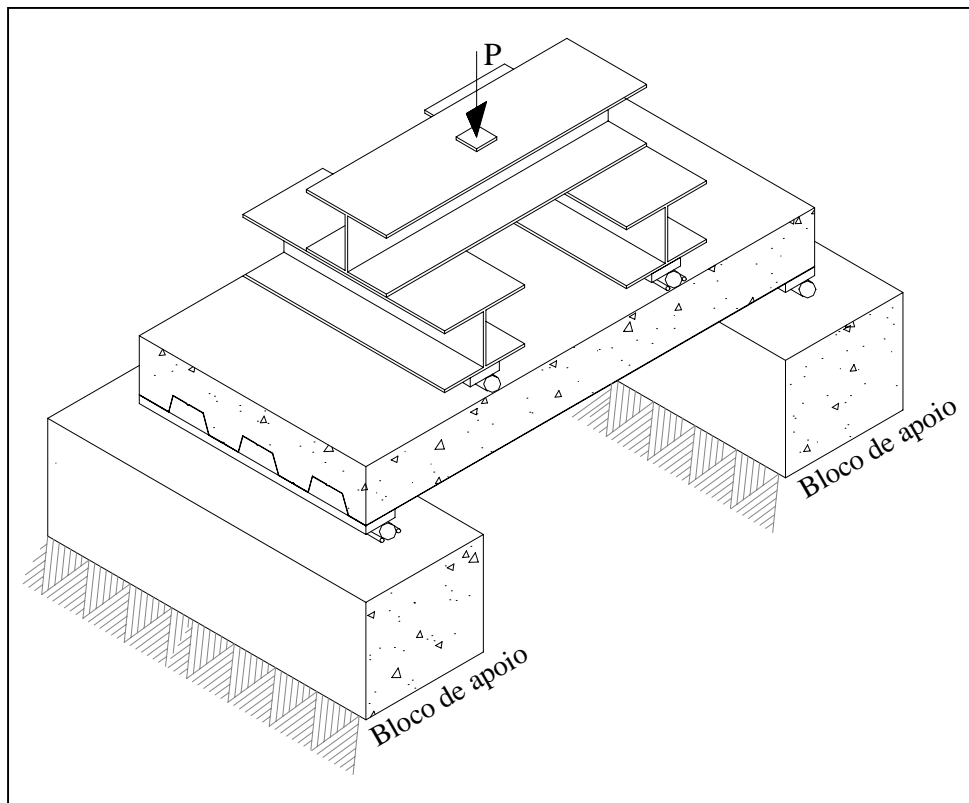


Figura 2.1 - Esquema de carregamento adotado em várias pesquisas

Nos EUA, os projetos de lajes mistas são baseados nas especificações do STEEL DECK INSTITUTE - SDI e do ASCE (6); no Canadá, as especificações do CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE – CSSBI (16) fornecem os critérios necessários para o dimensionamento, baseados, principalmente, nos trabalhos de SCHUSTER (27). A primeira norma européia, a BRITISH STANDARD 5950: PART 4 – BS 5950: PART 4 (13), surgiu em 1982; atualmente, o EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19) trata do dimensionamento tanto da fôrma de aço isolada quanto do conjunto “deck-concreto”. No Brasil, o ANEXO C da NBR 14323 (8) trata do dimensionamento desse sistema estrutural.

Todas as normas citadas afirmam que o comportamento estrutural da laje mista não se altera com o uso do concreto estrutural leve, enfatizando, apenas, que devem ser realizados ensaios específicos com esse tipo de concreto, seguindo as mesmas recomendações e metodologias aplicáveis aos ensaios com concreto convencional. A única ressalva apresentada por essas normas é na definição do que venha ser concreto estrutural leve. Elas recomendam que, nesse caso, sejam feitas consultas às principais especificações internacionais sobre o assunto, a fim de se confeccionar o concreto estrutural leve dentro de padrões aceitáveis.

Dessa maneira, em uma primeira etapa de estudo, procurou-se adquirir o conhecimento básico do comportamento estrutural da laje mista como um todo, com a finalidade de auxiliar nos ensaios realizados nesta pesquisa. Fez-se, portanto, uma revisão da literatura internacional a respeito do assunto, inclusive, consultas a institutos ligados diretamente aos materiais utilizados, como SDI (Steel Deck Institute), SCI (Steel Construction Institute), AISC (American Steel Construction Institute), BSI (British Steel Institute) e ACI (American Concrete Institute). Foram feitos contatos com instituições de pesquisa com tradição no estudo de estruturas mistas, bem como com fabricantes nacionais e internacionais do perfil de aço e com alguns pesquisadores de renome na área. Por fim foi realizado um estudo de anais de conferências internacionais sobre o tema.

Não foi possível encontrar, nessas consultas, nenhuma pesquisa realizada nos mesmos moldes desta, já que as pesquisas encontradas, que utilizavam lajes mistas empregando concreto estrutural leve, tinham concretos confeccionados com agregado leve diferente do usado nesta pesquisa, ou, quando o agregado era o mesmo, não havia dados anteriores, da mesma laje feita com concreto convencional, para serem comparados.

Foi feito também, em uma segunda etapa de estudo, uma revisão da literatura e consultas, semelhantes às indicadas anteriormente, a respeito da reologia do concreto estrutural leve, com o intuito de garantir que os concretos leves confeccionados nesta pesquisa estavam de acordo com as padronizações internacionais vigentes.

Este capítulo tem como meta apresentar uma breve revisão dos trabalhos mais relevantes relacionados ao sistema de laje mista e ao concreto estrutural leve. Esta revisão tem como objetivo apresentar a seqüência do desenvolvimento dos estudos realizados, de modo a fornecer uma melhor compreensão do comportamento estrutural da laje mista com fôrma de aço incorporada e das propriedades e comportamento mecânico do concreto estrutural leve. Para tanto, a revisão foi dividida em três partes: revisão da literatura em fontes internacionais, estudos realizados no Brasil sobre as lajes mistas e revisão bibliográfica sobre o concreto estrutural leve.

2.2 - REVISÃO DE LITERATURA SOBRE LAJES MISTAS – ESTUDOS REALIZADOS NO EXTERIOR

A primeira publicação, significativa, sobre as lajes mistas foi feita por FRIBERG (21), em 1954. O seu trabalho não só forneceu uma visão geral do comportamento do perfil testado (Cofar), como, também, apresentou uma excelente comparação de custos, entre as lajes mistas e as convencionais.

BRYL (14), em 1967, fez uma investigação sobre os diferentes tipos de chapas de aço atuando de forma composta com o concreto. Baseado nesses testes, ele concluiu que ocorria uma ruptura brusca nas lajes mistas que utilizavam chapas de aço sem mossas, e, nas que tinham mossas, havia grandes deformações até o colapso, acompanhadas por um aumento considerável da capacidade de carga.

Até 1967, vários fabricantes de chapas de aço, utilizadas no sistema de laje mista, atuavam no mercado dos Estados Unidos e Canadá. Cada fabricante, empregando princípios de engenharia tradicionais, desenvolvia o seu produto através de uma extensa pesquisa independente, de forma que os órgãos competentes de posse dos resultados dessas pesquisas, aprovavam, ou não, a sua utilização no sistema de laje mista. Em muitos casos, eram pedidos testes adicionais do fabricante. Isso, obviamente, encarecia o sistema, dificultando o seu uso. Reconhecendo esse fato e a necessidade de uma norma para projeto e utilização, o AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE – AISI, iniciou um projeto de pesquisa, em 1967, na IOWA STATE UNIVERSITY, sob a

direção de EKBERG e participação de SCHUSTER (26), onde foi dada uma ênfase particular para encontrar um critério de resistência última. A partir de então, várias pesquisas foram realizadas, incluindo dissertações de mestrado e teses de doutorado. Um fato significativo dos resultados dessas pesquisas foi o modo de ruptura das lajes mistas testadas. Na grande maioria das vezes, os protótipos romperam por cisalhamento longitudinal (“shear bond”).

Em abril de 1984, com objetivos de elaborar tabelas de sobrecarga, vãos máximos admissíveis e identificar parâmetros que influenciavam a resistência característica de um sistema de lajes mistas utilizando o perfil de aço P-2430-12HB, cuja geometria e propriedades mecânicas são similares ao perfil utilizado nesta pesquisa, SCHUSTER (27) realizou uma série de ensaios em lajes bi-apoiadas, empregando concreto de densidade usual, submetidas a carregamento simétrico. A determinação da resistência dessas lajes mistas foi baseada em seu estado limite último, sendo aproveitado os dados experimentais para o embasamento da teoria. Foram ensaiados doze protótipos, com altura total e vãos livres diferentes. O modo de ruptura observado, em todos os ensaios, foi o cisalhamento longitudinal. Baseado nos resultados experimentais obtidos, Schuster estabeleceu uma expressão semi-empírica para o cálculo da capacidade ao cisalhamento longitudinal, conhecida hoje como método “m e k”. Essa expressão originou as utilizadas no EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19), CSSBI (16) e ASCE (6) e exprime uma relação linear dada por:

$$V_{us} = b \cdot d \cdot \left(m \cdot \frac{1}{L} + k \right), \quad (2.1)$$

onde:

V_{us} é a resistência nominal ao cisalhamento longitudinal, em kN/m;

b é a largura da laje, em m;

d é a altura efetiva da laje, em mm;

L é o vão de cisalhamento, em mm; e

m e k são parâmetros determinados a partir dos resultados experimentais.

O método consiste em reescrever a equação acima na forma:

$$Y = m \cdot X + k, \quad (2.2)$$

onde

$$X = \frac{1}{L'} \quad (2.3)$$

e

$$Y = \frac{V_{ut}}{b \cdot d}. \quad (2.4)$$

Na Equação 2.4, V_{ut} é o cisalhamento transversal último total obtido nos ensaios, por metro de largura de laje. Com os valores de X e Y em mãos faz-se uma análise de regressão linear empregando o método dos mínimos quadrados, obtendo, desse modo, os parâmetros m e k. Desta forma a expressão para determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal, em kN/m, fica dada por:

$$V_{usd} = \phi_v \cdot b \cdot d \cdot \left(m \cdot \frac{1}{L'} + k \right), \quad (2.5)$$

onde ϕ_v é o coeficiente de minoração da resistência ao cisalhamento longitudinal.

O valor do vão de cisalhamento L' para projeto, segundo o EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19), deve ser tomado igual a:

- $L/4$ para carregamento uniformemente distribuído em todo o vão;
- A distância entre a carga concentrada e o apoio mais próximo para duas cargas iguais e simetricamente dispostas;
- Para outros arranjos de carregamento, incluindo a combinação de carregamentos distribuídos e cargas concentradas assimétricas, uma avaliação deve ser feita baseada em resultados de testes ou pode ser igual ao momento fletor máximo dividido pela maior reação no apoio.

O método “m e k”, apesar de ser um critério de cálculo adequado para o sistema de lajes mistas, não é baseado em nenhum modelo analítico. Assim quando as

dimensões dos elementos, os materiais, ou os modos de carregamentos diferem daqueles usados nos ensaios, devem ser feitas algumas hipóteses conservadoras, como, por exemplo, o cálculo do vão de cisalhamento, L' , para carregamento uniformemente distribuído. Além disso, o método não permite a consideração explícita das contribuições das ancoragens de extremidade ou de armaduras longitudinais de reforço na resistência final das lajes. Para levar em conta estes aspectos, O EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19) propõe o método da interação parcial como alternativa ao método “m e k”. Esse método é analítico e portanto permite que se considerem as contribuições explícitas das ancoragens de extremidade e o uso de armaduras longitudinais de reforço, como alternativas para aumentar a resistência ao cisalhamento longitudinal do sistema de laje mista. Segundo o EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19), ele só deve ser utilizado em lajes que tenham um comportamento dúctil, isto é, em lajes cuja carga última excede em 10% ou mais a carga que causa o deslizamento de extremidade de serviço (0,5 mm).

VAN HOVE (30), em julho de 1991, com objetivos idênticos ao de Schuster, mas utilizando o perfil de aço CF70/0,9 e empregando concreto estrutural leve com agregado de escória de alto forno, realizou duas séries de ensaios com quatro protótipos para cada série, usando lajes biapoiadas submetidas a carregamento simétrico. Em todos os ensaios, foi observado o mesmo modo de ruptura: cisalhamento longitudinal. Com os resultados experimentais obtidos, o autor determinou os valores de “m” e “k” característicos ao perfil de aço e concreto utilizado, e a partir desses valores, fez as tabelas de sobrecarga e de vãos máximos admissíveis.

Em 1995, WRIGHT E EVANS (31) discutiram as três fases do comportamento estrutural das lajes mistas, ou seja, a ação durante a etapa construtiva, a ação laje mista e a ação viga mista. Para a pesquisa foi usado o perfil de aço CF46 e concreto estrutural leve com agregado de escória de alto forno. Os autores verificaram que durante a etapa construtiva, caso a laje seja submetida a altos níveis de carregamento concentrado, há possibilidade de flambagem local da mesa superior do perfil de aço e/ou o escoamento de sua parte inferior, levando a estrutura ao colapso. O comportamento de laje mista é descrito por WRIGHT E EVANS, como a ação

estrutural desenvolvida pelo travamento mecânico entre a chapa de aço e o concreto, proporcionado principalmente pelas mossas. Esse travamento assegura à laje resistência longitudinal, sendo a perda dessa resistência, a causa de todas as rupturas observadas pelos autores. Notou-se, também, que a resistência transversal, responsável pela capacidade portante do sistema em seu próprio plano, é garantida pelo uso de conectores soldados às vigas periféricas, o que caracteriza a chamada ação de viga mista.

Ainda em 1995, foi publicada pela EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK – ECCS (20) a primeira edição do “Design Manual for Composite Slabs”, um manual prático de dimensionamento para estruturas mistas aço–concreto. O manual se baseia nos capítulos 7, 10 e anexo E do EUROCODE 4 (18) e na parte 1.3 do EUROCODE 3 (17), fornecendo considerações especiais sobre o efeito diafragma, proteção contra incêndio, isolamento acústico, aberturas nas lajes e proteção contra corrosão do perfil de aço, além de detalhes construtivos da aplicação do sistema de lajes mistas a estruturas de concreto armado, concreto protendido e madeira. A maior parte da publicação é dedicada aos métodos de cálculo das lajes mistas, enfocando dados relativos aos materiais, carregamentos e verificação dos estados limites.

2.3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE LAJES MISTAS – ESTUDOS REALIZADOS NO BRASIL

A utilização de sistemas mistos no Brasil tem aumentado consideravelmente, tanto em edifícios como em pontes. A NBR 8800/86 (10) foi a primeira norma brasileira a tratar de sistemas mistos, abordando as vigas mistas, sem, no entanto, fazer referência a pilares mistos, lajes mistas e ligações mistas viga/pilar. Atualmente, o Anexo C da NBR 14323 (8) trata do dimensionamento das lajes mistas.

Como já foi dito, o comportamento e a resistência das lajes mistas vêm sendo estudados na Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, em parceria com a METFORM S.A., fabricante da fôrma de aço, desde 1996. O estudo foi dividido em quatro etapas: na primeira, foi verificada a aplicação do sistema em construções

metálicas, considerando ou não conectores de extremidade (“stud bolt”); na segunda, pesquisou-se sua utilização em estruturas convencionais de concreto armado; na terceira, o efeito da continuidade foi analisado; na quarta etapa, que é esta pesquisa, foi avaliado o comportamento e a resistência das lajes mistas empregando-se o concreto estrutural leve. As dissertações de mestrado geradas a partir das três primeiras etapas, são resumidas a seguir.

Na primeira etapa, em 1999, protótipos com diferentes combinações de espessura total de laje, vão de cisalhamento e espessura da fôrma de aço, foram construídos e testados em laboratório por MELO (23), seguindo os critérios do CSSBI (16) e do EUROCODE 4 (18). As dimensões dos protótipos foram variadas de modo a cobrir satisfatoriamente a faixa de parâmetros que afetam a resistência dessas lajes. Empregou-se o mesmo tipo de fôrma metálica para todos os protótipos, o “Steel Deck MF 75”, fabricado pela METFORM S.A., nas espessuras nominais de 0,80 mm e 1,25 mm. O concreto utilizado era de densidade usual com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 20 MPa. Os ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do concreto foram feitos em idades superiores a 28 dias juntamente com os ensaios das lajes: a resistência do concreto obtida esteve sempre acima do valor especificado.

Telas soldadas foram colocadas a uma distância de aproximadamente 20 mm do topo da laje mista, para evitar fissuras devido à retração do concreto. (SCHUSTER (27)). Os protótipos foram moldados totalmente apoiados, como recomenda o EUROCODE 4 (18), por ser considerada a situação mais desfavorável.

A Figura 2.1, vista anteriormente, mostra o esquema de aplicação de carga utilizado nos ensaios. Os protótipos foram ensaiados em vãos simplesmente apoiados. Um sistema de vigas metálicas transmitia a carga ao protótipo, de modo que duas cargas concentradas lineares, dispostas simetricamente, fossem aplicadas. Eram aplicados incrementos de carga de forma gradual e crescente até a carga última do protótipo ser atingida.

Os resultados dos ensaios revelaram que após a fissuração do concreto, o sistema apresenta um comportamento com interação parcial entre o concreto e a fôrma de aço, devido ao rompimento da aderência química entre os mesmos e à incapacidade da aderência mecânica proporcionada pelas mossas, uma vez acionadas, em transmitir o cisalhamento total entre o perfil de aço e a laje de concreto, gerando um deslizamento relativo entre esses elementos. Com o aumento gradual da carga, a interação parcial se deteriora continuamente, fazendo com que o concreto da região do vão de cisalhamento perca sua ação composta com a fôrma de aço. Essa falha é indicada por um elevado deslizamento horizontal relativo entre a fôrma de aço e o concreto, na extremidade do protótipo, e resulta no colapso por cisalhamento longitudinal (“shear bond”). Esse modo de ruptura foi encontrado em todos os protótipos ensaiados.

Como todos os protótipos romperam por cisalhamento longitudinal, determinou-se uma expressão para o cálculo da capacidade resistente última das lajes mistas de acordo com o método semi-empírico “m e k”, apresentado por SCHUSTER (27) e utilizado tanto pelo EUROCODE 4 (18) quanto pelo CSSBI (16). Foram feitas verificações também utilizando o método da interação parcial proposto pelo EUROCODE 4 (18). Com os valores dos parâmetros “m e k”, foi gerada uma tabela unificada de carga e vãos máximos admissíveis para dimensionamento dessas lajes em construções metálicas. Os efeitos da presença de conectores de extremidade, “stud bolt”, também foi analisado. Com esses conectores houve um aumento significativo da capacidade portante das lajes, porém, o modo de colapso foi o mesmo observado nos protótipos sem conectores.

O sucesso da utilização das lajes mistas nas construções metálicas criou um ambiente propício à aplicação do sistema em estruturas usuais de concreto armado. Então, SILVA (28), no mesmo ano de 1999, analisou tanto o aspecto construtivo quanto o comportamento e a resistência dessas lajes para essa nova finalidade, sendo esta a segunda etapa da pesquisa.

Em estruturas convencionais de concreto armado, as lajes e vigas de um pavimento, em regra, são concretadas em uma única etapa, posterior à execução dos

pilares. Para que esse mesmo procedimento fosse feito no caso das lajes mistas com fôrma de aço incorporada, o “Steel Deck” deveria ser interrompido nas faces laterais das vigas, ou seja, ele não poderia penetrar nas vigas de concreto. Baseado nesse fato, o processo executivo escolhido foi o de acrescentar às fôrmas das faces laterais das vigas duas abas horizontais para apoio e fixação do “Steel Deck” através de rebites. Esse método se revelou de fácil execução e seguro, não ocorrendo nenhum deslizamento do “Steel Deck” durante a concretagem.

Uma vez que o perfil não penetrava nas vigas de extremidade, barras de aço, previamente colocadas dentro da laje, foram empregadas para a transferência dos esforços da fôrma de aço para as vigas. Para o cálculo da área necessária dessas barras, bem como de seus comprimentos dentro da laje e das vigas, utilizaram-se as prescrições da norma brasileira NBR 6118 (11). Para a verificação do comportamento e da resistência das lajes, foram realizados ensaios de dez protótipos, variando a altura total, o vão livre e o vão de cisalhamento da laje, além da espessura da fôrma de aço. Os valores empregados e os procedimentos dos ensaios foram os mesmos utilizados por MELO (23). O concreto utilizado foi de densidade usual, tendo sido especificado uma resistência característica à compressão (f_{ck}) maior ou igual a 20 MPa. Posteriormente, foram determinadas as resistências à compressão e o módulo de elasticidade estático secante (E_c) do concreto, em datas coincidentes com a realização dos ensaios dos protótipos. Os resultados ficaram sempre acima do especificado. Para as barras de transferência dos esforços empregaram-se três diferentes bitolas, 3,4; 5,0 e 6,3 mm. As bitolas de 3,4 e 5,0 mm eram de aço tipo CA-60, enquanto as de 6,3 mm do tipo CA 50.

Devido à semelhança das lajes testadas nesta etapa com a anterior, foi possível fazer uma análise comparativa entre os resultados obtidos. Essa análise revelou que os sistemas de lajes mistas aplicados em estruturas convencionais de concreto armado, do ponto de vista da capacidade de carga e dos parâmetros relativos ao estado limite de utilização, têm comportamento equivalente aos aplicados em estruturas metálicas sem conectores de extremidade (“stud bolt”), atingindo, da mesma maneira, o colapso por cisalhamento longitudinal (“shear bond”). Ao se fazer à verificação do cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal através do método “m e k”, chegou-se a

resultados praticamente iguais para os dois sistemas, o que comprova a viabilidade estrutural da aplicação das lajes mistas a estruturas prediais em concreto armado, sendo possível a utilização das mesmas tabelas de dimensionamento empregadas para as construções metálicas. É importante frisar que em nenhum ensaio verificou-se a ameaça de ruína na ligação da laje com as vigas de concreto, o que fortalece a hipótese de que as barras tiveram a atividade necessária para cumprir o seu papel na transferência dos esforços de cisalhamento longitudinal da laje mista para as vigas de extremidade.

Na terceira etapa, em 2001, CAMPOS (15) avaliou o comportamento e a resistência da laje mista contínua. Foi realizada, também, uma análise comparativa dos resultados obtidos com aqueles encontrados nas etapas anteriores.

A etapa experimental consistiu em ensaios de protótipos construídos em escala natural e submetidos a diferentes condições de carregamentos. Os ensaios foram feitos conforme mostra a Figura 2.2.

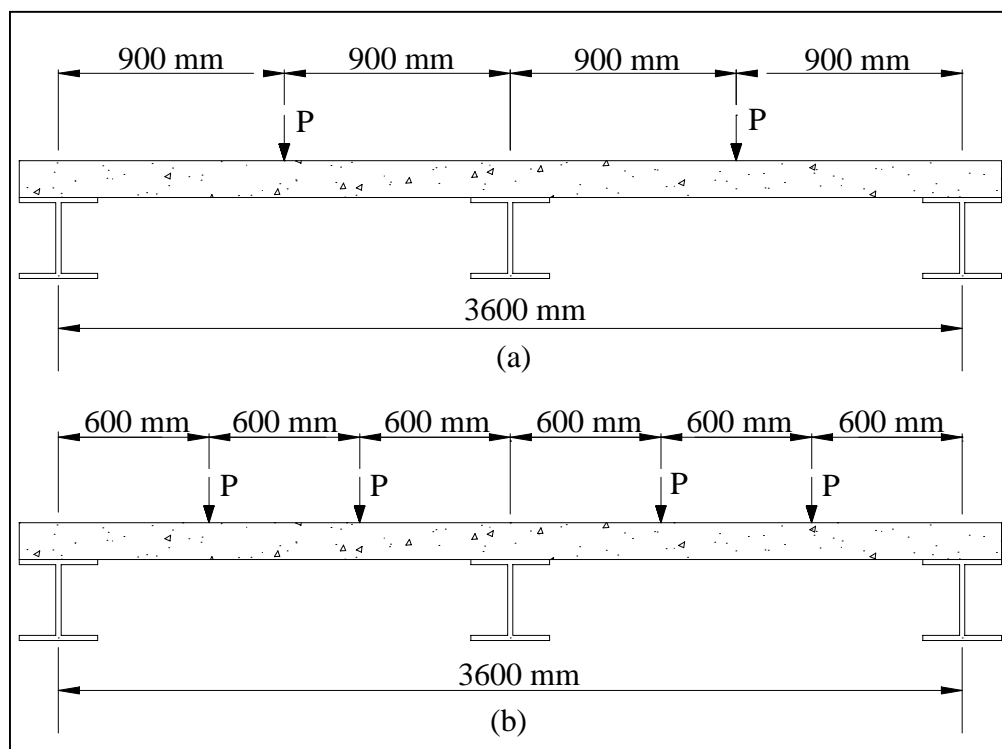


Figura 2.2 – Ensaio de continuidade da laje mista
(a) Situação I
(b) Situação II

Foram testados três protótipos para cada situação. Para a situação I, utilizou-se vão de cisalhamento igual a 900 mm e lajes com altura total igual 180 mm; para a situação II, vão de cisalhamento igual 600 mm e lajes com altura total igual 140 mm. Nos dois casos, foram utilizadas fôrmas de aço com espessura nominal de 0,80 mm. A escolha das características geométricas dos protótipos e do esquema de carga se baseou nos ensaios previamente realizados nas etapas anteriores. Foi utilizado concreto de densidade usual, tendo sido especificado uma resistência característica à compressão (f_{ck}) maior ou igual a 20 MPa. Ao se fazer os ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do concreto, juntamente com os ensaios das lajes, a resistência do concreto obtida esteve sempre acima do valor especificado.

A armadura negativa, posicionada sobre o apoio intermediário, foi dimensionada em função do momento na seção central da laje. Para cálculo do valor do momento, foi empregado o valor último do esforço cortante de extremidade obtido nos ensaios das lajes simplesmente apoiadas de mesmas características geométricas e mesmo vão de cisalhamento.

A análise dos resultados revelou um aumento significativo na capacidade portante da laje, em relação aos protótipos similares simplesmente apoiados. Durante os testes, um único modo de ruptura foi observado: combinação de cisalhamento longitudinal (“shear bond”) com escoamento da armadura negativa na região do apoio intermediário.

2.4 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE O CONCRETO ESTRUTURAL LEVE

Concreto estrutural leve, segundo o ACI 211 (1), é um concreto estrutural em todos os sentidos, exceto que, por razões de economia do custo total, o concreto é feito com agregados leves, sendo, portanto, seu peso específico aproximadamente igual a dois terços do peso específico do concreto feito com agregados naturais típicos. Desde que o objetivo primordial é o baixo peso e não a resistência, as especificações limitam o peso específico máximo permissível do concreto. Uma vez que o agregado altamente

poroso também tende a reduzir bastante a resistência do concreto, as especificações exigem uma resistência à compressão mínima aos 28 dias, para assegurar a qualidade estrutural do concreto.

O Guia de Concreto Estrutural com Agregado Leve do ACI 213R-87 (2) define concreto estrutural com agregado leve como concretos leves tendo resistência à compressão aos 28 dias acima de 17 MPa e massa específica, seca ao ar, não excedendo 1850 kg/m^3 . O concreto pode conter somente agregado leve, ou, por diversas razões, uma combinação de agregados leves e normais. Do ponto de vista da trabalhabilidade e outras propriedades, é uma prática habitual usar areia comum como agregado miúdo e limitar o tamanho nominal máximo do agregado graúdo leve a 19 mm. De acordo com o método ASTM C 330 (5), os agregados leves miúdos e graúdos não devem ter massa específica no estado solto seco maior do que 1120 kg/m^3 e 880 kg/m^3 , respectivamente. A especificação contém ainda as exigências requeridas para os agregados com respeito à granulometria, às substâncias deletérias e às propriedades do agregado para execução do concreto, tais como resistência, retração por secagem e durabilidade do concreto contendo o agregado.

As exigências das normas ASTM C 330 (5), para resistências à compressão e à tração e para massa específica unitária do concreto estrutural leve, são mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Exigências para concreto estrutural leve – ASTM C 330

Massa específica seca ao ar máx. aos 28 dias (kg/m^3)	Resistência à tração por compressão diametral mínima aos 28 dias (MPa)	Resistência à compressão mínima aos 28 dias (MPa)
	Todos os agregados leves	
1760	2,2	28
1680	2,1	21
1600	2,0	17
	Combinação de areia natural com agregado leve	
1840	2,3	28
1760	2,1	21
1680	2,1	17

Em relação aos agregados leves, a característica essencial é a elevada porosidade, que resulta numa baixa massa específica aparente. Alguns agregados leves são encontrados ao natural; outros são produzidos a partir de materiais naturais ou de subprodutos industriais. Os principais agregados naturais são a diatomita, a pedra pomes, a escória, as cinzas vulcânicas e os tufos; com exceção da diatomita, todos têm origem vulcânica. Os agregados leves, para concreto estrutural, fabricados a partir de materiais naturais são: a argila, a vermiculita e a ardósia expandidas.

A argila expandida, que foi o agregado leve utilizado nesta pesquisa, é produzida, segundo ROSSO (25), por um tratamento térmico adequado que provoca um estado semiplástico, conhecido, também, como “ponto de vitrificação incipiente”. Elas se expandem aumentando seu volume de 5 a 6 vezes, em consequência da formação de gases no interior da massa do material, formando, assim, uma estrutura altamente porosa ao resfriar-se. Para ocorrer o fenômeno é necessário que as argilas contenham alguns componentes produtores de gases no momento em que o estado semiplástico é alcançado. Reações de carbonatos e sulfetos, decomposição de compostos que contém água ou compostos orgânicos, decomposição ou redução de óxidos férricos, são os processos químicos responsáveis pelo desenvolvimento de gases, quando as argilas alcançam a temperatura de vitrificação incipiente. Embora o fenômeno não seja ainda perfeitamente definido, sabe-se que sem os componentes acima indicados ele não ocorre; portanto, se a argila for desprovida desses elementos eles deverão ser adicionados. A expansão, contudo, é realizada somente se o material adquirir viscosidade suficiente para resistir à tensão dos gases. As temperaturas necessárias para a expansão variam de 1100 a 1400°C, com o pH maior que 5 e composição química típica semelhante à da pedra pomes com conteúdo de sílica da ordem de 59%. As argilas expandidas podem ser produzidas como clínker numa grelha móvel de sinterização, ou, como agregado de forma arredondada em processo de pelotização, calcinação e expansão em forno rotativo. O segundo processo produz material de qualidades superiores.

De acordo com MEHTA E MONTEIRO (22), exame de corpos de prova rompidos de concreto com agregado leve, após o ensaio de tração, por compressão diametral, revelam claramente que, ao contrário do concreto convencional, o agregado e

não a zona de transição é geralmente o componente mais fraco do sistema. Ele ainda ressalta que, comparado ao concreto convencional, o concreto com agregado leve tem maior movimentação causada pela umidade, isto é, maior grau de retração por secagem e fluência. Em geral, lançamento, compactação e acabamento de concreto com agregado leve requerem esforço relativamente menor; conseqüentemente, mesmo abatimentos de 50 a 70 mm podem ser suficientes para obter uma trabalhabilidade similar à do concreto normal, com abatimentos de 100 a 125 mm.

A elevada capacidade de absorção do agregado leve também é importante na fase de mistura. Quando se coloca na betoneira uma certa quantidade de água, a quantidade de água disponível para molhagem do cimento e para a hidratação depende da quantidade que é absorvida pelo agregado leve. Isso varia bastante, desde zero, quando o agregado tenha sido previamente encharcado durante um tempo considerável, até uma quantidade muito grande, dependendo do tipo de agregado quando ele é seco em estufa. Entre esses dois extremos, o agregado seco ao ar colocado na betoneira provavelmente deve absorver entre 70 kg e 100 kg de água por metro cúbico de concreto, segundo o ACI 304 (3).

NEVILLE (24) ressalta que existe uma dificuldade insuperável na determinação da quantidade de água livre em concretos com agregados leves. Em conseqüência, não pode ser estabelecida a relação água/cimento com base na água livre da mistura: a relação água/cimento baseada na água total não tem sentido, pois a água absorvida pelo agregado não tem influência na formação de poros capilares, que têm efeito sobre a resistência. Por outro lado, para um dado agregado, existe uma ampla relação entre o teor de cimento do concreto e a resistência à compressão. Como o cimento tem massa específica muito maior do que o agregado leve, para cada agregado, a resistência aumenta com um aumento de massa específica, mas, dependendo do tipo de agregado, um concreto de 20 MPa, pode necessitar entre 260 kg e 330 kg de cimento por metro cúbico de concreto; resistências à compressão maiores exigem teores muitos altos de cimento; por exemplo, para 70 MPa é necessário um total de 630 kg de materiais cimentícios. Como no caso dos concretos com massa específica usual, o fumo

de sílica melhora a resistência dos concretos leves. Outros materiais cimentícios também podem ser incorporados aos concretos leves.

Em geral, para uma mesma resistência de concreto, o teor de cimento em concretos leves é maior do que em concretos convencionais; a altas resistências o aumento de cimento pode chegar a mais de 50%. Um elevado teor de cimento dos concretos leves significa que ele tem uma relação água/cimento baixa, embora desconhecida, de modo que a resistência da matriz é alta. As partículas de agregado graúdo são relativamente fracas e sua resistência pode ser um fator limitador da resistência do concreto em função do fendilhamento que ocorre nessas partículas na direção normal à da carga aplicada. No entanto, não existe uma relação definida entre a resistência do agregado e a resistência do concreto.

Uma importante característica do agregado leve é a boa aderência entre o agregado e a pasta hidratada de cimento que o envolve, sendo conseqüência de vários fatores. Em primeiro lugar, a textura áspera da superfície de muitos agregados leves resulta em um intertravamento mecânico entre os dois materiais. De fato, muitas vezes, ocorre uma certa penetração da pasta de cimento para o interior dos poros abertos na superfície das partículas de agregado graúdo. Em segundo lugar, os módulos de elasticidade das partículas de agregado leve e da pasta de cimento não são muito diferentes. Em conseqüência, não são induzidas tensões diferenciais entre os dois materiais pelas cargas aplicadas ou por variações térmicas ou higroscópicas. Em terceiro lugar, a água absorvida pelo agregado no momento da mistura se torna, com o tempo, disponível para a hidratação do cimento não hidratado remanescente. NEVILLE (24) ressalta que, como boa parte dessa hidratação adicional ocorre na região da interface agregado-pasta, torna-se mais forte a aderência entre o agregado e a matriz.

O módulo de elasticidade, de acordo com NEVILLE (24), pode ser expresso em função da resistência à compressão. No entanto, devido à melhor aderência da pasta com as partículas, o concreto com agregado leve apresenta uma ação combinada particularmente boa, de modo que as propriedades elásticas do agregado têm maior influência sobre o módulo de elasticidade do concreto do que no caso de concretos com agregados normais. Como as propriedades elásticas do agregado não são influenciadas

pelo teor de vazios e, portanto, nem pela massa específica aparente, o módulo de elasticidade do concreto com agregado leve pode ser expresso em função da massa específica do concreto, bem como da sua resistência à compressão.

Para resistências de até 41 MPa, o ACI 318-99 (4) apresenta uma expressão para o módulo de elasticidade estático secante do concreto, E_c , dada por:

$$E_c = 43 \cdot 10^{-6} \cdot \rho^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c}, \quad (2.6)$$

onde:

E_c = módulo de elasticidade estático secante, em GPa;

ρ = massa específica do concreto, em kg/m^3 , e

f'_c = resistência à compressão determinada em cilindros, em MPa.

Essa expressão é válida para valores de massa específica entre 1440 kg/m^3 e 2480 kg/m^3 .

Quanto aos concretos leves com resistência entre 60 MPa e 100 MPa, a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão parece ser melhor representada pela expressão proposta por ZHANG E GJORV (32):

$$E_c = 9,5 \cdot f_c^{0,3} \cdot \left(\frac{\rho}{2400} \right)^{1,5}. \quad (2.7)$$

Os termos da expressão acima são os mesmos da relação proposta pelo ACI 318-99.

NEVILLE (24) indica que em concretos feitos com argila expandida ou cinza volante sinterizada encontraram-se valores do módulo de elasticidade entre 18 GPa e 26 GPa, isto é, tipicamente 12 GPa menos do que concretos com agregados naturais típicos com iguais resistências, no intervalo entre 50 MPa e 90 MPa. O módulo de elasticidade menor dos concretos leves permite maiores deformações finais do que os concretos convencionais com igual resistência.

Analisando agora a permeabilidade do concreto estrutural leve, NEVILLE (24) afirma que, como geralmente é descontínuo o sistema de poros dos agregados leves, a porosidade das próprias partículas do agregado não tem influência sobre a permeabilidade do concreto, que é baixa em relação ao concreto convencional. Essa baixa permeabilidade é devida a vários fatores: menor relação água/cimento na pasta, melhora na qualidade da região da interface em torno do agregado de modo que não se formam percursos mais fáceis em volta do agregado e melhor compatibilidade do módulo de elasticidade do agregado e da matriz resultando em uma menor microfissuração sob carga ou por efeito de variações térmicas. Além disso, o suprimento de água pelo agregado possibilita o prosseguimento da hidratação do cimento com uma conseqüente redução da permeabilidade.

Outra característica importante do concreto estrutural leve, de acordo com NEVILLE (24), é a sua baixa condutividade térmica e baixo coeficiente de dilatação térmica, que reduz o aumento da temperatura da armadura em caso de incêndio. A combinação desses dois fatores é benéfica no caso de exposição ao fogo. Além disso, o agregado é estável a temperaturas elevadas, tendo ele mesmo sido processado a uma temperatura acima de 1100°C.

Da análise sobre as aplicações do concreto estrutural leve em edificações, nota-se que, embora ele custe mais do que o concreto convencional (cerca de 10 a 15%) por metro cúbico, a estrutura pode custar menos, como resultado da redução do peso próprio e do menor custo das fundações. A construção, em concreto leve, do tabuleiro da ponte São Francisco - Oakland Bay, em 1936, resultou na economia de 3 milhões de dólares em aço. Desde então, numerosos tabuleiros de pontes em concreto leve foram construídos em todo o mundo. A resistência não é o fator de maior importância em lajes de pisos; portanto, uma grande quantidade de agregado leve é usada para reduzir o peso próprio do concreto em pisos de edifícios altos. Um exemplo dessa aplicação é o Lake Point Tower, em Chicago, Illinois, construído em 1968, com 71 pavimentos. As lajes de piso, do segundo ao septuagésimo andar e a área da garagem foram executadas em concreto moldado "in loco", com uma massa específica de 1730 kg/m³ e uma resistência à compressão aos 7 dias de 20 a 22 MPa. O Australian Square, em Sidney, Austrália, terminado em 1967, é uma torre circular (50 pavimentos), de 184 m de altura, e 42,5 m

de diâmetro. Uma economia de 13% no custo da construção foi conseguida, com o uso de 30 000 m³ de concreto leve nas vigas e lajes acima do sétimo andar. O concreto tinha uma resistência à compressão média de 34 MPa e uma massa específica média de 1792 kg/m³, aos 28 dias. O One Shell Plaza, em Houston, Texas, construído em 1969, é uma estrutura toda em concreto leve, de 52 pavimentos. Caso tivesse sido usado concreto de densidade usual, somente uma estrutura com 35 andares poderia ter sido projetada com segurança, devido ao limite de capacidade portante do solo (MEHTA E MONTEIRO (22)).

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO E FABRICAÇÃO DOS PROTÓTIPOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será apresentada a especificação dos protótipos analisados, compreendendo suas principais características. Detalham-se, também, os materiais utilizados com os respectivos ensaios de caracterização. Por fim, uma descrição do processo de execução e de preparação para ensaio dos protótipos é apresentada.

3.2 - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Conforme explicitado no capítulo 1, para pesquisar o comportamento e a resistência das lajes mistas construídas com concreto estrutural leve, protótipos com diferentes combinações de espessura total da laje, comprimentos e espessura da fôrma de aço foram construídos e testados em laboratório, seguindo os critérios do EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19) e do CSSBI (16). As dimensões dos protótipos foram similares aos testados anteriormente por MELO (23), o que permitiu fazer uma análise comparativa com as lajes mistas fabricadas com concreto de densidade usual.

A Tabela 3.1 fornece as características dos protótipos utilizados nesta pesquisa tais como a nomenclatura e suas dimensões nominais. Para facilitar futuras comparações, a tabela apresenta também a correspondência com os protótipos ensaiados por MELO (23).

Tabela 3.1 - Características dos protótipos

Série	Nº do protótipo	Nº do protótipo de MELO	Espessura do Steel Deck (mm)	Vão da laje (mm)	Vão de cisalhamento (mm)	Altura total (mm)
A	1 2	1	0,8	1800	450	130
B	3 4	2	0,8	1800	600	140
C	5 6	7	1,25	1800	450	130
D	7 8	8	1,25	1800	600	140
E	9 10	5	0,8	3600	900	180
F	11 12	11	1,25	3600	900	180
G	13 14	5	0,8	3600	900	180

3.3 - MATERIAIS UTILIZADOS

3.3.1 - FÔRMA DE AÇO

O perfil de aço utilizado como fôrma incorporada na laje mista, nesta e em outras pesquisas realizadas na UFMG, é o “Steel Deck” MF-75 produzido pela METFORM S.A. É um perfil conformado a frio, fabricado com aço especial galvanizado, ZAR-280, e, comercialmente, encontrado nas espessuras 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm. É um tipo de fôrma trapezoidal com mossas, cuja geometria auxilia no processo de travamento mecânico, fundamental para o desenvolvimento da ação composta com o concreto. Para este estudo foram utilizados perfis com espessuras nominais de 0,8 e 1,25 mm. A Tabela 3.2 fornece as dimensões e propriedades geométricas dos perfis enquanto a Figura 3.1 mostra a seção transversal típica.

Tabela 3.2 - Dimensões e propriedades geométricas por metro de largura do “Steel Deck” MF-75

Espessura nominal da chapa (mm)	t_e (mm)	b_d (mm)	d_d (mm)	A_p (mm ²)	W_d (kN/m ²)	Y_{cg} (mm)	I_{sf} (mm ⁴)
0,80	0,76	820	75	1112	0,0925	37,49	1017138
1,25	1,21	820	75	1771	0,1446	37,72	1666741

Na tabela t_e é a espessura da chapa sem a camada de galvanização, b_d a largura, d_d a altura e A_p a área. O termo W_d corresponde ao peso próprio por metro quadrado, Y_{cg} à distância do centro de gravidade à extremidade inferior do perfil e I_{sf} ao momento de inércia da seção transversal.

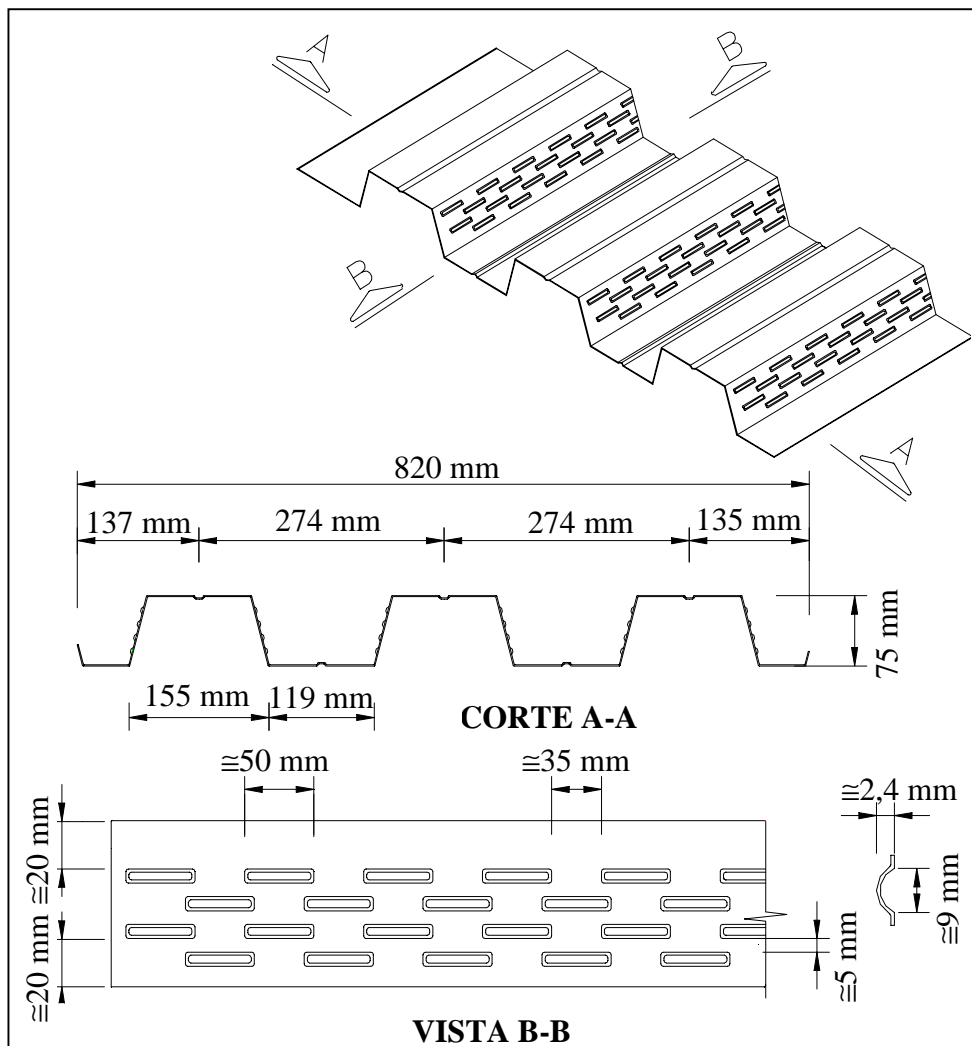


Figura 3.1 – Características do perfil de aço utilizado

As propriedades mecânicas do aço empregado na fabricação das fôrmas foram obtidas a partir de ensaios de tração efetuados seguindo as prescrições da NBR 6152 (12). Nos ensaios foi utilizada uma máquina universal servocontrolada da marca INSTRON modelo 4482 com capacidade para 100 kN de propriedade do Departamento de Materiais da Escola de Engenharia da UFMG. Para cada espessura utilizada foram empregados três corpos de prova cujas dimensões estão indicadas na Figura. 3.2. A Tabela 3.3 apresenta os valores médios dos resultados obtidos nos ensaios para cada espessura.

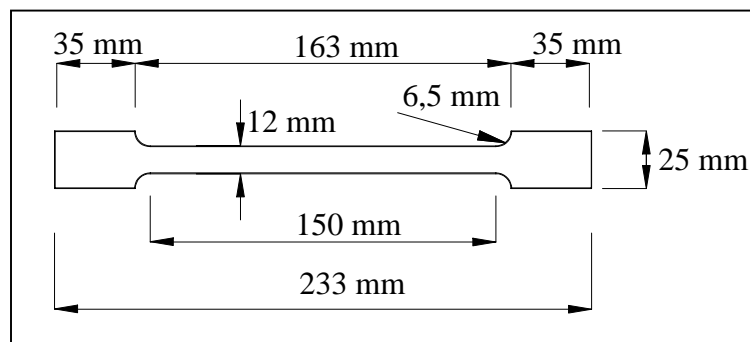


Figura 3.2 – Dimensões dos corpos de prova usados nos ensaios de caracterização do aço do perfil metálico

Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas da chapa utilizada na fabricação do “Steel Deck” MF-75

Propriedades mecânicas	t = 0,80 mm	t = 1,25 mm
Tensão de escoamento (MPa)	347	360
Limite de resistência (MPa)	440	440
Módulo de elasticidade (MPa)	199867	228462
Porcentagem de alongamento na ruptura (%)	30,1	36,2

Os valores das tensões de escoamento encontrados, em ambas espessuras, foram maiores do que a tensão de escoamento nominal do aço ZAR 280 que é de 280 MPa. O módulo de elasticidade superou, em aproximadamente 11%, o módulo de elasticidade nominal de 205000 MPa para a espessura de 1,25 mm e ficou aquém, em aproximadamente 3%, para a espessura de 0,80 mm. As porcentagens finais de alongamento, 30,1% e 36,2%, indicam a grande ductilidade do aço empregado. As Figuras 3.3 e 3.4, a seguir, apresentam os gráficos “tensão x deformação”

representativos dos aços correspondentes às espessuras de 0,80 mm e 1,25 mm respectivamente.

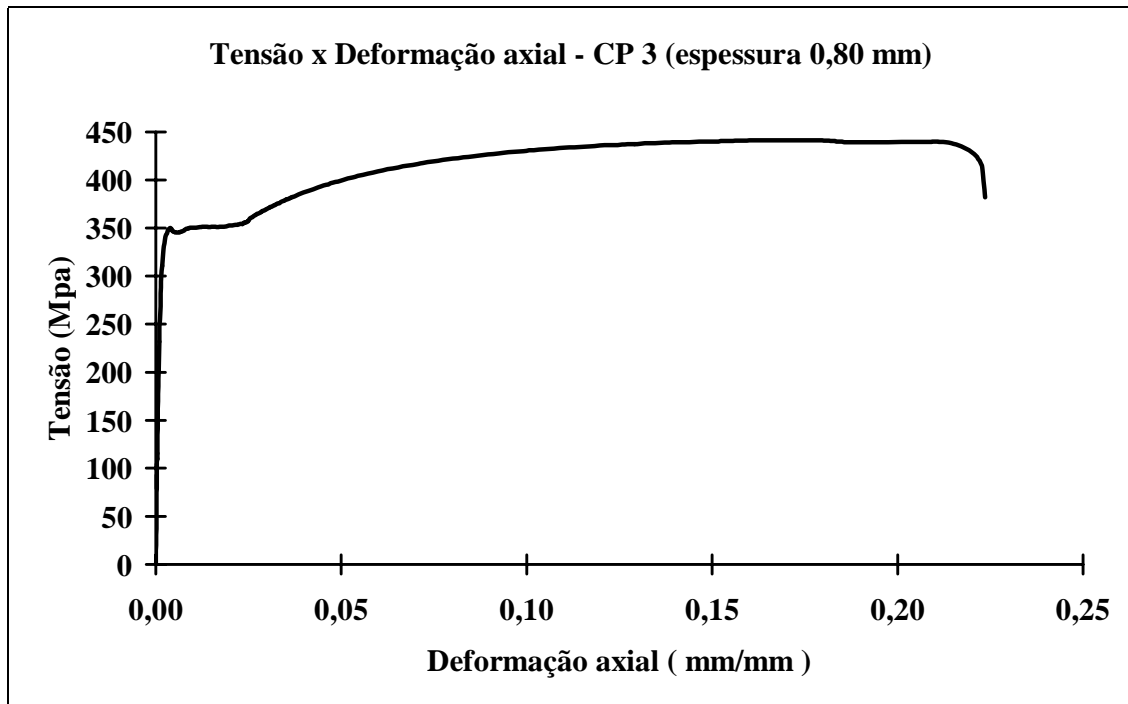


Figura 3.3 – Relação tensão x deformação axial - espessura 0,80 mm

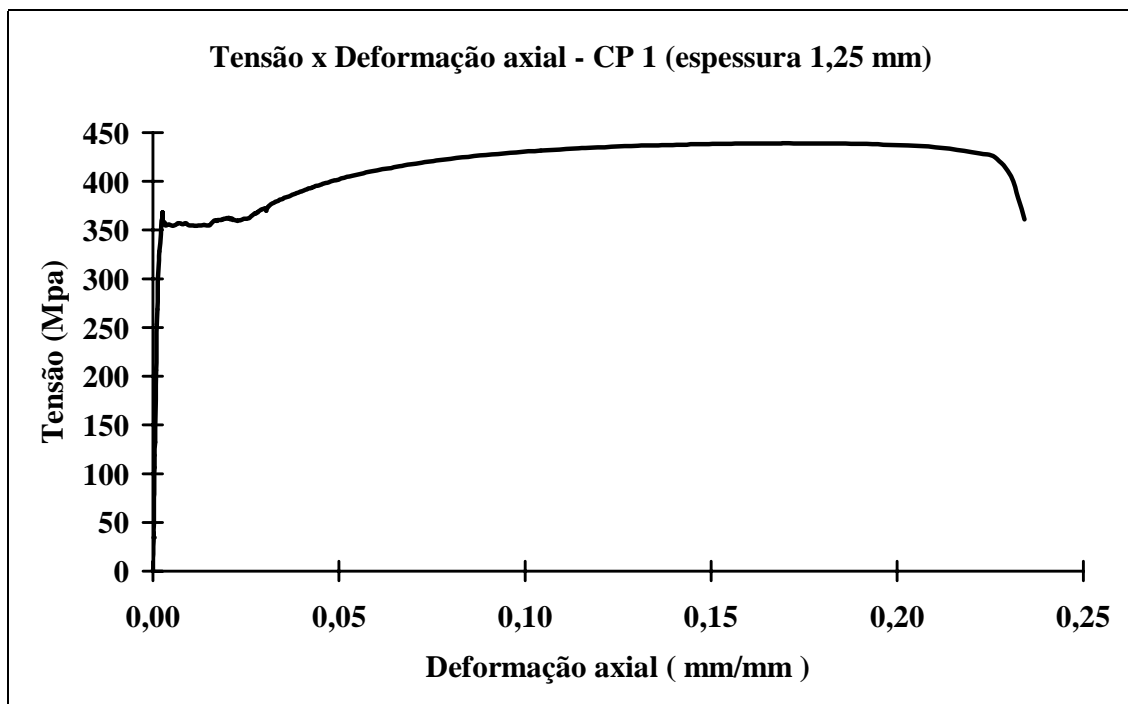


Figura 3.4 – Relação tensão x deformação axial - espessura 1,25 mm

3.3.2 - CONCRETO ESTRUTURAL LEVE

O concreto estrutural leve a ser utilizado tinha como premissas básicas uma resistência característica à compressão, f_{ck} , de no mínimo 20 MPa, e uma massa específica de no máximo 1800 kg/m^3 , como recomenda o ASTM C 330 (5). Havia também a exigência do mesmo poder ser bombeado, já que na maioria das obras o bombeamento se tornou uma necessidade em função dos cronogramas de execução.

O traço preliminar do concreto, a ser utilizado na confecção das lajes mistas, foi desenvolvido pela Central Beton Ltda., respeitando as características mencionadas acima. Após várias tentativas para compatibilizar a resistência do concreto à massa específica desejada, chegou-se à composição denominada TRAÇO I que foi empregada nos protótipos das séries A até D. No momento da concretagem, verificou-se que o traço I não pôde ser bombeado fazendo com o concreto desses protótipos fosse transportado por padiolas e lançado manualmente. Esse fato ocasionou, então, a busca de um novo traço que pudesse ser bombeado. Esta nova composição foi denominada TRAÇO II que pôde ser bombeado, sendo utilizada na execução dos protótipos das séries E e F. Em função de uma maior quantidade de cimento utilizada na confecção do traço; da massa específica no estado fresco e endurecido do concreto confeccionado com esse traço ter sido maior do que o estipulado de 1800 kg/m^3 ; da resistência à compressão aos 28 dias ter sido muito elevada e do comportamento apresentado pelos protótipos das séries E e F ter sido destoante em relação aos outros protótipos da série A à D (ver capítulo 5), houve a necessidade de se buscar um novo traço. Esse último traço utilizou uma composição intermediária entre o TRAÇO I e o TRAÇO II: esta última composição foi denominada TRAÇO III, com a qual foram fabricados e testados mais dois protótipos, esses protótipos corresponderam à série G.

A composição dos traços bem como os procedimentos e resultados dos ensaios de caracterização do concreto são apresentados a seguir.

Composição dos Traços

Para a composição do TRAÇO I foi empregado pó de pedra de calcário e areia natural lavada quartzosa como agregados miúdos; para agregado graúdo utilizou-se argila expandida Cinexpan 1506 com tamanho máximo de 15 mm. Após algumas modificações para compatibilizar a resistência do concreto ao peso específico desejado, chegou-se à seguinte proporção em peso seco: 1:0,55:2,12:1,02 (cimento, pó de pedra, areia quartzosa e argila expandida). O consumo de cimento (CPV ARI RS) foi de 350 Kg/m³ de concreto e a relação água/cimento igual a 0,63. A quantidade de aditivo plastificante retardador (CHRYSO BET 151) adicionada ao concreto foi de 0,30% em peso do cimento. O ensaio de “slump” indicou um abatimento de 60 ± 10 mm.

Na composição do TRAÇO II foi empregado pó de pedra de calcário e areia natural lavada quartzosa como agregados miúdos; para agregado graúdo utilizou-se argila expandida Cinexpan 0500 com tamanho máximo de 5 mm. A proporção em peso seco é: 1:0,51:1,15:0,89 (cimento, pó de pedra, areia quartzosa e argila expandida). O consumo de cimento (CPV ARI RS) foi de 425 Kg/m³ de concreto e a relação água/cimento igual a 0,65. A quantidade de aditivo plastificante retardador (CHRYSO BET 151) adicionada ao concreto foi de 0,33% em peso de cimento. O ensaio de “slump” indicou um abatimento de 200 ± 20 mm.

Para o TRAÇO III empregou-se apenas areia natural como agregado miúdo e a argila expandida empregada como agregado graúdo foi a Cinexpan 1000, de tamanho máximo igual a 10 mm. Com estas modificações as proporções em peso seco ficaram: 1:2,34:0,99 (cimento, areia quartzosa e argila expandida). O consumo de cimento (CPV ARI RS) voltou a ser de 350 Kg/m³ de concreto e a relação água/cimento foi igual a 0,60. O teor de aditivo plastificante retardador (CHRYSO BET 151) adicionado ao concreto foi de 0,35% em relação ao peso do cimento. O ensaio do “slump” indicou um valor de abatimento de 200 ± 20 mm.

Ensaio de Caracterização

Realizaram-se, ao longo deste trabalho, ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do concreto, para a determinação dos traços ótimos que seriam utilizados nas lajes mistas e para se ter um controle sobre o concreto empregado. As propriedades investigadas foram a massa específica do concreto, sua resistência à compressão uniaxial (f_c) e o módulo de elasticidade estático secante (E_c). Avaliou-se também a relação tensão deformação na compressão para o concreto utilizado. A caracterização da resistência à compressão do concreto foi feita seguindo as prescrições da NBR 5739 (9); o módulo de elasticidade secante foi calculado de acordo com a NBR 8522 (7), tendo-se como tensão superior o valor correspondente a 40% da tensão de ruptura à compressão.

Tabela 3.4 - Massa específica do concreto

Traço	Idade do concreto (dias)	Massa Específica (kg/m ³)
I	fresco	1760
	3	1607
	7	1636
	28	1644
	270	1565
	306	1560
	327	1543
II	fresco	1862
	3	1886
	7	1895
	28	1902
	35	1892
	41	1888
	51	1903
	55	1900
III	fresco	1795
	3	1761
	7	1701
	28	1673
	32	1664
	43	1657

A massa específica do concreto correspondente a cada traço foi avaliada tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. Neste último foram realizadas medidas nas idades de 3, 7, 28 dias bem como nas datas correspondentes aos ensaios dos protótipos. A Tabela. 3.4 apresenta os valores médios obtidos para cada traço. Pela tabela pode-se notar que para os traços I e III a massa específica no estado fresco satisfaz a premissa básica do estudo, ficando abaixo do valor estimado de 1800 kg/m^3 , e no estado endurecido os valores da massa específica obtidos satisfizeram plenamente esse quesito também. Já o TRAÇO II teve a massa específica no estado fresco e endurecido superior ao estimado, tendo a mesma uma pequena variabilidade ao longo do tempo, o que permite dizer que a retração do concreto confeccionado com esse traço foi muito pequena.

Para caracterização da evolução da resistência à compressão dos TRAÇOS I e II foram utilizados para cada traço 6 corpos de prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, divididos em 3 grupos de 2 cilindros, rompidos aos 3, 7 e 28 dias de idade, respectivamente. Os ensaios do TRAÇO I foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFMG, tendo sido utilizado uma prensa hidráulica da marca Alfred J. Amsler & Co. com capacidade de 1000 kN e os ensaios do TRAÇO II foram realizados no Laboratório de Estruturas da UFOP. Na idade de 28 dias foi determinado também o módulo de elasticidade estático secante do TRAÇO I, empregando-se 2 cilindros com as mesmas dimensões.

Posteriormente, em datas correspondentes à realização dos ensaios dos protótipos fabricados com o TRAÇO I, foi determinada a resistência à compressão do concreto e a relação “tensão x deformação” na compressão. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura. Desta vez os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica de Rocha da Escola de Engenharia da UFMG, em uma máquina servo controlada MTS ROCK MECHANICS modelo 815 com capacidade de 2700 kN.

Como a massa específica e a resistência à compressão do concreto feito com o TRAÇO II apresentaram pouca variabilidade ao longo do tempo e os protótipos confeccionados com esse traço foram ensaiados em datas muito próximas, foi determinado o módulo de elasticidade estático secante do TRAÇO II apenas para a idade de 55 dias, sendo essa representativa às demais datas.

Para caracterização do concreto correspondente ao TRAÇO III foram utilizados novamente corpos de prova cilíndricos, mas com dimensões de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. A resistência à compressão e a relação tensão deformação na compressão foram avaliadas aos 3, 7 e 28 dias, bem como nas datas de ensaios dos protótipos, correspondentes às idades de 32 e 43 dias para o concreto. A partir da relação “tensão x deformação” na compressão foi determinado o módulo de elasticidade estático secante. Para este concreto, todos os corpos de prova foram ensaiados na máquina servo controlada MTS ROCK MECHANICS modelo 815.

Os ensaios para determinação da relação “tensão x deformação” na compressão foram realizados com controle da taxa de deformação. Como a máquina universal empregada permite o controle tanto da deformação axial quanto da deformação transversal, resolveu-se monitorar o ensaio através de uma taxa de deformação transversal constante, visto ser o concreto um material frágil. Para avaliação das deformações foram colocados três transdutores, dois axiais e um transversal, em cada corpo de prova, como pode ser visto nas Figuras 3.5 a 3.7. Estes transdutores estavam ligados ao sistema de aquisição de dados da máquina universal controlado por um microcomputador.



Figura 3.5 – Detalhe da colocação dos transdutores axiais e transversal

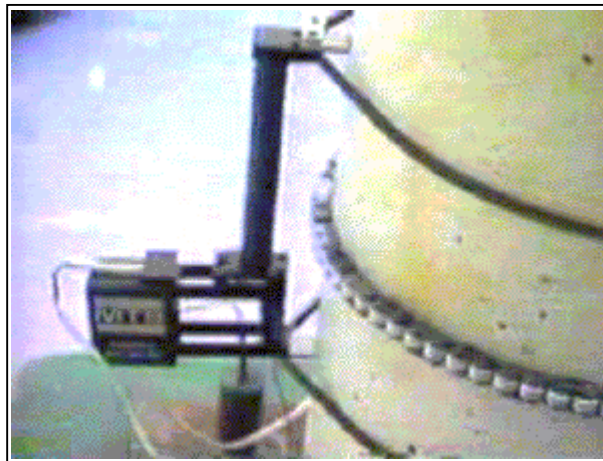


Figura 3.6 – Detalhe do transdutor axial

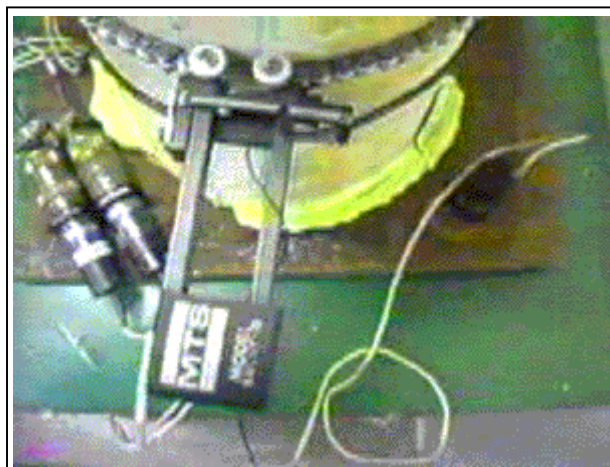


Figura 3.7 – Detalhe do transdutor transversal

Os valores obtidos para a resistência à compressão e para o módulo de elasticidade estático secante nas diferentes idades estão apresentados na Tabela 3.5. O valor do módulo de elasticidade calculado de acordo com a Equação 2.6 proposta pelo ACI 318-99 (4) também se encontra na tabela.

Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas do concreto

Traço	Idade do concreto (dias)	f_c (MPa)	E_c (MPa)	E_{ACI} (MPa)	E_{ACI} / E_c
I	3	10,80	-----	-----	-----
	7	18,11	-----	-----	-----
	28	24,80	13678	14274	1,04
	270	26,88	15148	13812	0,91
	306	27,22	14176	13821	0,97
	327	24,70	13379	12956	0,97
II	3	19,07	-----	-----	-----
	7	32,93	-----	-----	-----
	28	37,63	-----	-----	-----
	35	34,07	-----	-----	-----
	41	28,66	-----	-----	-----
	51	33,14	-----	-----	-----
	55	32,40	20855	20254	0,99
III	3	13,27	12087	11571	0,96
	7	18,58	13843	13005	0,94
	28	23,49	14543	14264	0,98
	32	24,16	14602	14341	0,98
	43	24,86	14903	14458	0,97

A análise dos resultados dos TRAÇOS I e III revela que os valores obtidos para a resistência à compressão aos 28 dias satisfazem plenamente as premissas básicas do estudo, ficando acima do valor estimado de 20 MPa, e os valores encontrados para o módulo de elasticidade estático secante apresentam ótima correlação com a equação proposta pelo ACI 318-99 (4). Já o resultado da resistência à compressão aos 28 dias do TRAÇO II ficou muito acima dos valores encontrados para os outros traços, o que pode ser explicado pelo fato de terem sido utilizadas uma quantidade de cimento maior e uma argila expandida de tamanho máximo bem menor em relação aos TRAÇOS I e III, fazendo com que o concreto ficasse mais compacto com menos espaços vazios, o que

tornou o concreto mais resistente. E devido ao fato da massa específica e a resistência à compressão desse traço serem maiores em relação aos TRAÇOS I e III, o seu o módulo de elasticidade estático secante também foi muito maior.

As Figuras 3.8 e 3.9 apresentam, respectivamente, a relação “tensão x deformação” representativas do concreto do TRAÇO I na idade de 270 dias bem como do TRAÇO III na idade de 43 dias. A análise dos gráficos indica que, embora os concretos tenham sido confeccionados com traços diferentes e ensaiados em idades bastante distintas, praticamente não houve diferença no comportamento “tensão x deformação” dos mesmos.

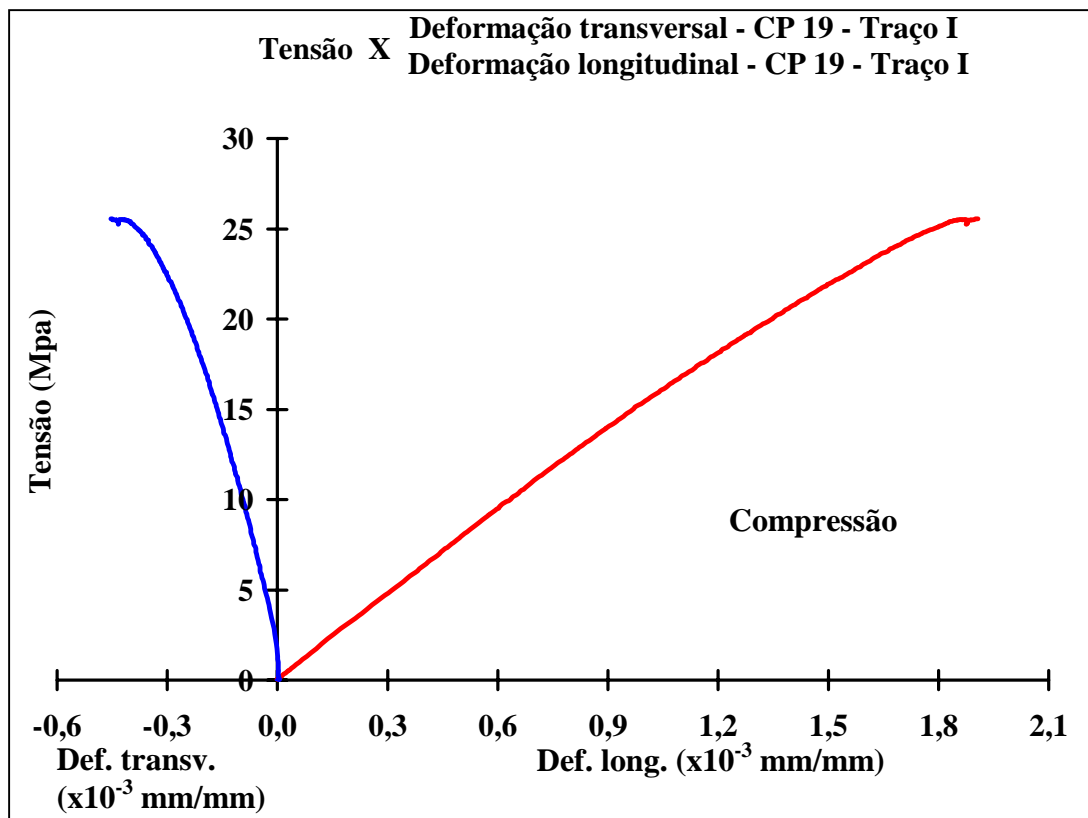


Figura 3.8 – Relação tensão x deformação do Traço I – Idade de 270 dias

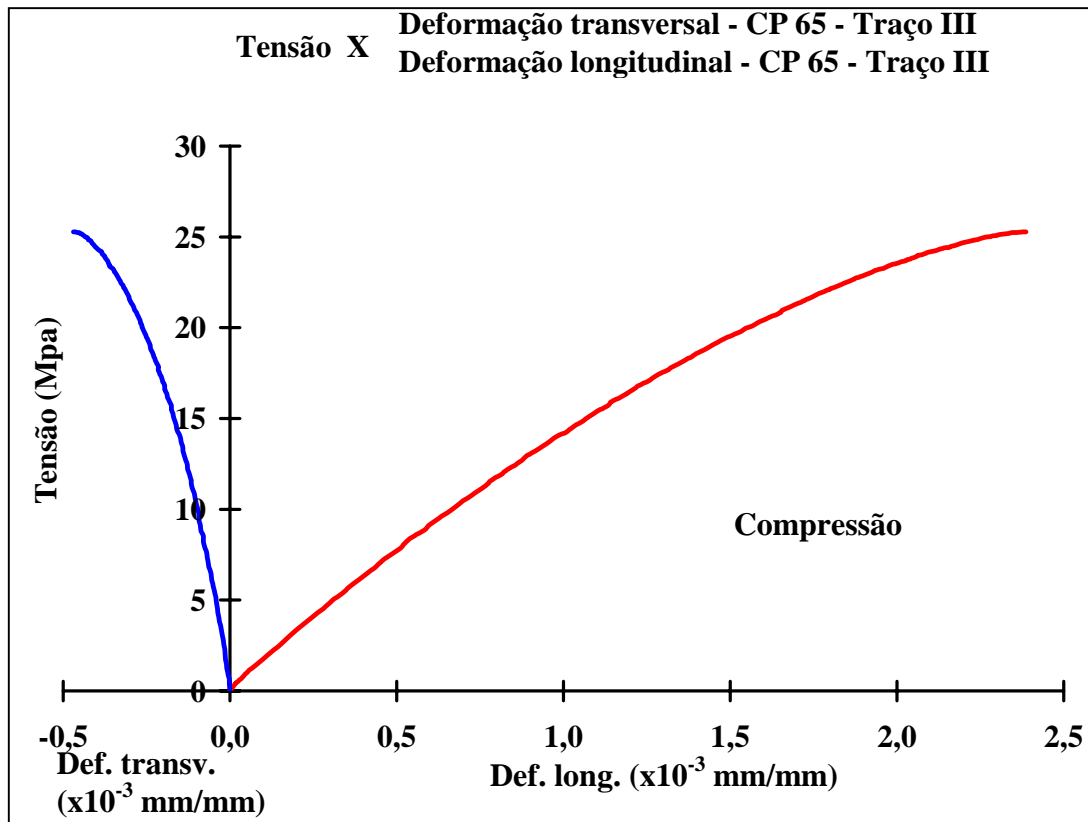


Figura 3.9 – Relação tensão x deformação do Traço III – Idade de 43 dias

Para se verificar as diferenças na relação “tensão x deformação” na compressão bem como no valor do módulo de elasticidade de um concreto de densidade convencional para um concreto leve, foi feito um estudo comparativo do concreto desta pesquisa com o produzido por SILVEIRA (29) em sua dissertação de mestrado. O traço do concreto de densidade usual utilizado para a comparação foi o CS-212 II, onde foram empregados areia natural como agregado miúdo e cascalho rolado como agregado graúdo, de tamanho máximo igual a 19 mm. As proporções em peso seco eram de: 1:0,1:3,93:6,45 (cimento, CP II F 32; sílica ativa; areia quartzosa e cascalho). O consumo de cimento equivalente foi de 212 kg/m^3 de concreto e a relação A/C foi igual a 0,72. Os teores de aditivo plastificante retardador (RX-332 N) e de aditivo

superplastificante (RX-3000 A) adicionados ao concreto foram de 0,24% e 1,5%, respectivamente, em relação ao peso do cimento. O ensaio do “slump” indicou um valor de abatimento de aproximadamente 40 mm, tendo o concreto 2,5% de ar incorporado. Para o concreto leve empregou-se o TRAÇO III.

A Tabela 3.6 apresenta os resultados das propriedades investigadas dos diferentes concretos bem como a data de realização dos ensaios. Na Figura 3.10 mostra a relação “tensão x deformação” na compressão.

Tabela 3.6 – Análise comparativa entre os resultados obtidos para o concreto estrutural leve e o concreto de densidade usual

Tipo de concreto	Massa específica no estado fresco (kg/m ³)	Idade do concreto (dias)	f _c (MPa)	E _c (MPa)
concreto convencional - CS-212 II	2292	28	23,00	23514
concreto leve - CP59 - TRAÇO III	1795	28	23,70	14423

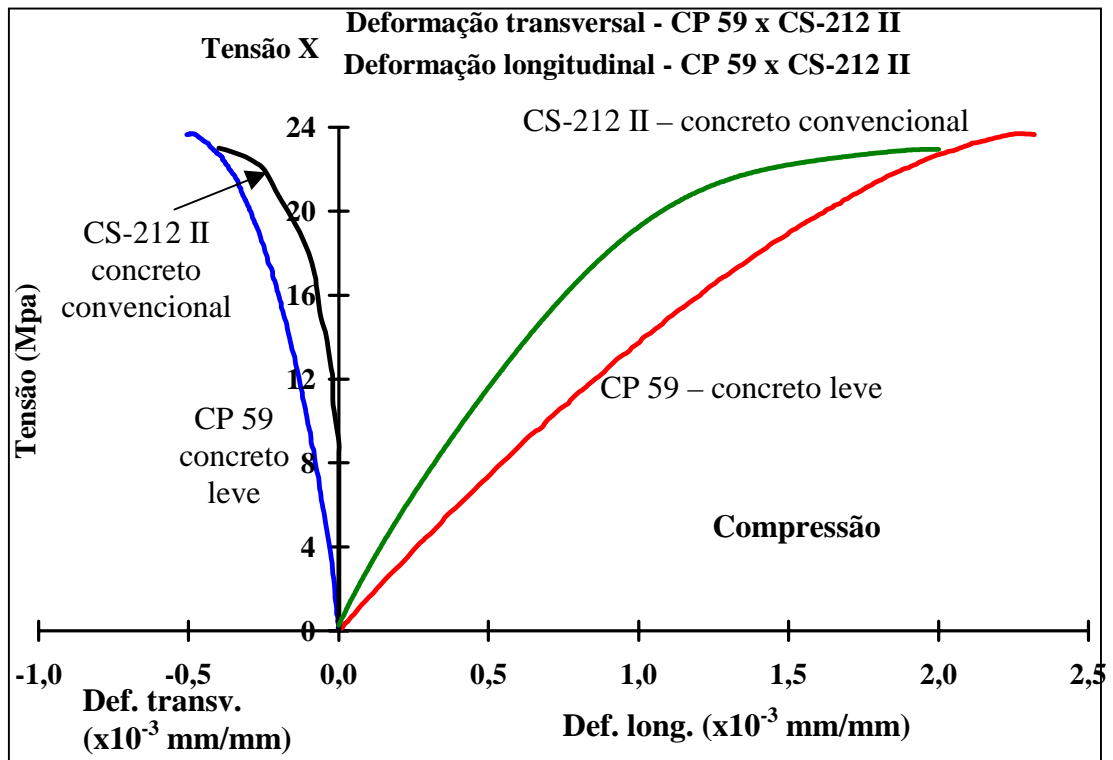


Figura 3.10 – Relação tensão x deformação – Concreto leve versus concreto normal

A análise da Tabela 3.6 indica que a massa específica do concreto convencional, no estado fresco, é cerca de 28% maior do que o concreto estrutural leve utilizado nesta pesquisa. Por outro lado, a resistência à compressão na idade de 28 dias é praticamente a mesma. A relação “tensão x deformação” revela uma rigidez bem maior do concreto convencional em relação ao concreto leve, indicando que para uma mesma tensão, as deformações no concreto convencional são bem menores do que no concreto leve. Isto também fica bem demonstrado nos valores obtidos para o módulo de elasticidade estático secante apresentados na Tabela 3.6.

3.4 - PROCESSO DE EXECUÇÃO DOS PROTÓTIPOS

Na preparação dos protótipos para os testes, chapas de aço foram soldadas nas extremidades da fôrma de cada protótipo, de tal forma a simular a prática construtiva real de se fixar a fôrma à mesa superior da viga de aço de apoio. Todos os protótipos foram moldados apoiados em vários pontos ao longo do vão. Certamente isto não é o que acontece no campo, onde o sistema geralmente só é apoiado em suas extremidades durante o lançamento do concreto. Entretanto, por estarem apoiados em vários pontos ao longo do vão, a altura da laje dos protótipos moldados no laboratório é menor e mais uniforme do que os moldados em campo, o que leva a valores de resistência ligeiramente conservativos em relação à prática, principalmente quando se considera o cisalhamento longitudinal, já que esse é diretamente proporcional à altura efetiva da laje mista.

Com função de evitar o aparecimento de fissuras oriundas da retração e variação térmica do concreto, foi colocada uma armadura de aço, consistindo de tela soldada, confeccionada a partir de barras trefiladas em aço com limite de escoamento de 600 MPa, localizada no topo da laje com um cobrimento de, aproximadamente, 20 mm. A área de aço mínima dessa malha, nas duas direções, era de pelo menos 0,1% da área do concreto acima da fôrma de aço.

Antes do lançamento do concreto, foram feitos testes de “slump”, para verificar a consistência do mesmo e medidas de sua massa específica no estado fresco,

para garantir que o valor máximo estipulado de 1800 kg/m^3 não seria ultrapassado. O concreto das lajes e dos corpos de prova cilíndricos foi vibrado com vibrador do tipo agulha.

Todos os protótipos foram desformados depois de 3 dias e mantidos úmidos e cobertos com sacos de aniagem até o concreto completar 7 dias. Os protótipos, juntamente com os cilindros, foram então curados ao ar livre, até serem transportados da METFORM S.A., onde foram concretados, para o Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, exceto os protótipos das séries E e F que foram concretados e curados dentro do Laboratório de Estruturas da UFOP, onde a cura se deu em um ambiente fechado e o manuseio dos protótipos só foi o estritamente necessário para transportá-los para o aparato de ensaio.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DOS PROTÓTIPOS E INSTRUMENTAÇÃO

4.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados os procedimentos adotados nos ensaios, bem como o detalhamento do processo de instrumentação e dos aparatos empregados para se verificar o comportamento e a resistência das lajes mistas.

4.2 - APARATO DE CARGA

As cargas transmitidas aos protótipos do sistema de laje mista foram aplicadas por um atuador hidráulico preso a um pórtico de reação. Utilizou-se uma bomba para o acionamento do pistão do atuador, que possui linhas de fluxo e retorno que possibilitam o movimento desse pistão em dois sentidos. Um sistema de vigas metálicas, conforme mostra a Figura 4.1, foi empregado para transmitir as cargas aos protótipos, que se encontravam apoiados em blocos de concreto. Pode-se observar, pela figura, que cada protótipo foi ensaiado na condição de simplesmente apoiado e submetido a um carregamento com duas linhas de carga equidistantes dos apoios, o que ocasiona uma flexão pura entre as linhas de carga e esforço cortante constante entre os pontos de aplicação de carga e o apoio mais próximo. Como mostram as Figuras 4.2 e 4.3, sob cada linha de carga foi utilizada uma chapa de aço e uma tira de borracha para distribuir o carregamento o mais uniformemente possível. Assumiu-se que qualquer restrição longitudinal indesejável foi eliminada pelo sistema de apoios móvel e fixo atuando em conjunto com o sistema esférico da unidade de aplicação de carga.

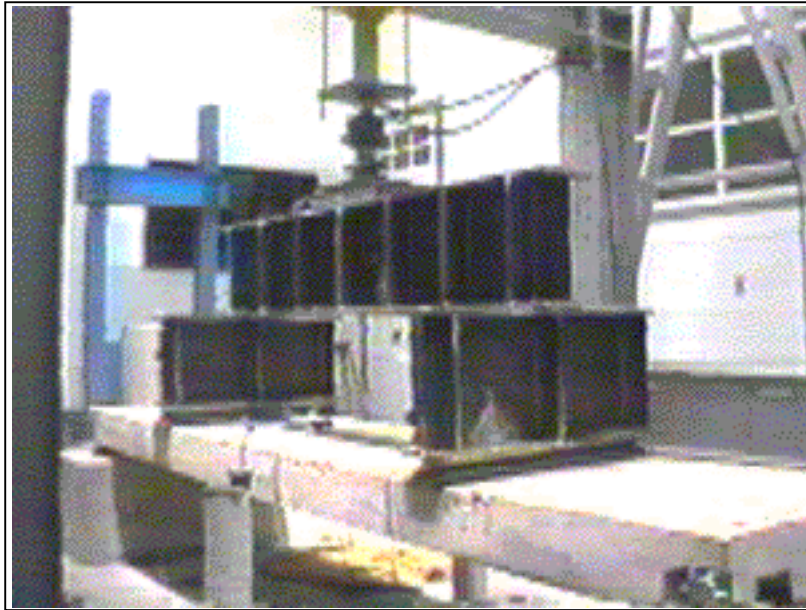


Figura 4.1 – Esquema de aplicação de carga utilizado nos ensaios

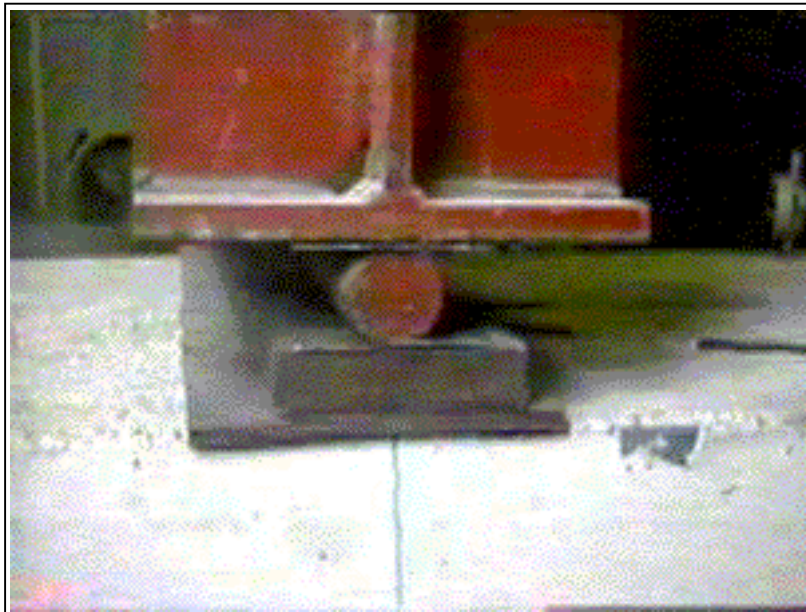


Figura 4.2 – Detalhe da chapa de aço e da tira de borracha sob uma das linhas de carga

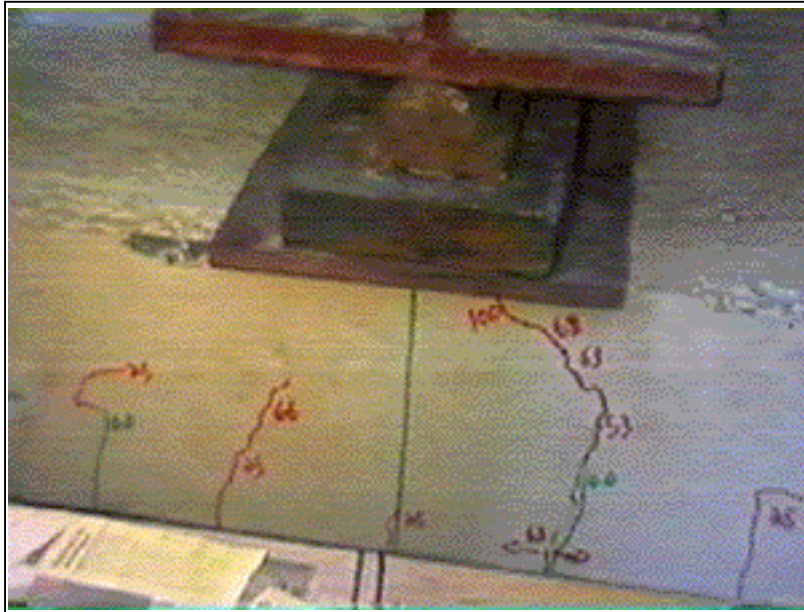


Figura 4.3 – Detalhe da chapa de aço e da tira de borracha sob a outra linha de carga

4.3 - INSTRUMENTAÇÃO

Durante os ensaios foram medidas as cargas aplicadas pelo atuador hidráulico, o deslizamento relativo nas extremidades da laje, a flecha no meio do vão e as deformações no concreto e no perfil de aço. Um monitoramento do processo de fissuração da laje também foi realizado.

4.3.1 CARGA APLICADA

Os valores correspondentes às cargas para os protótipos das séries E e F foram medidos através de uma célula de carga com capacidade de 100 kN (Figura 4.4); para os demais protótipos, foram medidos através de um anel dinamométrico com capacidade para 300 kN (Figura 4.5), ambos acoplados ao atuador hidráulico. O anel dinamométrico havia sido calibrado anteriormente pelo Centro Tecnológico de Minas Gerais (CETEC), sendo que cada divisão do relógio comparador correspondia a 0,4568 kN.

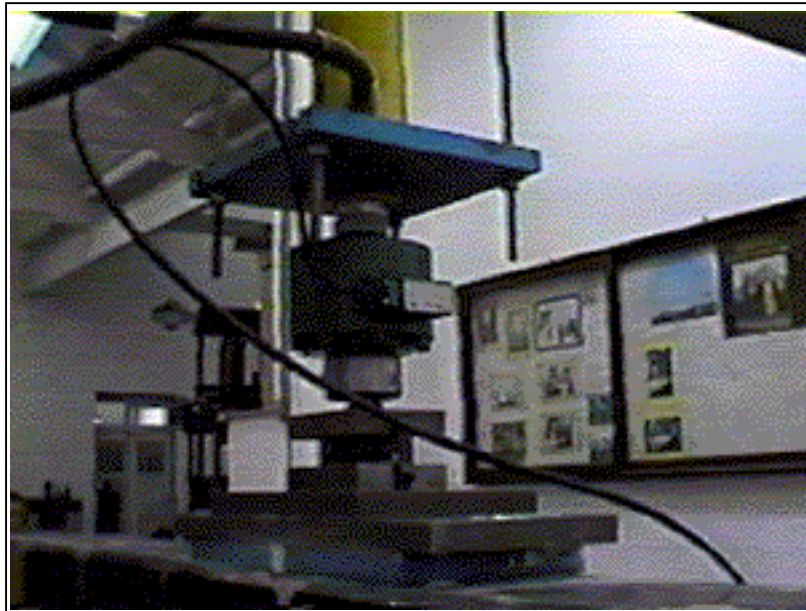


Figura 4.4 – Detalhe da célula de carga utilizada nos ensaios



Figura 4.5 – Detalhe do anel dinamométrico utilizado nos ensaios

4.3.2 DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE

O deslizamento relativo de extremidade, entre o perfil de aço e o concreto da laje mista, foi monitorado ao longo de todo o carregamento, em todos os protótipos ensaiados. Esse deslizamento foi medido em quatro pontos: extremidades direita e esquerda dos apoios móvel e fixo (Figura 4.6). A leitura foi feita através de relógios comparadores da marca MITUTOYO, precisão de milésimos de milímetro, fixados a uma cantoneira de aço parafusada na parte lateral do concreto da laje mista. O marcador do relógio ligava-se a uma chapa fina de aço soldada a uma chapa de aço, representativa da mesa superior da viga de apoio. Essa chapa havia sido previamente soldada no “steel-deck”. Dessa maneira, qualquer afastamento relativo entre o concreto da laje e o perfil de aço pôde ser medido. O resultado final do deslizamento relativo de extremidade nos protótipos ensaiados foi considerado como a média dos valores obtidos em cada apoio.

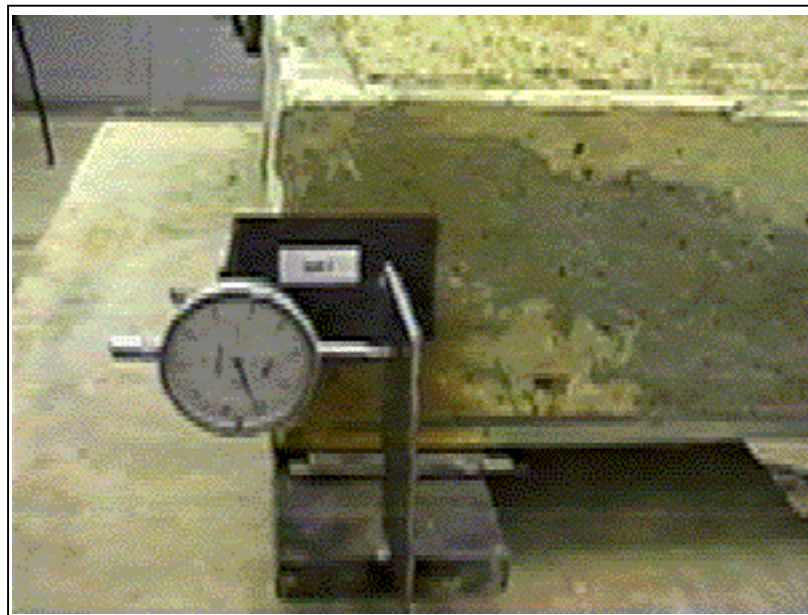


Figura 4.6 – Detalhe da medida do deslizamento relativo de extremidade

4.3.3 FLECHA NO MEIO DO VÃO

A flecha no meio do vão foi medida a partir da colocação de dois relógios comparadores da marca MITUTOYO, precisão de centésimos de milímetro, a cerca de 20 cm das bordas da laje (Figura 4.7). O resultado final para a flecha no meio do vão foi considerado como a média dos valores obtidos nos dois pontos de leitura.

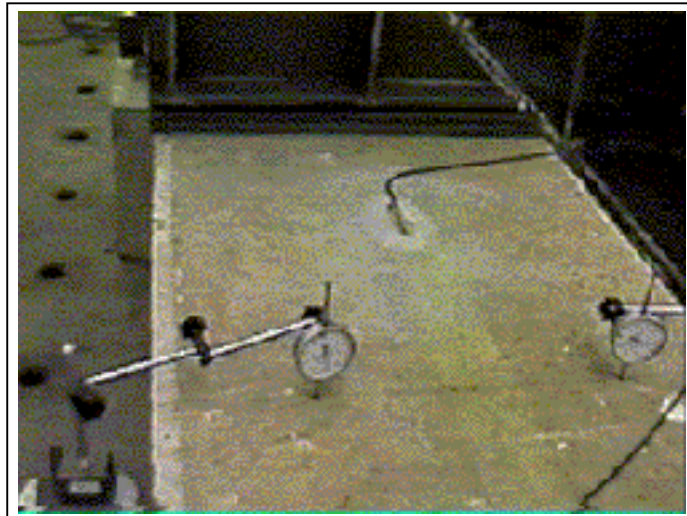


Figura 4.7 – Detalhe da medida da flecha no meio do vão

4.3.4 DEFORMAÇÕES NO “STEEL-DECK”

Em todos os protótipos ensaiados foram colados extensômetros elétricos da marca KIOWA modelo KFG-5-120-C1-11, em duas seções transversais, previamente escolhidas, de modo a se obter as deformações nas ondas superiores e inferiores do “steel-deck”. A localização de cada seção transversal escolhida está indicada na Figura 4.8 (seções 1 e 2). Foram colados, em cada seção, dois extensômetros no perfil de aço (um na face externa da onda inferior e outro na face externa da onda superior), como mostra a Figura 4.9.

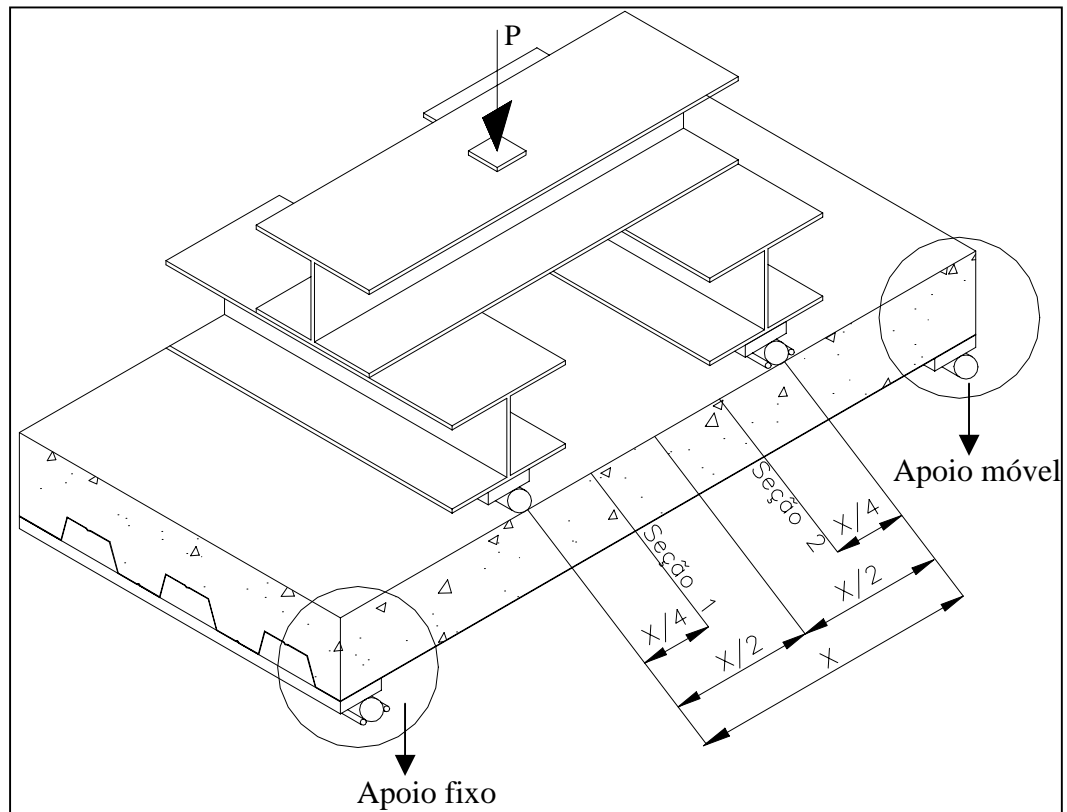


Figura 4.8 – Localização das seções transversais onde foram medidas as deformações no “steel-deck”

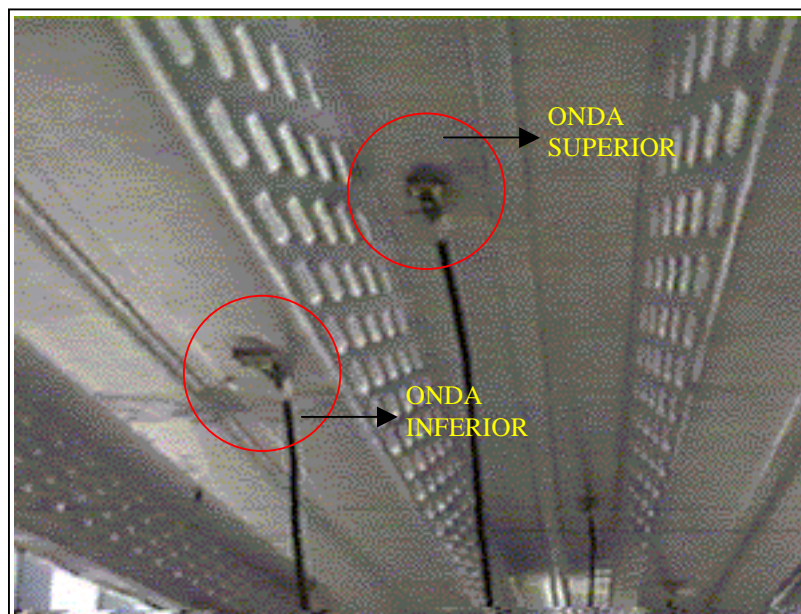


Figura 4.9 – Detalhe da localização dos extensômetros no “steel-deck”

A nomenclatura adotada para as deformações do “steel deck” foi:

- SDinf-fixo: deformação na onda inferior do perfil do “steel deck” da seção próxima ao apoio fixo;
- SDsup-fixo: deformação na onda superior do perfil do “steel deck” da seção próxima ao apoio fixo;
- SDinf-móvel: deformação na onda inferior do perfil do “steel deck” da seção próxima ao apoio móvel;
- SDsup-móvel: deformação na onda superior do perfil do “steel deck” da seção próxima ao apoio móvel.

4.3.5 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

As deformações na fibra superior da laje também foram medidas nas mesmas seções transversais utilizadas para o “steel deck” indicadas na Figura 4.8. Extensômetros elétricos da marca KIOWA modelo KC-70-A1-11 foram empregados nesse caso. A posição de cada extensômetro elétrico está mostrada na Figura. 4.10.



Figura 4.10 – Detalhe da localização dos extensômetros no concreto

A nomenclatura adotada para as deformações do concreto foi:

- CONC-fixo: deformação no concreto da seção próxima ao apoio fixo;
- CONC-móvel: deformação no concreto da seção próxima ao apoio móvel.

4.4 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

Depois de retirar a pré-carga, cujo valor em média era 5% da carga última, utilizada para a acomodação do sistema, os ensaios eram inicializados, sendo feitas as primeiras leituras dos deslocamentos e deformações. Logo após, o carregamento era aplicado de forma gradual e crescente e, em média, a cada 2,5 kN de incremento de carga tomava-se as leituras. Para valores de carga acima da carga de fissuração, os incrementos de carga eram menores e as leituras eram feitas após a estabilização do sistema. O ensaio terminava ao se atingir a carga última do protótipo.

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 - INTRODUÇÃO

Encontra-se, neste capítulo, uma síntese dos principais fatos ocorridos durante a realização dos ensaios, bem como a análise dos resultados obtidos para os diversos parâmetros monitorados. Como o comportamento dos protótipos da série A à D, durante os ensaios, foram muito semelhantes e com o objetivo de evitar uma repetição desnecessária são descritos e analisados apenas os resultados da série C, sendo esses representativos aos das séries A, B e D. Como os protótipos das séries E e F comportaram-se de maneira diferente em relação aos das outras séries, mas similares entre si, a discussão dos resultados é feita apenas para a série E. É apresentada, também, a análise dos resultados obtidos para os protótipos da série G. No final do capítulo, apresenta-se um quadro resumo com os principais resultados obtidos para cada protótipo ensaiado. Os resultados das medidas realizadas durante os ensaios, de todos os protótipos, podem ser encontrados no Apêndice A e os gráficos correspondentes no Apêndice B.

5.2 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

5.2.1 - SÉRIE C

Os protótipos desta série possuíam as seguintes características: vão total de 1800 mm e altura de 130 mm. Eles foram confeccionados com “steel deck” de espessura nominal de 1,25 mm e concreto leve correspondente ao TRAÇO I. O primeiro protótipo da série C (protótipo 5) foi ensaiado 262 dias após a data de concretagem. A laje já apresentava inúmeras fissuras externas, provenientes da retração, antes do início do ensaio. Com 13,71 kN ocorreram estalos na laje; com 20,56 e 27,41 kN,

respectivamente, houve um aumento significativo na abertura das fissuras sob a linha de carga próxima ao apoio fixo e móvel. A partir desse nível de carregamento até a ruptura, pôde-se constatar fissuração intensa na região compreendida entre as duas linhas de aplicação de carga, fenômeno esse que viria a se repetir em todos os protótipos ensaiados da série A à D. Essas fissuras mostravam-se verticais ou levemente inclinadas, indicando que a laje fletia sob o carregamento aplicado. Durante o ensaio, foi possível ouvir estalos na laje mista geralmente acompanhados por acomodações de carga. Esses estalos foram devidos à quebra da aderência química entre o perfil de aço e o concreto da laje.

Para esse protótipo, o deslizamento de extremidade de serviço foi observado na região do apoio fixo com uma carga aplicada de 41,58 kN. A carga última foi de 78,59 kN e o modo de ruptura deu-se por cisalhamento longitudinal. O maior deslizamento relativo de extremidade ocorreu na região do apoio fixo e o valor medido foi de 2,643 mm. Ao final do ensaio, observaram-se grandes fissuras em diagonal sob as linhas de aplicação de carga (Figura 5.1). Notou-se, também, flambagem local do “steel-deck” caracterizada pela presença de ondulações localizadas nas mesas superiores do perfil sob as linhas de carga.

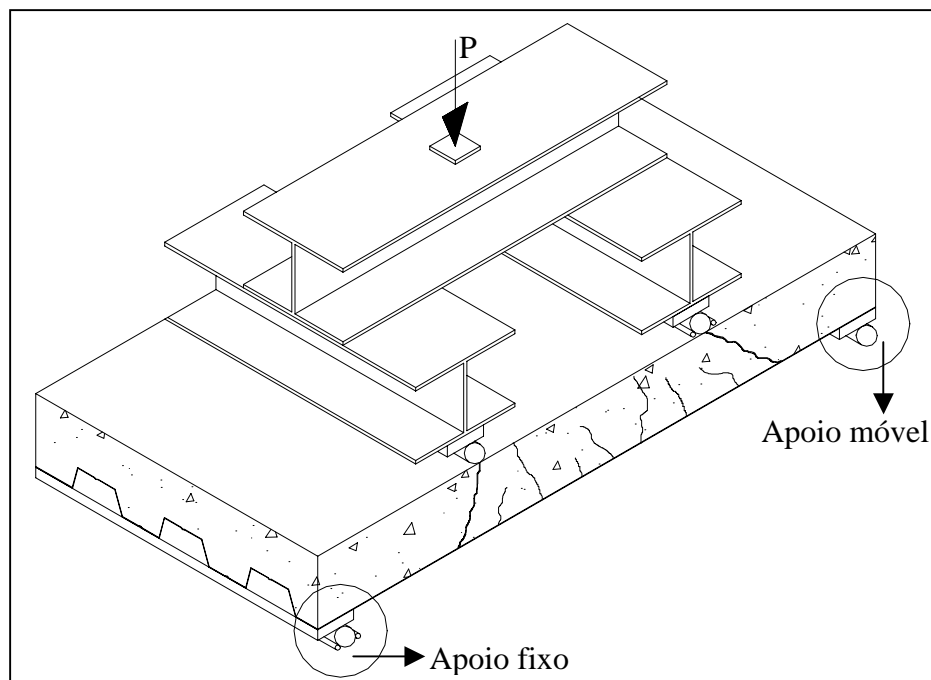


Figura 5.1 – Fissuras observadas nos protótipos da série A à D

O ensaio do segundo protótipo da série C (protótipo 6) foi realizado 6 dias após o primeiro, ou seja, 268 dias após a concretagem, e seu comportamento foi análogo. Essa laje também já apresentava inúmeras fissuras, provenientes da retração, antes do início do ensaio. Com 16 kN ocorreram estalos na laje; com 25,13 e 27,41 kN, respectivamente, houve um aumento significativo na abertura das fissuras sob a linha de carga próxima ao apoio móvel e fixo. A diferença entre as cargas em que ocorreram os primeiros estalos na laje desse protótipo para o primeiro deve-se ao fato da aderência química ser muito variável. O deslizamento de extremidade de serviço foi observado na região do apoio fixo com uma carga aplicada de 41,12 kN. A carga última foi de 75,85 kN e o modo de ruptura também se deu por cisalhamento longitudinal. O maior deslizamento relativo de extremidade ocorreu na região do apoio móvel cujo valor foi de 3,297 mm. Observou-se, novamente, flambagem local do “steel-deck” sob as linhas de carga.

5.2.2 - SÉRIE E

Os protótipos desta série possuíam as seguintes características: vão total de 3600 mm e altura de 180 mm. Eles foram confeccionados com “steel deck” de espessura nominal de 0,80 mm e concreto leve correspondente ao TRAÇO II. O primeiro protótipo da série E (protótipo 9) foi ensaiado 35 dias após a data de concretagem e não apresentava fissuras antes do início do ensaio. Ao contrário dos protótipos da série A à D e da série G, não foram observados, ao longo do ensaio, estalos na laje mista e fissuração na região compreendida entre as duas linhas de carga. Somente quando a carga de ruptura foi alcançada houve um grande estrondo, surgindo, bruscamente, as fissuras em diagonal sob as linhas de aplicação de carga (Figura 5.2). Não foi observado, além disso, nenhum deslizamento de extremidade até ser atingida a carga de ruptura, quando se iniciou o deslizamento de extremidade. A carga de ruptura foi de 31,20 kN e deu-se por cisalhamento longitudinal, sendo que o maior deslizamento relativo de extremidade ocorreu na região do apoio fixo cujo valor foi de 1,885 mm.

O ensaio do segundo protótipo (protótipo 10) foi realizado 6 dias após o primeiro, ou seja, 41 dias após a concretagem, e seu comportamento foi análogo. A

carga de ruptura foi de 30,72 kN e a ruptura também se deu por cisalhamento longitudinal. O maior deslizamento relativo de extremidade ocorreu na região do apoio móvel e o valor medido foi de 1,080 mm. Não ocorreu para nenhum dos protótipos dessa série flambagem local da fôrma de aço.

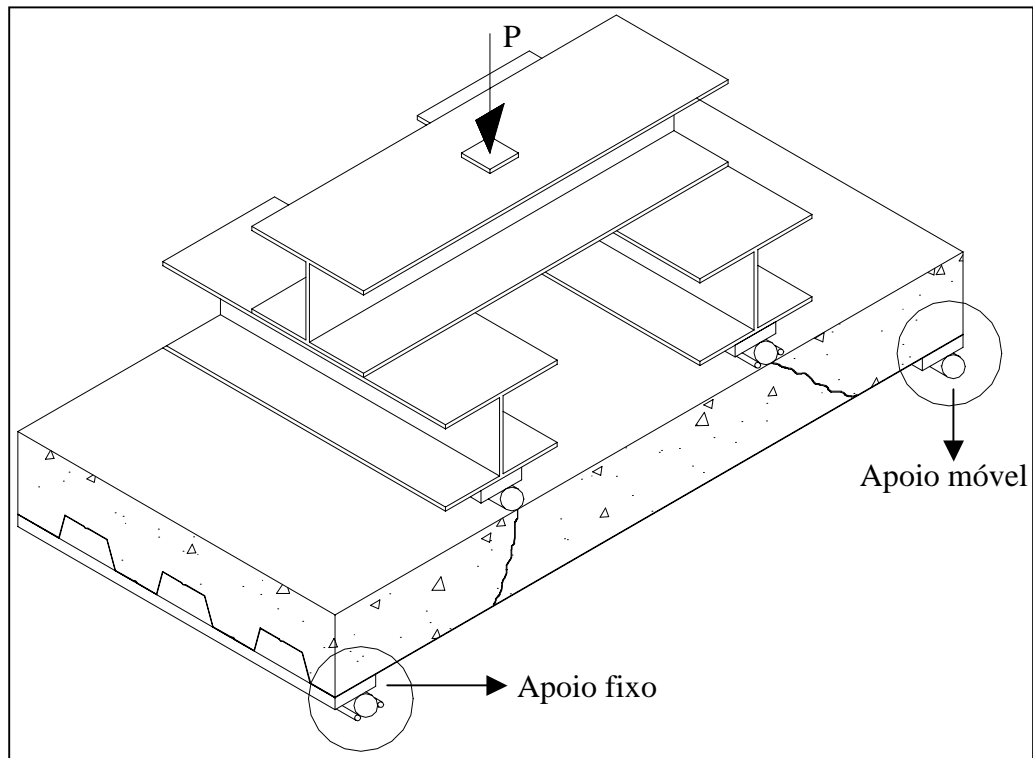


Figura 5.2 – Fissuração observada nos protótipos das séries E e F

5.2.3 - SÉRIE G

Os protótipos desta série possuíam as seguintes características: vão total de 3600 mm e altura de 180 mm. Eles foram confeccionados com “steel deck” de espessura nominal de 0,80 mm e concreto leve correspondente ao TRAÇO III. O primeiro protótipo da série G (protótipo 13) foi ensaiado 32 dias após a data de concretagem e não apresentava fissuras externas antes do início dos ensaios. Com 11,00 kN ocorreram estalos na laje; com 16,44 kN apareceram fissuras sob a linha de carga próxima ao apoio fixo e a carga caiu para 10,5 kN; ao atingir novamente 15,54 kN apareceram fissuras sob a linha de carga próxima ao apoio móvel. A partir desse nível de carregamento até a ruptura, pôde-se constatar fissuração intensa na região compreendida entre as duas linhas de aplicação de carga. Essas fissuras mostravam-se

verticais ou levemente inclinadas. Durante o ensaio, foi possível ouvir estalos na laje mista devidos à quebra da aderência química entre o perfil de aço e o concreto, geralmente acompanhados por acomodações de carga. Para esse protótipo, o deslizamento de extremidade de serviço foi observado na região do apoio fixo com uma carga aplicada de 14,62 kN. A carga última foi de 24,67 kN e o modo de ruptura deu-se por cisalhamento longitudinal. O maior deslizamento relativo de extremidade ocorreu na região do apoio fixo e o valor obtido foi de 4,225 mm. Ao final do ensaio, observaram-se grandes fissuras em diagonal sob as linhas de aplicação de carga (Figura 5.3). Notou-se, também, flambagem local do “steel-deck” localizada nas mesas superiores do perfil sob as linhas de carga.

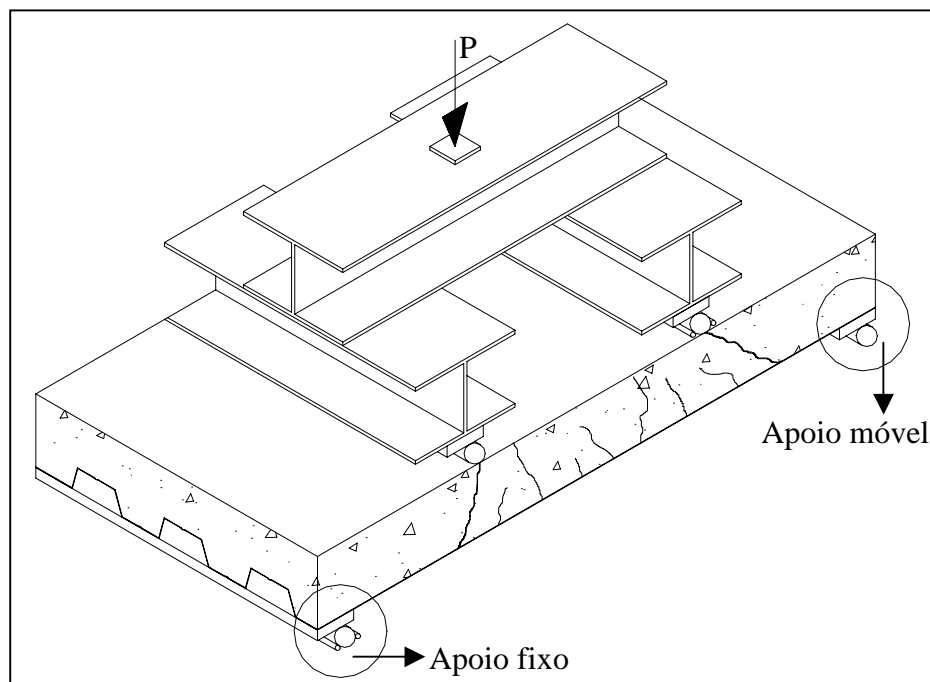


Figura 5.3 – Fissuras observadas nos protótipos da série G

O segundo protótipo da série G (protótipo 14) apresentava inúmeras fissuras, provenientes da retração, antes do início do ensaio que foi realizado 42 dias após a concretagem. Com 6 kN ocorreram estalos na laje; com 9,14 kN apareceram fissuras sob a linha de carga próxima ao apoio móvel e a carga caiu para 7,77 kN; ao atingir 14,60 kN apareceram fissuras sob a linha de carga próxima ao apoio fixo. O deslizamento de extremidade de serviço foi observado na região do apoio móvel com uma carga aplicada de 12,79 kN. A carga última foi de 24,22 kN e o modo de ruptura

foi o mesmo do primeiro protótipo (cisalhamento longitudinal). O maior deslizamento relativo de extremidade ocorreu na região do apoio fixo cujo valor foi de 4,04 mm.

5.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados obtidos das séries C, E e G foi feita verificando-se os comportamentos “carga x deslizamento relativo de extremidade”, “carga x flecha no meio do vão”, “carga x deformação no steel deck” e “carga x deformação no concreto”.

5.3.1 - SÉRIE C

Relação Carga x Flecha no Meio do Vão

As Figuras 5.4 e 5.5 mostram essas relações para os protótipos 5 e 6 da série C, tomados como representativos aos demais protótipos das séries A, B e D. Nos gráficos estão também apresentadas as flechas teóricas para os estágios não fissurado e fissurado, cujo detalhamento de cálculo encontra-se no Apêndice C, bem como a flecha máxima de serviço recomendada pelo EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19).

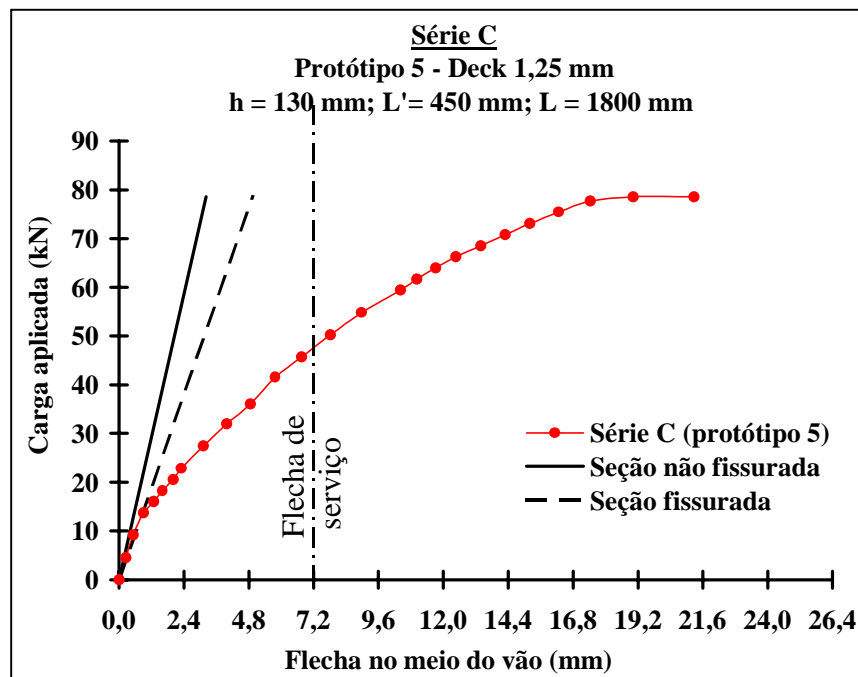


Figura 5.4 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 5

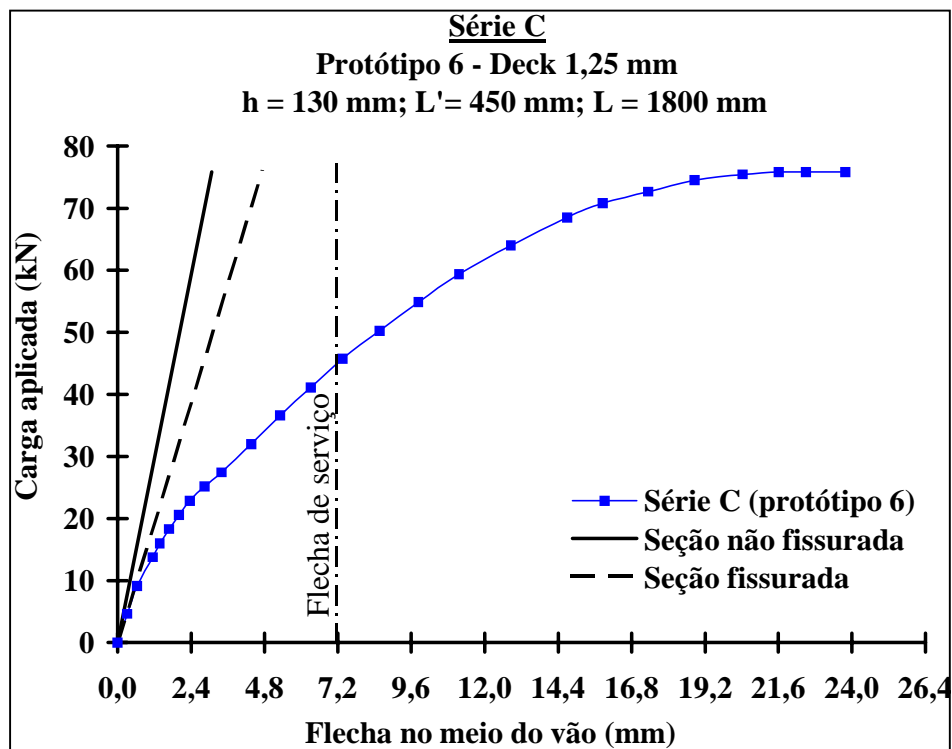


Figura 5.5 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 6

Observa-se para ambos protótipos que logo no início do carregamento, a partir dos 10 kN aproximadamente, a curva “carga x flecha no meio do vão” deixa de acompanhar o comportamento previsto pelo cálculo teórico para o estágio não-fissurado. Depois desse valor, há uma sensível perda de rigidez dos protótipos causada pela intensa fissuração dos mesmos e a relação “carga x flecha no meio do vão” passa a ser não linear. O EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19) limita a flecha máxima de lajes mistas, para cargas de serviço, em 1/250 do vão livre. Para um vão de 1800 mm isso representa 7,2 mm de flecha de serviço. O protótipo 5 atingiu essa flecha com uma carga de 45,69 kN, ou seja, cerca de 58% da carga última aplicada pelo atuador hidráulico. Para o protótipo 6, a razão entre as cargas cai para 54%, isto é, a flecha de serviço foi atingida com uma carga de 41,12 kN. A maior flecha registrada foi obtida no ensaio do protótipo 6 e ficou em torno de 23,78 mm, valor esse próximo do obtido pelo protótipo 5 de 21,27 mm.

Relação Carga x Deslizamento Relativo de Extremidade

A Figura 5.6 apresenta a relação “carga x deslizamento relativo de extremidade” para o protótipo 5 da série C, considerado representativo aos demais protótipos das séries A, B e D.

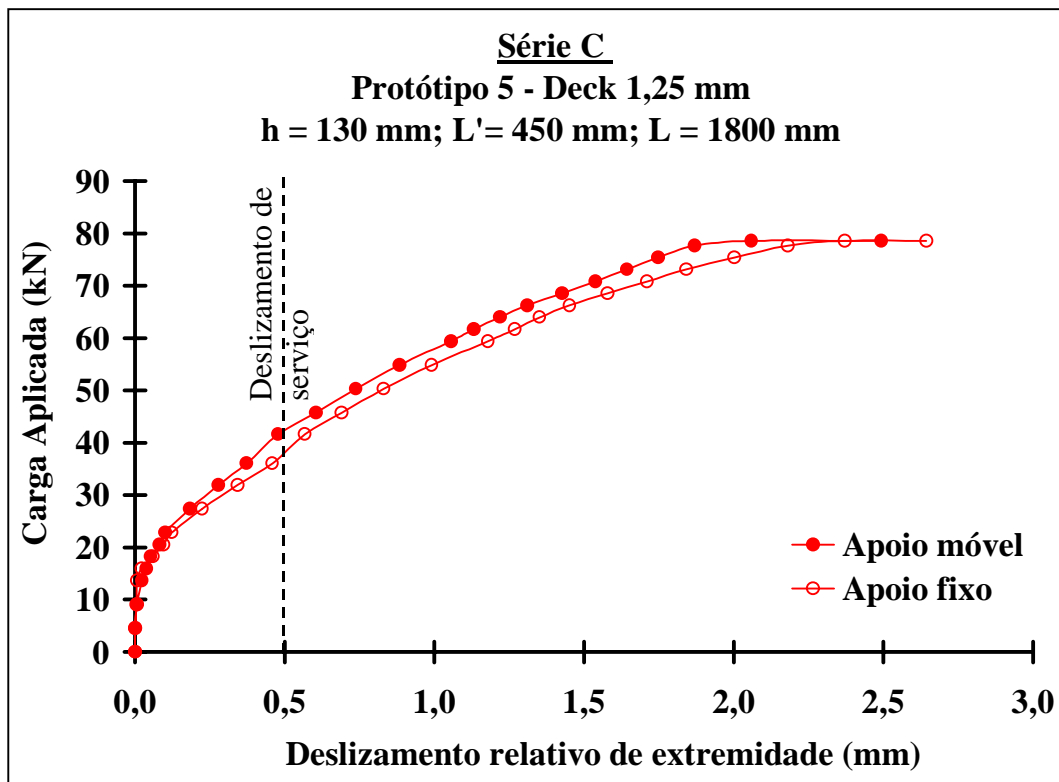


Figura 5.6 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade
Série C – Protótipo 5

Observa-se a similaridade entre as curvas onde, inicialmente, o deslizamento horizontal relativo é nulo, devido à interação completa entre a fôrma de aço e o concreto. Após a formação das primeiras fissuras internas, ocorre a quebra da aderência química entre os dois materiais, provocando deslizamentos relativos de extremidade. Com a perda da aderência química, a interação passa a ser parcial e a transferência do cisalhamento na interface “aço-concreto” faz-se somente através das mossas. Quando essas esgotam sua capacidade, fazem com que o concreto da região do vão de cisalhamento perca a sua ação composta com o “steel deck”, o que corresponde a acréscimos de deslizamento sem acréscimo de carga levando a laje a atingir o colapso

por cisalhamento longitudinal. Apesar da perda da ação composta, em nenhum instante o concreto separou-se completamente da fôrma de aço, ou seja, o mecanismo de transferência de cisalhamento, mesmo depois da carga última ter sido alcançada, evitou que o sistema fosse completamente desfeito. Para esse protótipo, a carga de ruptura excedeu a carga correspondente ao deslizamento de extremidade de serviço (0,5 mm) em mais de 86%, caracterizando, segundo o EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19), um comportamento dúctil.

Relação Carga x Deformação no Steel Deck

A Figura 5.7 mostra essa relação para o protótipo 5 da série C, tomado como representativo aos demais protótipos. Adotou-se a deformação de tração como positiva sendo, portanto, negativa a deformação de compressão.

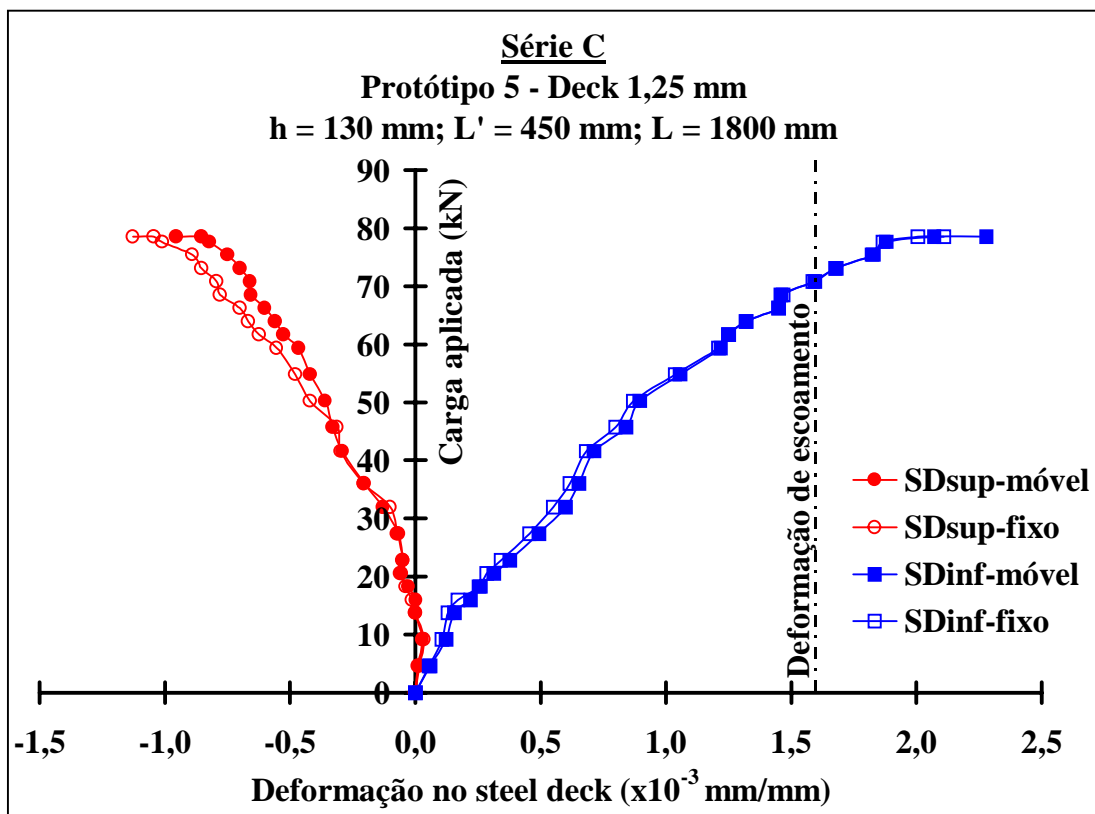


Figura 5.7 – Relação carga x deformação no steel deck – Série C – Protótipo 5

Inicialmente, a análise da figura revela que o comportamento em ambas as seções foi praticamente igual tanto na onda inferior quanto na onda superior do “steel deck”.

A Tabela 5.1 apresenta os valores das deformações correspondentes ao início do escoamento do aço da fôrma metálica. Esses valores foram calculados com base nos resultados da tensão de escoamento e do módulo de elasticidade dos aços para cada espessura da chapa.

Tabela 5.1 - Deformação correspondente ao início do escoamento do aço da fôrma utilizada

		t = 0,80 mm	t = 1,25 mm
Tensão de escoamento	(MPa)	347	360
Módulo de elasticidade	(MPa)	199867	228462
Deformação correspondente ao início do escoamento	($\times 10^{-3}$ mm/mm)	1,74	1,58

De acordo com os valores apresentados na Tabela 5.1 percebe-se que nas duas seções a onda inferior da fôrma atingiu o escoamento. Analisando-se os valores das deformações apresentados no Apêndice A, pode-se observar que a onda inferior da fôrma de aço alcançou o seu limite de escoamento em seis casos, a saber: nos protótipos 3, 4, 5, 6, 7 e 8. Portanto, duas condições diferentes de tensão no aço foram encontradas, isto é, quando não há escoamento em nenhuma parte da fôrma e quando há escoamento somente na onda inferior.

O comportamento “carga x deformação na onda superior do steel deck” foi caracterizado pela inversão da deformação. Inicialmente a onda superior do perfil encontrava-se tracionada (deformação positiva), o que significa interação total entre os elementos constituintes da laje mista e a presença de uma única linha neutra situada na camada de concreto acima do topo da fôrma de aço. Após um determinado nível de carregamento ocorre a inversão da deformação, passando a onda superior do perfil a ficar comprimida. Essa compressão indica o surgimento de uma segunda linha neutra abaixo do topo do perfil, como consequência da perda da interação completa entre a

fôrma de aço e a laje de concreto, gerando o deslizamento relativo entre os dois materiais.

Relação Carga x Deformação no Concreto

A Figura 5.8 apresenta essa relação para o protótipo 5 da série C, tomado como representativo aos demais protótipos.

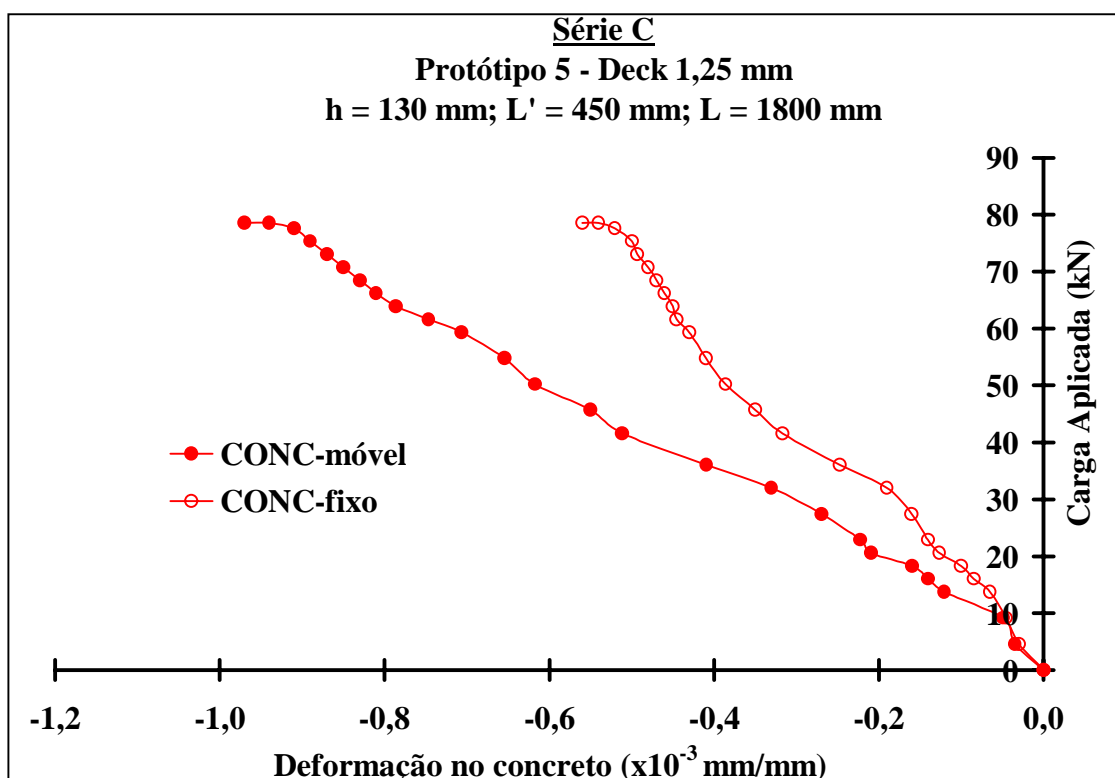


Figura 5.8 – Relação carga x deformação no concreto – Série C - Protótipo 5

Como a deformação máxima de compressão encontrada nos ensaios de caracterização do concreto ficou em torno de 2,5‰ e as deformações máximas medidas no protótipo não ultrapassaram o valor de 1,0‰, conclui-se que a laje mista não sofreu colapso por flexão. Ou seja, o modo de colapso responsável pelo esgotamento da capacidade de carga da laje no ensaio foi o cisalhamento longitudinal. Analisando-se os valores das deformações apresentados no Apêndice A, pode-se observar que esse comportamento foi verificado em todos os protótipos.

5.3.2 - SÉRIE E

Relação Carga x Flecha no Meio do Vão

As Figuras 5.9 e 5.10 mostram as relações “carga x flecha no meio do vão” para os protótipos 9 e 10 da série E.

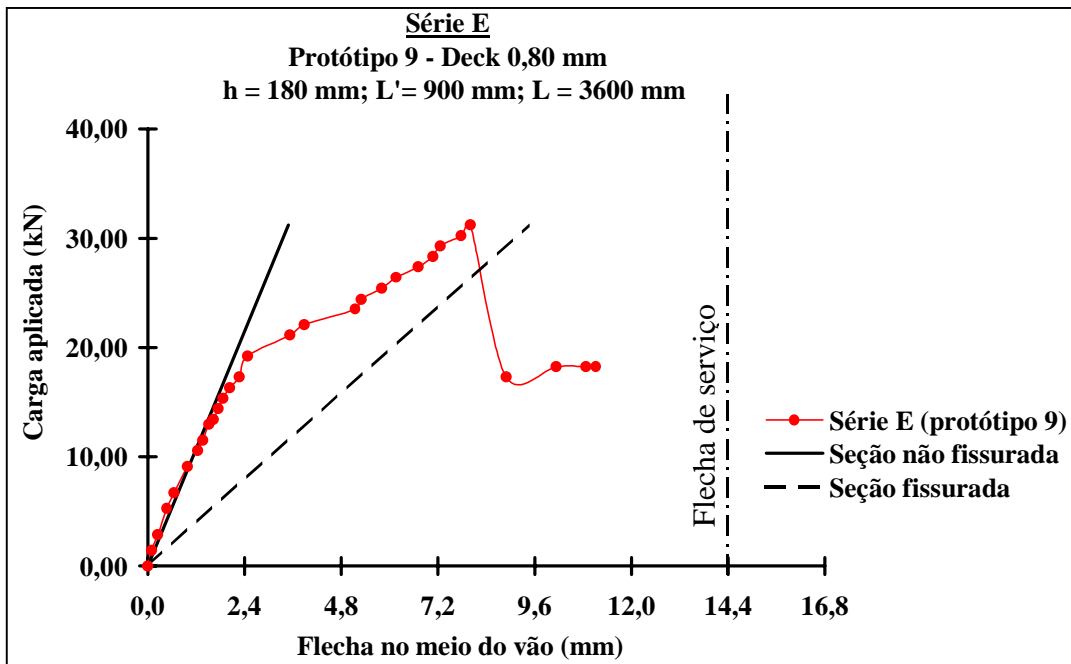


Figura 5.9 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 9

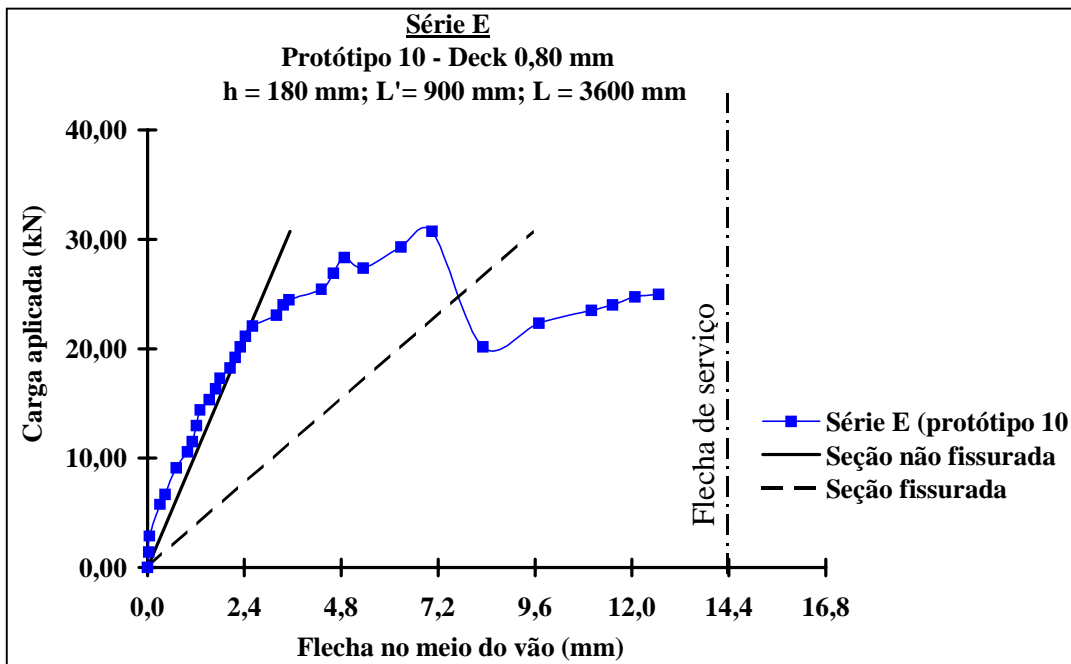


Figura 5.10 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 10

Pela análise dos gráficos o que chama a atenção é a grande rigidez dos protótipos. Observa-se que a curva “carga x flecha no meio do vão” do protótipo 9 acompanha o comportamento previsto pelo cálculo teórico para o estágio não fissurado até a carga de 16,32 kN, correspondente a 54% da carga de ruptura. Para o protótipo 10 esse valor sobe para 72% da carga de colapso. Além disso, a carga máxima de ruptura de ambos os protótipos ocorre para valores de flechas inferiores aos previstos pelo cálculo teórico para o estágio fissurado, o que é mais uma evidência do baixo grau de fissuração que os protótipos atingiram sob carga e da conseqüente elevada interação entre a fôrma de aço e o concreto. Em nenhum caso a flecha máxima de serviço foi atingida.

O fato da carga máxima de ruptura de ambos os protótipos dessa série ocorrer para valores de flechas inferiores aos previstos pelo cálculo teórico para o estágio fissurado, como foi visto nas Figuras 5.9 e 5.10, indica que a interação entre a fôrma de aço e o concreto desses protótipos foi praticamente total. Essa maior interação é evidenciada também pelos valores praticamente nulos dos deslizamentos relativos de extremidade (Figura 5.11), bem como pelo fato de não ter havido inversão de deformação na onda superior da fôrma de aço, como mostra a Figura 5.12.

A causa dessa maior interação entre o “steel-deck” e o concreto é o valor elevado da aderência química entre os dois materiais. Essa elevada aderência química pode ser atribuída às características do concreto com que os protótipos das séries E e F foram construídos (TRAÇO II) e às condições de cura e manuseio dos mesmos. O TRAÇO II surgiu da necessidade de se poder bombear o concreto, o que não se conseguiu com o traço utilizado nos protótipos da série A à D (TRAÇO I). No TRAÇO II, o tamanho máximo da argila expandida usada foi bem menor, fazendo com que o concreto ficasse mais compacto com menos espaços vazios, o que tornou mais resistente a região da interface entre o mesmo e a fôrma de aço. Além disso, a quantidade de cimento foi maior, o que ocasionou uma maior resistência à tração do concreto. Acrescenta-se a tudo isso o fato dos protótipos das séries E e F terem sido concretados e curados dentro do Laboratório de Estruturas da UFOP, onde a cura se deu em um ambiente com umidade do ar constante e mais elevada e o manuseio dos mesmos só foi

o estritamente necessário para transportá-los para o aparato de ensaio. Ou seja, os fatores externos responsáveis também pela fissuração inicial do concreto e a conseqüente perda de aderência química entre o mesmo e a fôrma de aço foram bem mais amenos para os protótipos dessas séries.

Relação Carga x Deslizamento Relativo de Extremidade

A Figura 5.11 apresenta as relações “carga x deslizamento relativo de extremidade” referentes aos apoios fixo e móvel para o protótipos 9 da série E.

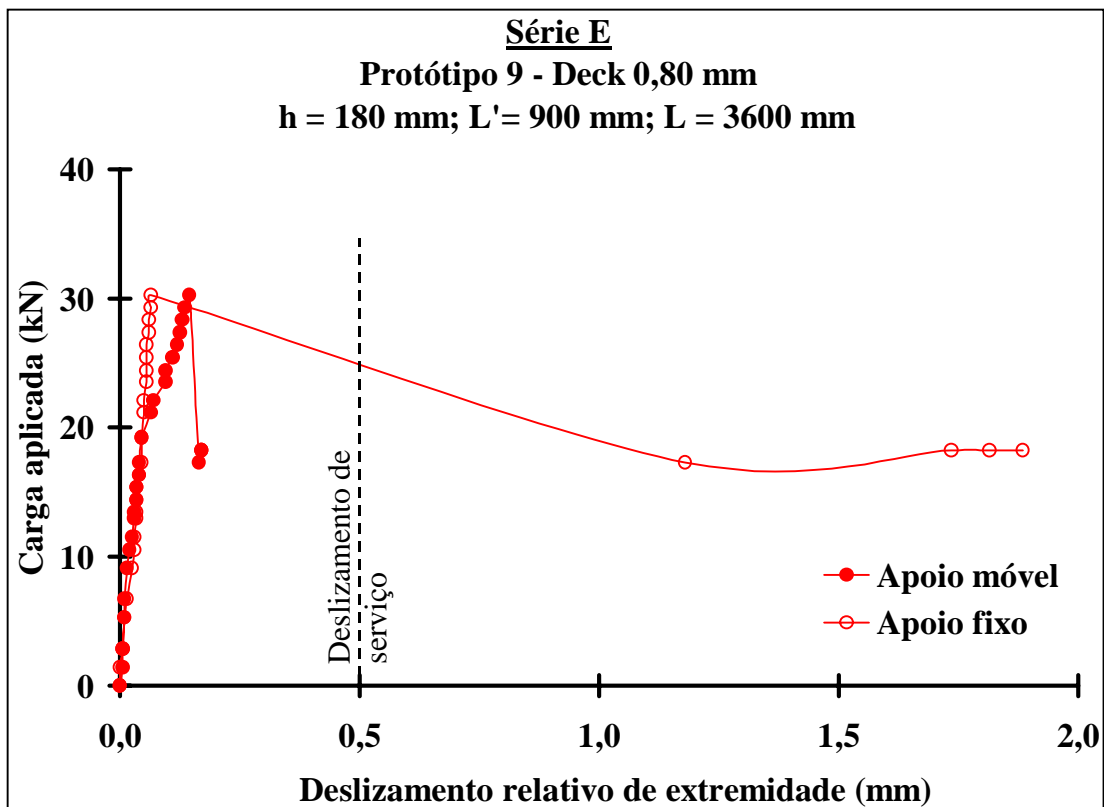


Figura 5.11 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade
Série E – Protótipo 9

Verifica-se, do gráfico, que somente quando a carga máxima foi alcançada é que se atingiu o deslizamento de extremidade de serviço. Como não foi feito um carregamento cíclico para provocar a quebra de aderência química entre a fôrma de aço e o concreto da laje, não pode ser afirmado, a princípio, que o comportamento das lajes

foi frágil, segundo definição do EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19). O carregamento cíclico não foi realizado nesta pesquisa pelo fato da aderência química não ter sido importante em nenhum dos ensaios correspondentes às séries A a D deste estudo, bem como nos testes realizados por MELO (23) e por SILVA (28).

Para os protótipos das séries E e F, a massa específica no estado fresco e endurecido do concreto feito com o TRAÇO II ficou acima do valor estipulado de 1800 kg/m^3 (1900 kg/m^3 em média); bem como a resistência à compressão do concreto aos 28 dias foi muita alta (em torno de 38 MPa). Além disso, de acordo com o EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19), a aderência química, em função de sua elevada variabilidade, não pode ser levada em conta no cálculo da capacidade portante ao cisalhamento longitudinal das lajes mistas. Em função desses fatos, decidiu-se desprezar os resultados obtidos para os protótipos das séries E e F na análise final da pesquisa.

Foi a partir dessa análise que foi feito o estudo de um traço intermediário entre os TRAÇOS I e II, chegando-se, dessa maneira, ao TRAÇO III com o qual foram confeccionados os protótipos 13 e 14 da série G. Vale frisar que foi possível bombear o concreto feito com esse traço.

Relação Carga x Deformação no Steel Deck

A Figura 5.12 mostra as relações “carga x deformação no steel deck” para o protótipo 9 da série E.

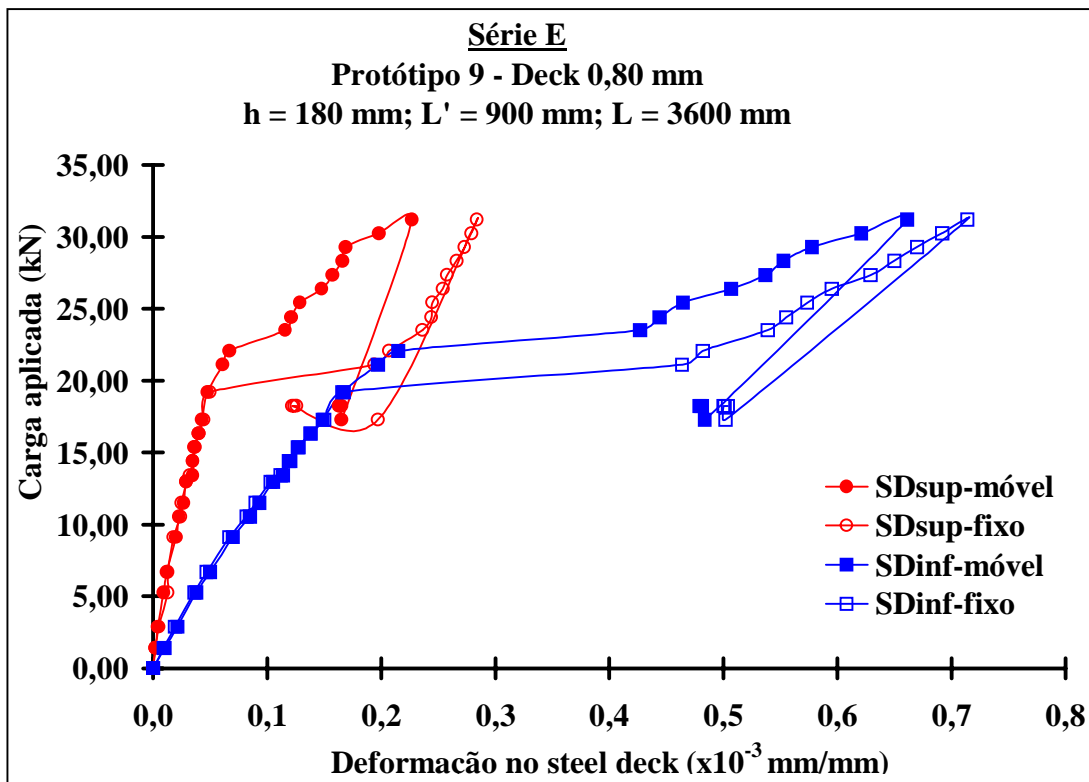


Figura 5.12 – Relação carga x deformação no steel deck – Série E – Protótipo 9

As deformações medidas no “steel deck” indicaram que o aço não atingiu o escoamento e que não houve inversão da deformação (tração para compressão) na onda superior da fôrma de aço, o fato de não ter havido essa inversão indica que a interação entre a fôrma de aço e concreto foi praticamente total. Observa-se pela figura que, por volta de 20 kN, há um acréscimo repentino na deformação do “steel-deck” em toda a sua seção transversal. Esse fato corresponde ao aparecimento brusco de duas fissuras, em diagonal, sob as linhas de aplicação de carga no ensaio. A relação “carga x flecha no meio do vão” também ilustra esse acontecimento. Destaca-se ainda uma igualdade entre as curvas até o valor de carga de 20 kN.

Relação Carga x Deformação no Concreto

A Figura 5.13 apresenta as relações “carga x deformação no concreto” referentes aos apoios fixo e móvel para o protótipo 9 da série E.

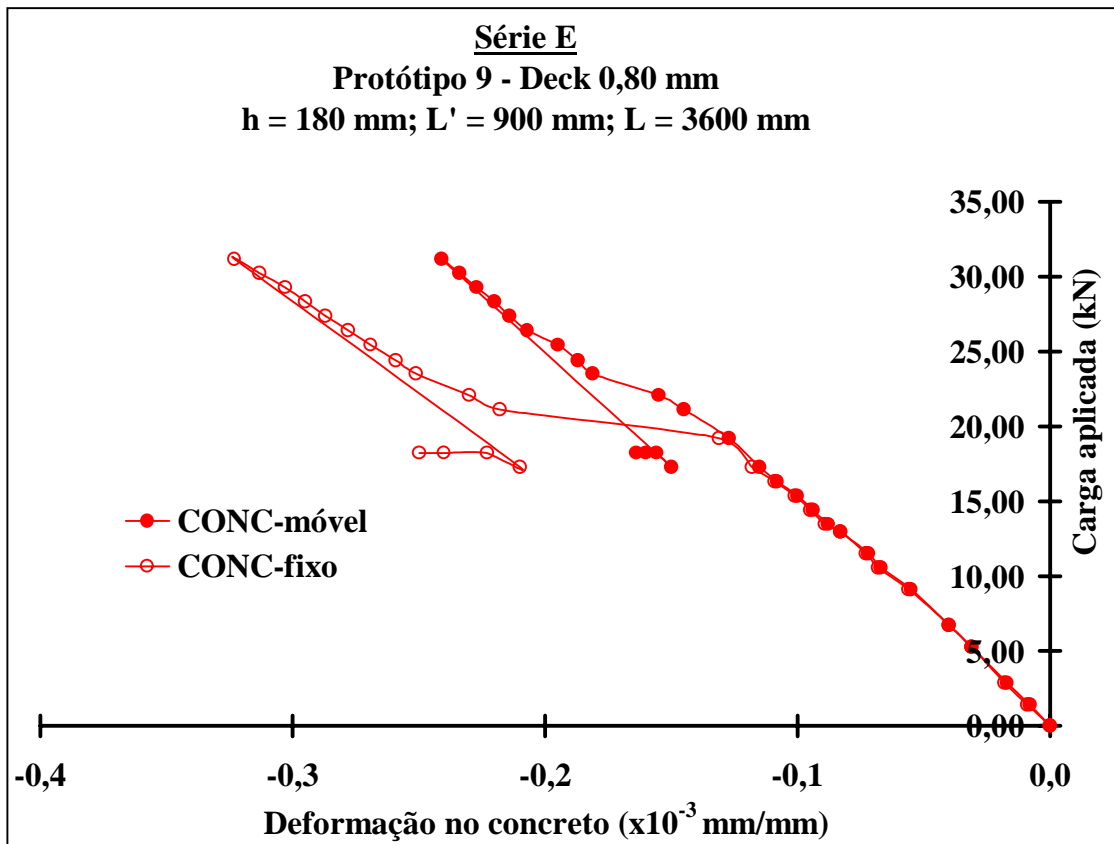


Figura 5.13 – Relação carga x deformação no concreto – Série E – Protótipo 9

Como no “steel deck”, observa-se inicialmente uma igualdade das deformações para cargas inferiores a 20 kN. As deformações máximas medidas no protótipo não ultrapassaram o valor de 0,40‰, o que permite concluir que a laje mista não sofreu colapso por flexão. Ou seja, o modo de colapso responsável pelo esgotamento da capacidade de carga da laje no ensaio foi o cisalhamento longitudinal.

5.3.3 - SÉRIE G

Relação Carga x Flecha no Meio do Vão

As Figuras 5.14 e 5.15 mostram as relações “carga x flecha no meio do vão” para os protótipos 13 e 14 da série G.

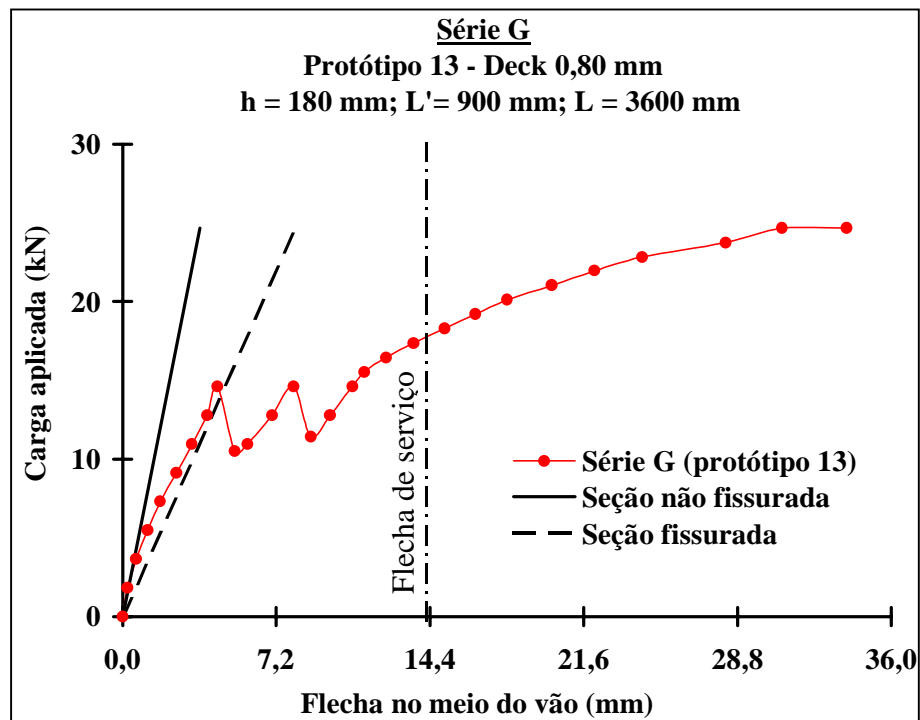


Figura 5.14 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 13

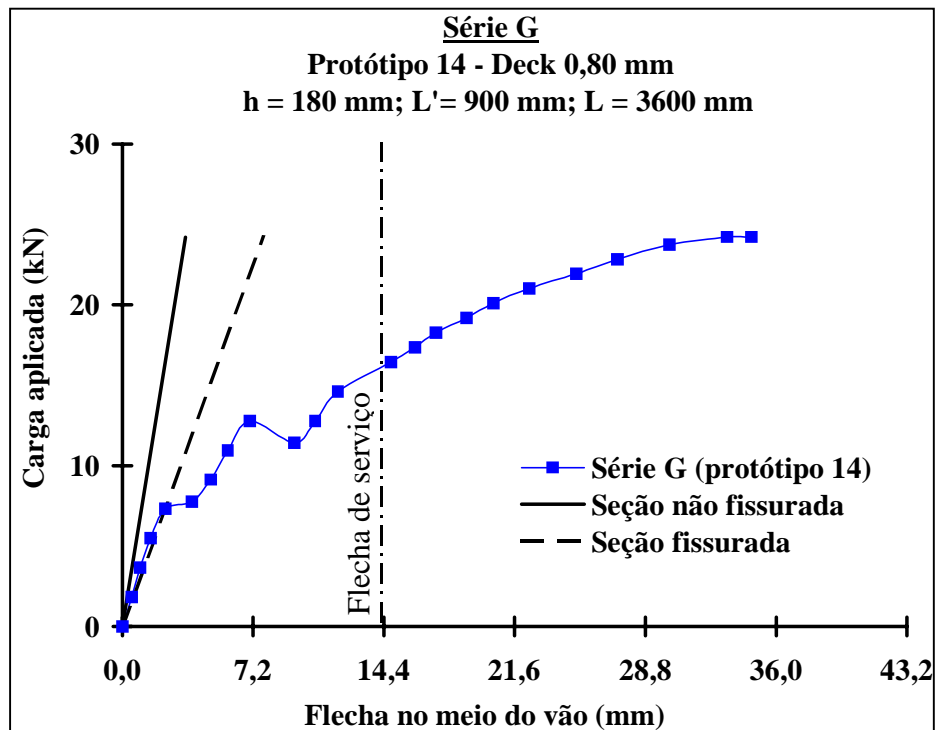


Figura 5.15 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 14

Observa-se para ambos os protótipos que logo no início do carregamento a curva “carga x flecha no meio do vão” deixa de acompanhar o comportamento previsto pelo cálculo teórico para o estágio não-fissurado. Verifica-se também perdas de carga correspondentes ao aumento da fissuração, indicando a sensível perda de rigidez dos protótipos causada pela fissuração intensa dos mesmos. O protótipo 13 atingiu a flecha de serviço com uma carga de 17,36 kN, ou seja, cerca de 70% da carga última. Para o protótipo 14, a razão entre as cargas caiu para 60%. Apesar dos protótipos dessa série possuírem as mesmas dimensões dos protótipos das séries E, nota-se uma diferença significativa de comportamento existente entre eles.

Relação Carga x Deslizamento Relativo de Extremidade

A Figura 5.16 mostra as relações “carga x deslizamento relativo de extremidade” referentes aos apoios fixo e móvel para o protótipos 14 da série G.

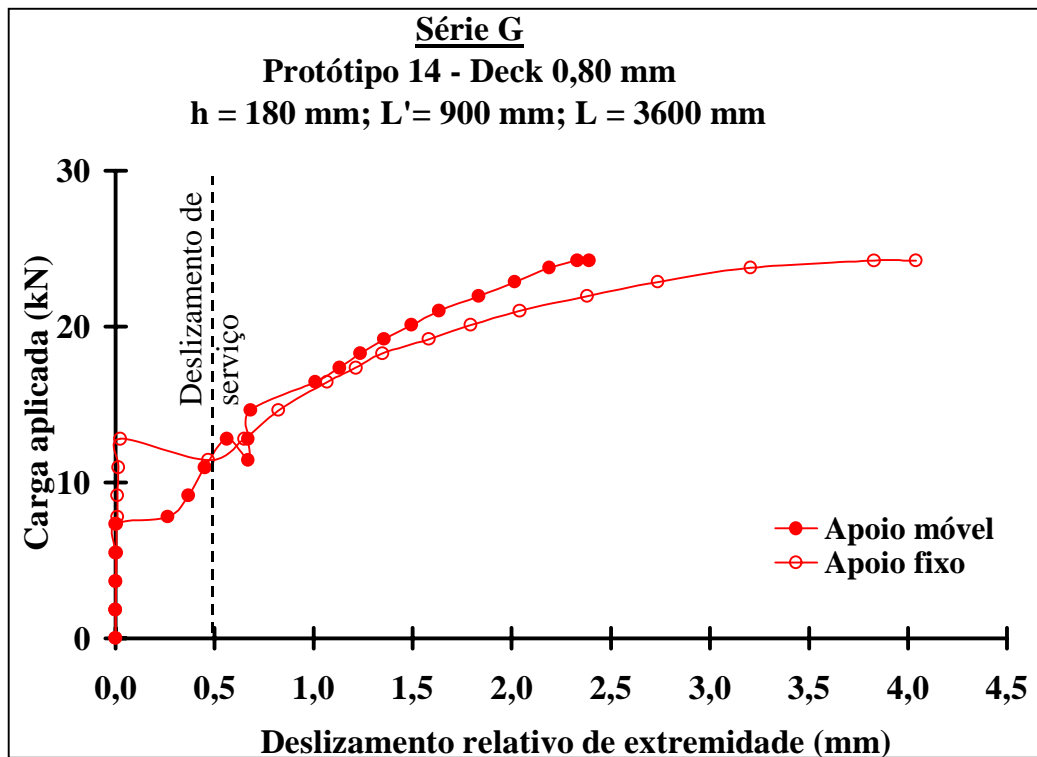


Figura 5.16 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade
Série G – Protótipo 14

A relação “carga x deslizamento relativo de extremidade” dos protótipos da série G é totalmente diferente dos protótipos da série E, apesar de terem as mesmas dimensões, e bastante similar aos protótipos da série A à D. Ou seja, inicialmente o deslizamento horizontal relativo é nulo, devido à interação completa entre a fôrma de aço e o concreto. Após a formação das primeiras fissuras internas, ocorre a quebra de aderência química entre os dois materiais, provocando deslizamentos relativos de extremidade e quedas de carga. Para os protótipos dessa série, a carga de ruptura excedeu a carga correspondente ao deslizamento de extremidade de serviço (0,5 mm) em mais de 70%, caracterizando o comportamento dúctil.

Relação Carga x Deformação no Steel Deck

A Figura 5.17 mostra as relações “carga x deformação no steel deck” para o protótipo 14 da série G.

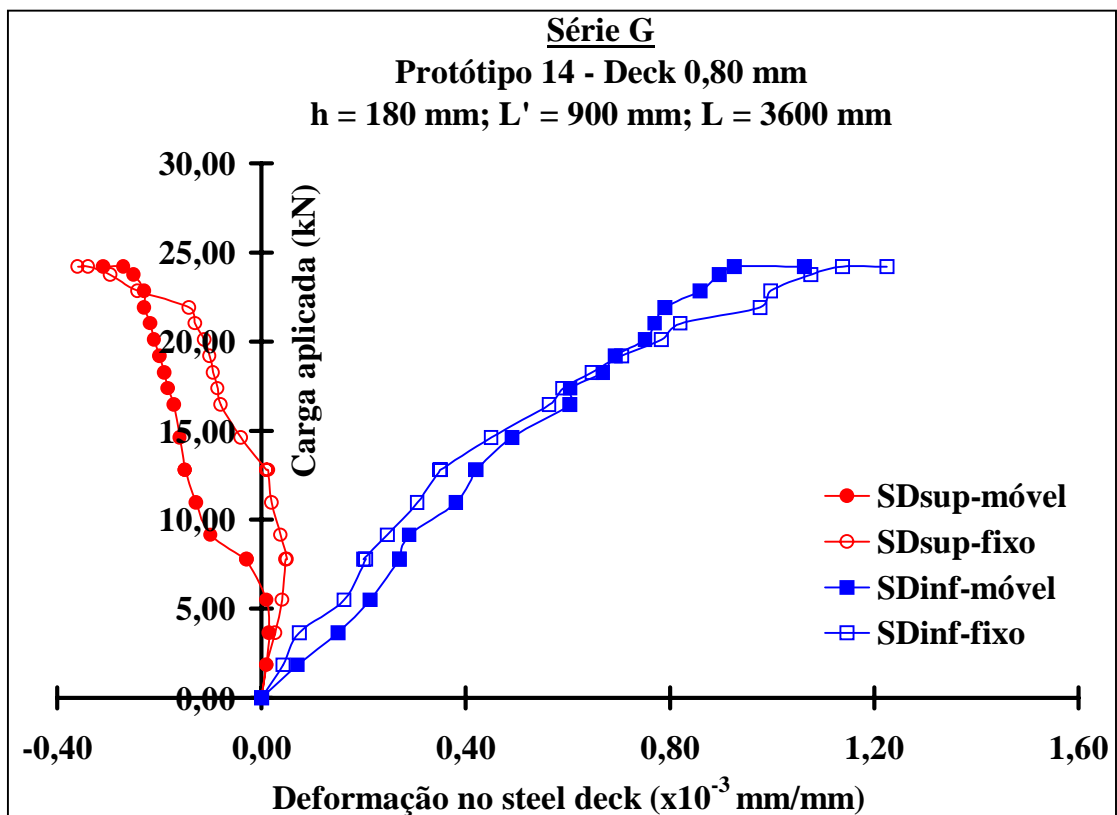


Figura 5.17 – Relação carga x deformação no steel deck – Série G – Protótipo 14

Nota-se pela figura que o aço não atingiu o escoamento e que houve inversão da deformação (tração para compressão) na parte superior da fôrma de aço. Essa inversão de deformação não ocorreu nos protótipos da série E, de mesmas dimensões. Novamente o comportamento em ambas as seções foi similar.

Relação Carga x Deformação no Concreto

A Figura 5.18 apresenta as relações “carga x deformação no concreto” para o protótipo 14 da série G.

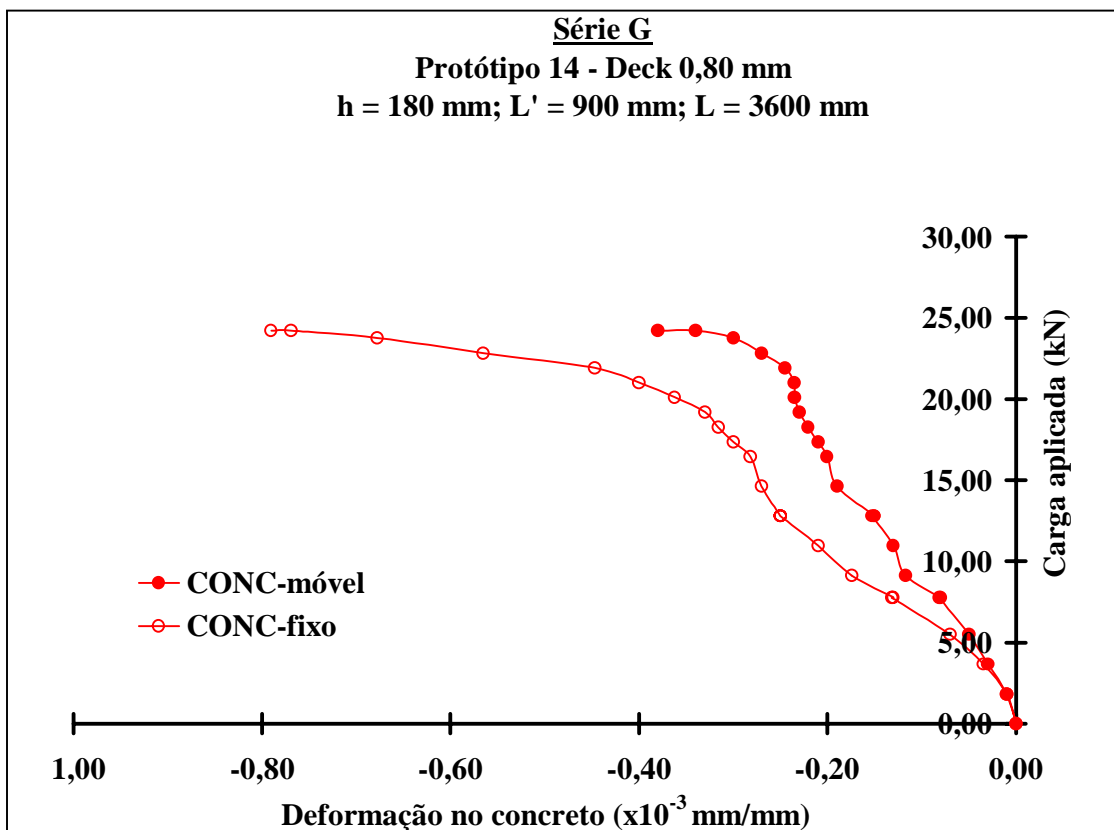


Figura 5.18 – Relação carga x deformação no concreto – Série G – Protótipo 14

As deformações máximas medidas no protótipo não ultrapassaram o valor de 1,00‰, o que permite concluir que a laje mista não sofreu colapso por flexão. O modo de ruptura responsável pelo esgotamento da capacidade de carga da laje no ensaio foi o cisalhamento longitudinal.

5.4 - RESUMO DOS RESULTADOS DE TODOS OS PROTÓTIPOS

Na Tabela 5.2 tem-se um resumo das principais informações obtidas nos ensaios para cada protótipo.

Tabela 5.2 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios dos protótipos

Série	Nº do protótipo	Fissuração intensa entre as linhas de carga	Ocorrências de estalos ao longo do ensaio	Carga de deslizamento de extremidade de serviço P_{DES} (kN)	Carga máxima P_U (kN)	Modo de ruptura
A	1	SIM	SIM	31,98	46,60	cisalhamento longitudinal
	2			29,24	42,95	
B	3	SIM	SIM	18,28	34,72	cisalhamento longitudinal
	4			26,50	35,64	
C	5	SIM	SIM	41,58	78,59	cisalhamento longitudinal
	6			41,12	75,85	
D	7	SIM	SIM	29,70	63,05	cisalhamento longitudinal
	8			25,13	57,11	
E	9	NÃO	NÃO	31,20	31,20	cisalhamento longitudinal
	10			30,72	30,72	
F	11	NÃO	NÃO	45,13	45,13	cisalhamento longitudinal
	12			52,82	52,82	
G	13	SIM	SIM	14,62	24,67	cisalhamento longitudinal
	14			12,79	24,22	

CAPÍTULO 6

ANÁLISE COMPARATIVA COM AS LAJES MISTAS FABRICADAS COM CONCRETO CONVENCIONAL

6.1 - INTRODUÇÃO

São apresentados, neste capítulo, os principais aspectos que diferenciam ou que aproximam o comportamento do sistema de lajes mistas fabricadas com concreto estrutural leve com as fabricadas com concreto convencional (ver Tabela 3.1, pág. 28). Para tanto, foi desenvolvido um estudo comparativo utilizando os resultados dos protótipos da série A à D e da série G com os protótipos 1, 2, 5, 7 e 8 de mesmas características testados por MELO (23). A comparação baseou-se na relação “carga x flecha no meio do vão”, “carga x deslizamento relativo de extremidade”, “carga x deformação no steel deck” e no modo e valor da carga de ruptura. É apresentada, também, a comparação entre as resistências ao cisalhamento longitudinal das lajes mistas determinadas através do método semi – empírico “m e k”.

6.2 - SÉRIE A X PROTÓTIPO 1

Pelo comportamento “carga x flecha no meio do vão”, mostrado na Figura 6.1, observa-se que os protótipos feitos com concreto leve tiveram flechas iniciais maiores do que o protótipo feito com concreto convencional. Isso pode ser explicado pelo fato desses protótipos, fabricados com concreto leve, terem um menor valor de módulo de elasticidade para o concreto, bem como terem apresentado uma maior quantidade de pequenas fissuras iniciais provenientes da retração. Com o aumento do carregamento e do processo de fissuração essas diferenças desaparecem, apresentando os protótipos comportamentos similares até o colapso. O limite estabelecido pelo EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19) para a flecha de serviço, 7,2 mm (neste caso), é

atingido pelas lajes da série A com uma carga média de 34,96 kN. No protótipo 1 o limite é alcançado com 35,64 kN. O modo de ruptura observado tanto nas lajes da série A quanto no protótipo 1 foi o mesmo, cisalhamento longitudinal. A diferença entre a carga média última aplicada nos protótipos da série A (44,78 kN) e no protótipo 1 (44,48 kN) foi igual a 0,7%, o que comprova a equivalência da capacidade portante entre as lajes. Portanto, pode-se constatar, no estado limite último das lajes, o mesmo equilíbrio apresentado em serviço, o que constitui mais uma evidência da igualdade de comportamento entre as mesmas.

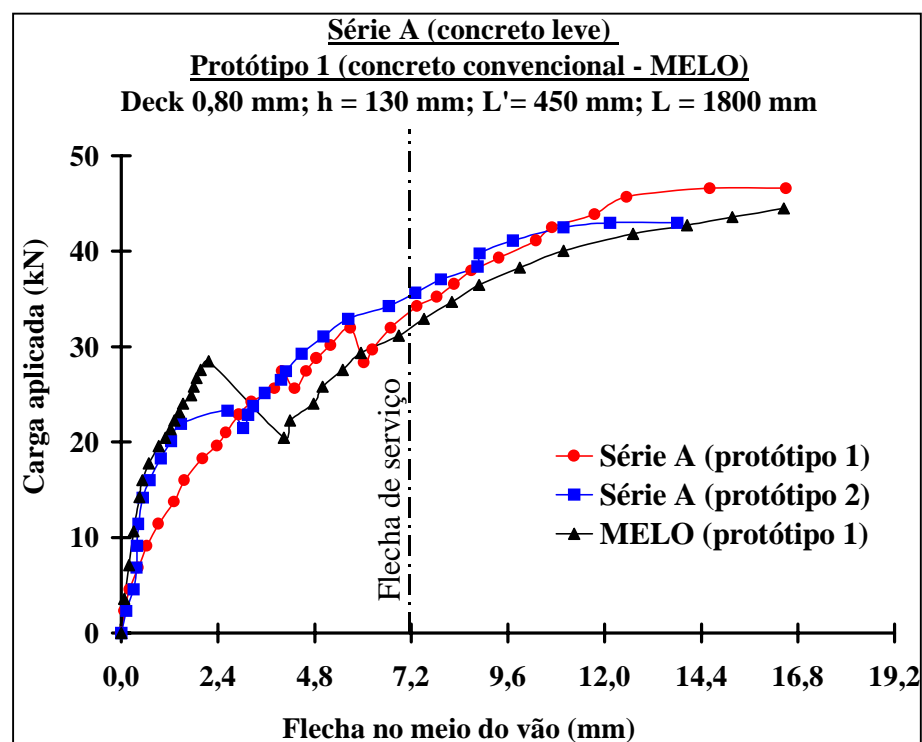


Figura 6.1 – Relação carga x flecha no meio do vão - Série A x Protótipo 1

A variação dos deslizamentos relativos de extremidade ao longo do carregamento está mostrada na Figura 6.2. Nota-se que todas as lajes ensaiadas apresentaram comportamento dúctil, de acordo com os critérios do EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19). Observa-se, também, que a perda da interação total entre o concreto e a fôrma de aço ocorreu, nos protótipos feitos com concreto leve, para um valor de carga menor, porém, a partir do início da interação parcial, com o aumento

do carregamento e do processo de fissuração, todos os protótipos apresentaram comportamentos similares.

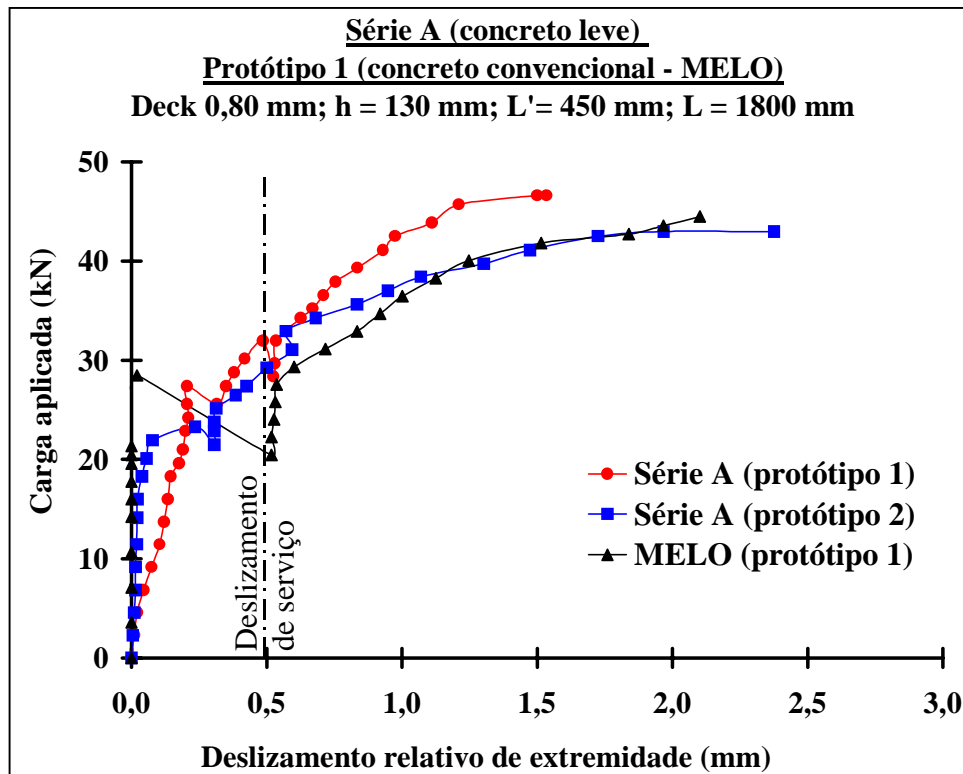


Figura 6.2 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade Série A x Protótipo 1

As Figuras 6.3 e 6.4 apresentam as relações “carga x deformação no steel deck”. Inicialmente nota-se deformações maiores no “steel deck” das lajes fabricadas com concreto leve. Novamente o menor valor do módulo de elasticidade do concreto leve bem como um maior número de fissuras iniciais nessas lajes são as razões para esse fato. Porém, com o aumento do carregamento as deformações medidas tendem para valores similares. Na onda superior houve inversão da deformação, de tração para compressão, em todos os protótipos. A deformação máxima medida na onda inferior do “steel deck” para os protótipos da série A ficou em torno de 1,65‰, abaixo, portanto, da deformação correspondente ao início do escoamento do aço da fôrma utilizada na confecção desses protótipos (1,74‰). Para o protótipo 1, a deformação máxima não

passou de 1,29‰, ficando, da mesma forma, aquém da deformação correspondente ao início do escoamento (1,60‰). Mais uma vez, a similaridade no comportamento entre os protótipos fabricados com concreto leve e os fabricados com concreto de peso específico usual é confirmada.

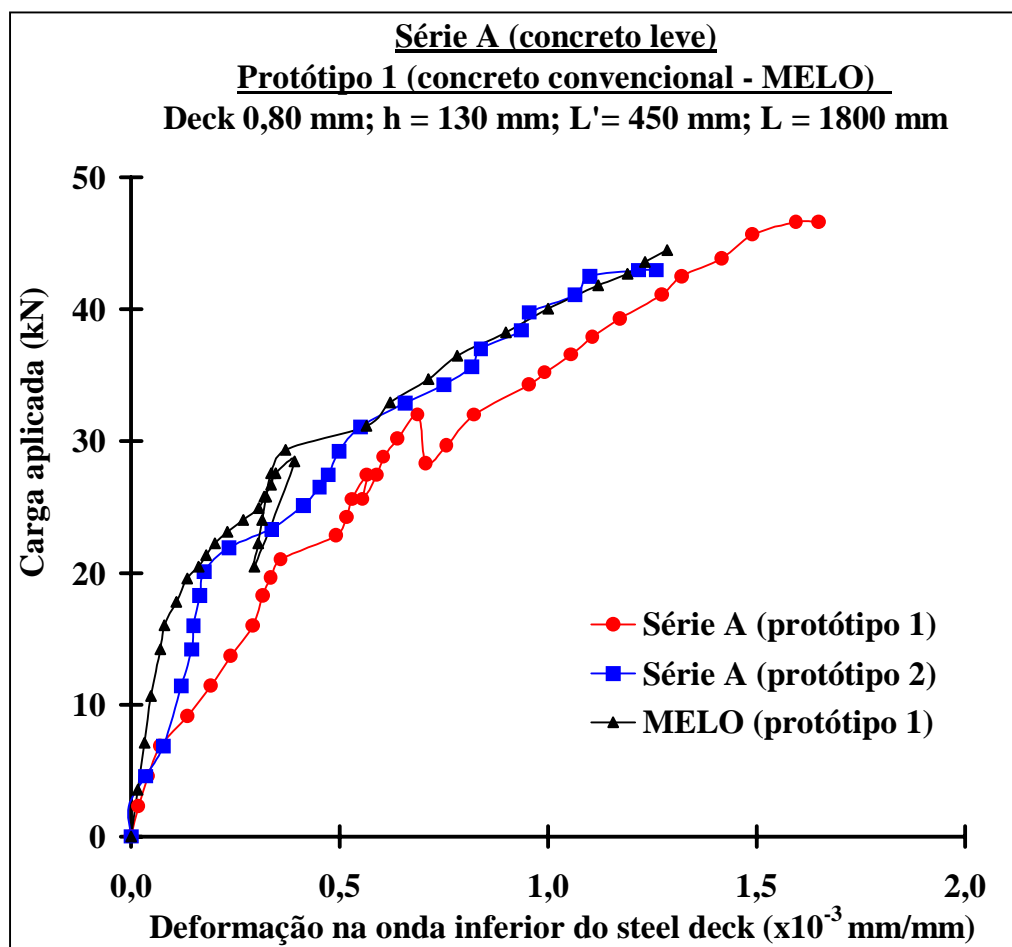


Figura 6.3 – Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série A x Protótipo 1

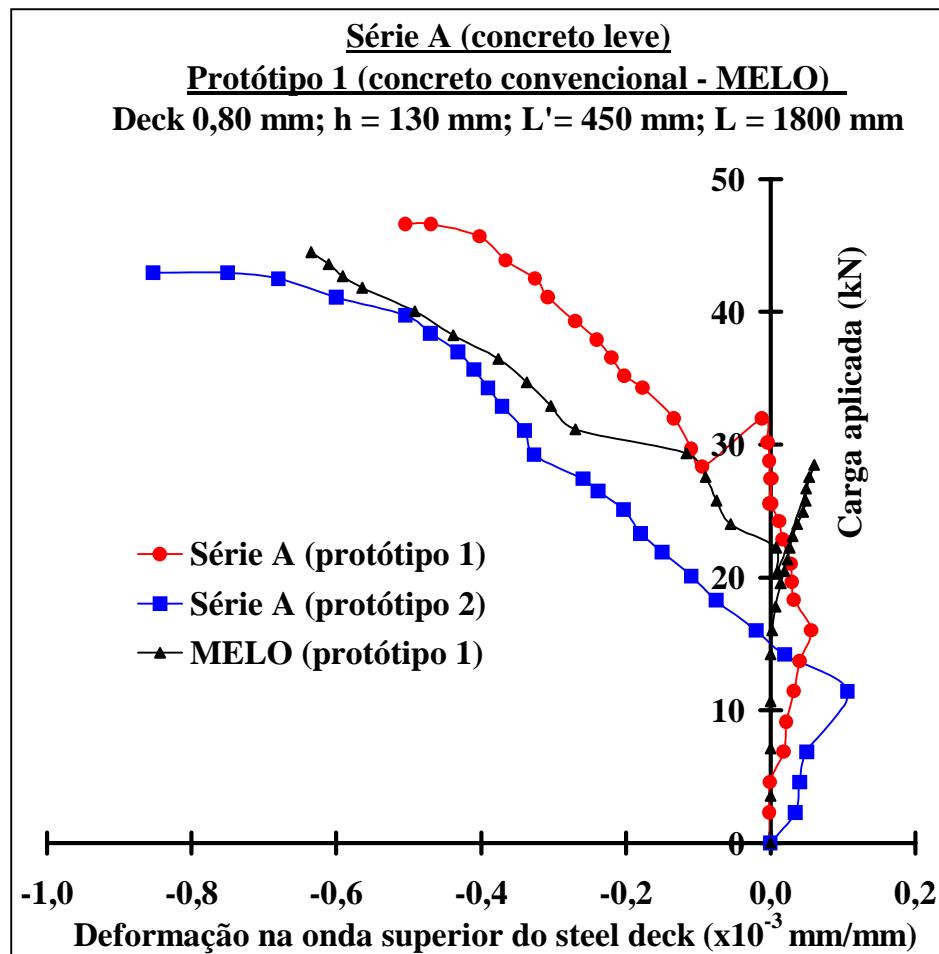


Figura 6.4 – Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série A x Protótipo 1

6.3 - SÉRIE B X PROTÓTIPO 2

Mais uma vez registra-se a igualdade no modo de ruptura, cisalhamento longitudinal, observado nos protótipos da série B e no protótipo 2. A carga última aplicada nesse protótipo, 37,36 kN, ficou em torno de 6% acima da média entre as duas cargas de colapso dos protótipos da série B, 35,18 kN. Portanto, também nesse caso, houve equivalência da capacidade portante dos sistemas. A Figura 6.5 mostra a relação “carga x flecha no meio do vão” para essas lajes. Novamente, os protótipos feitos com concreto leve tiveram flechas iniciais maiores do que o protótipo feito com concreto convencional, em função do menor módulo de elasticidade do concreto leve. Após a fissuração, as lajes apresentaram um comportamento bastante similar

independentemente do tipo do concreto. Isto pode ser explicado pelo tipo e localização das mossas, bem como pela forma da fôrma de aço utilizadas nesta pesquisa serem os fatores limitantes da resistência ao cisalhamento longitudinal das lajes mistas ensaiadas e não o concreto. A flecha de serviço é alcançada pelas lajes da série B com uma carga média de 24,68 kN e pelo protótipo 2 com uma carga de 26,69 kN. Outra vez, pode-se constatar, no comportamento em serviço, o mesmo equilíbrio apresentado na ruptura.

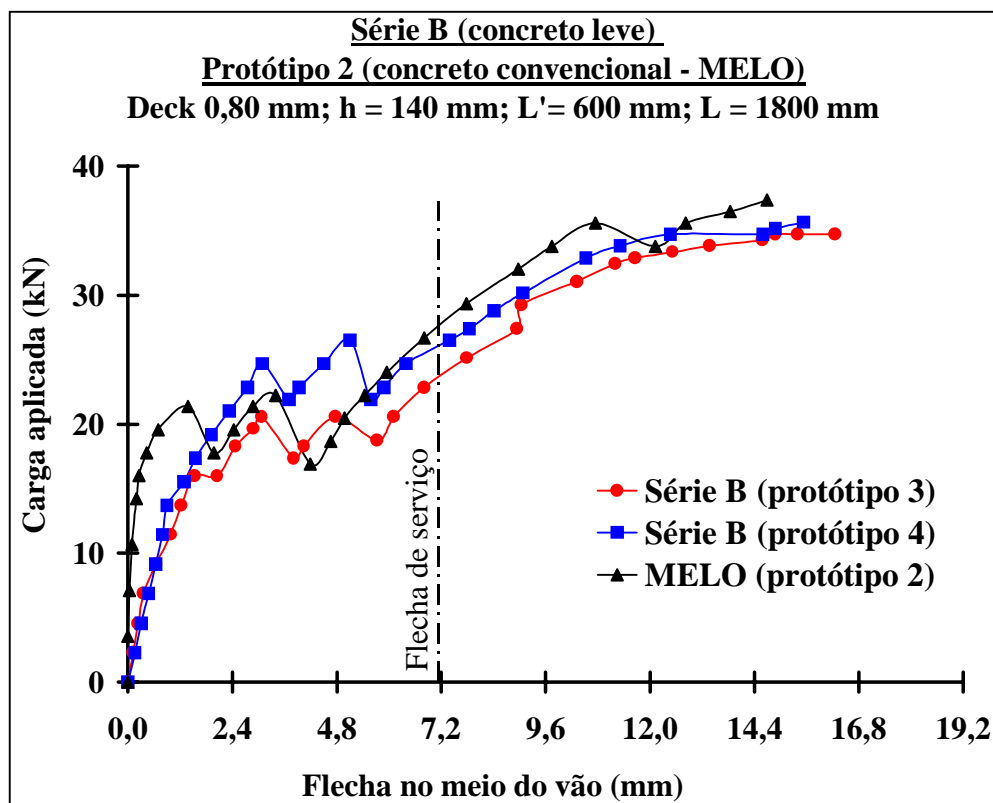


Figura 6.5 – Relação carga x flecha no meio do vão - Série B x Protótipo 2

Observando a Figura 6.6, nota-se que as três lajes ensaiadas apresentaram, inicialmente, deslizamento horizontal nulo devido à interação completa entre a fôrma de aço e o concreto. Após a formação das primeiras fissuras internas, ocorre a quebra de aderência química entre os dois materiais e as lajes começam a apresentar comportamentos muito semelhantes, tendo as três um comportamento dúctil.

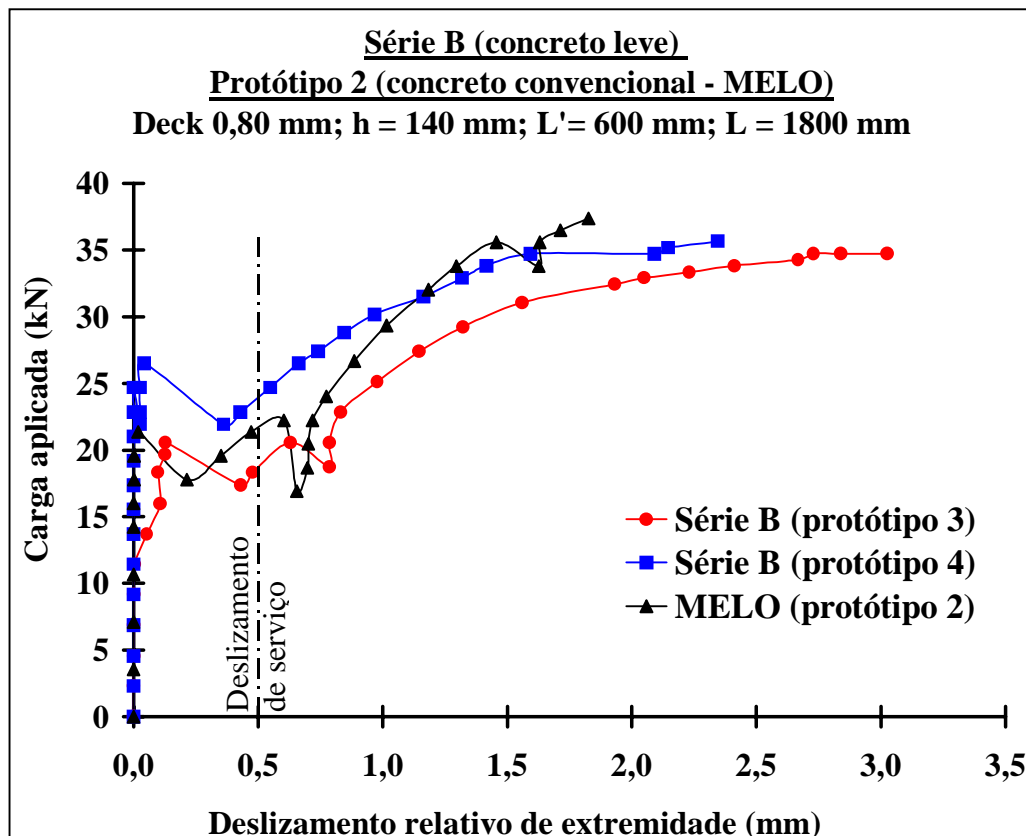


Figura 6.6 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade Série B x Protótipo 2

Analisando as deformações no “steel deck” dos protótipos da série B, verifica-se que as deformações máximas alcançadas foram 1,75‰ (protótipo 3) e 1,88‰ (protótipo 4), havendo, dessa maneira, escoamento na onda inferior do perfil de aço para ambas as lajes. Enquanto que para o protótipo 2 a deformação máxima observada (1,38‰) ficou cerca de 14% abaixo da deformação de escoamento do aço da fôrma utilizada por MELO. Com relação à onda superior da fôrma de aço, houve inversão da deformação em todos eles.

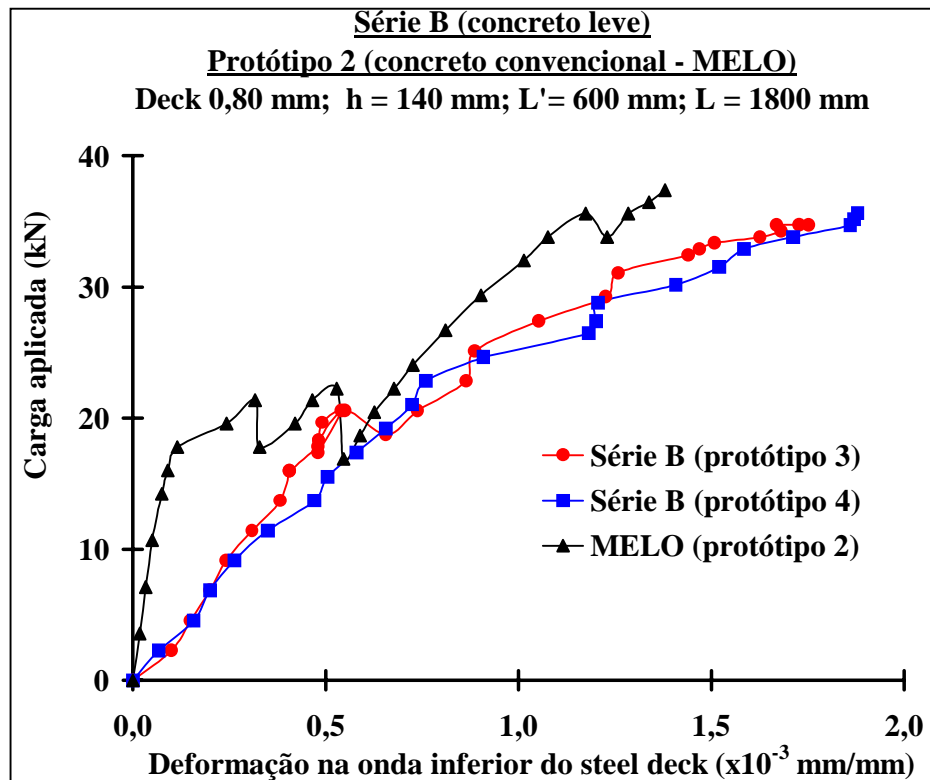


Figura 6.7 – Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série B x Protótipo 2

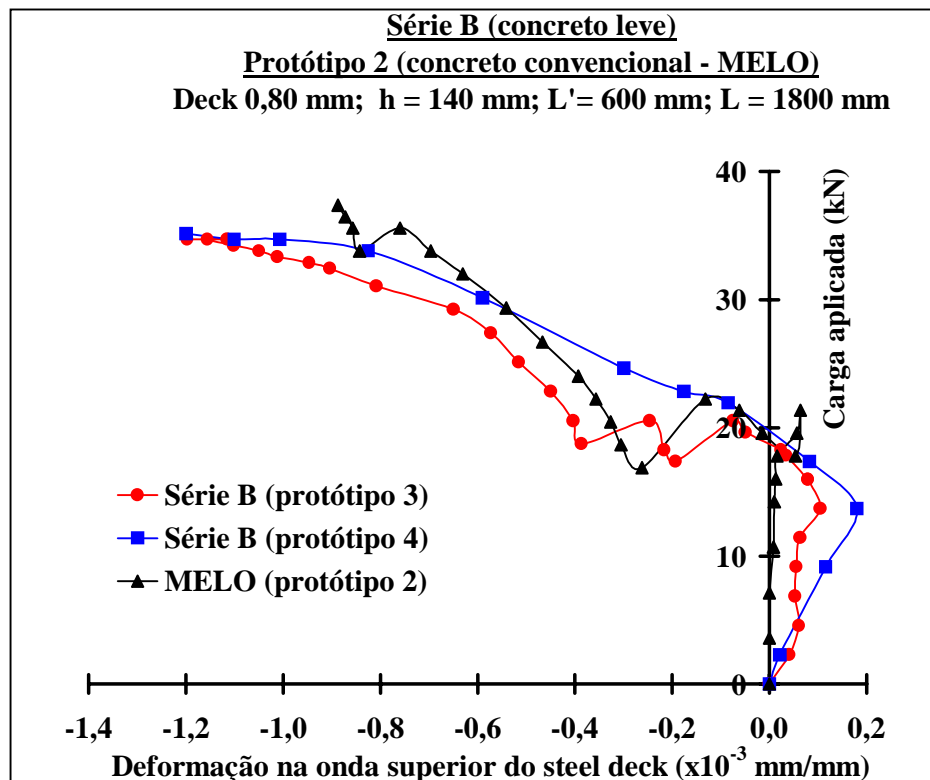


Figura 6.8 – Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série B x Protótipo 2

6.4 - SÉRIE C X PROTÓTIPO 7

Tanto as lajes da série C quanto o protótipo 7 apresentaram o mesmo modo de ruptura: cisalhamento longitudinal. A carga última aplicada ao protótipo 7, 79,17 kN, foi 2,5% maior que o valor médio alcançado nas lajes da série C, 77,22 kN. A relação “carga x flecha no meio do vão”, apresentada na Figura 6.9, revela um comportamento similar após a acomodação de carga sofrida pelo protótipo 7, apesar de nos primeiros estágios de carregamento os protótipos da série C apresentarem flechas maiores. A flecha de serviço foi atingida, em média, pelas lajes da série C com 59% da carga de ruptura e pelo protótipo 7 com 64%.

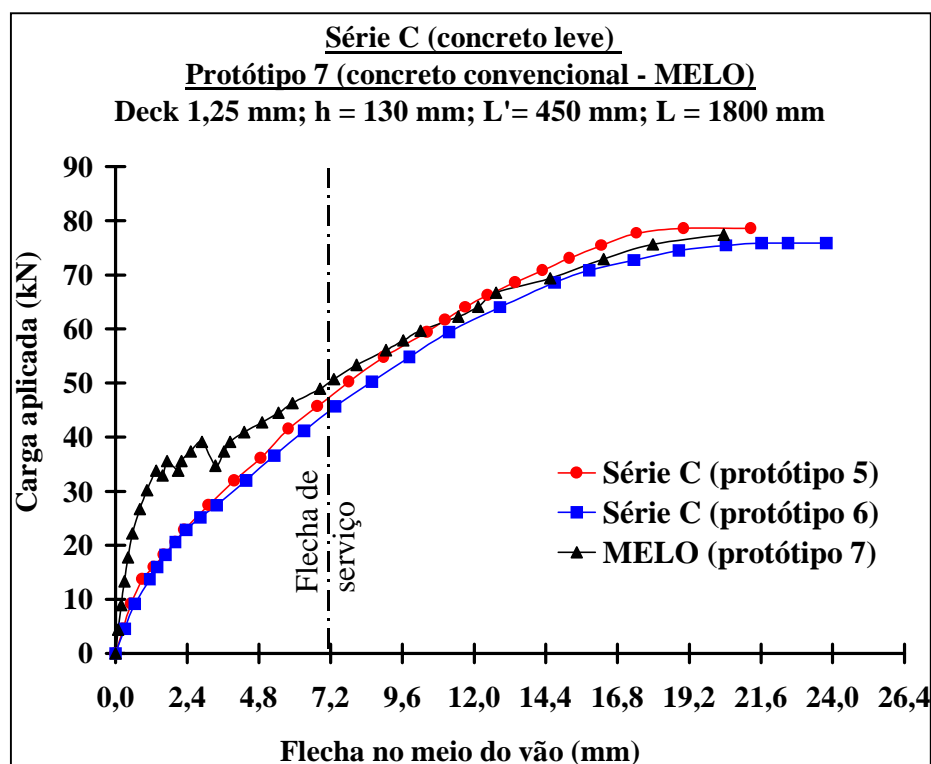


Figura 6.9 – Relação carga x flecha no meio do vão - Série C x Protótipo 7

A variação dos deslizamentos relativos de extremidade ao longo do carregamento está mostrada na Figura 6.10. Primeiramente nota-se que a perda da interação total entre o concreto e a fôrma de aço no protótipo 7 ocorreu para um valor de carga maior em relação as lajes da série C. Porém, a partir do início da interação

parcial, os três protótipos apresentaram praticamente a mesma resposta até a ruptura. Verifica-se, também, que as cargas relativas ao deslizamento de serviço de extremidade foram basicamente as mesmas nos três casos. Vê-se da Figura, ainda, que todas as lajes estudadas apresentaram comportamento dúctil, além de valores elevados de deslizamento relativo na ruptura.

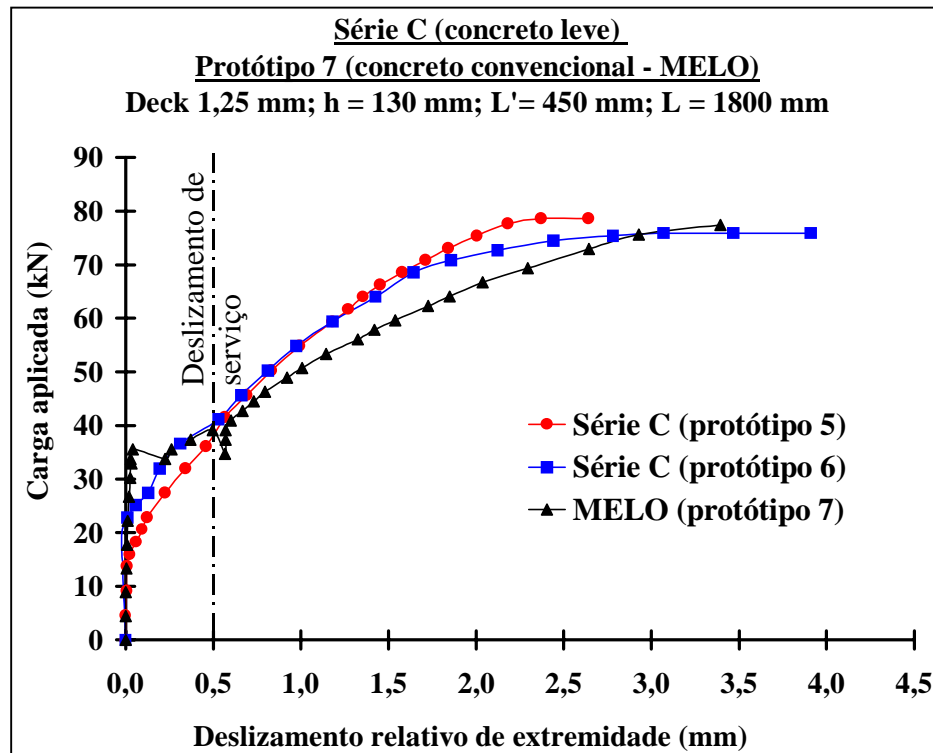


Figura 6.10 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série C x Protótipo 7

As Figuras 6.11 e 6.12 apresentam as relações “carga x deformação no steel deck”. Verifica-se uma similaridade de comportamento nos três protótipos. As deformações máximas medidas na onda inferior para os protótipos da série C foram 2,28‰ (protótipo 5) e 2,63‰ (protótipo 6) ficando, portanto, acima da deformação correspondente ao início do escoamento do aço (1,58‰). Para o protótipo 7, a deformação máxima foi de 2,00‰, ultrapassando, da mesma forma, a deformação correspondente ao início do escoamento do aço da fôrma usada na confecção desse protótipo (1,56‰). Ocorreu, além disso, inversão da deformação (de tração para compressão), na onda superior da fôrma de aço, em todos eles.

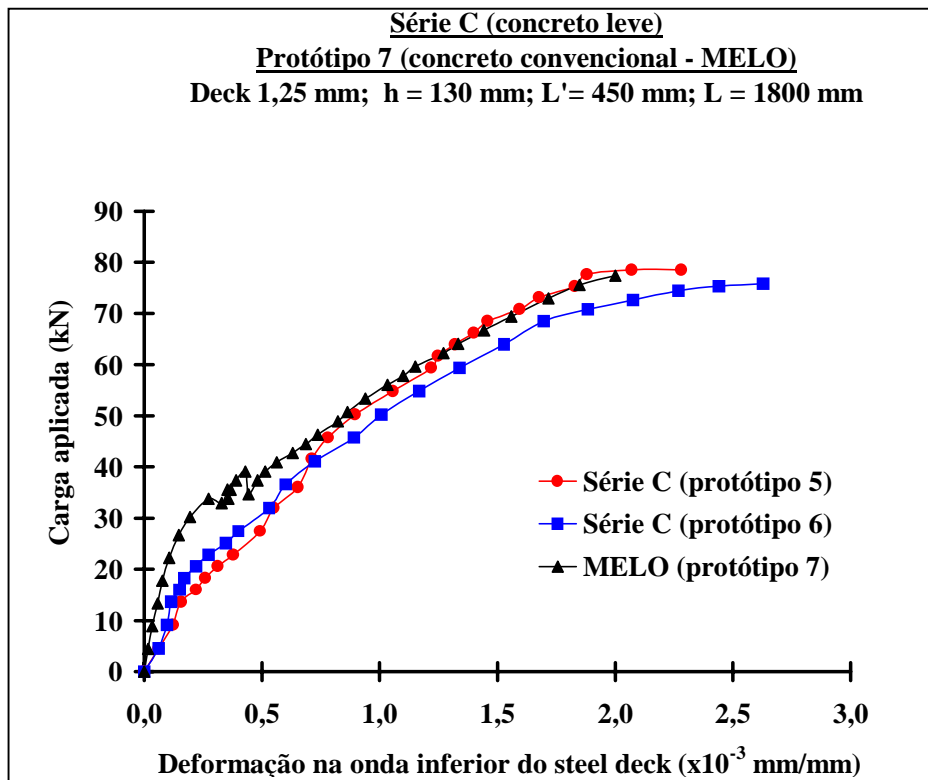


Figura 6.11 – Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série C x Protótipo 7

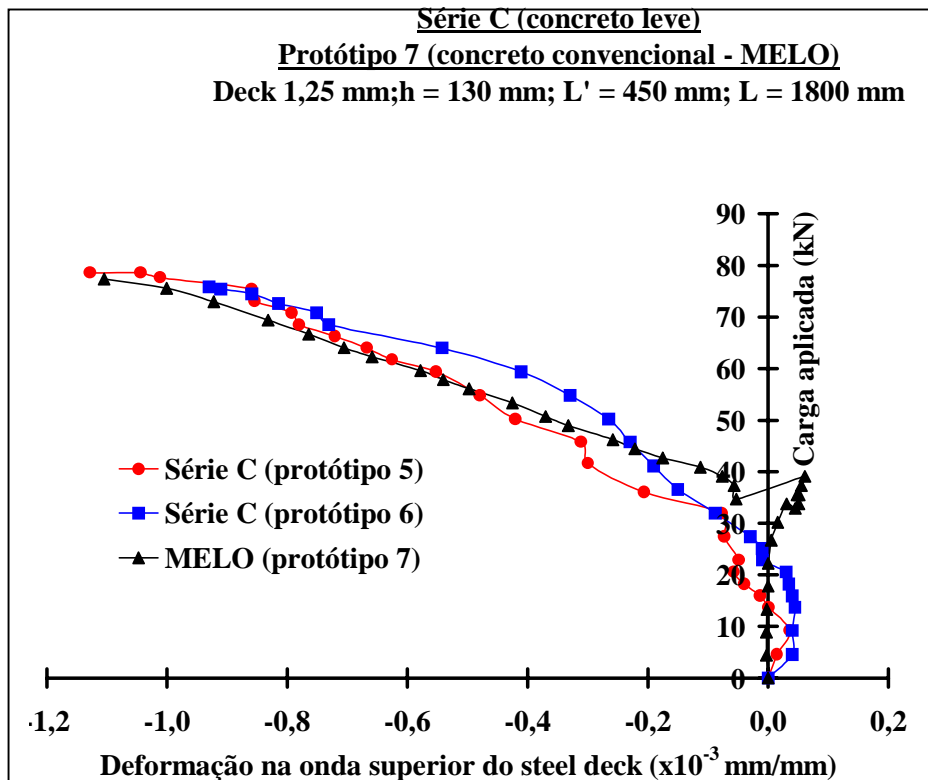


Figura 6.12 – Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série C x Protótipo 7

6.5 - SÉRIE D X PROTÓTIPO 8

A resposta “carga x flecha no meio do vão” está mostrada na Figura 6.13, onde estão plotadas as curvas correspondentes às duas lajes da série D e ao protótipo 8. Os protótipos feitos com concreto estrutural leve tiveram, novamente, flechas iniciais maiores; porém, logo após a primeira acomodação de carga do protótipo 8 e o conseqüente aumento de fissuras, ele apresentou um comportamento idêntico ao protótipo 7 da série D. A flecha de serviço foi alcançada pelas lajes da série D com uma carga média de 35,41 kN e pelo protótipo 8 com uma carga de 40,92 kN. Todos os protótipos romperam por cisalhamento longitudinal. A carga última atingida pelo protótipo 8, 67,60 kN, ficou cerca de 13% maior do que a média das mesmas cargas encontradas nos protótipos da série D, 60,08 kN.

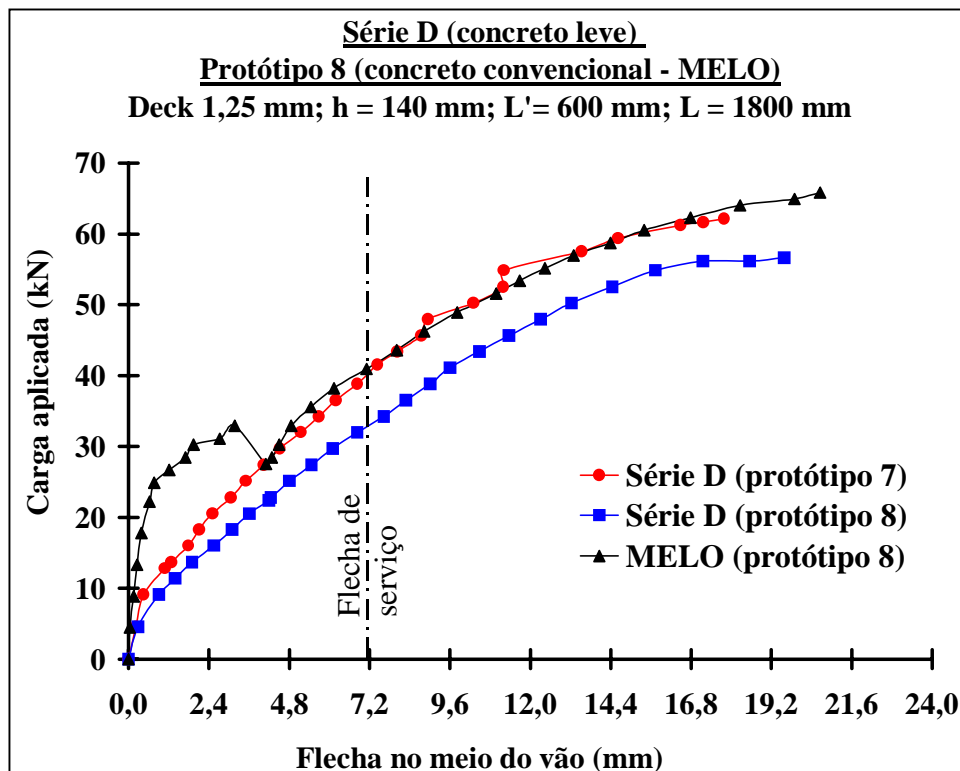


Figura 6.13 – Relação carga x flecha no meio do vão - Série D x Protótipo 8

Através da Figura 6.14, pode-se notar que os protótipos da série D, por estarem mais fissurados inicialmente, começaram a apresentar deslizamentos relativos

de extremidade desde as primeiras aplicações de carga. Porém, após a fissuração e quebra da aderência química, a relação “carga x deslizamento relativo de extremidade” do protótipo 8 tende para a média das curvas dos protótipos da série D. As três lajes apresentaram também, nesse caso, um comportamento dúctil.

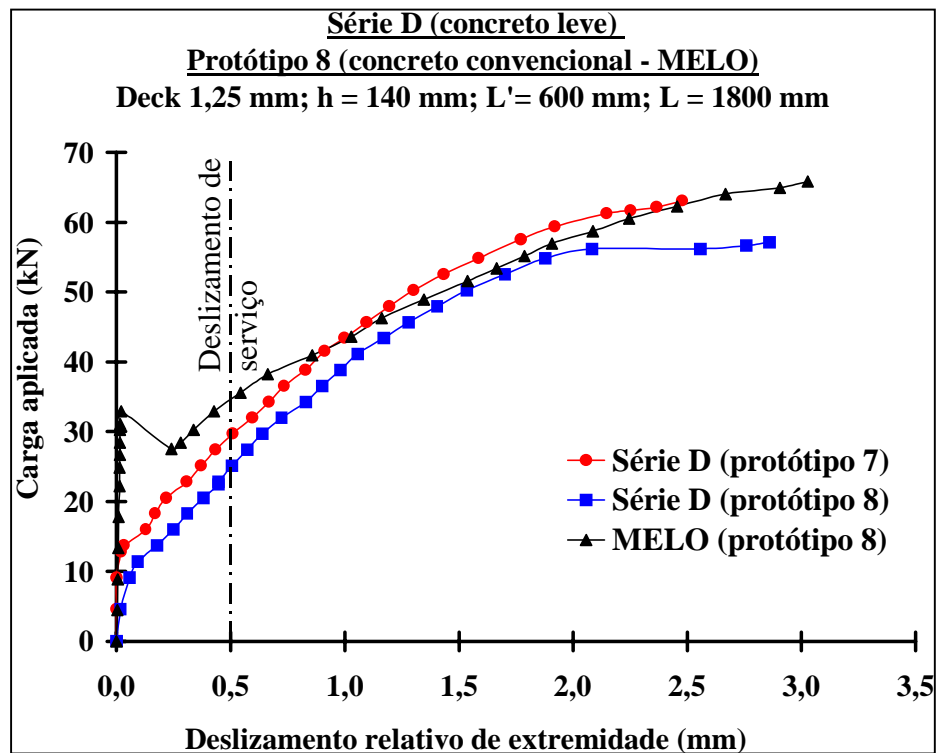


Figura 6.14 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série D x Protótipo 8

Analisando as deformações medidas no “steel deck” dos protótipos da série D, verifica-se que as deformações máximas alcançadas na onda inferior (Figura 6.15) foram 2,34‰ (protótipo 7) e 2,20‰ (protótipo 8), o que permite concluir que houve escoamento na parte inferior do perfil de aço para ambas as lajes. A deformação máxima encontrada para o protótipo 8 (1,88‰), ensaiado por MELO, também ficou além da deformação de escoamento do aço da fôrma utilizada na confecção desse protótipo. Outro fato a ser colocado é que houve inversão da deformação, de tração para compressão, na onda superior do “steel deck” para o protótipo 8, mas os protótipos da série D as deformações foram sempre de compressão (Figura 6.16).

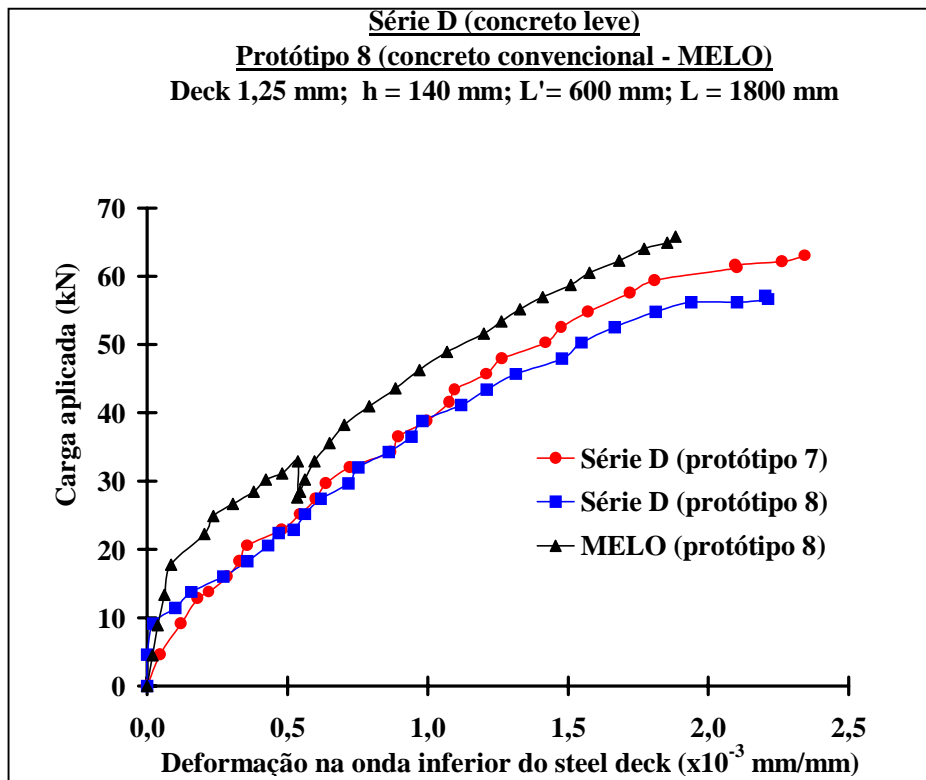


Figura 6.15 – Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série D x Protótipo 8

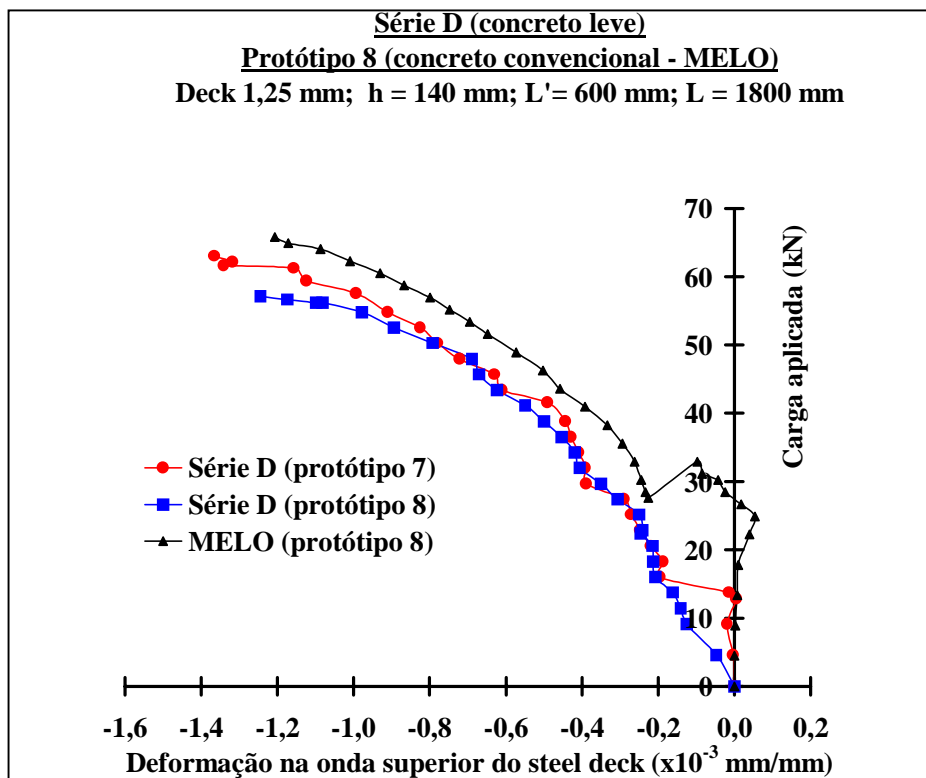


Figura 6.16 – Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série D x Protótipo 8

6.6 - SÉRIE G X PROTÓTIPO 5

Registra-se, igualmente, neste caso, o mesmo modo de ruptura, cisalhamento longitudinal, tanto para as lajes da série G quanto para o protótipo 5. A carga última atingida por esse protótipo, 22,84 kN, foi 6,6% menor que a média (24,45 kN) das cargas de colapso das lajes da série G. Analisando a relação “carga x flecha no meio do vão” (Figura 6.17), percebe-se que, da mesma forma que os protótipos comparados até aqui, as lajes fabricadas com concreto leve tiveram flechas iniciais maiores. Destaca-se, ainda, o fato do protótipo 5 ter atingido a flecha de serviço (1/250 do vão livre ou 14,4 mm) com uma carga de 21,93 kN equivalente a 96% da carga última da laje. Essa razão foi bem maior que a encontrada para os protótipos da série G, onde a carga média relativa à flecha de serviço, 16,91 kN, correspondeu a 69% da carga de ruptura.

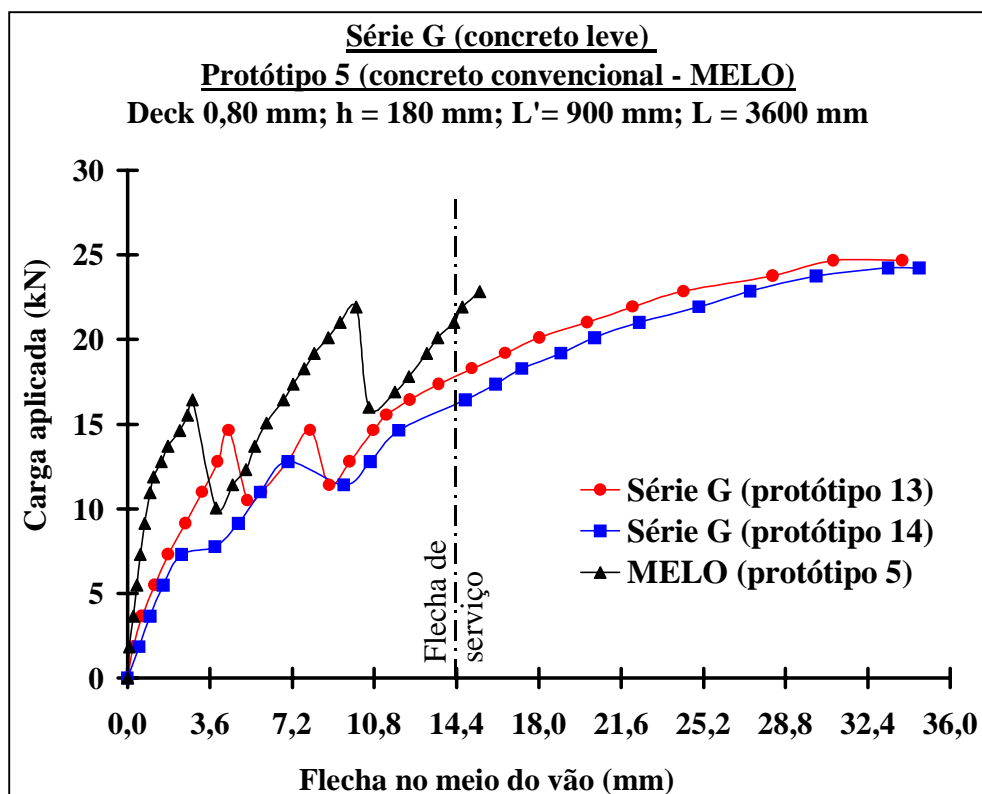


Figura 6.17 – Relação carga x flecha no meio do vão - Série G x Protótipo 5

Analisando a Figura 6.18, observa-se que as três lajes ensaiadas apresentaram, no início do carregamento, deslizamento horizontal relativo nulo devido à interação

completa entre a fôrma de aço e o concreto. A quebra de aderência química entre os dois materiais aconteceu primeiro nas lajes da série G, já que elas tiveram perda de carga inicial e atingiram o deslizamento de serviço com cargas menores do que o protótipo 5. Após a primeira acomodação de carga do protótipo 5, as lajes começam a apresentar comportamentos muito semelhantes, tendo as três apresentado um comportamento dúctil.

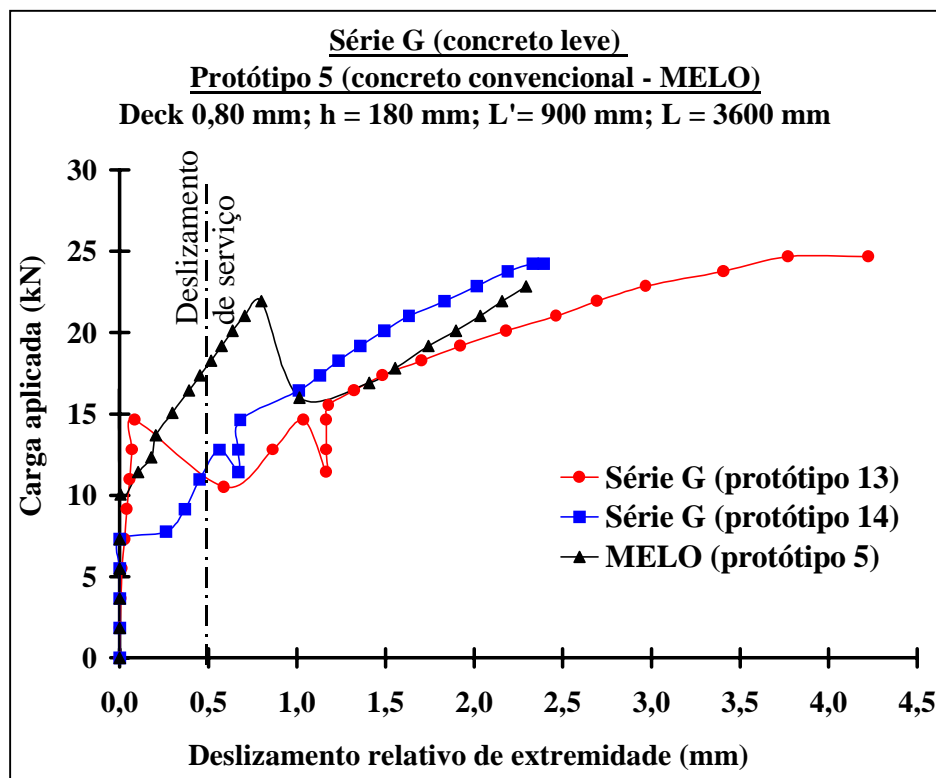


Figura 6.18 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade Série G x Protótipo 5

Analisando as deformações na onda inferior do “steel deck” dos protótipos da série G (Figura 6.19), verifica-se que as deformações máximas alcançadas foram 1,17‰ (protótipo 13) e 1,22‰ (protótipo 14); portanto, não houve escoamento na parte inferior do perfil de aço para os protótipos dessa série. O mesmo pode ser dito para o protótipo 5 já que a deformação máxima obtida, 0,57‰, ficou abaixo da deformação de escoamento do aço da fôrma utilizada por MELO. Com relação à onda superior da fôrma de aço, houve inversão da deformação apenas para os protótipos da série G (Figura 6.20).

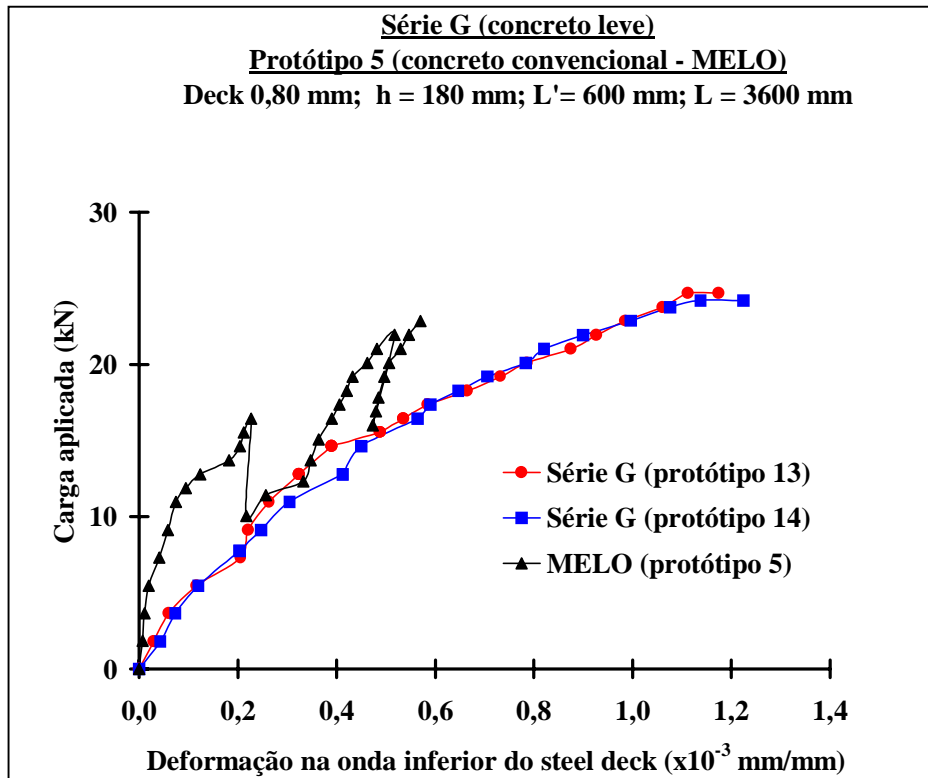


Figura 6.19 – Relação carga x deformação na onda inferior do steel deck Série G x Protótipo 5

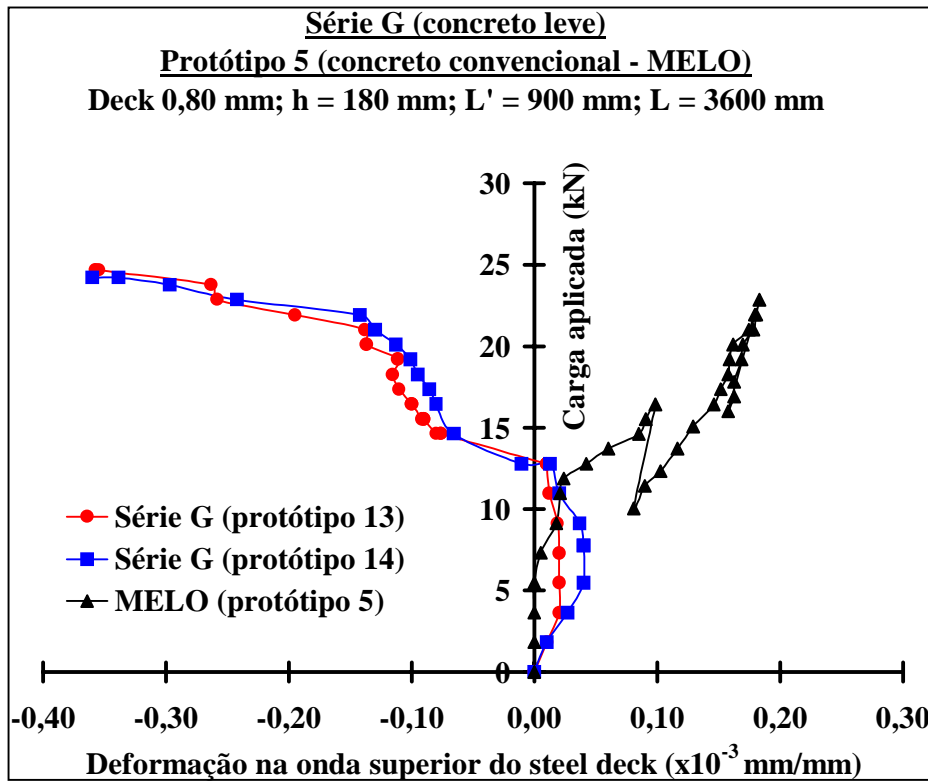


Figura 6.20 – Relação carga x deformação na onda superior do steel deck Série G x Protótipo 5

6.7 - CÁLCULO DA RESISTÊNCIA NOMINAL AO CISALHAMENTO LONGITUDINAL – MÉTODO “m e k”

Pelo fato de todas as lajes desta pesquisa terem rompido por cisalhamento longitudinal, o método “m e k” será utilizado para se determinar a capacidade resistente última. E com o intuito de aproveitar os valores de “m e k” já existentes para as lajes mistas fabricadas com concreto de peso específico usual encontrados por MELO (23) e os resultados obtidos por SILVA (28), no seu estudo da aplicação das lajes mistas em estruturas usuais de concreto armado, serão apresentados e analisados os efeitos que se obtêm ao se incorporar, em um só grupo, os resultados dos ensaios de todos esses protótipos. É importante frisar que o comportamento dos protótipos, dessas três diferentes pesquisas, foram praticamente idênticos.

O estudo foi dividido em quatro etapas: protótipos fabricados com concreto leve empregando “steel deck” de espessura igual a 0,80 mm; protótipos fabricados com concreto leve empregando “steel deck” de espessura igual a 1,25 mm; protótipos fabricados com concreto leve e com concreto convencional empregando “steel deck” de espessura igual a 0,80 mm; e, finalmente, protótipos fabricados com concreto leve e com concreto convencional empregando “steel deck” de espessura igual a 1,25 mm.

6.7.1 - PROTÓTIPOS FABRICADOS COM CONCRETO LEVE EMPREGANDO “STEEL DECK” DE ESPESSURA IGUAL A 0,80 mm

O cálculo da resistência nominal das lajes mistas, nesse caso, envolve os protótipos das séries A, B, e G, cujos dados geométricos e resultados dos ensaios se encontram na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos das séries A, B e G

Protótipo	Série	L (mm)	L' (mm)	B (mm)	h (mm)	d (mm)	P _u (kN)	P _{ut} (kN)	PP _{laje} (kN/m ²)	V _{ut} (kN/m)
1	A	1800	450	847,5	129,5	92,0	46,6	50,3	1,5	31,0
2	A	1800	450	846,5	127,8	90,3	43,0	46,7	1,4	28,8
3	B	1800	600	845,0	137,0	99,5	34,7	38,4	1,6	24,1
4	B	1800	600	838,0	138,0	100,5	35,6	39,3	1,6	24,9
13	G	3600	900	822,5	175,1	137,7	24,7	28,4	2,3	21,4
14	G	3600	900	829,5	176,8	139,3	24,2	27,9	2,3	21,0

Os símbolos da tabela correspondem a:

L é o vão da laje;

L' é o vão de cisalhamento da laje;

B é a largura efetiva da laje;

h é a altura total da laje;

d é a altura efetiva da laje;

P_u é a carga máxima aplicada na laje pelo atuador hidráulico;

P_{ut} é a carga máxima total aplicada na laje = P_u + peso dos aparatos de carga;

PP_{laje} é o peso próprio da laje; e

V_{ut} é o cisalhamento transversal último total alcançado nos ensaios, por metro

de largura de laje e é igual a $\frac{P_{ut} + (PP_{laje} \cdot L \cdot B)}{2 \cdot B}$.

Através das Equações 2.3 ($X = \frac{1}{L'}$) e 2.4 ($Y = \frac{V_{ut}}{b \cdot d}$), e dos dados da tabela, os valores de X e Y foram determinados. Através de uma regressão linear, foram calculados a inclinação “m” e o ponto de interseção “k” da reta representada pela Equação 2.2 ($Y = m \cdot X + k$). Substituindo-se os valores de “m e k” na Equação 2.1 ($V_{us} = b \cdot d \cdot \left(m \cdot \frac{1}{L'} + k \right)$) chegou-se a V_{us} . A Tabela 6.2 apresenta os resultados finais obtidos.

Tabela 6.2 - Resultados da análise de regressão linear dos protótipos das séries A, B e G

Protótipo	Série	X ($\times 10^3$)	Y ($\times 10^3$)	Resultado da regressão	V_{us} (kN/m)	V_{us}/V_{ut}	% desvio
1	A	2,22	336,81	m = 157,64 k = -0,0207	30,33	0,9787	-2,1312
2	A	2,22	319,36		29,77	1,0321	3,2143
3	B	1,67	242,66		24,09	0,9975	-0,2489
4	B	1,67	247,62		24,33	0,9775	-2,2496
13	G	1,11	155,24		21,26	0,9951	-0,4888
14	G	1,11	150,63		21,52	1,0255	2,5533

O CSSBI (16) recomenda que quando cada espessura da fôrma de aço é tratada separadamente, como foi feito neste trabalho, a razão entre as resistências calculadas, V_{us} , e experimentais, V_{ut} , deve estar dentro dos limites de 0,85 a 1,15, inclusive. Caso isso não ocorra, os valores de “m e k” devem ser reduzidos em 5%. Como pode ser visto na Tabela 6.2, os protótipos dessas séries ficaram dentro desses limites estabelecidos. A Figura 6.21 também ilustra esse fato.

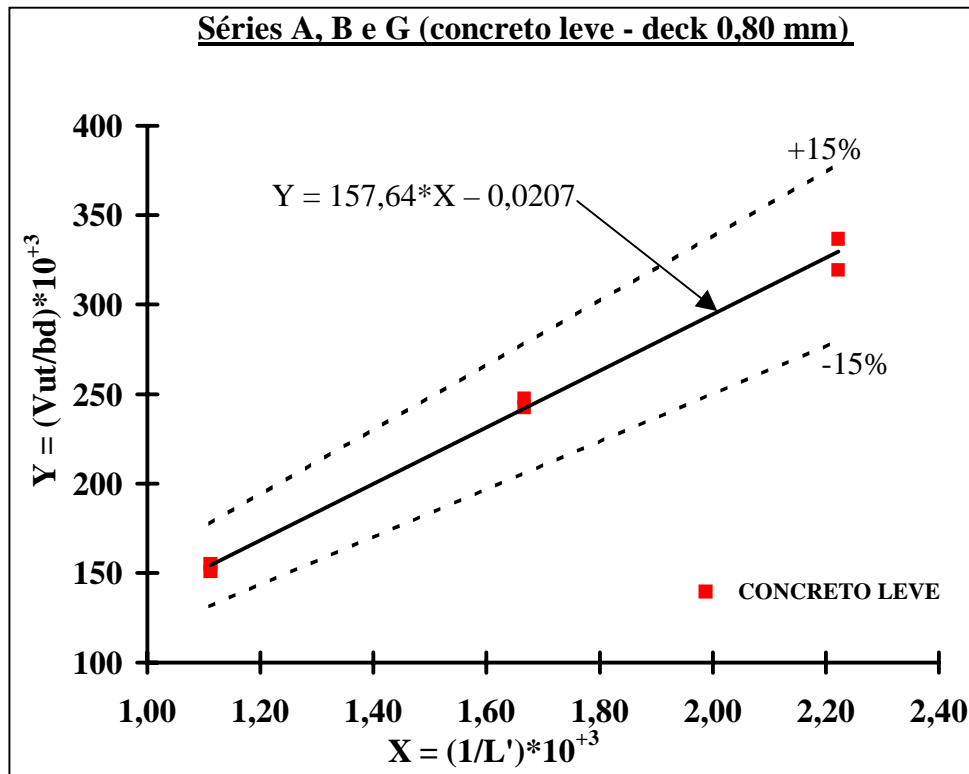


Figura 6.21 – Resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries A, B e G

A Figura 6.22 mostra a superposição dos valores obtidos para a resistência nominal dos protótipos 1 a 6, ensaiados por MELO (23), e das lajes das séries A, B e G, ensaiadas nesta pesquisa. Observa-se que a reta obtida pela regressão linear, usando-se as resistências dos protótipos fabricados com concreto leve, é quase que paralela à reta obtida para os protótipos fabricados com concreto convencional. Nota-se, ainda, que essa reta se mantém dentro dos limites de dispersão determinados pelo CSSBI (16) para as lajes de MELO (23). Isso revela não só a igualdade em termos de capacidade portante dos dois sistemas em estudo, mas também que os mesmos valores de “m e k” podem ser aplicados ao sistema de lajes mistas empregando o concreto estrutural leve. Essa é mais uma indicação da viabilidade da técnica estudada neste trabalho, já que o procedimento de cálculo seria o mesmo aplicado a estruturas de lajes mistas confeccionadas com concreto convencional.

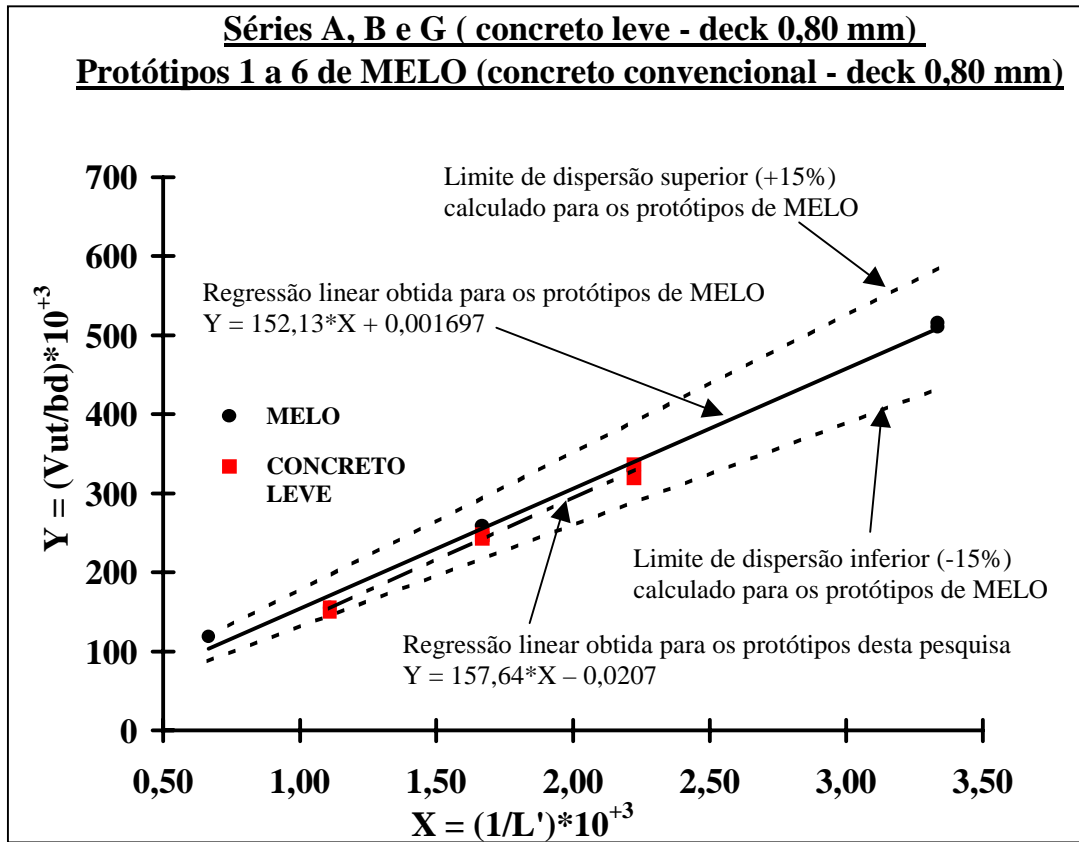


Figura 6.22 – Comparação das curvas de resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries A, B e G e dos protótipos 1 a 6 (MELO)

6.7.2 - PROTÓTIPOS FABRICADOS COM CONCRETO LEVE EMPREGANDO “STEEL DECK” DE ESPESSURA IGUAL A 1,25 mm

O cálculo da resistência nominal das lajes mistas, neste caso, envolve os protótipos das séries C e D, cujos dados e resultados dos ensaios se encontram na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos das séries C e D

Protótipo	Série	L (mm)	L' (mm)	B (mm)	h (mm)	d (mm)	P _u (kN)	P _{ut} (kN)	PP _{laje} (kN/m ²)	V _{ut} (kN/m)
5	C	1800	450	852,5	127,8	90,1	78,6	82,3	1,4	49,6
6	C	1800	450	852,5	128,4	90,6	75,9	79,6	1,4	48,0
7	D	1800	600	855,0	138,1	100,4	63,1	66,8	1,6	40,5
8	D	1800	600	853,0	138,0	100,3	57,1	60,8	1,6	37,1

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo empregado para os protótipos com “steel deck” de 0,80 mm, o valor de V_{us} foi determinado conforme mostra a Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Resultados da análise de regressão linear dos protótipos das séries C e D

Protótipo	Série	X ($\times 10^3$)	Y ($\times 10^3$)	Resultado da regressão	V_{us} (kN/m)	V_{us}/V_{ut}	% desvio
5	C	2,22	550,08	m = 275,65 k = -0,0730	48,60	0,9809	-1,9115
6	C	2,22	529,05		48,91	1,0199	1,9875
7	D	1,67	403,13		38,79	0,9586	-4,1434
8	D	1,67	369,72		38,75	1,0452	4,5178

Em relação aos limites preconizados pelo CSSBI (16), a Tabela 6.4 e a Figura 6.23 mostram que eles foram satisfeitos.

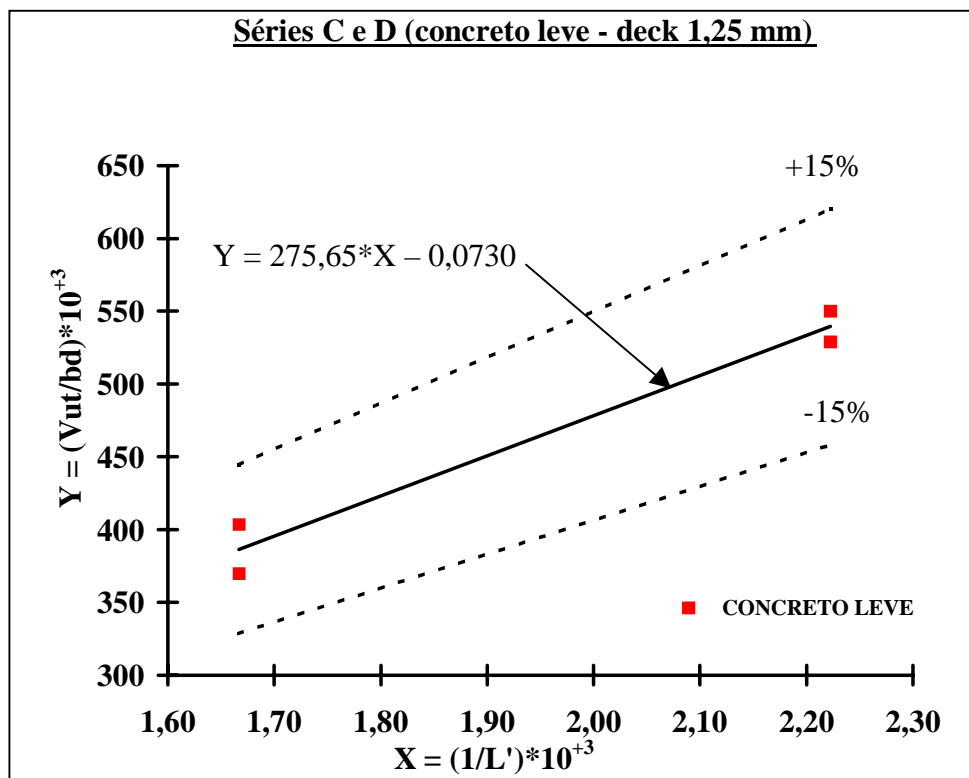


Figura 6.23 – Resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries C e D

A Figura 6.24 mostra a superposição dos valores obtidos para a resistência última nominal dos protótipos 7 a 12, ensaiados por MELO (23), e das lajes das séries C e D, ensaiadas nesta pesquisa. Observa-se que os valores se mantêm dentro dos limites de dispersão determinados pelo CSSBI (16) para as lajes de MELO (23). Portanto, também para essa espessura de fôrma metálica, os mesmos valores de “m e k” podem ser aplicados ao sistema de lajes mistas construídas com concreto estrutural leve.

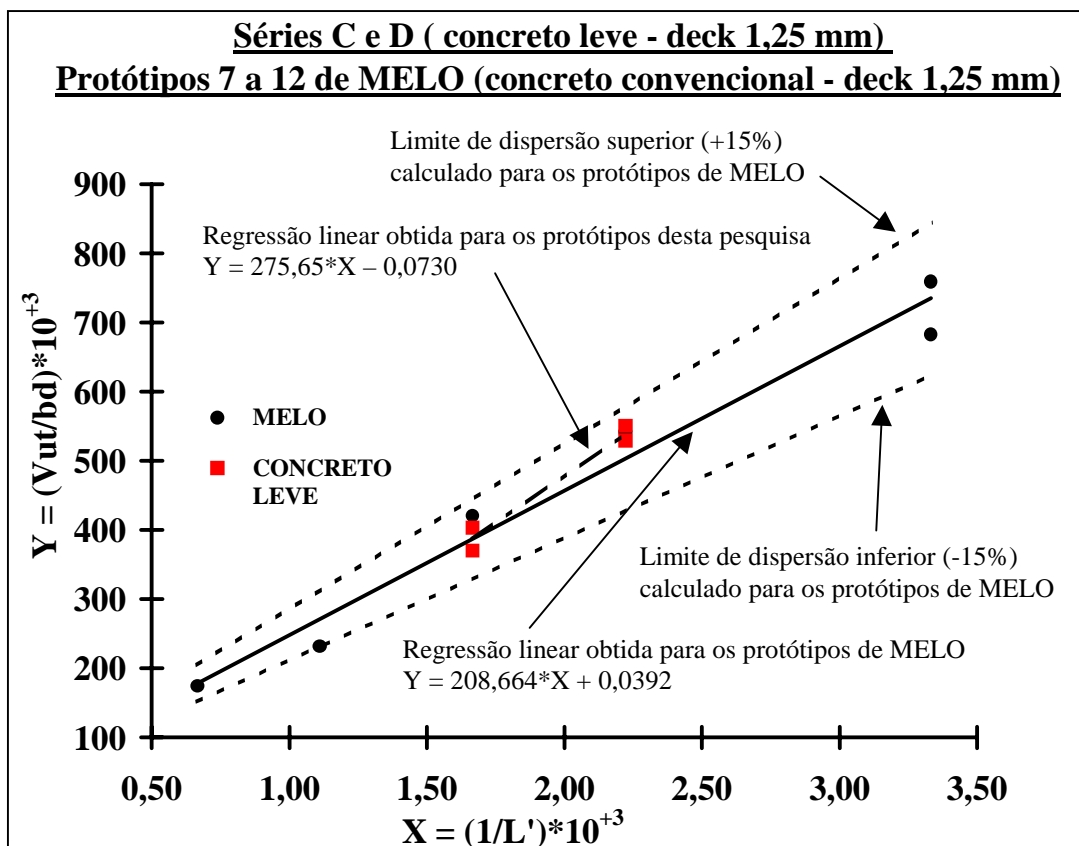


Figura 6.24 – Comparação das curvas de resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal dos protótipos das séries C e D e dos protótipos 7 a 12 (MELO)

6.7.3 - PROTÓTIPOS FABRICADOS COM CONCRETO LEVE E COM CONCRETO CONVENCIONAL EMPREGANDO “STEEL DECK” DE ESPESSURA IGUAL A 0,80 mm

Em função do comportamento bastante similar, pode-se dizer que tanto os resultados obtidos com as lajes mistas fabricadas com concreto convencional quanto os obtidos com as lajes mistas fabricadas com concreto estrutural leve pertencem a uma mesma população, podendo, dessa maneira, ser analisados em conjunto. SILVA (28) em seu trabalho sobre a aplicação de lajes mistas em estruturas usuais de concreto armado mostra que os resultados obtidos pertencem do mesmo modo a essa mesma população. Portanto, esses resultados também fazem parte deste estudo conforme mostra a Tabela 6.5

Tabela 6.5 – Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos desta pesquisa (séries A, B e G), de MELO e de SILVA

Protótipo	Origem	L (mm)	L' (mm)	B (mm)	h (mm)	d (mm)	P _u (kN)	P _{ut} (kN)	PP _{laje} (kN/m ²)	V _{ut} (kN/m)
1	Série A	1800	450	847,5	129,5	92,0	46,6	50,3	1,5	31,0
2		1800	450	846,5	127,8	90,3	43,0	46,7	1,4	28,8
3	Série B	1800	600	845,0	137,0	99,5	34,7	38,4	1,6	24,1
4		1800	600	838,0	138,0	100,5	35,6	39,3	1,6	24,9
13	Série G	3600	900	822,5	175,1	137,7	24,7	28,4	2,3	21,4
14		3600	900	829,5	176,8	139,3	24,2	27,9	2,3	21,0
1	MELO	1800	450	820,0	133,0	95,5	44,5	48,2	2,3	31,4
2		1803	600	820,0	143,0	105,5	37,4	41,1	2,5	27,3
3		1803	300	820,0	153,0	115,5	89,8	93,5	2,7	59,5
4		1797	300	820,0	172,0	134,5	104,1	107,8	3,2	68,6
5		3605	900	820,0	182,0	144,5	22,8	26,5	3,4	22,4
6		3597	1500	820,0	192,0	154,5	15,5	19,2	3,7	18,3
P1SA	SILVA	1800	600	817,0	136,0	98,5	35,6	40,2	2,4	26,8
P2SA		1800	600	822,0	136,0	98,5	35,6	40,2	2,4	26,6
P1SC		3600	900	819,0	176,0	138,5	25,8	30,5	3,3	24,6
P2SC		3600	900	821,0	178,0	140,5	21,4	26,0	3,4	21,9
P1SE		1800	450	823,0	125,0	87,5	42,7	47,4	2,2	30,7
P2SE		1800	450	822,0	126,0	88,5	42,7	47,4	2,2	30,8

Utilizando os dados da tabela obtém-se: $m = 154,925$ e $k = -0,00533$. Comparando esses valores com os encontrados por MELO, $m = 152,13$ e $k = 0,00170$, observa-se que a diferença entre eles é praticamente desprezível. Como os valores determinados por MELO já vêm sendo utilizados, resolveu-se calcular V_{us} de todos os protótipos a partir deles. Os resultados se encontram na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Valores de V_{us} calculados através do “m e k” encontrado por MELO

Protótipo	Origem	X ($\times 10^3$)	Y ($\times 10^3$)		V_{us} (kN/m)	V_{us}/V_{ut}	% desvio
1	Série A	2,22	336,81	m = 152,13 k = 0,00170 (MELO)	31,26	1,0088	0,8782
2		2,22	319,36		30,68	1,0639	6,3881
3	Série B	1,67	242,66		25,40	1,0519	5,1887
4		1,67	247,62		25,65	1,0308	3,0789
13	Série G	1,11	155,24		23,50	1,0998	9,9813
14		1,11	150,63		23,79	1,1334	13,3434
1	MELO	2,22	329,11		32,451	1,0324	3,2373
2		1,67	258,88		26,931	0,9860	-1,4044
3		3,33	514,95		58,771	0,9880	-1,1956
4		3,33	510,12		68,438	0,9974	-0,2588
5		1,11	154,72		24,672	1,1035	10,3452
6		0,67	118,61		15,933	0,8694	-13,0591
P1SA	SILVA	1,67	271,93		25,144	0,9387	-6,1348
P2SA		1,67	270,41		25,144	0,9439	-5,6071
P1SC		1,11	177,72	23,648	0,9607	-3,9335	
P2SC		1,11	156,17	23,989	1,0932	9,3229	
P1SE		2,22	350,86	29,733	0,9684	-3,1632	
P2SE		2,22	347,53	30,072	0,9776	-2,2354	

Os resultados indicados nessa tabela e a Figura 6.25 revelam que, quando os resultados de todos os protótipos são analisados em conjunto, as dispersões entre as resistências calculadas e as experimentais medidas satisfazem os limites preconizados pelo CSSBI (16). Portanto, os mesmos valores de “m e k” encontrados por MELO podem ser empregados tanto com concreto convencional quanto com concreto estrutural leve. Esse é mais um sinal da viabilidade do uso do concreto estrutural leve em lajes mistas, já que o procedimento de cálculo será igual ao do concreto convencional.

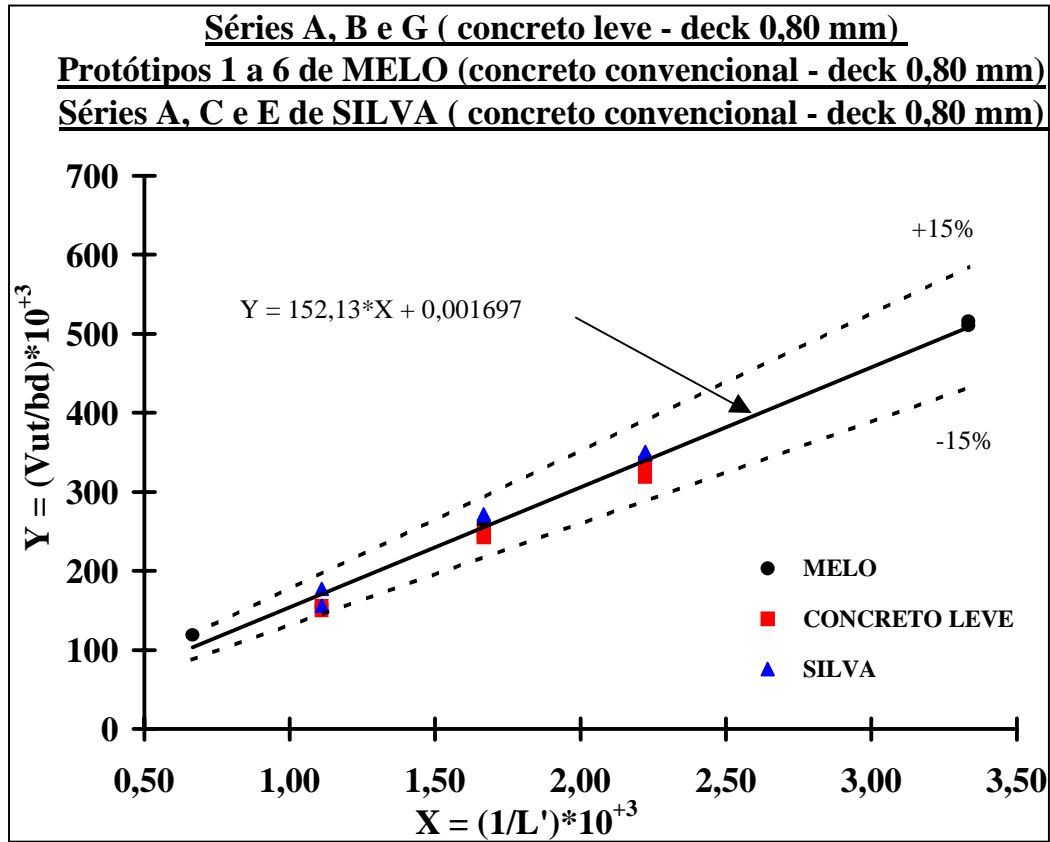


Figura 6.25 – Comparação da resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal de todos os protótipos com a reta calculada através do “m e k” encontrado por MELO

6.7.4 - PROTÓTIPOS FABRICADOS COM CONCRETO LEVE E COM CONCRETO CONVENCIONAL EMPREGANDO “STEEL DECK” DE ESPESSURA IGUAL A 1,25 mm

O cálculo da resistência nominal das lajes mistas, neste caso, envolve os protótipos das séries C e D desta pesquisa, os protótipos de 7 a 12 de MELO (23) e o das séries F e G de SILVA (28), cujos dados geométricos e resultados dos ensaios encontram-se na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Dados geométricos e resultados dos ensaios dos protótipos desta pesquisa (séries C e D), de MELO e de SILVA

Protótipo	Origem	L (mm)	L' (mm)	B (mm)	h (mm)	d (mm)	P _u (kN)	P _{ut} (kN)	PP _{laje} (kN/m ²)	V _{ut} (kN/m)
5	Série C	1800	450	852,5	127,8	90,1	78,6	82,3	1,4	49,6
6		1800	450	852,5	128,4	90,6	75,9	79,6	1,4	48,0
7	Série D	1800	600	855,0	138,1	100,4	63,1	66,8	1,6	40,5
8		1800	600	853,0	138,0	100,3	57,1	60,8	1,6	37,1
7	MELO	1801	450	830,0	129,0	91,3	79,2	82,9	2,3	52,0
8		1800	600	830,0	140,0	102,3	67,6	71,3	2,6	45,3
9		1807	300	830,0	151,0	113,3	127,2	130,9	2,8	81,4
10		1801	300	830,0	171,0	133,3	168,1	171,8	3,3	106,4
11		3599	900	830,0	180,0	142,3	43,4	47,1	3,5	34,7
12		3609	1500	830,0	191,0	153,3	31,1	34,8	4,0	28,1
P1SF	SILVA	1800	450	820,0	124,0	86,5	57,8	62,5	2,2	40,0
P2SF		1800	450	821,0	123,0	85,5	57,8	62,5	2,2	40,0
P1SG		3600	900	821,0	175,0	137,5	47,1	51,8	3,4	37,6
P2SG		3600	900	821,0	176,0	138,5	48,9	53,6	3,4	38,7

Com os dados da tabela chega-se aos seguintes valores: $m = 207,562$ e $k = 0,0418$. Os valores encontrados por MELO foram: $m = 208,666$ e $k = 0,0392$. Ou seja, como observado para a espessura de 0,80 mm, a diferença entre eles é também praticamente desprezível. Ou seja, novamente pode-se calcular V_{us} de todos protótipos usando o “m e k” encontrado por MELO, como mostra a Tabela 6.8.

A mesma conclusão obtida para os protótipos feitos com “steel deck” de espessura 0,80 mm pode ser aplicada aqui, ou seja, quando os resultados de todos os protótipos são analisados em conjunto, as dispersões entre as resistências calculadas e as experimentais medidas satisfazem os limites preconizados pelo CSSBI (16). Então, também é possível a utilização dos mesmos valores de “m e k” encontrados por MELO para as lajes mistas fabricadas tanto com concreto convencional quanto com concreto estrutural leve empregando “steel deck” de espessura igual a 1,25 mm. Outra vez a viabilidade do uso do concreto estrutural leve em lajes mistas é verificada. A Figura 6.26 corrobora também esse fato.

Tabela 6.8 – Valores de V_{us} calculados através do “m e k” encontrado por MELO

Protótipo	Origem	X ($\times 10^3$)	Y ($\times 10^3$)		V_{us} (kN/m)	V_{us}/V_{ut}	%desvio
5	Série C	2,22	550,08	m = 208,666 k = 0,0392 (MELO)	45,30	0,9142	-8,5784
6		2,22	529,05		45,58	0,9506	-4,9445
7	Série D	1,67	403,13		38,84	0,9599	-4,0092
8		1,67	369,72		38,81	1,0466	4,6641
7	MELO	2,22	541,49		45,90	0,8823	-11,7727
8		1,67	420,35		39,58	0,8746	-12,5439
9		3,33	682,45		83,23	1,0228	2,2788
10		3,33	758,61		97,93	0,9201	-7,9906
11		1,11	231,50		38,56	1,1123	11,2266
12		0,67	174,33		27,33	0,9717	-2,8331
P1SF	SILVA	2,22	462,84		43,50	1,0865	8,6526
P2SF		2,22	467,46		43,00	1,0758	7,5781
P1SG		1,11	273,65	37,27	0,9905	-0,9513	
P2SG		1,11	279,19	37,54	0,9708	-2,9187	

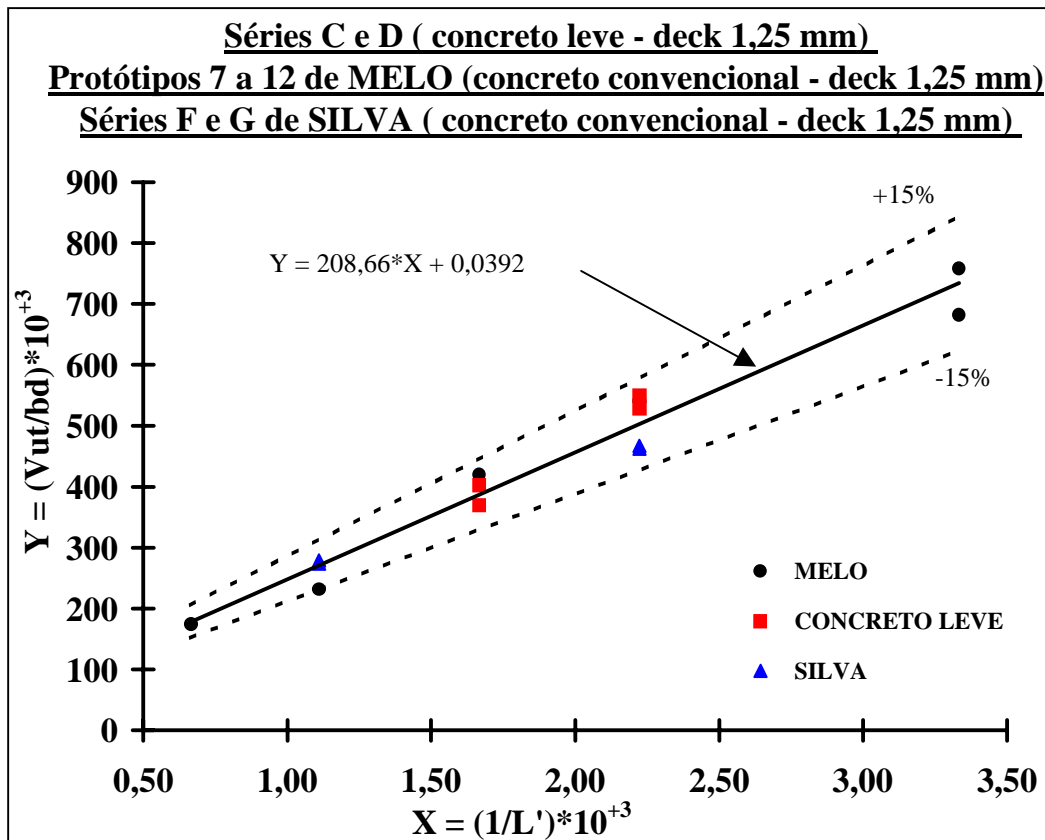


Figura 6.26 – Comparação da resistência última nominal ao cisalhamento longitudinal de todos os protótipos com a reta calculada através do “m e k” encontrado por MELO

6.8 - RESISTÊNCIA DE CÁLCULO AO CISALHAMENTO LONGITUDINAL

O estudo comparativo realizado revela que os valores dos parâmetros “m e k”, para ambas as espessuras do “steel deck” empregadas nos protótipos com concreto estrutural leve, podem ser os mesmos que já vêm sendo utilizados para as lajes mistas fabricadas com concreto de peso específico usual. A Tabela 6.9 apresenta os valores finais desses parâmetros para as diferentes espessuras da fôrma de aço “Steel Deck MF 75”, fabricada pela METFORM S.A. Os valores correspondentes à espessura de 0,95 mm foram obtidos de uma interpolação linear dos demais.

Tabela 6.9 - Valores nominais para os parâmetros “m e k”

Espessura nominal da fôrma (mm)	m (kN/m)	k (kN/m.mm)
0,80	152,14	0,0016970
0,95	170,97	0,0141960
1,25	208,63	0,0391194

A Equação 2.1, $V_{us} = b \cdot d \cdot \left(m \cdot \frac{1}{L'} + k \right)$, e conseqüentemente a Equação 2.5,

$V_{usd} = \phi_v \cdot b \cdot d \cdot \left(m \cdot \frac{1}{L'} + k \right)$, foram estabelecidas para o esquema de carregamento consistindo de duas cargas concentradas equidistantes dos apoios. Por outro lado, os projetos de lajes são geralmente feitos considerando-se cargas uniformemente distribuídas em toda a área da laje. Assim sendo, torna-se necessário modificar ambas as equações. A modificação mais usual e inclusive recomendada pelo próprio EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19) e pelo CSSBI (16), como uma aproximação conservadora e para criar uma condição de carga uniforme equivalente, é a alteração no valor do vão de cisalhamento L' . O vão de cisalhamento L' é igual a $L/4$ no caso de cargas uniformemente distribuídas. Esse valor tem sido adotado por todas as especificações internacionais pesquisadas neste trabalho.

Nesta pesquisa adotou-se ϕ_v igual a 0,70, valor recomendado pelo CSSBI (16). Na sua determinação considerou-se que, além das variações adversas na resistência dos materiais e na mão de obra, as cargas de serviço não deveriam ultrapassar a carga de deslizamento de extremidade de serviço dividida por 1,20, conforme recomendação do EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19). O EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1:2001 (19) considera a carga de deslizamento de extremidade de serviço aquela que provoca um deslizamento horizontal relativo na extremidade do protótipo, entre a fôrma de aço e o concreto, igual a 0,5 mm.

Substituindo-se $L' = L/4$ e $\phi_v = 0,70$ na Equação 2.5, resulta a seguinte expressão para determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal, V_{usd} , no caso de carga uniformemente distribuída:

$$V_{usd} = 0,7 \cdot b \cdot d \cdot \left(m \cdot \frac{4}{L} + k \right). \quad (6.1)$$

No projeto de lajes, o carregamento usual é expresso em termos da carga uniformemente distribuída W_p . A relação entre essa carga uniformemente distribuída e o esforço cortante de extremidade correspondente é dada por:

$$V_{usd} = W_p \cdot \left(\frac{L}{2} \right). \quad (6.2)$$

Igualando-se as Equações 6.1 e 6.2, tem-se:

$$W_p = 1,4 \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{L} \cdot \left(m \cdot \frac{4}{L} + k \right). \quad (6.3)$$

A expressão acima representa a carga última de cálculo que se pode ter na laje. Para se determinar o carregamento de serviço basta dividir o valor de W_p pelo coeficiente de majoração de cargas γ_f correspondente.

As expressões aqui determinadas consideram as condições de vãos simplesmente apoiados, mesmo que na prática a laje seja contínua sobre os apoios internos. A análise considerando vão simples está normalmente associada a um sistema que consiste de uma série de lajes colocadas de extremidade a extremidade, simplesmente apoiadas, sem nenhuma condição de transmitir momento negativo na região dos apoios internos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 - INTRODUÇÃO

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar o comportamento e a resistência, após o endurecimento do concreto, do sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada empregando-se concreto estrutural leve de massa específica menor ou igual a 1800 kg/m^3 . Dentro desse propósito três aspectos foram estudados: o estudo da dosagem e das propriedades mecânicas do concreto estrutural leve e o estudo do comportamento e da resistência das lajes mistas confeccionadas com este tipo de concreto.

O estudo para obtenção do concreto leve consistiu na substituição do agregado graúdo britado por argila expandida. A dosagem final foi baseada nos resultados de ensaios de massa específica do concreto, consistência no estado fresco e resistência característica à compressão.

A análise das propriedades mecânicas incluiu a avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade estático secante, além da relação entre os dois para verificar se as expressões hoje utilizadas para o concreto de densidade usual aplicam-se ao concreto estrutural leve.

A fim de se identificar e considerar os vários parâmetros que influenciam no comportamento e na resistência das lajes mistas confeccionadas com concreto estrutural leve, protótipos com diferentes combinações de espessura total da laje, vão de cisalhamento e espessura da fôrma de aço foram construídos e testados em laboratório, seguindo os critérios do EUROCODE 4: DRAFT EN 1994-1-1: 2001 (19) e do CSSBI (16). As dimensões dos protótipos foram similares aos testados anteriormente por

MELO (23), o que permitiu fazer uma análise comparativa com as lajes mistas fabricadas com concreto de densidade usual. O mesmo tipo de fôrma de aço, o “Steel Deck MF 75” fabricado pela METFORM S.A., foi empregada em todos os protótipos, nas espessuras nominais de 0,80 mm e 1,25 mm. A análise dos resultados baseou-se nas relações “carga x flecha no meio do vão”, “carga x deslizamento relativo de extremidade”, “carga x deformação no steel deck” bem com no modo e valor da carga de ruptura. Fez-se, também, a comparação entre as resistências ao cisalhamento longitudinal das lajes mistas determinadas através do método semi – empírico “m e k”.

7.2 - CONCLUSÕES

As conclusões deste estudo, apresentadas a seguir, estão divididas em três partes; a saber: dosagem do concreto estrutural leve; propriedades mecânicas do concreto estrutural leve; comportamento e resistência das lajes mistas confeccionadas com concreto estrutural leve.

7.2.1 - DOSAGEM DO CONCRETO ESTRUTURAL LEVE

O concreto estrutural leve empregado teve como atributos básicos resistência característica à compressão, f_{ck} , de no mínimo 20 MPa e massa específica de no máximo 1800 kg/m³. Após várias tentativas realizadas em conjunto com a Central Beton Ltda. para satisfazer essas premissas básicas chegou-se a dois traços, cuja composição está apresentada na Tabela 7.1.

Como os TRAÇOS I e III tiveram resultados satisfatórios nos ensaios realizados nesta pesquisa, recomenda-se o uso do TRAÇO I em obras cujo lançamento do concreto se faça manualmente e o uso do TRAÇO III onde seja necessário o bombeamento do mesmo.

A massa específica do concreto no estado fresco deve satisfazer o limite máximo de 1800 kg/m³, visto que na fase construtiva o “steel deck” atua sozinho para resistir ao carregamento aplicado.

Tabela 7.1 – Composição dos traços utilizados e propriedades do concreto no estado fresco

Traço		I	III
Proporções em peso seco	Cimento (CP V ARI RS)	1,00	1,00
	Pó de pedra	0,55	-----
	Areia natural	2,12	2,34
	Argila expandida (Cinexpan 1506)	1,02	-----
	Argila expandida (Cinexpan 1000)	-----	0,99
Relação água/cimento		0,63	0,60
Relação aditivo plast. retardador (CHRYSO BET 151)/cimento		0,30%	0,35%
Consumo de cimento (Kg/m ³)		350	350
Bombeamento		Não	Sim
"Slump" (mm)		60 ± 10	200 ± 20
Massa específica no estado fresco (kg/m ³)		1760	1795

7.2.2 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO ESTRUTURAL LEVE

Os ensaios de caracterização das propriedades do concreto endurecido tais como a massa específica (ρ), a resistência à compressão uniaxial (f_c) e o módulo de elasticidade estático secante (E_c) revelaram que os valores obtidos para a resistência à compressão aos 28 dias e para a massa específica satisfizeram plenamente as premissas básicas do estudo.

Para os concretos estudados, o valor médio da massa específica aos 28 dias ficou em torno de 1640 kg/m³ (TRAÇO I) e 1670 kg/m³ (TRAÇO III), ou seja, abaixo do valor proposto de 1800 kg/m³. O valor da massa específica do concreto endurecido deverá ser sempre especificado e verificado, visto que a capacidade portante da laje mista para as cargas correspondentes ao revestimento e às sobrecargas de serviço será função dele.

Recomenda-se, por questão de economia, que a resistência à compressão média do concreto aos 28 dias esteja entre 24 e 28 MPa e que a quantidade de cimento por metro cúbico não ultrapasse o valor de 350 kg.

A avaliação da relação “tensão x deformação” na compressão mostrou que praticamente não houve diferença no comportamento dos dois traços utilizados na pesquisa e que os valores encontrados para o módulo de elasticidade estático secante apresentaram uma boa correlação com a equação proposta pelo ACI 318-99 (4).

7.2.3 - COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DAS LAJES MISTAS CONFECCIONADAS COM CONCRETO ESTRUTURAL LEVE

A análise global dos resultados revelou um comportamento das lajes mistas confeccionadas com concreto estrutural leve bastante similar ao apresentado pelas lajes mistas feitas com concreto convencional. Inicialmente existe uma interação completa entre o perfil de aço e o concreto; com o aumento das solicitações, ocorre a fissuração da laje acompanhada de acomodações de carga, provocando, conseqüentemente, a quebra da aderência química na ligação “deck – concreto”. A partir daí, como as mossas presentes no perfil de aço são incapazes de transferir o cisalhamento total nessa interface, surge um deslizamento relativo entre o “steel deck” e o concreto, fazendo com que a interação entre os mesmos passe a ser parcial. Em todos os casos, a ruptura deu-se por cisalhamento longitudinal e para valores de carga bastante similares aos encontrados nos ensaios de lajes mistas feitas com concreto convencional.

Com base nesses aspectos, pode-se dizer que os sistemas de lajes mistas confeccionadas com concreto estrutural leve ou com concreto convencional equivalem-se do ponto de vista da capacidade de carga e dos parâmetros relativos ao estado limite de utilização para a fôrma de aço “Steel Deck MF 75”, fabricada pela METFORM S.A.. Por intermédio do método “m e k”, considerado internacionalmente o método padrão para o cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal, chegou-se a resultados praticamente iguais para os dois sistemas, o que comprova a viabilidade estrutural da aplicação do concreto estrutural leve em lajes mistas, podendo, inclusive, utilizar os

mesmos valores de “m e k” encontrados para as lajes mistas feitas com concreto de massa específica usual.

7.3 - RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Para que se possa ampliar os conhecimentos obtidos neste trabalho, são feitas algumas propostas para desenvolvimento de estudos posteriores. Uma vez que a resistência ao cisalhamento longitudinal depende principalmente da vinculação mecânica entre a fôrma de aço e o concreto, recomenda-se a realização de estudos e ensaios que envolvam protótipos fabricados com fôrmas de diferentes formas de seção transversal e tipos de mossas.

Como o uso de conectores de extremidade (tipo “stud bolt”) e a adição de armadura negativa e positiva às lajes dificultam o aparecimento do deslizamento relativo de extremidade contribuindo para aumentar o grau de interação e a resistência ao cisalhamento longitudinal, sugere-se o estudo de cada um, juntamente com o concreto estrutural leve.

Finalmente, aconselha-se a avaliação da influência de outros agregados leves (principalmente a escória de alto forno por ser a mais abundante na região) no comportamento das lajes mistas através da realização de ensaios, como os feitos nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 211. *Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete*; ACI 211.2. ACI Materials Journal, Vol. 87, Nº.4, Nov.-Dec. 1990, p.638-651.
- 2 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 213. *Guide for structural lightweight aggregate concrete*. ACI 213R-87 (reapproved 1999). Farmington Hills, 1987, 27p.
- 3 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 304. *Placing concrete by pumping methods*; ACI 304.2R. ACI Materials Journal, Vol. 92, Nº.4, July-Aug. 1995, p.441-464.
- 4 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 318. *Building code requirements for reinforced concrete*; ACI 318-99. Detroit, 1999.
- 5 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. *Standard specification for lightweight aggregates for structural concrete*. ASTM C 330. New York, 1989.
- 6 AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS - ASCE, New York. *Standard for the structural design of composite slabs*. New York, Dec. 1992, 87p.
- 7 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação*. NBR 8522. Rio de Janeiro, 1984.
- 8 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento*. NBR 14323. Rio de Janeiro, 1999.

- 9 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. NBR 5739. Rio de Janeiro, 1994.
- 10 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. NBR 8800. Rio de Janeiro, 1986.
- 11 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Projeto e execução de obras de concreto armado*. NBR 6118. Rio de Janeiro, 1980.
- 12 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração – Método de ensaio*. NBR 6152. Rio de Janeiro, 1992.
- 13 BRITISH STANDARDS INSTITUTION – BSI, London. *Structural use of steelwork in building; Part 4: Code of practice for design of floors with profiled steel sheeting*. BS5950, 1982, 18p.
- 14 BRYL, S. *The composite effect of profiled steel plate and concrete in deck slabs*. Acier Stahl Steel, Oct. 1967.
- 15 CAMPOS, P. C. *Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Agosto 2001, 136p.
- 16 CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE – CSSBI, Willowdale, Canada. *Criteria for the testing of composite slabs*. Report CSSBI S2–85, Nov. 1985, revised Nov. 1988, 5p.
- 17 EUROCODE 3, *Part 1.3: Cold-formed steel sheeting and members*. European prestandard, Brussels, Belgium, April 1992.
- 18 EUROCODE 4, *Part 1.1: Design of composite steel and concrete structures*. European prestandard, Cap.7, p.122-135; Cap.10, p.148-154; Annex E, p.173-177, Brussels, Belgium, April 1992.

- 19 EUROCODE 4: *Draft En 1994-1-1: 2000 (revision 2, march 00)*. European prestandard, Section9, p.9.1-9.12; Section10, p.10.1-10.3; Section11, p.11.1-11.8, Brussels, Belgium, Apr. 2000.
- 20 EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK – ECCS; TECHNICAL COMMITTEE-7; TECHNICAL WORKING GROUP 7.6, Brussels, Belgium. *Design manual for composite slabs*. ECCS, N°.87, 1995, 168p.
- 21 FRIBERG, B. F. *Combined form and reinforcement for concrete slabs*. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 50, May 1954, p.697-716.
- 22 MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Pini, 1994, 573p.
- 23 MELO, C. B. F. *Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mista*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Abril 1999, 141p.
- 24 NEVILLE A. M. *Propriedades do concreto*. 2.ed. São Paulo: Pini, 1997, 827p.
- 25 ROSSO, T. *Classificação e características gerais dos concretos leves e aplicações na construção civil*. In: CONCRETOS LEVES, 1, fev. 1973, São Paulo. Conferência... São Paulo: IBRACON, 1973, 83p.
- 26 SCHUSTER, M. R. *Composite steel-deck concrete floor systems*. Journal of the Structural Division; ASCE, Vol. 102, N°. ST5, May 1976, p.899-917.
- 27 SCHUSTER, M. R. *Strength and behaviour of the P-2430-12HB composite slab system (normal weight concrete)*. Waterloo: Department of Civil Engineering, University of Waterloo. Report N°. WRI 110-12-02, Apr. 1984, 78p.
- 28 SILVA, H. J. F. *Análise do sistema de laje mista com fôrma de aço incorporada aplicado a estruturas prediais de concreto armado*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Novembro 1999. 139p.

- 29 SILVEIRA, R. L. *Concreto de alto desempenho: propriedades mecânicas e durabilidade*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Maio 2000. 178p.
- 30 VAN HOVE, B. W. E. M. *Experimental research on the CF70/0.9 composite slab*. Report BI-91-106. Delft:TNO-Bouw, July 1991, 94p.
- 31 WRIGHT, H. D, EVANS, H. R. *Steel-concrete composite flooring deck structures*. In: NARAYANAN, R. S. *Steel-concrete composite structures: stability and strength*. 2nd ed. New York: Elsevier applied science, 1995. Cap.2, p.21-52.
- 32 ZHANG, M. H., GJORV, O. E. *Mechanical properties of high-strength lightweight concrete*. ACI Materials Journal, Vol. 88, Nº.3, May-June 1991, p.240-247.

APÊNDICE A

TABELA DE RESULTADOS

A.1 - INTRODUÇÃO

Neste apêndice, são apresentados, em forma de tabelas, todos os resultados obtidos nos ensaios realizados. Considerou-se o sentido positivo para a deformação de tração e o negativo para a de compressão. A nomenclatura utilizada para os extensômetros é a mesma utilizada no capítulo 4, ou seja:

- SDInf-fixo: deformação da onda inferior do perfil do “steel deck”, seção próxima ao apoio fixo;
- SDSup-fixo: deformação da onda superior do perfil do “steel deck”, seção próxima ao apoio fixo;
- SDInf-móvel: deformação da onda inferior do perfil do “steel deck”, seção próxima ao apoio móvel;
- SDSup-móvel: deformação da onda superior do perfil do “steel deck”, seção próxima ao apoio móvel.
- CONC-fixo: deformação do concreto, seção próxima ao apoio fixo;
- CONC-móvel: deformação do concreto, seção próxima ao apoio móvel.

A.2 - TABELAS

Tabela A.1 - Resultados obtidos para o protótipo 1 – Série A

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no meio do vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,28	0,000	0,010	0,085	-0,015	-0,001	0,019	-0,019	-0,001	0,018
4,57	0,000	0,020	0,205	-0,029	0,002	0,038	-0,036	-0,001	0,041
6,85	0,000	0,045	0,425	-0,051	0,004	0,054	-0,060	0,018	0,071
9,14	0,000	0,075	0,645	-0,064	0,006	0,128	-0,077	0,022	0,136
11,42	0,000	0,105	0,930	-0,086	0,009	0,174	-0,142	0,033	0,191
13,71	0,000	0,120	1,310	-0,148	0,031	0,232	-0,177	0,041	0,239
15,99	0,000	0,135	1,570	-0,169	0,036	0,278	-0,203	0,056	0,292
18,28	0,037	0,145	2,015	-0,194	0,052	0,353	-0,231	0,033	0,316
19,65	0,038	0,175	2,375	-0,210	-0,009	0,386	-0,248	0,030	0,335
21,02	0,049	0,190	2,610	-0,223	-0,018	0,420	-0,261	0,028	0,359
22,85	0,064	0,200	2,925	-0,238	-0,025	0,475	-0,270	0,017	0,491
24,22	0,069	0,210	3,235	-0,256	-0,045	0,510	-0,290	0,012	0,517
25,59	0,060	0,205	3,800	-0,268	-0,033	0,554	-0,310	0,000	0,530
27,41	0,067	0,205	4,000	-0,275	-0,028	0,570	-0,322	0,002	0,565
25,59	0,082	0,315	4,305	-0,273	-0,033	0,554	-0,309	0,000	0,530
27,41	0,082	0,350	4,595	-0,289	-0,028	0,570	-0,336	0,002	0,565
28,78	0,085	0,380	4,845	-0,297	-0,136	0,654	-0,352	-0,002	0,606
30,16	0,098	0,420	5,195	-0,307	-0,158	0,702	-0,420	-0,004	0,639
31,98	0,119	0,485	5,685	-0,319	-0,187	0,784	-0,465	-0,011	0,688
28,33	0,360	0,525	6,020	-0,301	-0,136	0,654	-0,352	-0,002	0,606
29,70	0,421	0,530	6,235	-0,312	-0,158	0,702	-0,420	-0,004	0,639
31,98	0,499	0,535	6,690	-0,328	-0,187	0,784	-0,465	-0,011	0,688
34,27	0,631	0,625	7,355	-0,345	-0,214	0,831	-0,542	-0,177	0,955
35,18	0,708	0,670	7,830	-0,355	-0,233	0,867	-0,565	-0,202	0,993
36,55	0,767	0,710	8,260	-0,369	-0,250	0,899	-0,593	-0,220	1,055
37,92	0,835	0,755	8,690	-0,381	-0,269	0,940	-0,613	-0,240	1,108
39,29	0,925	0,835	9,385	-0,390	-0,302	0,996	-0,649	-0,270	1,173
41,12	1,047	0,930	10,295	-0,418	-0,349	1,084	-0,699	-0,307	1,272
42,49	1,098	0,975	10,695	-0,430	-0,370	1,130	-0,723	-0,325	1,320
43,86	1,223	1,110	11,745	-0,457	-0,442	1,228	-0,764	-0,366	1,417
45,69	1,319	1,210	12,540	-0,482	-0,508	1,301	-0,799	-0,402	1,491
46,60	1,634	1,500	14,605	-0,506	-0,610	1,404	-0,820	-0,469	1,595
46,60	1,738	1,535	16,500	-0,514	-0,649	1,449	-0,820	-0,504	1,648

Tabela A.2 - Resultados obtidos para o protótipo 2 – Série A

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,28	0,005	-0,025	0,125	-0,020	0,034	-0,006	-0,026	-0,001	0,010
4,57	0,010	-0,035	0,310	-0,040	0,040	0,034	-0,047	-0,001	0,020
9,14	0,014	0,000	0,385	-0,100	0,050	0,078	-0,076	0,010	0,035
11,42	0,019	-0,055	0,425	-0,150	0,107	0,090	-0,100	0,010	0,050
14,16	0,021	-0,060	0,535	-0,190	0,019	0,130	-0,134	0,010	0,070
15,99	0,022	-0,065	0,710	-0,200	0,022	0,170	-0,157	0,155	0,090
18,28	0,039	-0,075	0,985	-0,271	-0,075	0,200	-0,200	0,160	0,150
20,10	0,056	-0,090	1,235	-0,300	-0,109	0,230	-0,220	0,162	0,170
21,93	0,078	-0,095	1,480	-0,320	-0,120	0,290	-0,230	0,164	0,200
23,30	0,235	-0,105	2,640	-0,340	-0,130	0,350	-0,250	0,098	0,230
21,47	0,306	0,005	3,025	-0,320	-0,120	0,290	-0,230	0,164	0,200
22,85	0,306	0,015	3,150	-0,330	-0,130	0,350	-0,250	0,098	0,230
23,76	0,306	0,035	3,280	-0,340	-0,140	0,350	-0,270	0,000	0,350
25,13	0,313	0,055	3,570	-0,388	-0,203	0,420	-0,300	-0,130	0,370
26,50	0,387	0,080	3,970	-0,414	-0,238	0,453	-0,372	-0,160	0,390
27,41	0,426	0,100	4,090	-0,436	-0,259	0,473	-0,390	-0,250	0,420
29,24	0,501	0,165	4,480	-0,497	-0,326	0,499	-0,400	-0,320	0,450
31,07	0,594	0,230	5,020	-0,500	-0,340	0,550	-0,420	-0,340	0,600
32,90	0,571	0,325	5,630	-0,520	-0,370	0,657	-0,440	-0,360	0,650
34,27	0,682	0,420	6,650	-0,535	-0,350	0,700	-0,460	-0,400	0,708
35,64	0,834	0,515	7,295	-0,550	-0,379	0,750	-0,480	-0,500	0,720
37,01	0,948	0,625	7,930	-0,570	-0,432	0,839	-0,510	-0,650	0,760
38,38	1,070	0,815	8,845	-0,590	-0,428	0,936	-0,547	-0,700	0,825
39,75	1,302	0,980	8,890	-0,620	-0,504	0,954	-0,604	-0,820	0,870
41,12	1,473	1,180	9,720	-0,732	-0,498	1,064	-0,611	-0,850	0,972
42,49	1,725	1,460	10,985	-0,878	-0,680	1,100	-0,704	-0,900	1,000
42,95	1,969	1,755	12,135	-0,900	-0,642	1,216	-0,720	-0,950	1,050
42,95	2,377	2,265	13,800	-0,900	-0,642	1,216	-0,720	-0,950	1,050

Tabela A.3 - Resultados obtidos para o protótipo 3 – Série B

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no meio do vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	X	0,000	0,000
2,28	0,000	-0,005	0,120	-0,057	0,040	0,100	X	0,040	0,050
4,57	0,001	-0,010	0,240	-0,070	0,061	0,101	X	0,076	0,102
6,85	0,001	-0,015	0,355	-0,090	0,052	0,112	X	0,067	0,114
9,14	0,003	-0,020	0,645	-0,119	0,055	0,242	X	0,060	0,110
11,42	0,004	-0,028	0,985	-0,130	0,062	0,309	X	0,080	0,229
13,71	0,054	-0,033	1,225	-0,135	0,104	0,382	X	0,128	0,307
15,99	0,107	-0,038	1,535	-0,180	0,079	0,406	X	0,102	0,334
15,99	-0,011	-0,013	2,050	-0,180	0,079	0,406	X	0,102	0,334
18,28	0,099	-0,013	2,470	-0,214	0,034	0,460	X	-0,010	0,350
19,65	0,125	0,000	2,885	-0,230	0,024	0,482	X	-0,050	0,420
20,56	0,130	0,015	3,075	-0,296	0,000	0,490	X	-0,081	0,488
17,36	0,431	0,055	3,810	-0,330	-0,075	0,541	X	-0,150	0,500
18,28	0,478	0,050	4,050	-0,214	0,034	0,460	X	-0,010	0,350
20,56	0,629	0,052	4,775	-0,230	0,024	0,482	X	-0,050	0,420
18,73	0,786	0,285	5,730	-0,330	-0,075	0,541	X	-0,150	0,500
20,56	0,786	0,363	6,115	-0,230	0,024	0,482	X	-0,050	0,420
22,85	0,831	0,468	6,805	-0,330	-0,075	0,541	X	-0,150	0,500
25,13	0,979	0,571	7,795	-0,360	-0,250	0,750	X	-0,437	0,700
27,41	1,146	0,676	8,950	-0,390	-0,350	0,887	X	-0,567	0,844
29,24	1,322	0,778	9,050	-0,420	-0,450	1,052	X	-0,652	1,001
31,07	1,561	0,915	10,320	-0,427	-0,575	1,180	X	-0,800	1,100
32,44	1,931	1,065	11,210	-0,440	-0,809	1,258	X	-0,969	1,182
32,90	2,049	1,110	11,660	-0,470	-0,904	1,440	X	-1,065	1,344
33,35	2,233	1,190	12,525	-0,510	-0,946	1,469	X	-1,061	1,368
33,81	2,410	1,270	13,370	-0,540	-1,012	1,509	X	-1,090	1,394
34,27	2,668	1,393	14,585	-0,560	-0,999	1,627	X	-1,130	1,500
34,72	2,730	1,425	14,885	-0,602	-1,102	1,681	X	-1,150	1,533
34,72	2,839	1,475	15,400	-0,637	-1,156	1,669	X	-1,200	1,510
34,72	3,025	1,575	16,255	-0,630	-1,115	1,752	X	-1,230	1,593

Tabela A.4 - Resultados obtidos para o protótipo 4 – Série B

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060
2,28	-0,005	-0,049	0,160	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,009
4,57	-0,016	-0,059	0,310	-0,017	0,000	0,030	-0,017	0,020	0,087
6,85	-0,027	-0,074	0,480	-0,058	0,000	0,080	-0,050	0,030	0,059
9,14	-0,050	-0,084	0,630	-0,102	0,037	0,150	-0,080	0,040	0,090
11,42	-0,068	-0,094	0,800	-0,120	0,060	0,210	-0,143	0,050	0,112
13,71	-0,069	-0,098	0,900	-0,143	0,120	0,260	-0,174	0,060	0,160
15,53	-0,069	-0,103	1,285	-0,171	0,150	0,290	-0,221	0,065	0,190
17,36	-0,067	-0,104	1,555	-0,190	0,160	0,351	-0,260	0,050	0,250
19,19	-0,057	-0,093	1,925	-0,199	0,180	0,400	-0,274	0,060	0,300
21,02	-0,055	-0,060	2,335	-0,239	0,043	0,500	-0,303	0,076	0,350
22,85	-0,044	-0,037	2,750	-0,250	0,000	0,602	-0,400	-0,090	0,490
24,67	-0,034	-0,018	3,085	-0,250	-0,048	0,680	-0,400	-0,160	0,587
21,93	0,089	0,025	3,700	-0,240	-0,048	0,680	-0,419	-0,160	0,587
22,85	0,129	0,027	3,935	-0,250	0,000	0,600	-0,400	-0,090	0,490
24,67	0,279	0,025	4,495	-0,333	-0,048	0,680	-0,480	-0,160	0,587
26,50	0,365	0,043	5,105	-0,360	-0,304	0,744	-0,576	-0,300	0,768
21,93	0,401	0,363	5,585	-0,333	-0,048	0,726	-0,480	-0,160	0,587
22,85	0,401	0,429	5,875	-0,250	0,000	0,602	-0,400	-0,090	0,490
24,67	0,394	0,548	6,385	-0,333	-0,048	0,726	-0,480	-0,160	0,587
26,50	0,399	0,664	7,390	-0,360	-0,304	0,744	-0,576	-0,300	0,768
27,41	0,433	0,740	7,850	-0,400	-0,350	0,900	-0,616	-0,350	0,850
28,78	0,484	0,845	8,410	-0,430	-0,500	1,000	-0,698	-0,450	0,971
30,16	0,545	0,968	9,080	-0,479	-0,669	1,339	-0,720	-0,527	1,123
31,53	0,621	1,163	X	-0,535	-0,758	1,450	-0,751	-0,597	1,220
32,90	0,708	1,318	10,530	-0,641	-0,895	1,515	-0,827	-0,650	1,273
33,81	0,776	1,415	11,315	-0,678	-0,904	1,642	-0,836	-0,739	1,376
34,72	0,862	1,593	12,475	-0,865	-1,086	1,670	-0,930	-1,000	1,390
34,72	0,909	2,089	14,600	-0,831	-1,120	1,791	-0,930	-1,030	1,450
35,18	0,919	2,145	14,885	-0,893	-1,130	1,850	-0,950	-1,077	1,473
35,64	0,980	2,345	15,530	-0,900	-1,140	1,850	-0,955	-1,083	1,514

Tabela A.5 - Resultados obtidos para o protótipo 5 – Série C

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,57	0,000	0,000	0,250	-0,034	0,009	0,060	-0,030	0,015	0,054
9,14	0,006	0,007	0,520	-0,049	0,028	0,121	-0,045	0,035	0,107
13,71	0,007	0,024	0,900	-0,120	0,001	0,156	-0,065	0,001	0,129
15,99	0,022	0,039	1,280	-0,128	0,002	0,220	-0,084	-0,013	0,170
18,28	0,059	0,053	1,610	-0,160	-0,028	0,260	-0,100	-0,040	0,253
20,56	0,094	0,082	2,005	-0,209	-0,060	0,312	-0,126	-0,057	0,286
22,85	0,123	0,100	2,300	-0,223	-0,052	0,378	-0,140	-0,049	0,341
27,41	0,225	0,183	3,120	-0,269	-0,069	0,492	-0,160	-0,072	0,455
31,98	0,342	0,279	3,985	-0,291	-0,076	0,590	-0,180	-0,077	0,588
36,10	0,459	0,373	4,860	-0,409	-0,204	0,652	-0,247	-0,207	0,616
41,58	0,568	0,479	5,785	-0,512	-0,291	0,712	-0,317	-0,299	0,681
45,69	0,690	0,605	6,760	-0,523	-0,290	0,800	-0,330	-0,311	0,780
50,26	0,831	0,738	7,810	-0,617	-0,386	0,895	-0,386	-0,421	0,870
54,83	0,991	0,883	8,980	-0,654	-0,420	1,057	-0,388	-0,479	1,036
59,40	1,180	1,056	10,415	-0,707	-0,468	1,219	-0,428	-0,553	1,211
61,68	1,269	1,132	11,030	-0,747	-0,527	1,248	-0,446	-0,625	1,252
63,97	1,353	1,219	11,710	-0,786	-0,560	1,319	-0,450	-0,667	1,322
66,25	1,453	1,311	12,460	-0,810	-0,580	1,400	-0,460	-0,750	1,420
68,54	1,578	1,426	13,385	-0,830	-0,656	1,459	-0,470	-0,780	1,468
70,82	1,711	1,539	14,295	-0,850	-0,660	1,594	-0,480	-0,793	1,587
73,10	1,841	1,644	15,195	-0,870	-0,702	1,677	-0,493	-0,855	1,679
75,39	2,002	1,747	16,270	-0,890	-0,750	1,829	-0,500	-0,880	1,823
77,67	2,180	1,870	17,440	-0,910	-0,823	1,880	-0,520	-1,012	1,865
78,59	2,370	2,060	19,020	-0,940	-0,855	2,071	-0,520	-1,044	2,004
78,59	2,643	2,493	21,270	-0,970	-0,954	2,281	-0,530	-1,128	2,109

Tabela A.6 - Resultados obtidos para o protótipo 6 – Série C

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,57	-0,006	-0,005	0,310	-0,020	0,040	0,073	-0,010	0,020	0,061
9,14	-0,014	-0,022	0,640	-0,039	0,040	0,104	-0,040	0,030	0,097
13,71	-0,017	-0,023	1,150	-0,083	0,045	0,125	-0,089	0,050	0,115
15,99	-0,021	-0,015	1,385	-0,100	0,040	0,200	-0,100	0,060	0,220
18,28	-0,024	-0,004	1,675	-0,120	0,035	0,290	-0,120	0,055	0,240
20,56	-0,019	0,009	2,010	-0,130	0,030	0,328	-0,130	0,050	0,250
22,85	0,009	0,025	2,360	-0,141	-0,009	0,302	-0,147	0,038	0,274
25,13	0,058	0,081	2,835	-0,152	-0,010	0,378	-0,155	0,000	0,347
27,41	0,129	0,152	3,390	-0,170	-0,030	0,440	-0,192	-0,010	0,464
31,98	0,195	0,286	4,370	-0,215	-0,088	0,479	-0,311	-0,063	0,531
36,55	0,311	0,435	5,320	-0,230	-0,150	0,550	-0,400	-0,080	0,650
41,12	0,530	0,592	6,315	-0,250	-0,191	0,639	-0,502	-0,150	0,724
45,69	0,661	0,724	7,355	-0,270	-0,230	0,838	-0,550	-0,170	0,926
50,26	0,812	0,935	8,570	-0,295	-0,266	0,900	-0,594	-0,204	1,007
54,83	0,972	1,135	9,835	-0,289	-0,329	1,052	-0,656	-0,238	1,167
59,40	1,179	1,345	11,160	-0,308	-0,411	1,193	-0,745	-0,420	1,338
63,97	1,426	1,601	12,865	-0,332	-0,542	1,337	-0,862	-0,455	1,528
68,54	1,642	1,950	14,695	-0,393	-0,731	1,459	-1,005	-0,629	1,697
70,82	1,857	2,158	15,860	-0,410	-0,751	1,619	-1,013	-0,663	1,885
72,65	2,122	2,466	17,345	-0,430	-0,814	1,768	-1,043	-0,746	2,076
74,47	2,439	2,810	18,850	-0,450	-0,859	1,926	-1,036	-0,760	2,268
75,39	2,781	3,103	20,420	-0,470	-0,911	2,019	-1,061	-0,780	2,441
75,85	3,069	3,297	21,615	-0,490	-0,930	2,161	-1,100	-0,800	2,628

Tabela A.7 - Resultados obtidos para o protótipo 7 – Série D

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no meio do vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,57	0,000	0,003	0,215	-0,033	-0,006	0,046	-0,048	-0,003	0,041
9,14	0,000	0,015	0,445	-0,091	-0,028	0,120	-0,100	-0,018	0,074
12,79	0,020	0,078	1,085	-0,047	-0,005	0,293	-0,178	0,005	0,265
13,71	0,033	0,080	1,275	-0,060	-0,010	0,322	-0,197	-0,014	0,299
15,99	0,129	0,091	1,790	-0,178	-0,135	0,285	-0,322	-0,195	0,260
18,28	0,170	0,115	2,105	-0,177	-0,134	0,366	-0,334	-0,187	0,342
20,56	0,219	0,141	2,500	-0,257	-0,223	0,355	-0,421	-0,292	0,338
22,85	0,308	0,169	3,055	-0,210	-0,179	0,480	-0,404	-0,247	0,453
25,13	0,371	0,211	3,505	-0,225	-0,202	0,546	-0,436	-0,271	0,514
27,41	0,434	0,263	4,035	-0,216	-0,203	0,646	-0,440	-0,263	0,605
29,70	0,510	0,313	4,530	-0,312	-0,309	0,637	-0,535	-0,388	0,593
31,98	0,595	0,378	5,150	-0,306	-0,302	0,723	-0,545	-0,391	0,671
34,27	0,668	0,440	5,690	-0,288	-0,287	0,867	-0,544	-0,356	0,812
36,55	0,735	0,491	6,180	-0,344	-0,343	0,896	-0,605	-0,430	0,840
38,84	0,828	0,561	6,840	-0,346	-0,355	0,997	-0,620	-0,444	0,934
41,58	0,913	0,626	7,440	-0,391	-0,404	1,077	-0,670	-0,491	1,017
43,41	0,999	0,690	8,030	-0,464	-0,495	1,097	-0,738	-0,609	1,035
45,69	1,095	0,756	8,735	-0,479	-0,522	1,208	-0,761	-0,631	1,144
47,97	1,194	0,815	8,950	-0,546	-0,603	1,265	-0,825	-0,722	1,201
50,26	1,302	0,889	10,305	-0,518	-0,584	1,419	-0,810	-0,697	1,350
52,54	1,432	0,966	11,200	-0,597	-0,685	1,477	-0,886	-0,825	1,417
54,83	1,587	1,047	11,210	-0,624	-0,749	1,572	-0,909	-0,911	1,523
57,57	1,770	1,155	13,535	-0,643	-0,806	1,721	-0,928	-0,994	1,663
59,40	1,920	1,236	14,625	-0,711	-0,907	1,809	-0,988	-1,123	1,746
61,22	2,148	1,346	16,485	-0,694	-0,954	2,102	-0,970	-1,157	1,970
61,68	2,252	1,415	17,165	-0,810	-1,095	2,096	-1,065	-1,340	1,955
62,14	2,365	1,503	17,790	-0,768	-1,074	2,263	-1,024	-1,318	2,105
63,05	2,478	1,561	X	-0,777	-1,1	2,3437	-1,033	-1,366	2,175

Tabela A.8 - Resultados obtidos para o protótipo 8 – Série D

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,57	0,019	0,012	0,285	-0,081	-0,045	0,096	-0,074	-0,047	0,000
9,14	0,058	0,045	0,905	-0,166	-0,146	0,364	-0,156	-0,125	0,021
11,42	0,095	0,095	1,390	-0,171	-0,138	0,450	-0,127	-0,102	0,142
13,71	0,177	0,145	1,905	-0,233	-0,186	0,553	-0,179	-0,163	0,157
15,99	0,249	0,202	2,540	-0,326	-0,227	0,700	-0,240	-0,207	0,270
18,28	0,310	0,252	3,090	-0,356	-0,232	0,811	-0,257	-0,213	0,356
20,56	0,380	0,300	3,610	-0,370	-0,239	0,830	-0,268	-0,216	0,431
22,39	0,447	0,367	4,195	-0,415	-0,276	0,900	-0,315	-0,246	0,468
22,85	0,447	0,387	4,260	-0,372	-0,238	0,930	-0,278	-0,204	0,522
25,13	0,505	0,438	4,805	-0,430	-0,281	0,952	-0,331	-0,250	0,561
27,41	0,573	0,525	5,465	-0,470	-0,355	0,997	-0,361	-0,307	0,620
29,70	0,639	0,595	6,090	-0,480	-0,364	1,000	-0,371	-0,311	0,716
31,98	0,724	0,688	6,840	-0,551	-0,469	1,051	-0,441	-0,407	0,752
34,27	0,829	0,758	7,625	-0,556	-0,479	0,991	-0,446	-0,419	0,861
36,55	0,902	0,801	8,285	-0,588	-0,517	1,153	-0,478	-0,453	0,942
38,84	0,981	0,915	9,010	-0,568	-0,485	1,250	-0,453	-0,423	1,103
41,12	1,055	0,980	9,600	-0,672	-0,603	1,421	-0,528	-0,549	1,119
43,41	1,170	1,068	10,475	-0,725	-0,674	1,394	-0,563	-0,624	1,209
45,69	1,280	1,163	11,355	-0,755	-0,721	1,602	-0,572	-0,671	1,315
47,97	1,405	1,260	12,310	-0,774	-0,735	1,578	-0,565	-0,689	1,477
50,26	1,534	1,361	13,225	-0,868	-0,831	1,700	-0,621	-0,793	1,548
52,54	1,702	1,487	14,460	-0,947	-0,931	1,800	-0,661	-0,894	1,666
54,83	1,877	1,545	15,730	-0,999	-1,020	1,840	-0,672	-0,978	1,811
56,20	2,083	1,770	17,150	-1,062	-1,113	X	-0,708	-1,081	1,939
56,20	2,557	1,861	18,540	-1,030	-1,108	X	-0,668	-1,098	2,103
56,66	2,759	1,897	19,580	-1,054	-1,163	X	-0,675	-1,174	2,213
57,11	2,860	1,914	X	-1,1067	-1,23	X	-0,712	-1,245	2,202

Tabela A.9 - Resultados obtidos para o protótipo 9 – Série E

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,43	0,000	0,005	0,090	-0,008	0,002	0,010	-0,009	0,002	0,009
2,87	0,005	0,005	0,245	-0,017	0,004	0,021	-0,018	0,005	0,019
5,27	0,010	0,010	0,475	-0,031	0,009	0,038	-0,031	0,013	0,036
6,71	0,015	0,010	0,650	-0,040	0,012	0,050	-0,040	0,013	0,047
9,11	0,025	0,015	0,985	-0,055	0,020	0,070	-0,056	0,018	0,067
10,55	0,030	0,020	1,240	-0,067	0,023	0,085	-0,068	0,024	0,082
11,51	0,030	0,025	1,360	-0,072	0,027	0,093	-0,073	0,025	0,090
12,96	0,035	0,030	1,510	-0,083	0,029	0,105	-0,083	0,029	0,103
13,44	0,035	0,030	1,625	-0,088	0,035	0,114	-0,089	0,032	0,112
14,40	0,035	0,035	1,750	-0,094	0,035	0,120	-0,095	0,035	0,119
15,36	0,035	0,035	1,860	-0,100	0,036	0,128	-0,101	0,037	0,127
16,32	0,040	0,040	2,035	-0,108	0,040	0,138	-0,109	0,040	0,138
17,28	0,045	0,040	2,265	-0,115	0,043	0,149	-0,118	0,044	0,150
19,20	0,045	0,045	2,480	-0,127	0,048	0,166	-0,131	0,050	0,167
21,12	0,050	0,065	3,520	-0,145	0,061	0,197	-0,218	0,194	0,464
22,08	0,050	0,070	3,880	-0,155	0,067	0,215	-0,230	0,207	0,482
23,52	0,055	0,095	5,150	-0,181	0,116	0,427	-0,251	0,236	0,539
24,40	0,055	0,095	5,295	-0,187	0,121	0,444	-0,259	0,244	0,555
25,44	0,055	0,110	5,800	-0,195	0,129	0,465	-0,269	0,245	0,574
26,40	0,055	0,120	6,160	-0,207	0,148	0,507	-0,278	0,254	0,595
27,36	0,060	0,125	6,710	-0,214	0,157	0,537	-0,287	0,258	0,629
28,32	0,060	0,130	7,075	-0,220	0,166	0,553	-0,295	0,266	0,650
29,28	0,065	0,135	7,260	-0,227	0,169	0,578	-0,303	0,273	0,670
30,24	0,065	0,145	7,780	-0,234	0,198	0,621	-0,313	0,272	0,692
31,20	0,065	0,160	X	X	X	X	X	X	X
17,28	1,180	0,165	8,895	-0,150	0,165	0,484	-0,210	0,197	0,502
18,24	1,735	0,170	10,130	-0,156	0,165	0,481	-0,223	0,122	0,500
18,24	1,815	0,170	10,865	-0,160	0,163	0,479	-0,240	0,124	0,501
18,24	1,885	0,170	11,120	-0,164	0,164	0,480	-0,250	0,126	0,504

Tabela A.10 - Resultados obtidos para o protótipo 10 – Série E

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,43	0,000	-0,010	0,030	-0,010	0,002	0,009	-0,010	0,001	0,009
2,87	0,005	-0,020	0,050	-0,019	0,006	0,020	-0,019	0,005	0,020
5,75	0,015	-0,060	0,315	-0,036	0,012	0,043	-0,036	0,008	0,043
6,71	0,020	-0,075	0,435	-0,042	0,014	0,051	-0,043	0,010	0,050
9,11	0,030	-0,130	0,705	-0,057	0,020	0,070	-0,057	0,015	0,069
10,55	0,035	-0,155	0,995	-0,067	0,024	0,084	-0,068	0,018	0,083
11,51	0,035	-0,170	1,110	-0,071	0,027	0,091	-0,073	0,020	0,090
12,96	0,040	-0,185	1,210	-0,081	0,031	0,104	-0,082	0,022	0,104
14,40	0,045	-0,200	1,300	-0,089	0,034	0,114	-0,089	0,025	0,115
15,36	0,045	-0,205	1,530	-0,096	0,037	0,124	-0,098	0,027	0,125
16,32	0,050	-0,220	1,690	-0,103	0,041	0,136	-0,107	0,030	0,137
17,28	0,045	-0,220	1,795	-0,108	0,043	0,143	-0,111	0,033	0,147
18,24	0,050	-0,230	2,040	-0,116	0,048	0,156	-0,120	0,036	0,158
19,20	0,050	-0,230	2,170	-0,123	0,050	0,166	-0,125	0,038	0,168
20,16	0,055	-0,230	2,295	-0,127	0,054	0,175	-0,130	0,040	0,175
21,12	0,055	-0,240	2,430	-0,135	0,057	0,186	-0,140	0,045	0,196
22,08	0,055	-0,245	2,600	-0,142	0,061	0,197	-0,149	0,050	0,213
23,04	0,050	-0,275	3,190	-0,151	0,067	0,211	-0,160	0,064	0,269
24,00	0,070	-0,290	3,360	-0,161	0,071	0,224	-0,166	0,069	0,331
24,48	0,060	-0,305	3,505	-0,169	0,079	0,245	-0,170	0,073	0,392
25,44	0,060	-0,320	4,310	-0,178	0,080	0,258	-0,179	0,078	0,417
26,88	0,065	-0,330	4,605	-0,191	0,087	0,276	-0,188	0,082	0,439
28,32	0,070	-0,345	4,875	-0,201	0,092	0,290	-0,196	0,086	0,462
27,36	0,070	-0,350	5,335	-0,281	0,285	0,633	-0,192	0,084	0,492
29,28	0,080	-0,375	6,275	-0,372	0,329	0,688	-0,250	0,188	0,654
30,72	X	-0,380	7,045	-0,386	0,347	0,753	-0,261	0,199	0,683
20,16	0,255	0,335	8,305	-0,297	0,025	0,721	-0,186	0,157	0,523
22,32	0,340	0,560	9,695	-0,325	0,000	0,794	-0,200	0,165	0,556
23,52	0,450	0,785	11,000	-0,365	0,000	0,887	-0,210	0,173	0,587
24,00	0,455	0,880	11,515	-0,389	0,000	0,927	-0,216	0,177	0,597
24,72	0,455	0,975	12,075	-0,398	0,000	0,963	-0,219	0,177	0,603
24,96	0,455	1,080	12,660	-0,402	0,000	1,009	-0,219	0,181	0,611

Tabela A.11 - Resultados obtidos para o protótipo 11 – Série F

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no meio do vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,39	0,000	0,000	0,185	-0,013	0,004	0,015	-0,013	0,004	0,016
4,31	0,000	0,000	0,365	-0,026	0,007	0,030	-0,026	0,008	0,030
6,71	0,000	0,000	0,660	-0,041	0,012	0,048	-0,039	0,012	0,046
9,35	0,000	0,000	0,990	-0,056	0,018	0,069	-0,055	0,018	0,067
11,73	0,000	0,000	1,350	-0,071	0,027	0,091	-0,071	0,026	0,092
13,68	0,000	0,000	1,635	-0,086	0,031	0,113	-0,086	0,031	0,113
16,32	0,000	0,000	2,040	-0,106	0,038	0,140	-0,104	0,038	0,137
18,24	0,000	0,000	2,395	-0,117	0,045	0,152	-0,119	0,042	0,157
21,12	0,000	0,000	2,935	-0,134	0,054	0,181	-0,140	0,053	0,185
23,04	0,000	0,000	3,310	-0,157	0,077	0,303	-0,154	0,057	0,204
24,96	0,000	0,000	3,605	-0,174	0,087	0,337	-0,167	0,062	0,221
25,92	0,000	0,000	4,030	-0,220	0,138	0,392	-0,179	0,069	0,235
26,88	0,000	0,000	4,390	-0,231	0,147	0,401	-0,223	0,126	0,432
27,84	0,000	0,000	4,695	-0,242	0,151	0,417	-0,238	0,138	0,444
29,28	0,000	0,000	5,090	-0,252	0,158	0,442	-0,249	0,146	0,463
30,72	0,010	0,000	5,415	-0,266	0,167	0,468	-0,264	0,160	0,490
32,65	0,020	0,000	5,905	-0,281	0,175	0,493	-0,283	0,183	0,543
35,53	0,030	0,000	6,500	-0,308	0,196	0,545	-0,308	0,198	0,591
36,97	0,035	0,000	6,940	-0,326	0,212	0,560	-0,320	0,206	0,615
38,41	0,040	0,000	7,230	-0,340	0,219	0,580	-0,333	0,212	0,636
39,37	0,045	0,000	7,445	-0,349	0,226	0,594	-0,341	0,217	0,653
41,29	0,050	0,000	7,785	-0,367	0,239	0,618	-0,356	0,223	0,677
42,50	0,055	0,000	8,225	-0,374	0,252	0,659	-0,366	0,228	0,689
44,17	0,055	0,000	8,510	-0,388	0,261	0,681	-0,378	0,234	0,709
31,20	0,935	0,000	9,290	-0,296	0,211	0,546	-0,289	0,190	0,542
32,65	1,270	0,000	10,750	-0,306	0,214	0,563	-0,315	0,073	0,586
34,57	1,465	0,000	11,720	-0,316	0,220	0,580	-0,335	0,026	0,648
35,53	1,655	0,000	12,560	-0,326	0,226	0,593	-0,352	0,000	0,703
36,01	1,855	0,000	13,505	-0,330	0,228	0,600	-0,405	0,000	0,780
37,45	2,135	0,000	14,905	-0,342	0,232	0,618	-0,489	0,000	0,894
38,41	2,270	0,000	15,590	-0,349	0,237	0,630	-0,522	0,000	0,942
39,60	2,465	0,000	16,690	-0,358	0,243	0,647	-0,564	0,000	1,006
40,60	2,605	0,000	17,545	-0,364	0,247	0,660	-0,591	0,000	1,054
42,25	2,835	0,000	18,545	-0,378	0,254	0,679	-0,630	0,000	1,134
44,40	3,460	0,000	21,080	-0,398	0,267	0,712	-0,693	0,000	1,300
45,13	3,585	0,000	21,710	-0,404	0,270	0,722	-0,710	0,000	1,336

Tabela A.12 - Resultados obtidos para o protótipo 12 – Série F

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,87	-0,025	0,000	0,070	-0,014	0,003	0,019	-0,016	0,004	0,016
4,79	-0,035	-0,010	0,230	-0,026	0,007	0,035	-0,029	0,009	0,032
6,71	-0,040	-0,045	0,465	-0,040	0,014	0,055	-0,041	0,013	0,048
9,35	-0,075	-0,060	0,800	-0,056	0,021	0,078	-0,055	0,019	0,067
11,52	-0,110	-0,080	1,140	-0,074	0,028	0,105	-0,072	0,027	0,088
13,44	-0,170	-0,090	1,400	-0,086	0,032	0,125	-0,085	0,032	0,108
16,10	-0,205	-0,100	1,790	-0,102	0,039	0,148	-0,103	0,039	0,129
18,24	-0,205	-0,100	2,075	-0,116	0,046	0,169	-0,117	0,044	0,148
21,12	-0,205	-0,105	2,530	-0,139	0,055	0,200	-0,137	0,053	0,177
23,04	-0,205	-0,110	2,840	-0,152	0,065	0,219	-0,151	0,060	0,195
24,96	-0,205	-0,115	3,080	-0,163	0,067	0,236	-0,164	0,066	0,216
26,88	-0,210	-0,120	3,475	-0,176	0,070	0,250	-0,178	0,070	0,233
28,80	-0,215	-0,120	3,970	-0,191	0,075	0,269	-0,192	0,083	0,271
30,72	-0,230	-0,130	4,660	-0,200	0,082	0,287	-0,204	0,093	0,364
32,65	-0,230	-0,135	5,130	-0,212	0,087	0,303	-0,260	0,166	0,501
34,57	-0,240	-0,135	5,980	-0,292	0,185	0,561	-0,282	0,181	0,520
36,49	-0,240	-0,135	6,320	-0,315	0,201	0,596	-0,299	0,190	0,547
38,41	-0,245	-0,135	7,005	-0,333	0,210	0,608	-0,319	0,203	0,579
40,33	-0,245	-0,135	7,360	-0,352	0,225	0,638	-0,338	0,218	0,612
42,25	-0,250	-0,135	7,795	-0,369	0,236	0,666	-0,355	0,230	0,643
43,21	-0,250	-0,135	8,005	-0,374	0,245	0,690	-0,364	0,235	0,658
44,17	-0,250	-0,135	8,215	-0,382	0,249	0,705	-0,373	0,241	0,674
45,13	-0,250	-0,135	8,380	-0,388	0,254	0,720	-0,381	0,247	0,690
46,09	-0,250	-0,135	8,710	-0,398	0,261	0,739	-0,391	0,257	0,708
47,05	-0,250	-0,135	8,855	-0,404	0,265	0,754	-0,398	0,259	0,722
48,01	-0,250	-0,130	8,965	-0,411	0,270	0,765	-0,406	0,264	0,733
48,97	-0,255	-0,130	9,220	-0,422	0,279	0,785	-0,418	0,275	0,756
49,93	-0,255	-0,130	9,440	-0,432	0,286	0,803	-0,427	0,281	0,777
50,89	-0,240	-0,145	9,745	-0,439	0,291	0,819	-0,436	0,289	0,796
51,85	-0,245	-0,145	9,945	-0,448	0,297	0,835	-0,445	0,296	0,816
52,82	-0,245	-0,145	10,200	-0,455	0,304	0,853	-0,455	0,306	0,837
29,28	1,040	-0,150	10,900	-0,287	0,204	0,57	-0,295	0,211	0,533
30,24	1,310	-0,155	11,825	-0,290	0,206	0,578	-0,306	0,208	0,540
31,00	1,580	-0,160	12,885	-0,296	0,209	0,591	-0,329	0,211	0,575
32,90	2,050	-0,170	14,910	-0,311	0,218	0,613	-0,422	0,220	0,676
36,50	2,970	-0,165	18,890	-0,334	0,230	0,654	-0,536	0,232	0,857

Tabela A.13 - Resultados obtidos para o protótipo 13 – Série G

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	X	0,000	0,000	0,000	0,000
1,83	0,003	0,000	0,240	-0,010	X	0,020	-0,010	0,010	0,030
3,66	0,006	0,000	0,635	-0,032	X	0,035	-0,030	0,020	0,061
5,48	0,012	0,000	1,180	-0,067	X	0,055	-0,050	0,020	0,117
7,31	0,029	0,000	1,775	-0,090	X	0,134	-0,079	0,020	0,206
9,14	0,040	0,000	2,525	-0,118	X	0,144	-0,113	0,019	0,221
10,97	0,058	0,000	3,255	-0,165	X	0,211	-0,141	0,012	0,264
12,79	0,070	0,000	3,950	-0,189	X	0,240	-0,170	0,010	0,300
14,62	0,085	0,000	4,435	-0,230	X	0,274	-0,190	0,010	0,346
10,51	0,589	0,000	5,245	-0,154	X	0,211	-0,140	0,010	0,264
10,97	X	0,000	5,845	-0,165	X	0,211	-0,140	0,000	0,264
12,79	0,865	0,000	6,990	-0,189	X	0,240	-0,170	-0,070	0,300
14,62	1,037	0,003	8,005	-0,230	X	0,274	-0,190	-0,090	0,346
11,42	1,165	0,285	8,815	-0,170	X	0,211	-0,150	-0,010	0,264
12,79	1,165	0,497	9,725	-0,189	X	0,240	-0,170	-0,070	0,300
14,62	1,165	0,674	10,755	-0,230	X	0,274	-0,190	-0,090	0,346
15,53	1,179	0,763	11,325	-0,260	X	0,320	-0,200	-0,100	0,420
16,45	1,321	0,853	12,340	-0,290	X	0,350	-0,210	-0,110	0,500
17,36	1,484	0,968	13,635	-0,332	X	0,425	-0,220	-0,110	0,585
18,28	1,705	1,060	15,080	-0,360	X	0,512	-0,230	-0,115	0,665
19,19	1,923	1,165	16,525	-0,408	X	0,583	-0,240	-0,111	0,733
20,10	2,180	1,268	18,025	-0,462	X	0,627	-0,250	-0,136	0,786
21,02	2,464	1,433	20,105	-0,513	X	0,690	-0,260	-0,138	0,875
21,93	2,695	1,625	22,105	-0,594	X	0,759	-0,270	-0,195	0,927
22,85	2,970	1,823	24,330	-0,666	X	0,783	-0,280	-0,259	0,985
23,76	3,405	2,322	28,245	-0,711	X	0,878	-0,300	-0,263	1,061
24,67	3,773	2,685	30,900	-0,815	X	0,909	-0,330	-0,355	1,112
24,67	4,225	3,090	33,920	-0,841	X	0,982	-0,330	-0,357	1,175

Tabela A.14 - Resultados obtidos para o protótipo 14 – Série G

Carga (kN)	Deslizamento nos apoios (mm)		Flecha média no vão (mm)	Deformações ($\times 10^{-3}$ mm/mm)					
	Fixo (média)	Móvel (média)		CONC móvel	SDSup móvel	SDInf móvel	CONC fixo	SDSup fixo	SDInf fixo
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,83	0,000	0,000	0,505	-0,010	0,010	0,060	-0,010	0,010	0,043
3,66	0,003	0,000	0,980	-0,030	0,015	0,100	-0,035	0,027	0,074
5,48	0,004	0,000	1,560	-0,060	0,010	0,140	-0,060	0,040	0,161
7,31	0,006	0,000	2,365	-0,081	-0,030	0,200	-0,132	0,048	0,204
7,77	0,010	0,262	3,815	-0,081	-0,060	0,200	-0,132	0,040	0,204
9,14	0,010	0,369	4,850	-0,117	-0,100	0,272	-0,175	0,037	0,247
10,97	0,015	0,450	5,800	-0,130	-0,128	0,380	-0,190	0,020	0,306
12,79	0,025	0,563	7,020	-0,153	-0,160	0,400	-0,245	0,012	0,410
11,42	0,468	0,670	9,465	-0,153	-0,130	0,380	-0,245	0,000	0,325
12,79	0,652	0,670	10,625	-0,153	-0,160	0,400	-0,245	-0,011	0,410
14,62	0,823	0,681	11,870	-0,190	-0,160	0,490	-0,270	-0,066	0,450
16,45	1,070	1,010	14,780	-0,200	-0,171	0,550	-0,282	-0,080	0,564
17,36	1,213	1,130	16,105	-0,210	-0,183	0,605	-0,300	-0,085	0,590
18,28	1,345	1,235	17,250	-0,220	-0,190	0,669	-0,316	-0,095	0,647
19,19	1,580	1,357	18,960	-0,230	-0,200	0,693	-0,340	-0,101	0,706
20,10	1,795	1,494	20,440	-0,235	-0,210	0,751	-0,362	-0,112	0,783
21,02	2,039	1,633	22,395	-0,235	-0,217	0,800	-0,380	-0,130	0,821
21,93	2,382	1,833	24,990	-0,245	-0,230	0,830	-0,447	-0,142	0,976
22,85	2,738	2,015	27,260	-0,250	-0,230	0,859	-0,565	-0,242	0,997
23,76	3,208	2,191	30,130	-0,250	-0,237	0,896	-0,678	-0,297	1,076
24,22	3,828	2,332	33,300	-0,259	-0,253	0,926	-0,769	-0,339	1,138
24,22	4,040	2,392	34,630	-0,259	-0,270	1,063	-0,769	-0,360	1,225

APÊNDICE B

APRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS

B.1 - INTRODUÇÃO

Neste apêndice, são apresentadas, em forma de figuras, as relações “carga x flecha no meio do vão”, “carga x deslizamento relativo de extremidade”, “carga x deformação no steel deck”, e carga x deformação no concreto” de todos os protótipos ensaiados.

B.2 - RELAÇÃO CARGA X FLECHA NO MEIO DO VÃO

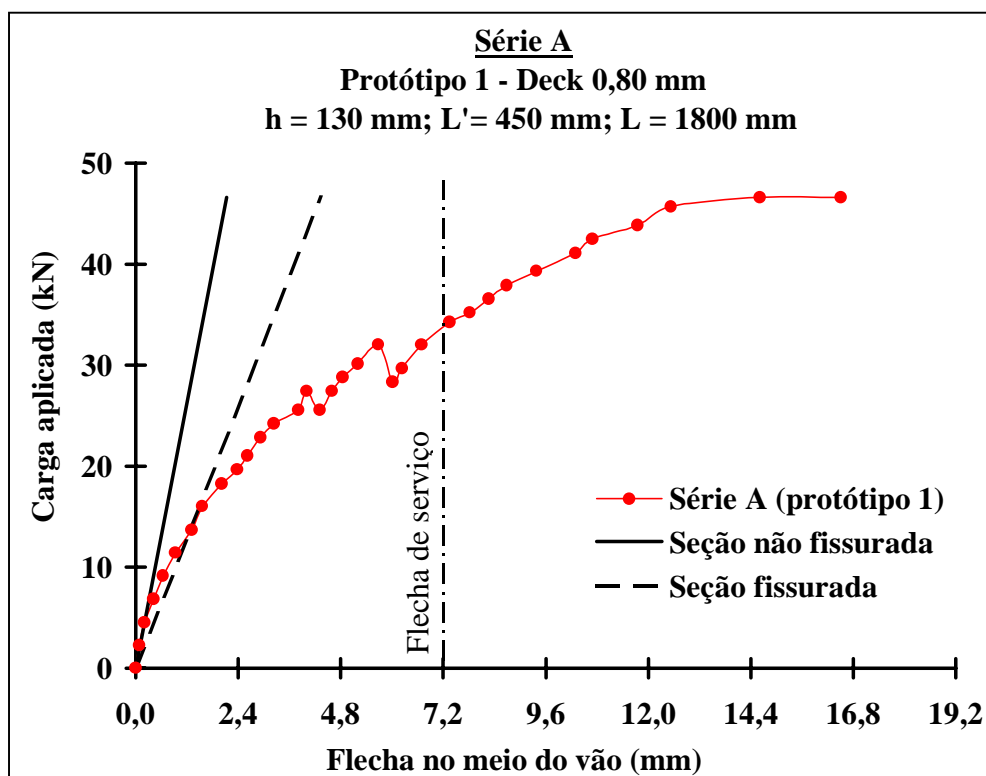


Figura B.1 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série A – Protótipo 1

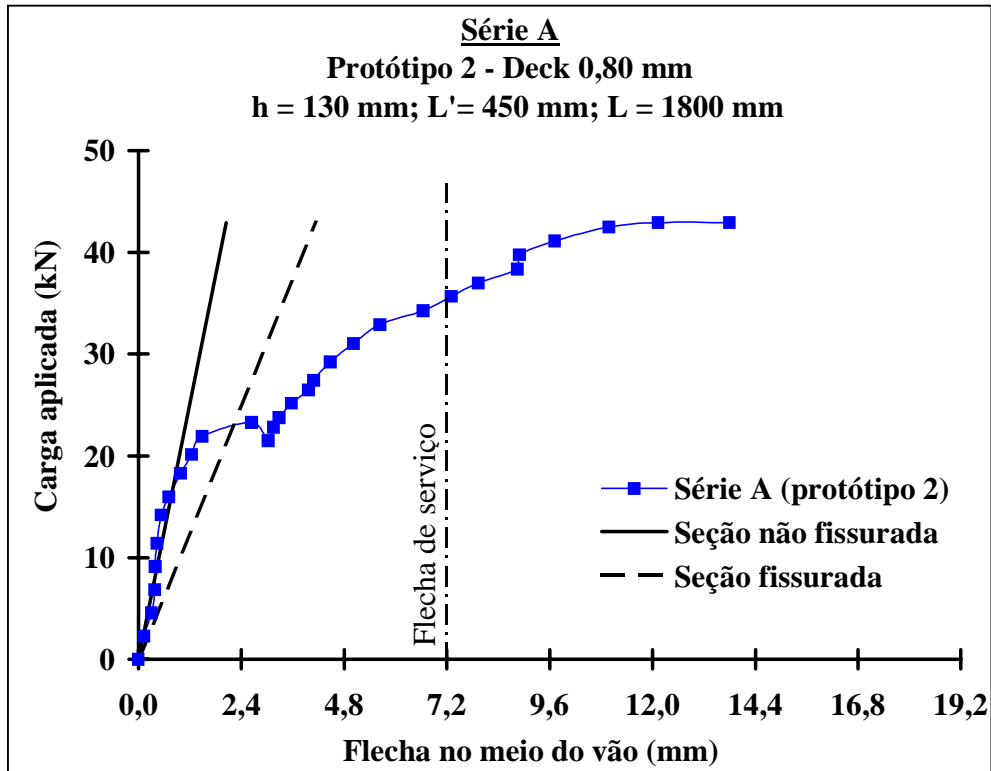


Figura B.2 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série A – Protótipo 2

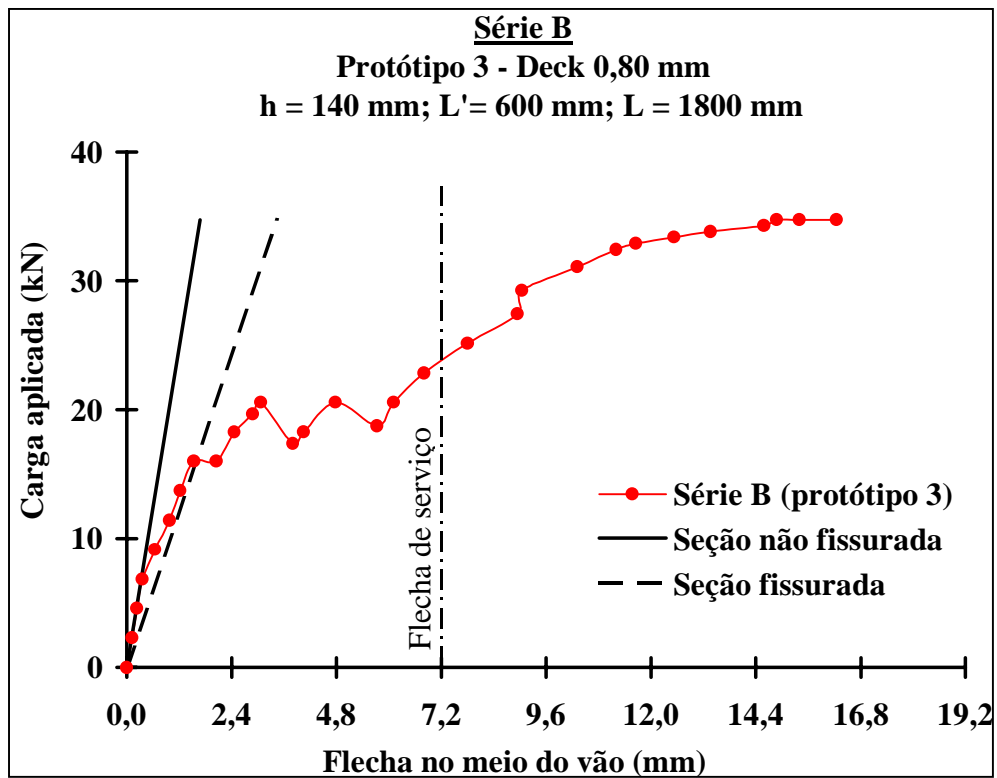


Figura B.3 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série B – Protótipo 3

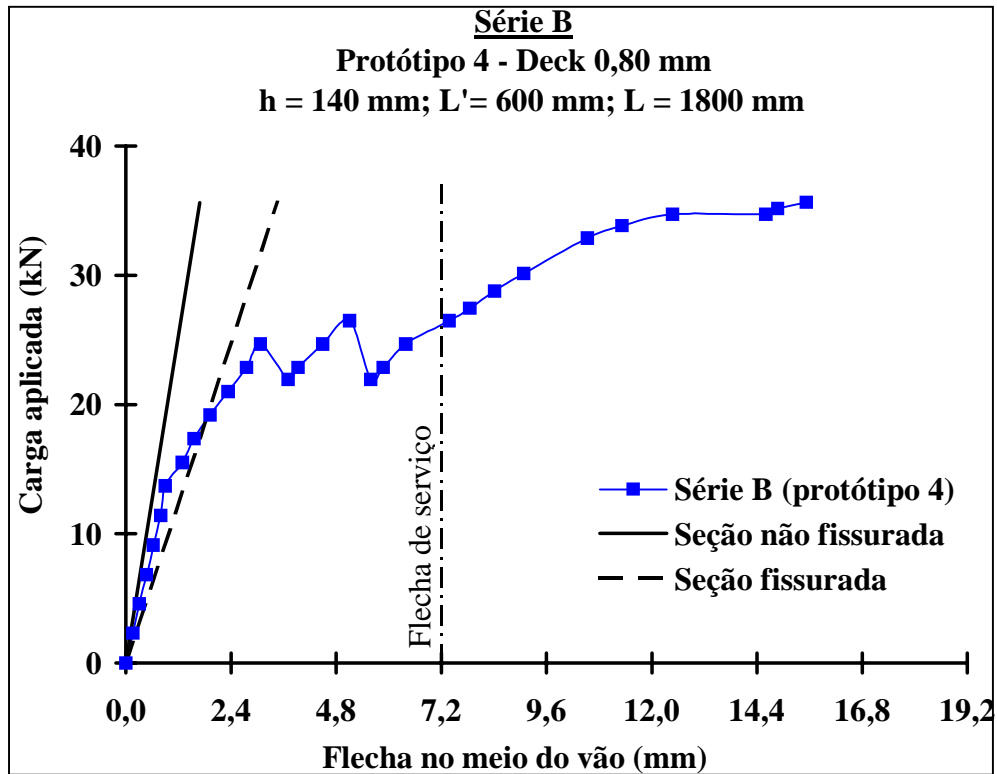


Figura B.4 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série B – Protótipo 4

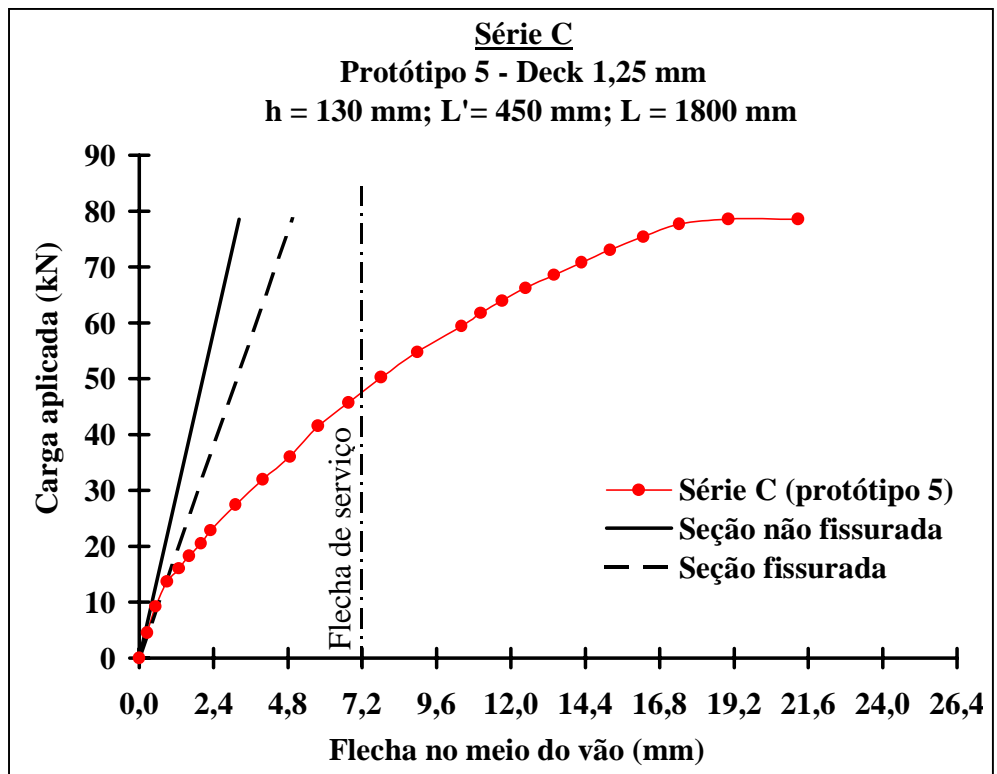


Figura B.5 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 5

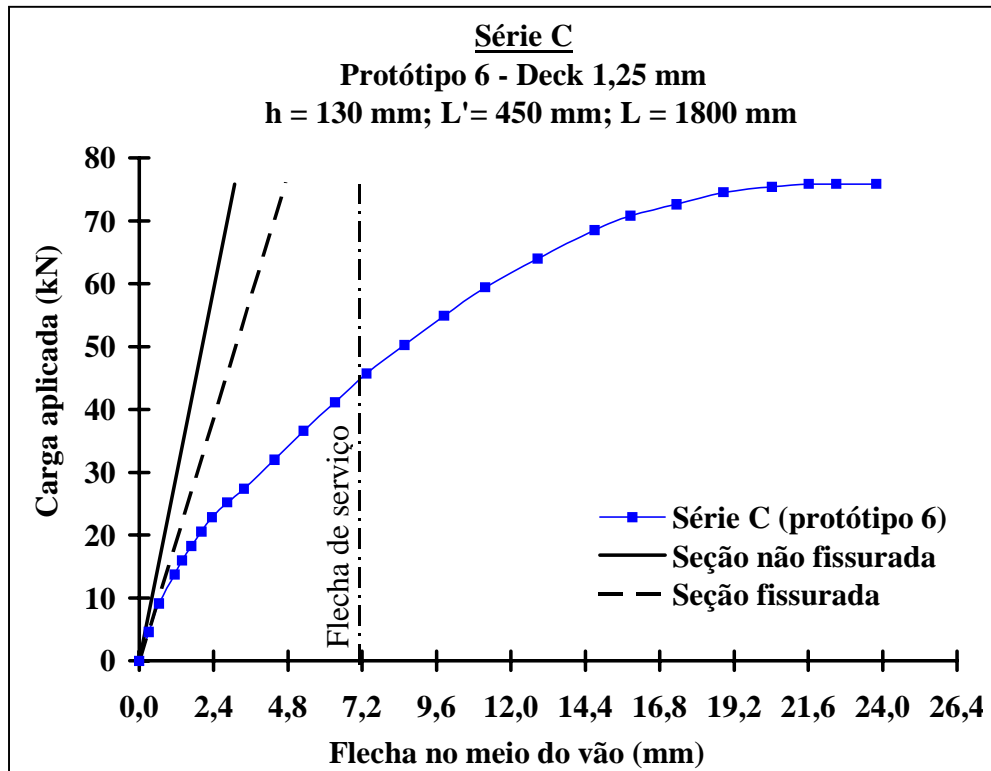


Figura B.6 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série C – Protótipo 6

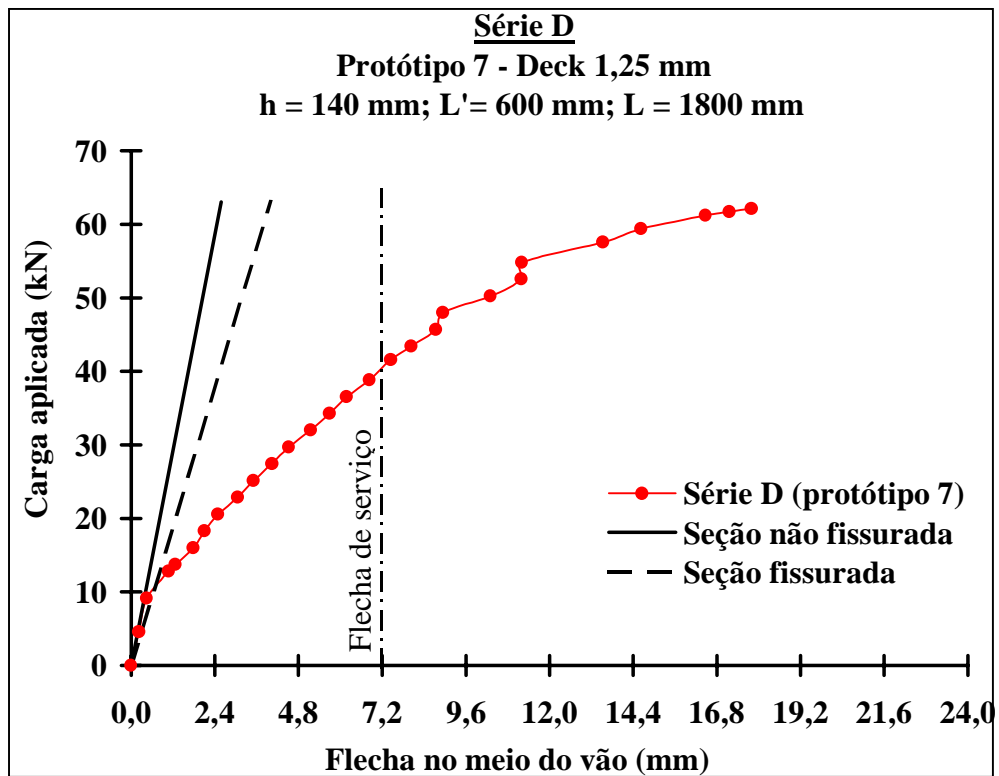


Figura B.7 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série D – Protótipo 7

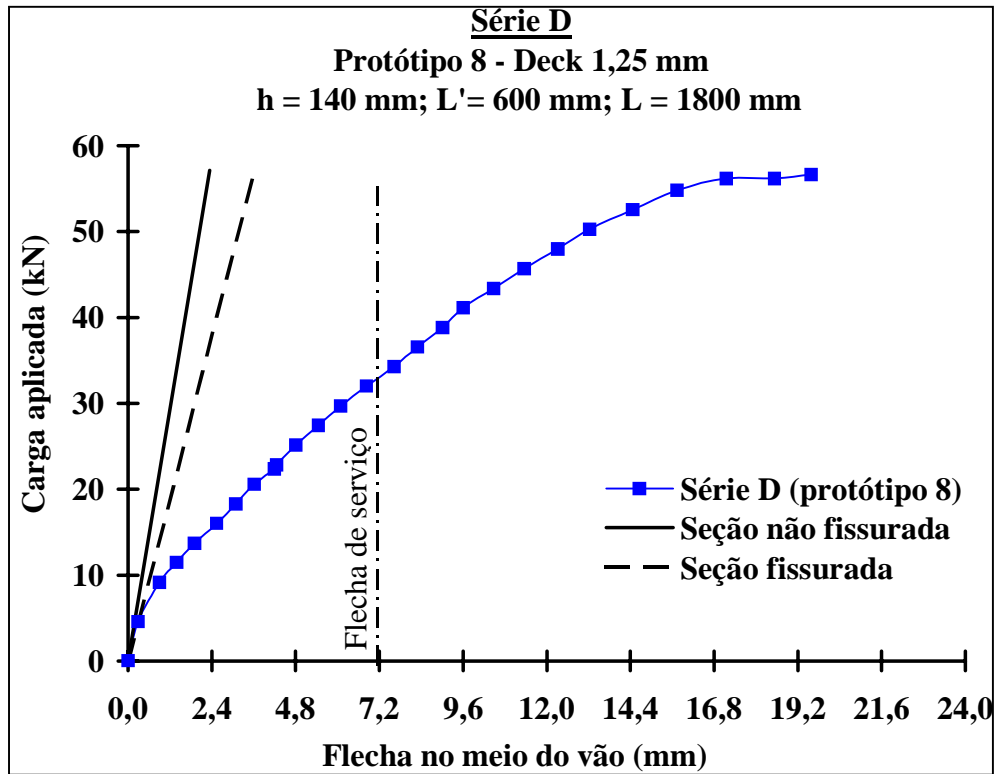


Figura B.8 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série D – Protótipo 8

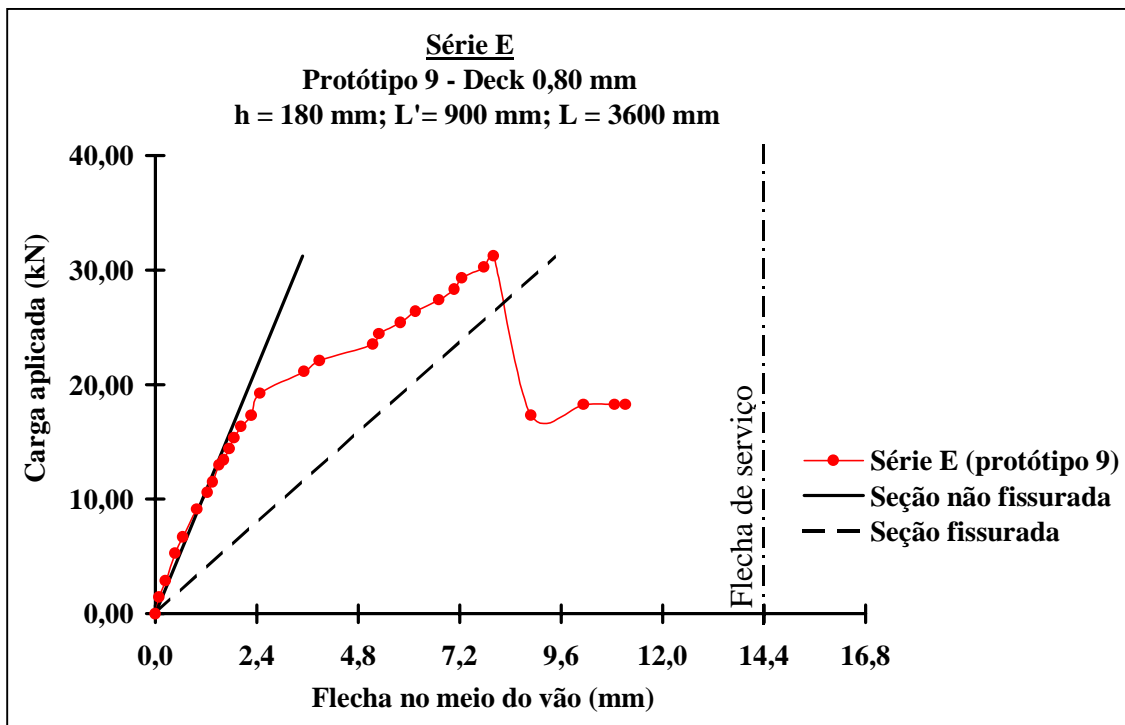


Figura B.9 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 9

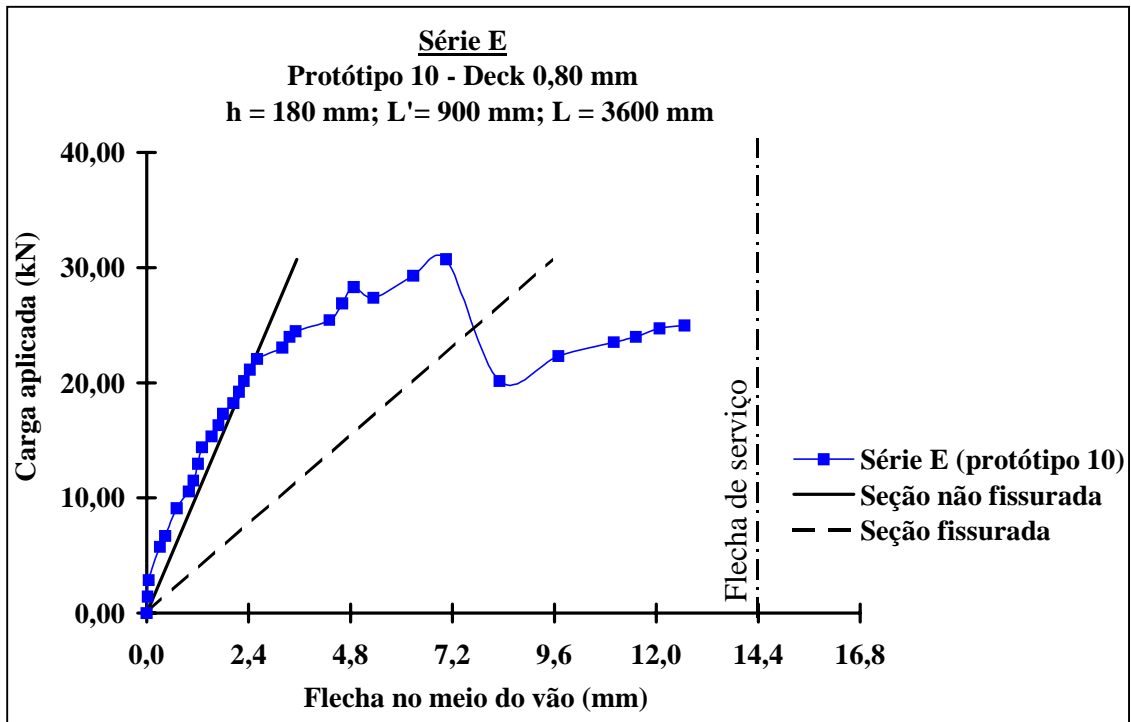


Figura B.10 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série E – Protótipo 10

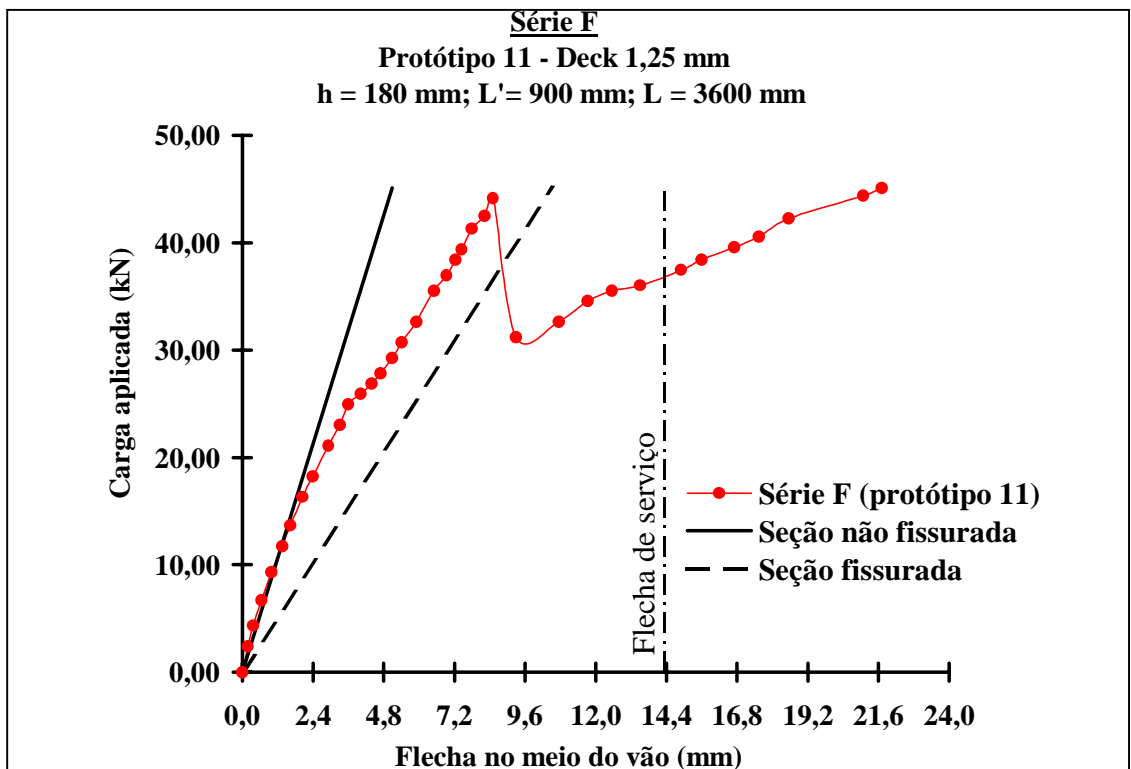


Figura B.11 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série F – Protótipo 11

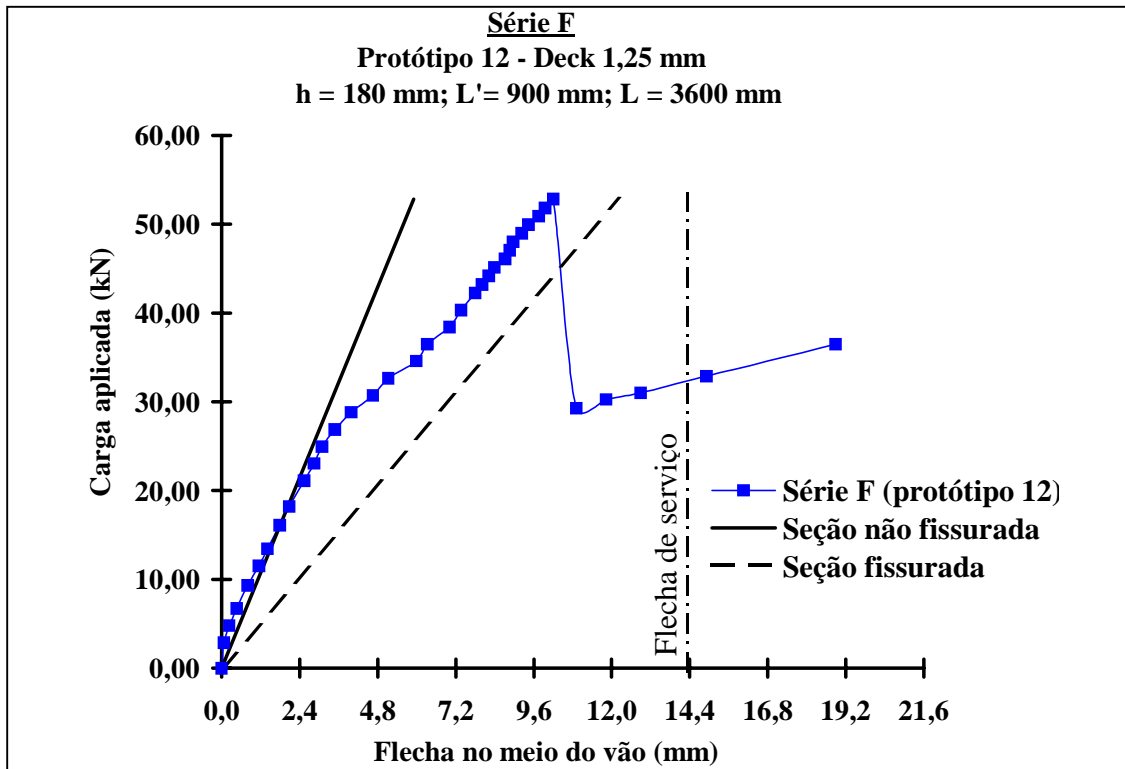


Figura B.12 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série F – Protótipo 12

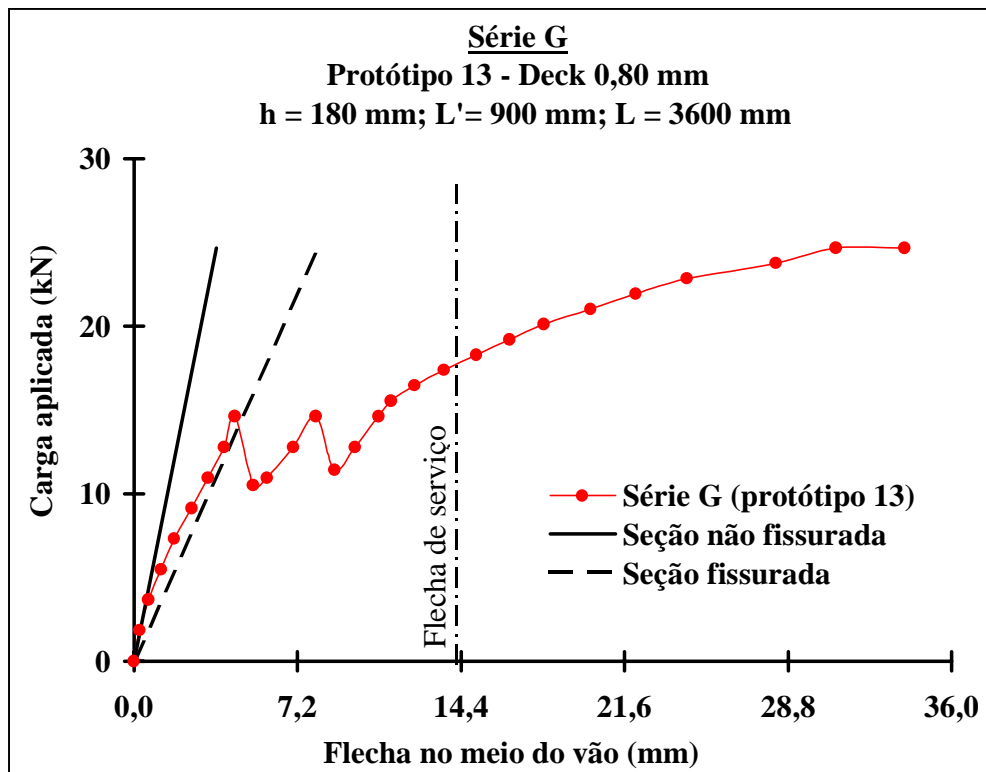


Figura B.13 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 13

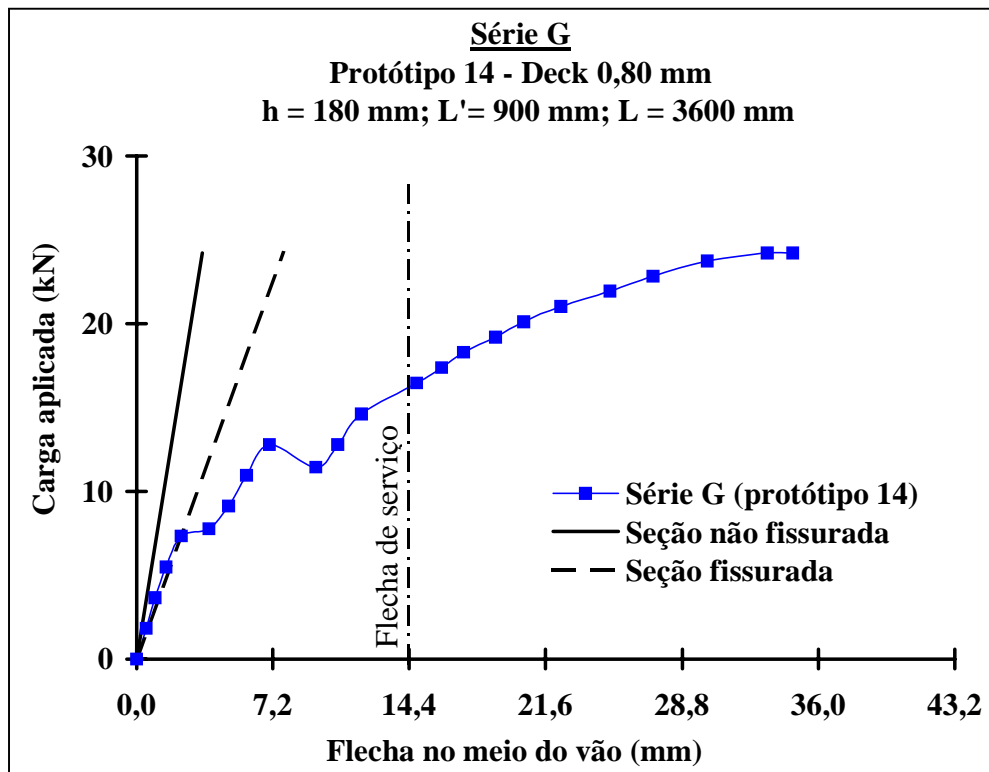


Figura B.14 – Relação carga x flecha no meio do vão – Série G – Protótipo 14

B.3 -RELAÇÃO CARGA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE

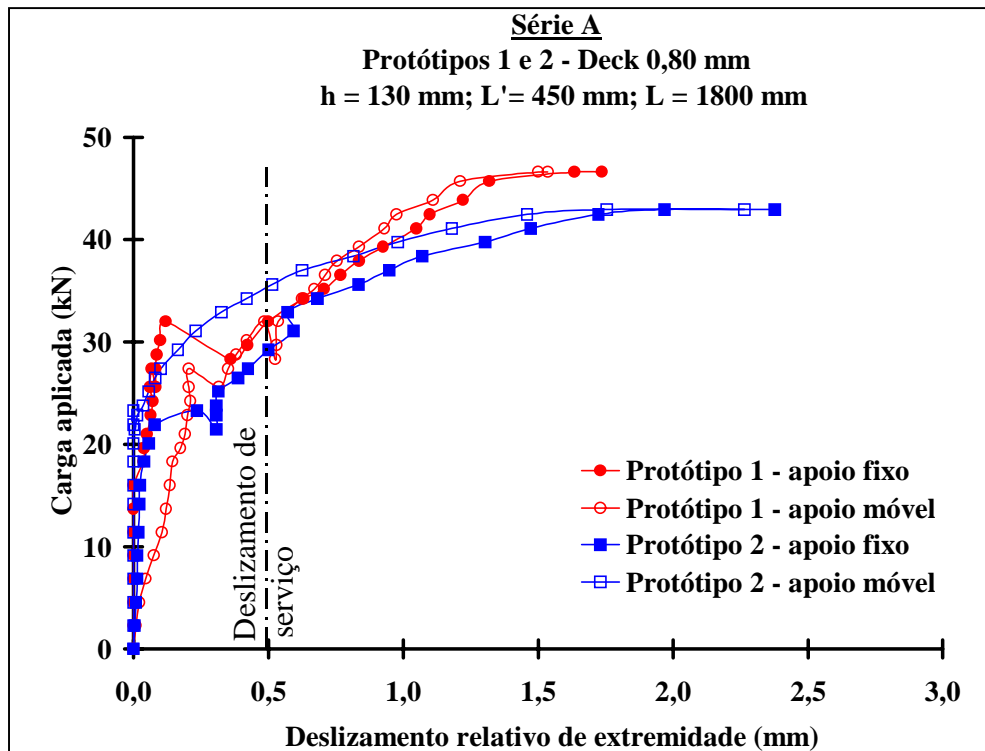


Figura B.15 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade – Série A

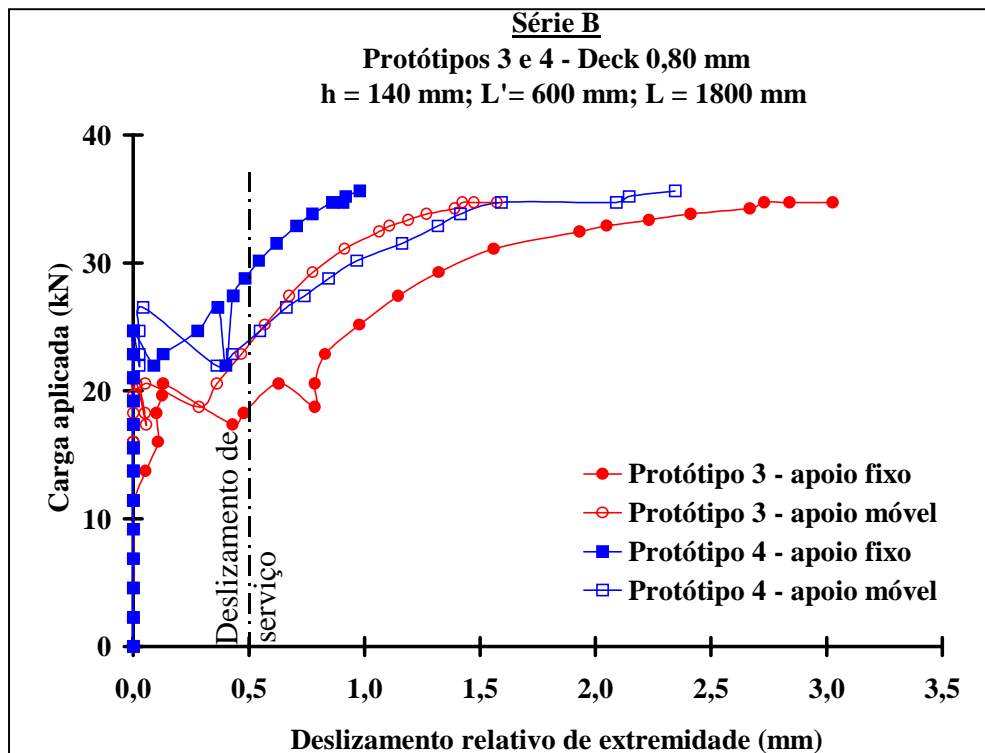


Figura B.16 – Relação carga x deslizamento relativo de extremidade – Série B

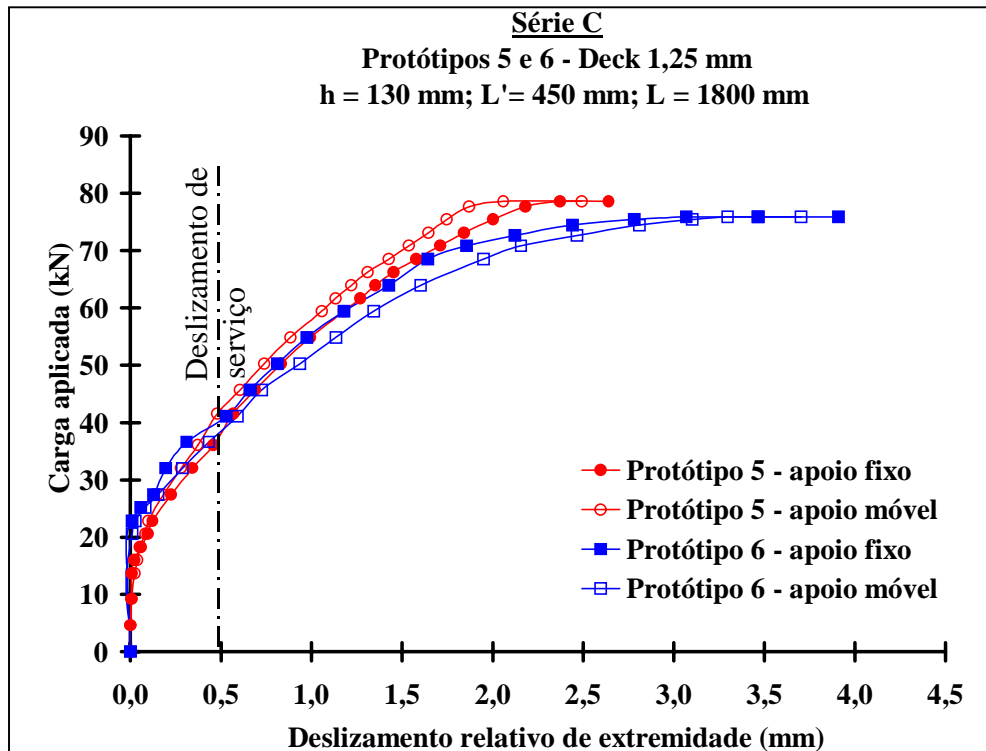


Figura B.17 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade – Série C

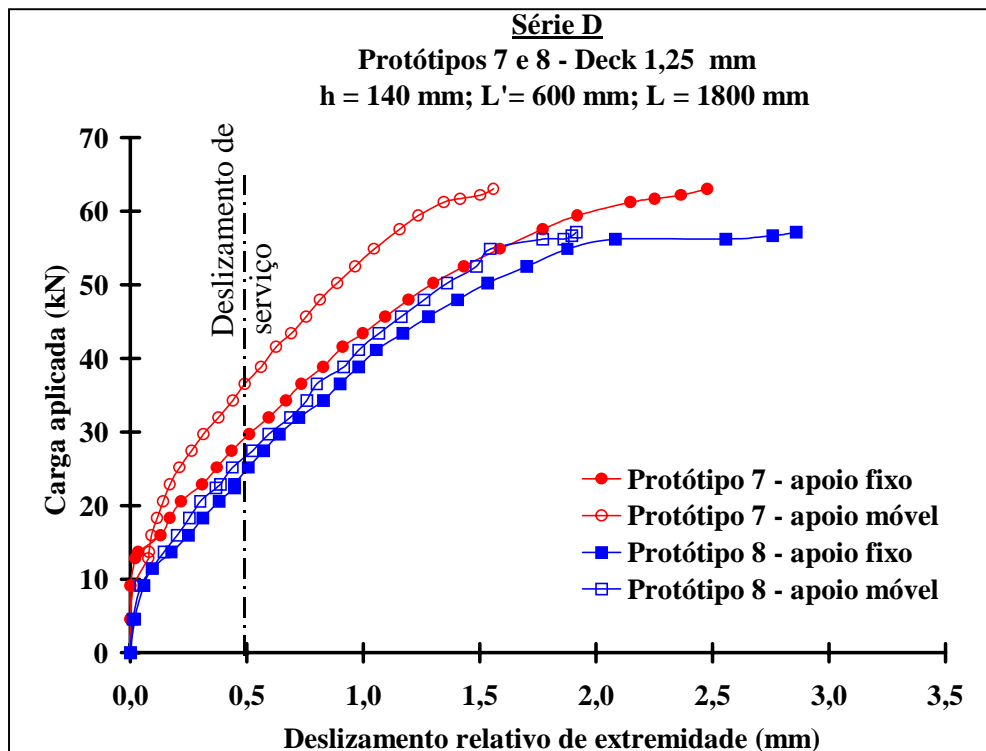


Figura B.18 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade – Série D

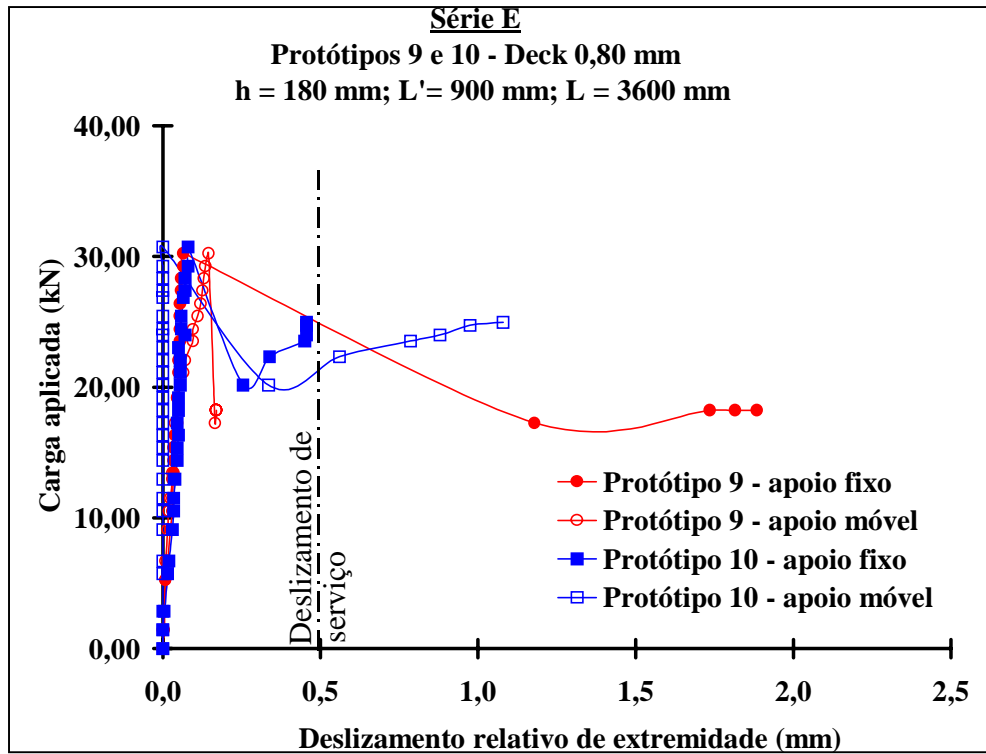


Figura B.19 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade – Série E

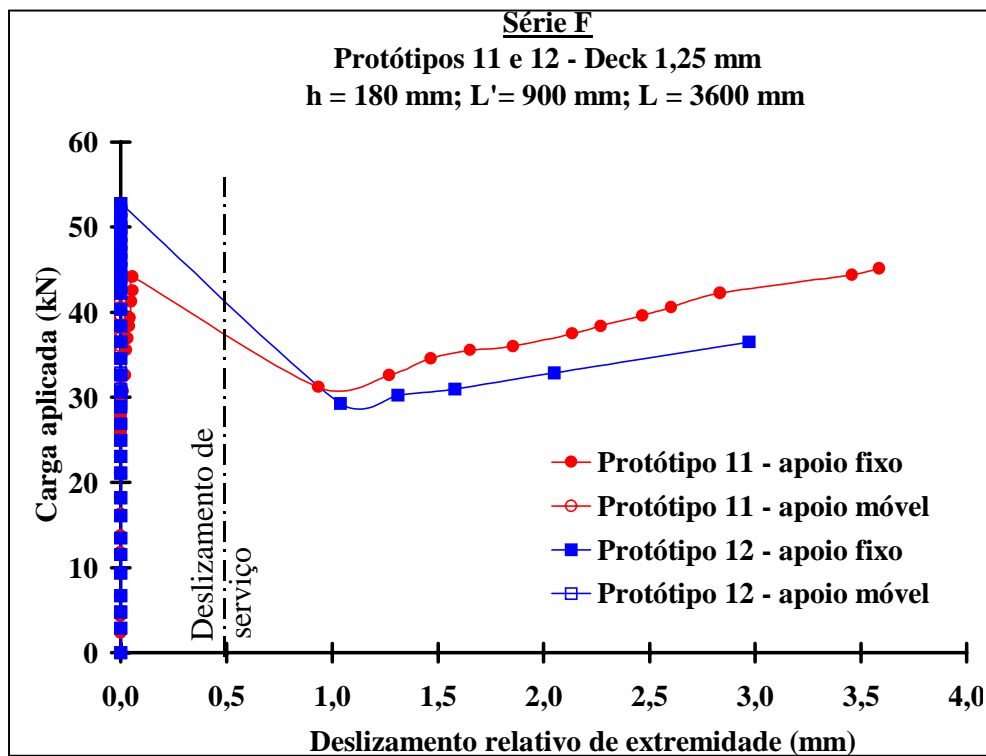


Figura B.20 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade – Série F

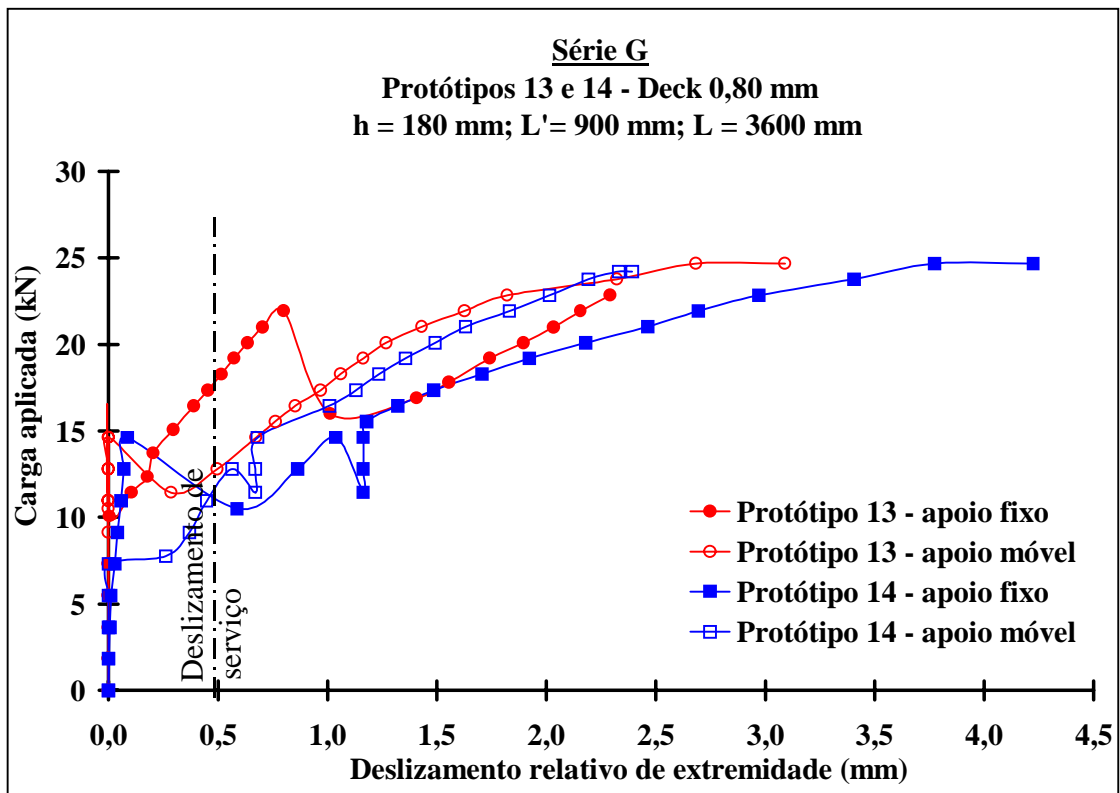


Figura B.21 – Relação carga x deslocamento relativo de extremidade – Série G

B.4 - RELAÇÃO CARGA X DEFORMAÇÃO NO STEEL DECK

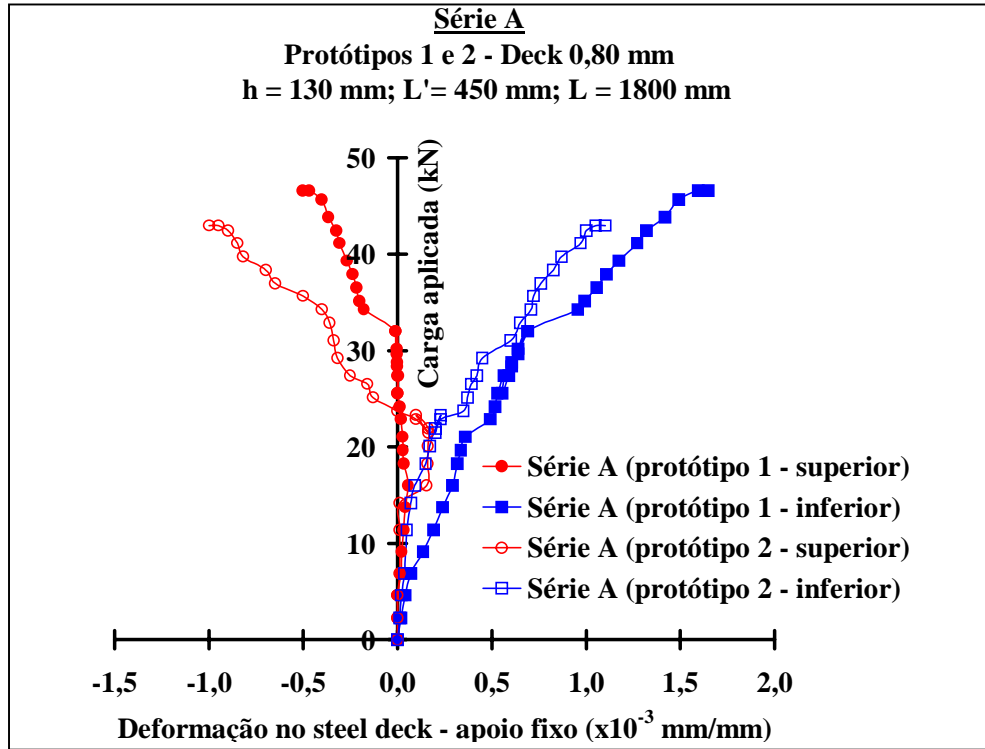


Figura B.22 – Relação carga x deformação no steel deck – Série A - Apoio fixo

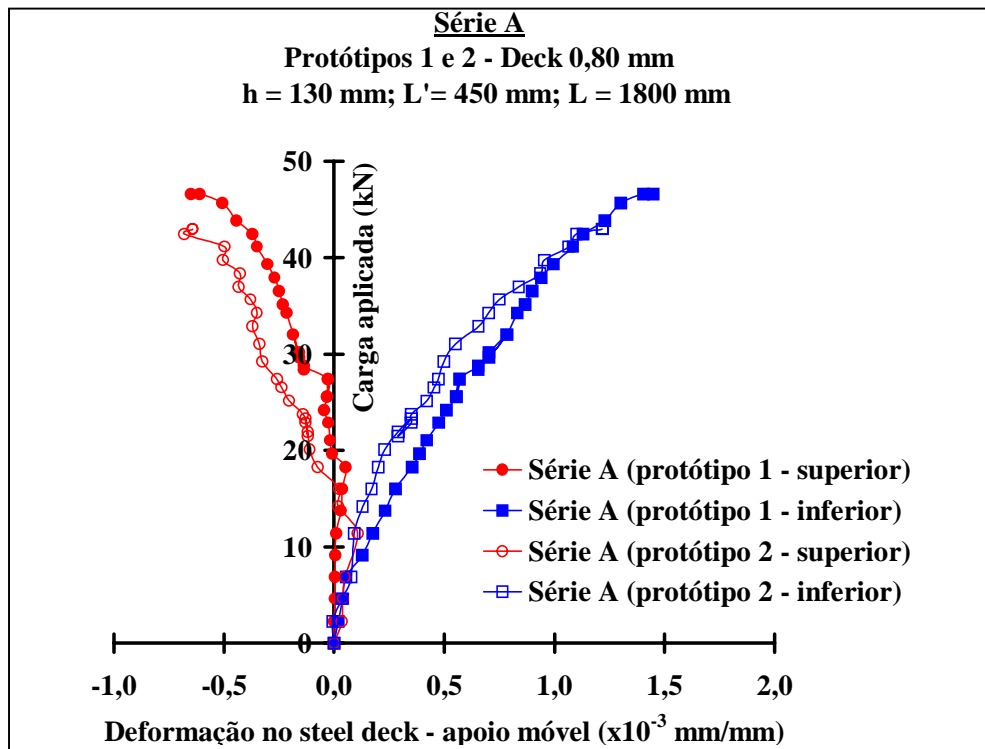


Figura B.23 – Relação carga x deformação no steel deck – Série A - Apoio móvel

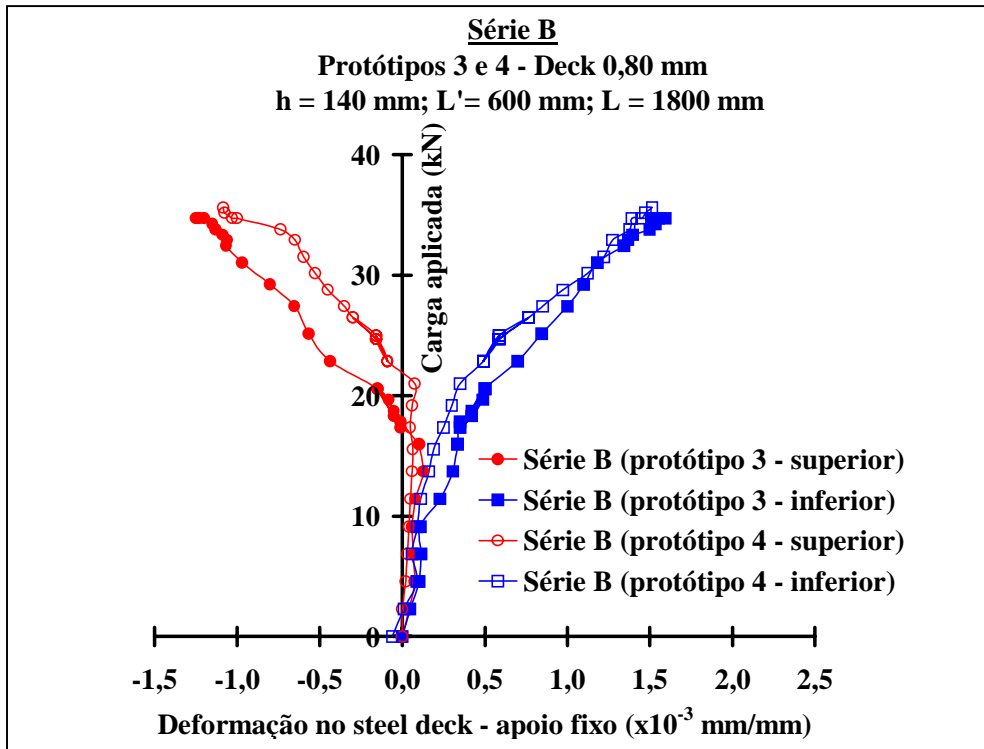


Figura B.24 – Relação carga x deformação no steel deck – Série B - Apoio fixo

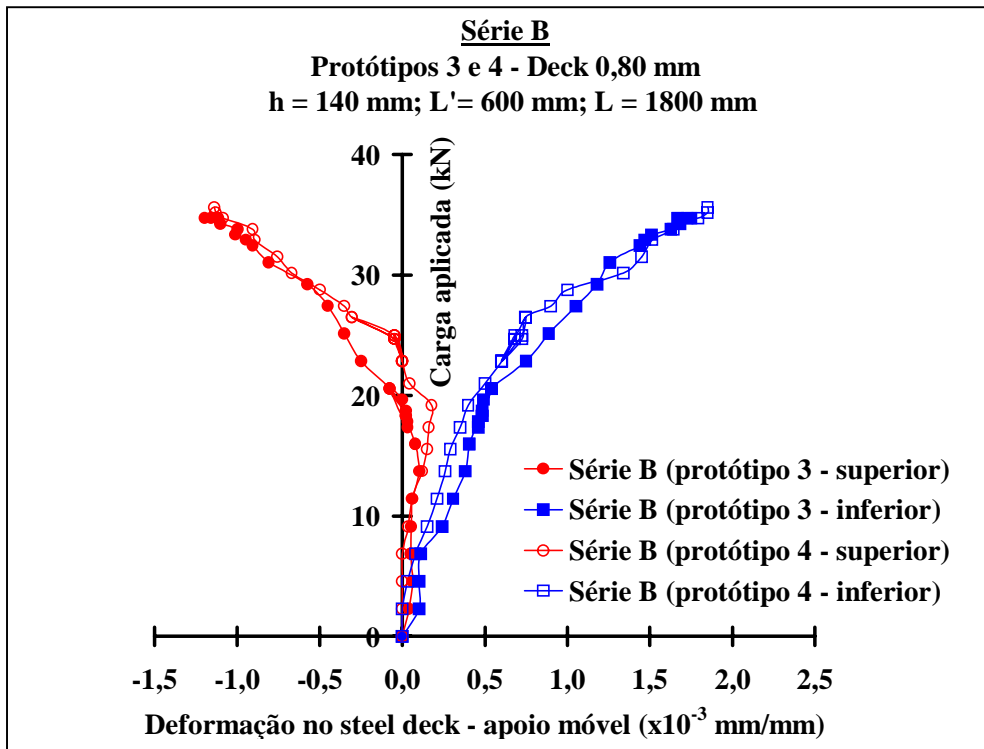


Figura B.25 – Relação carga x deformação no steel deck – Série B - Apoio móvel

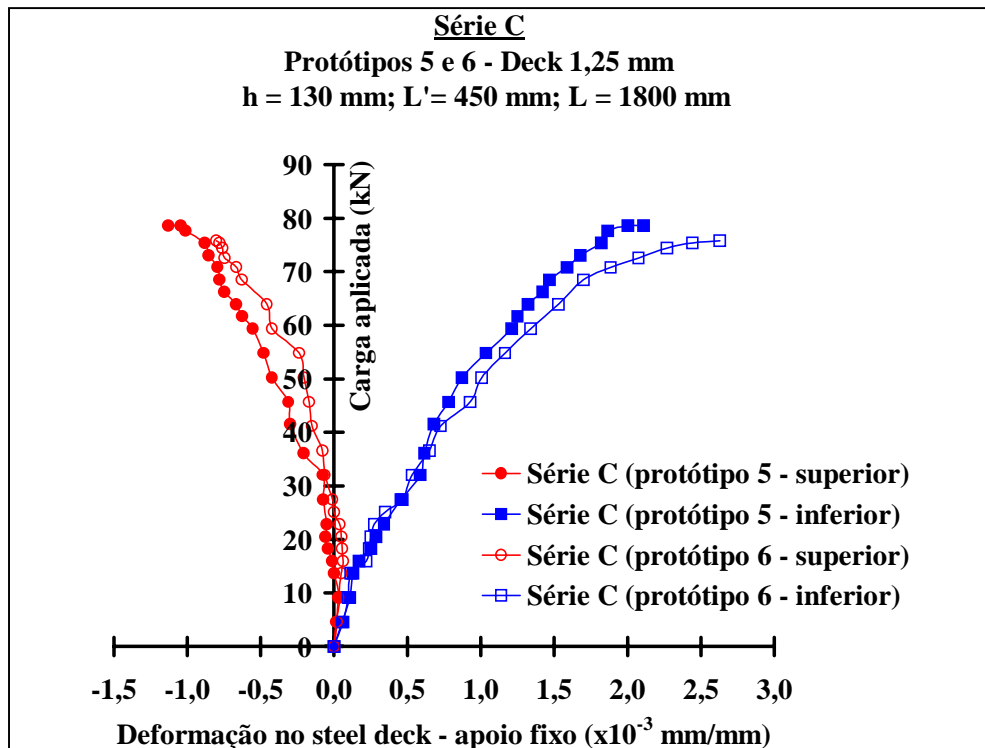


Figura B.26 – Relação carga x deformação no steel deck – Série C - Apoio fixo

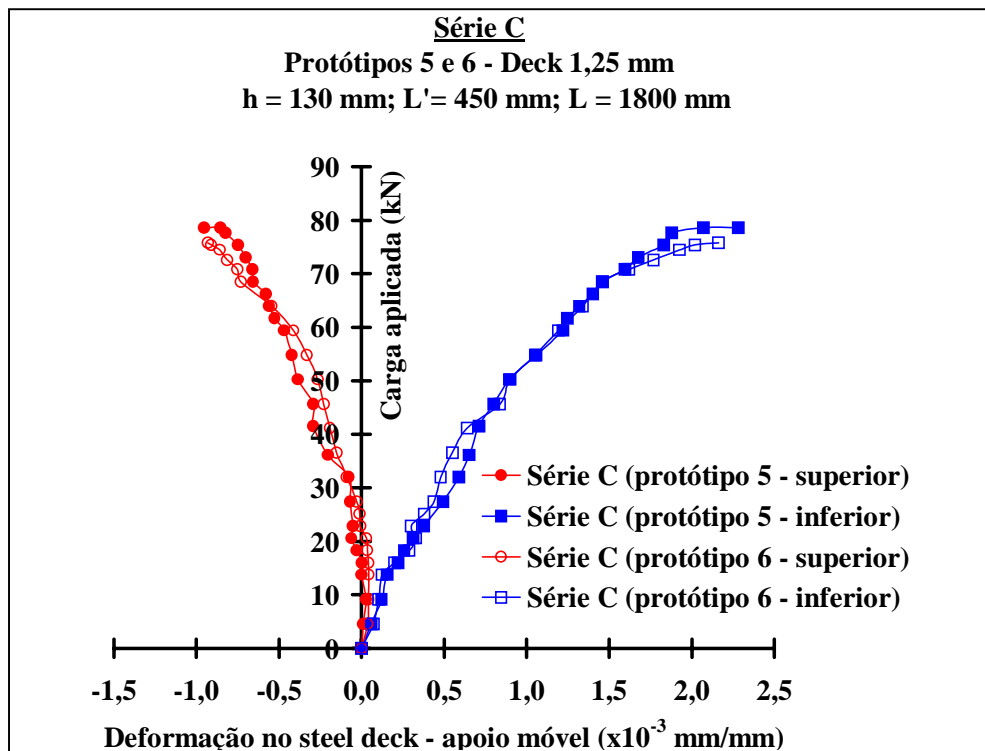


Figura B.27 – Relação carga x deformação no steel deck – Série C - Apoio móvel

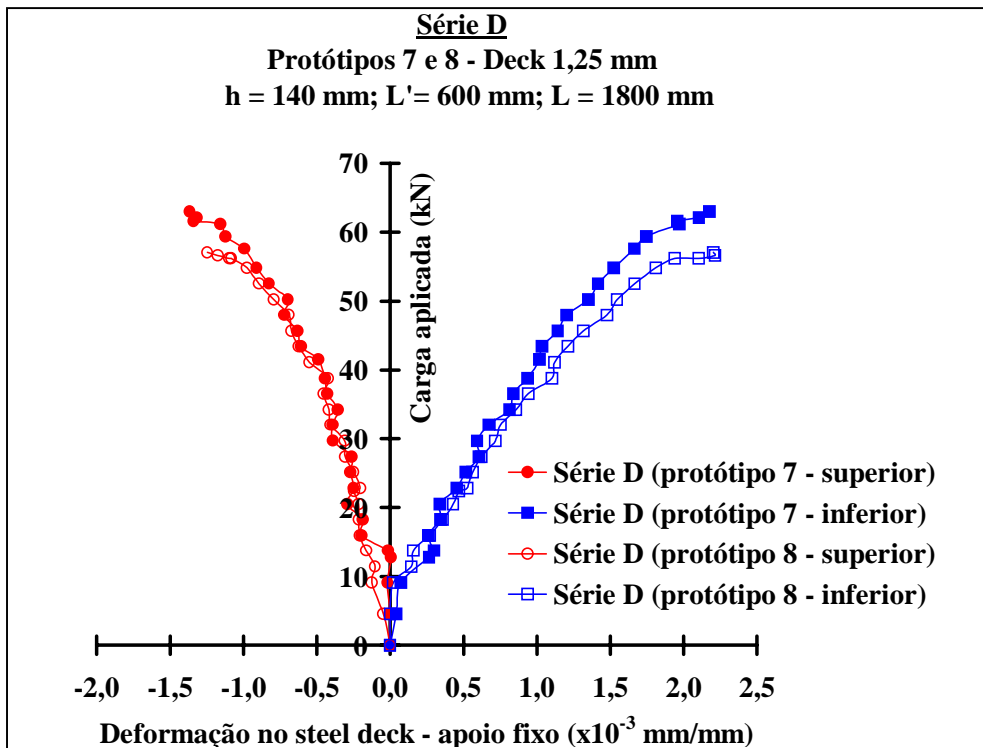


Figura B.28 – Relação carga x deformação no steel deck – Série D - Apoio fixo

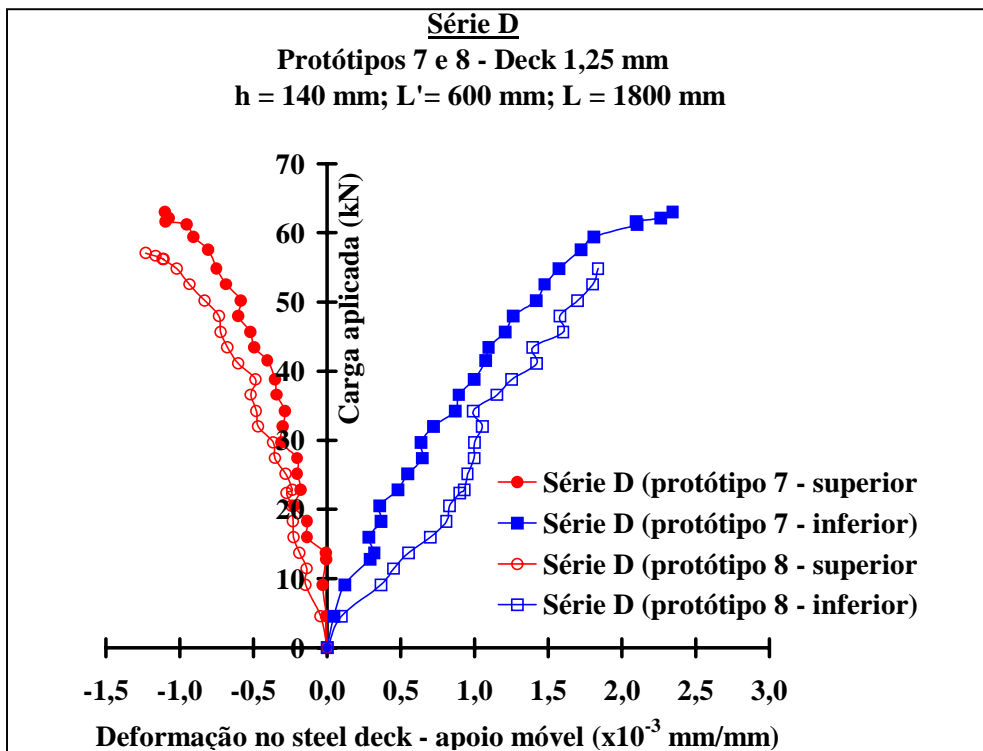


Figura B.29 – Relação carga x deformação no steel deck – Série D - Apoio móvel

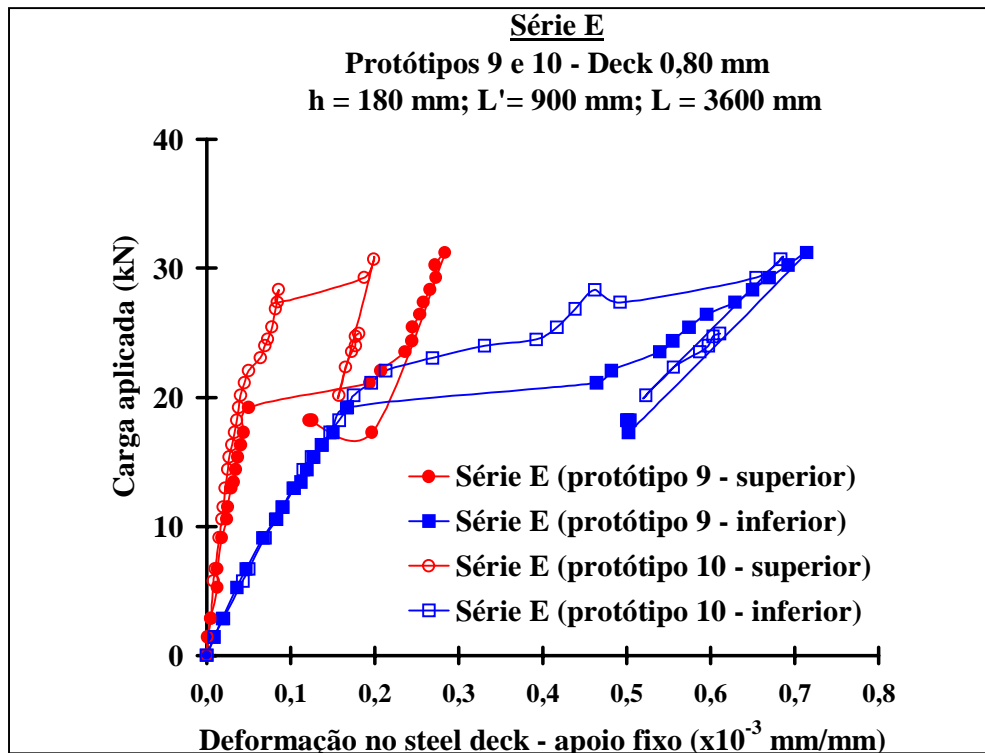


Figura B.30 – Relação carga x deformação no steel deck – Série E - Apoio fixo

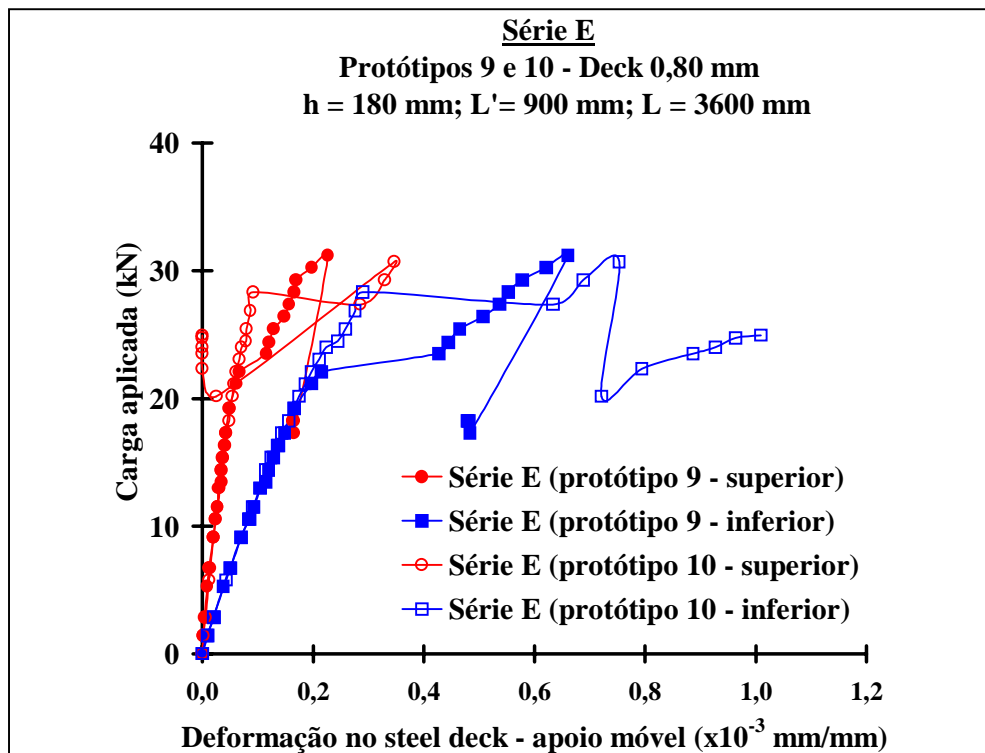


Figura B.31 – Relação carga x deformação no steel deck – Série E - Apoio móvel

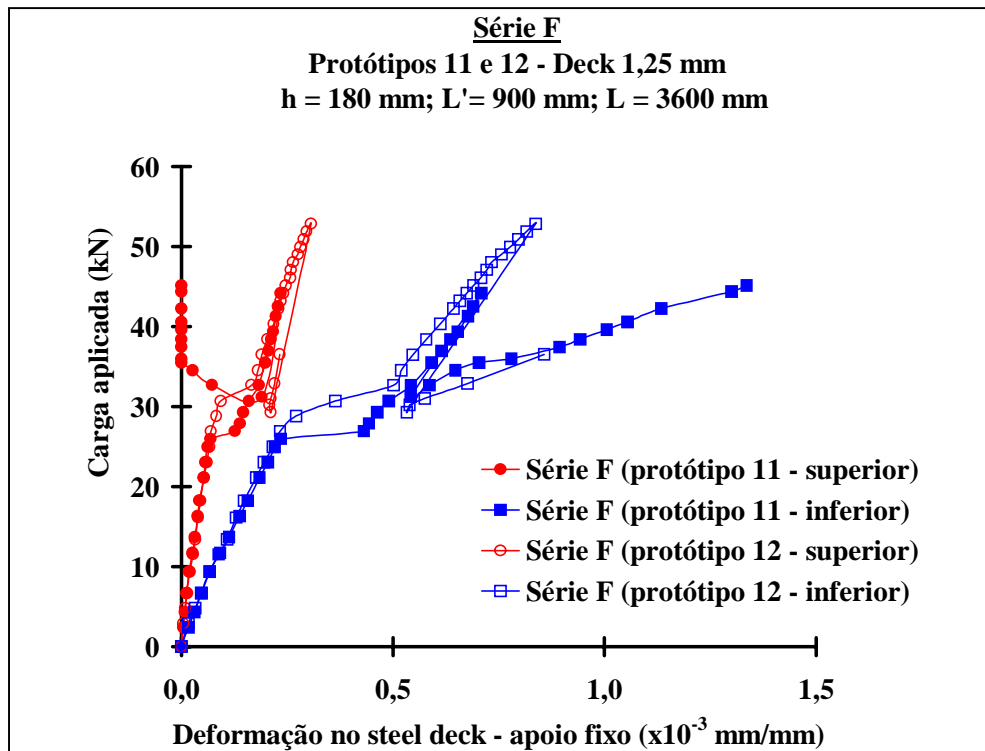


Figura B.32 – Relação carga x deformação no steel deck – Série F - Apoio fixo

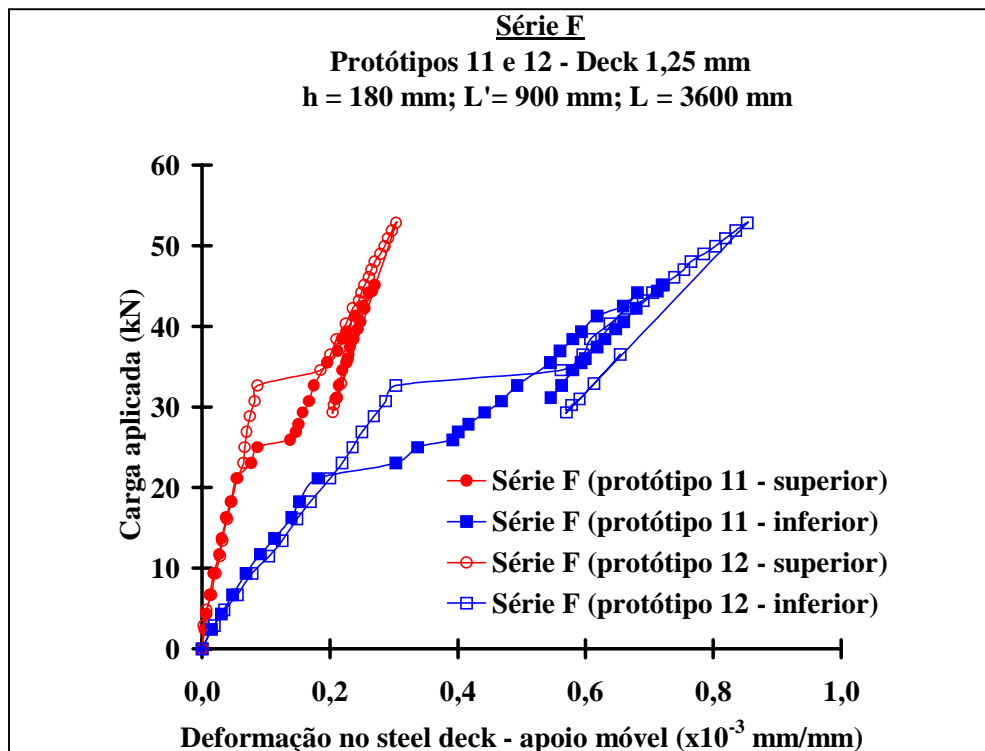


Figura B.33 – Relação carga x deformação no steel deck – Série F - Apoio móvel

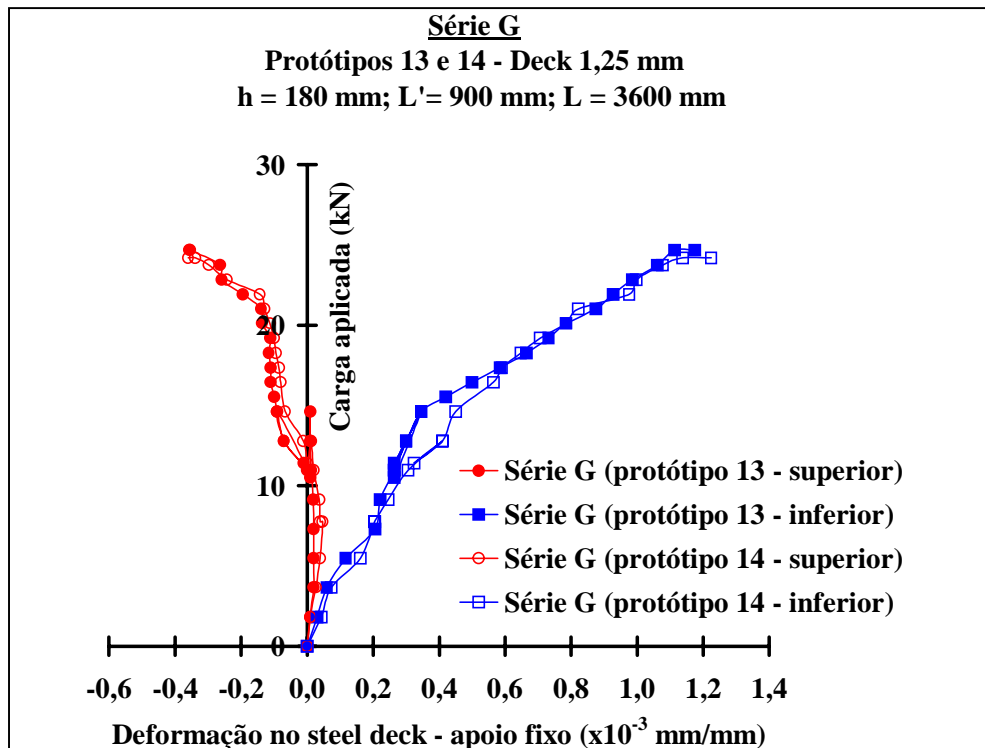


Figura B.34 – Relação carga x deformação no steel deck – Série G - Apoio fixo

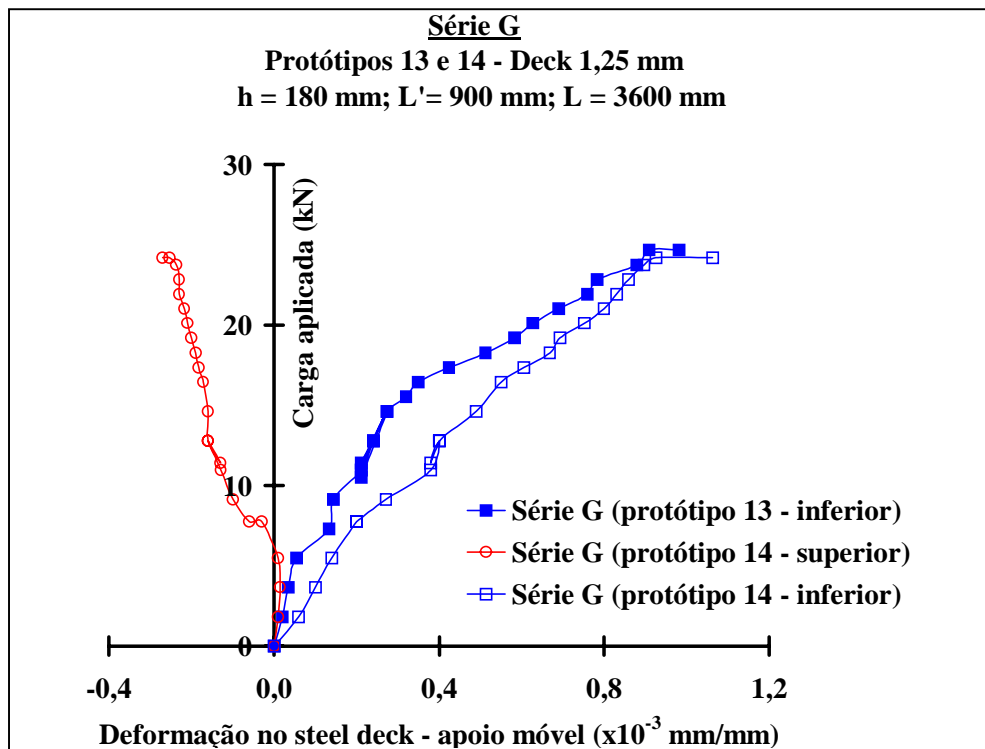


Figura B.35 – Relação carga x deformação no steel deck – Série G - Apoio móvel

B.5 - RELAÇÃO CARGA X DEFORMAÇÃO NO CONCRETO

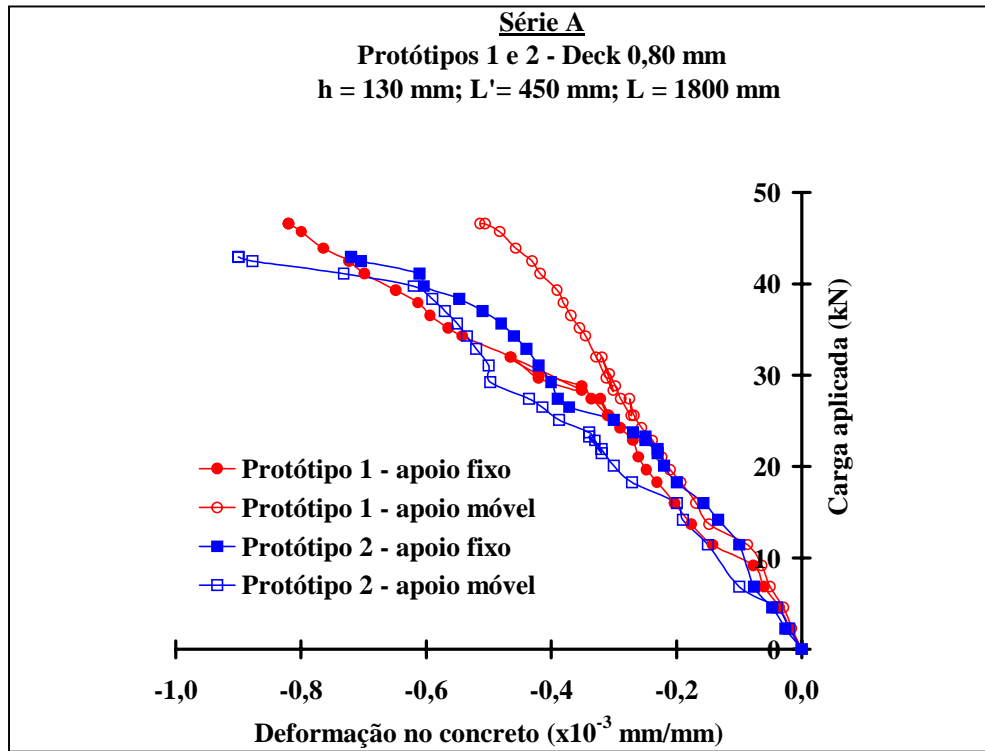


Figura B.36 – Relação carga x deformação no concreto – Série A

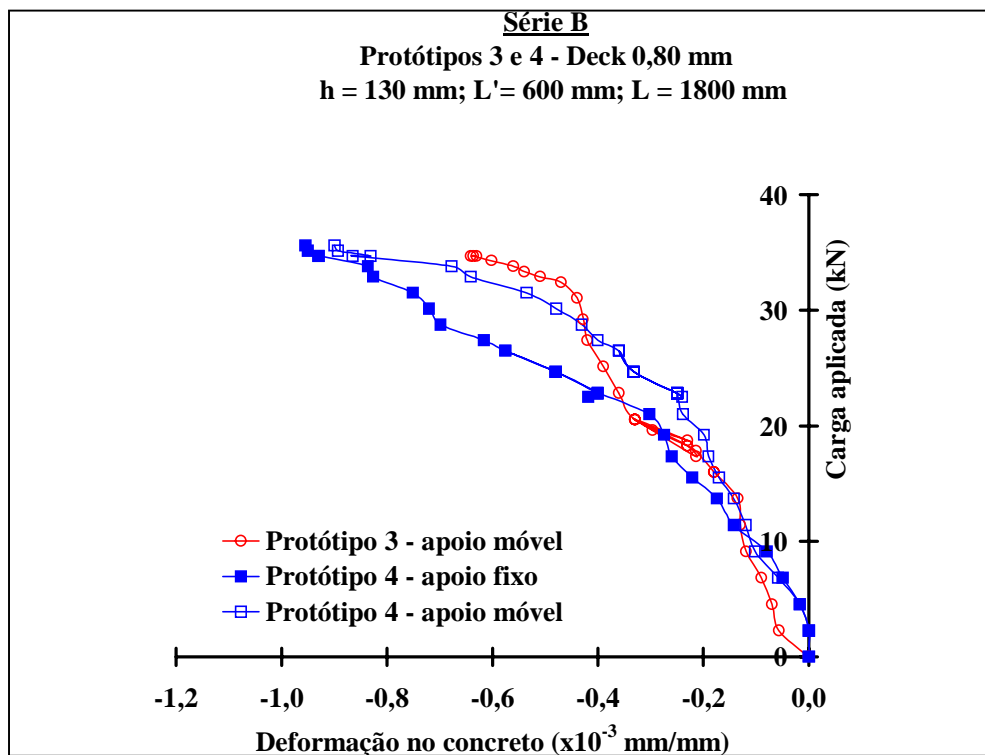


Figura B.37 – Relação carga x deformação no concreto – Série B

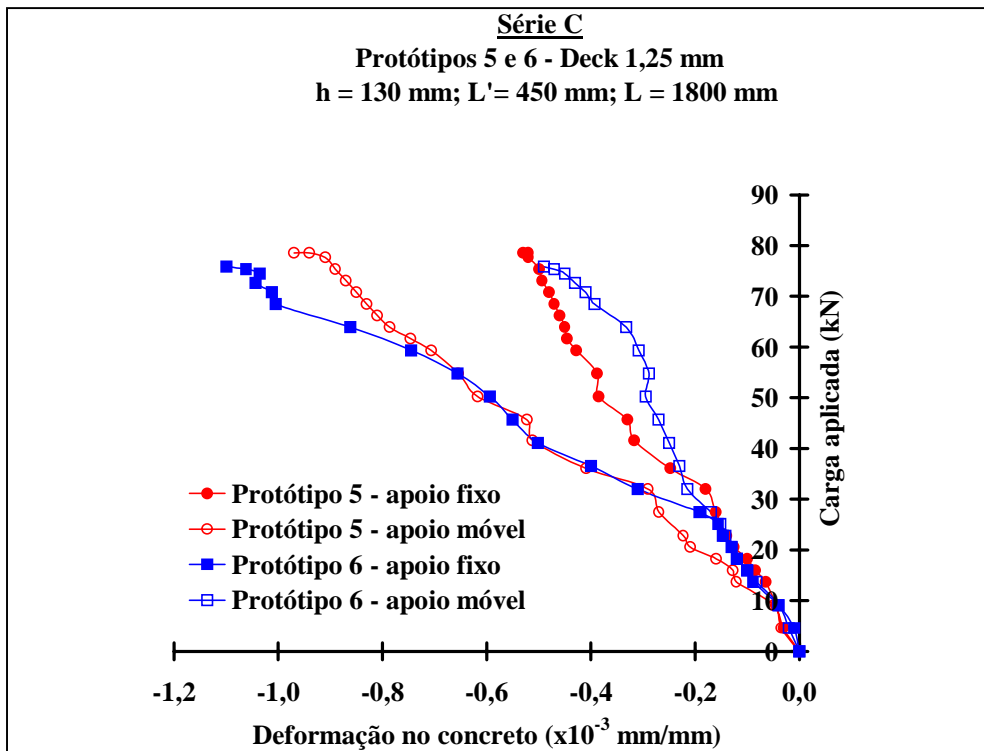


Figura B.38 – Relação carga x deformação no concreto – Série C

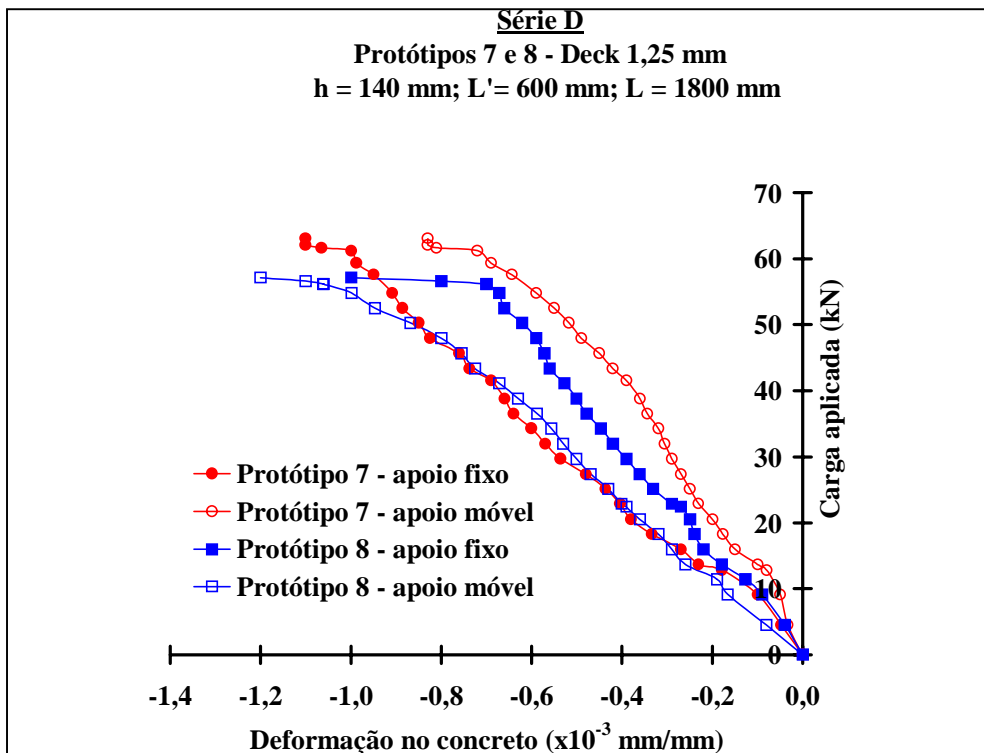


Figura B.39 – Relação carga x deformação no concreto – Série D

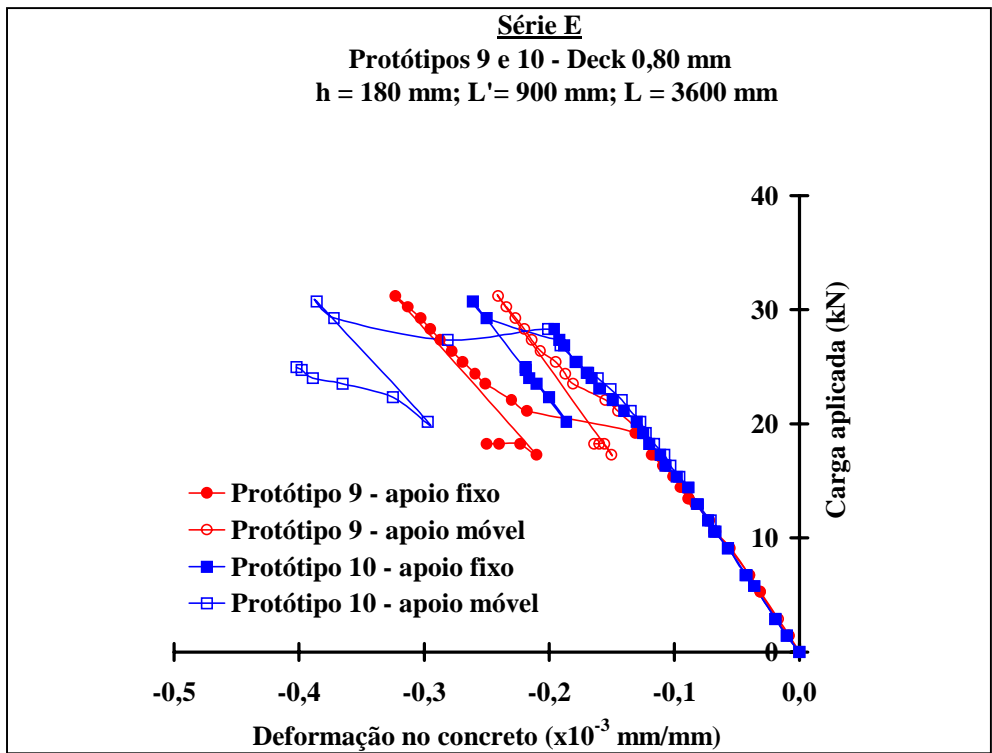


Figura B.40 – Relação carga x deformação no concreto – Série E

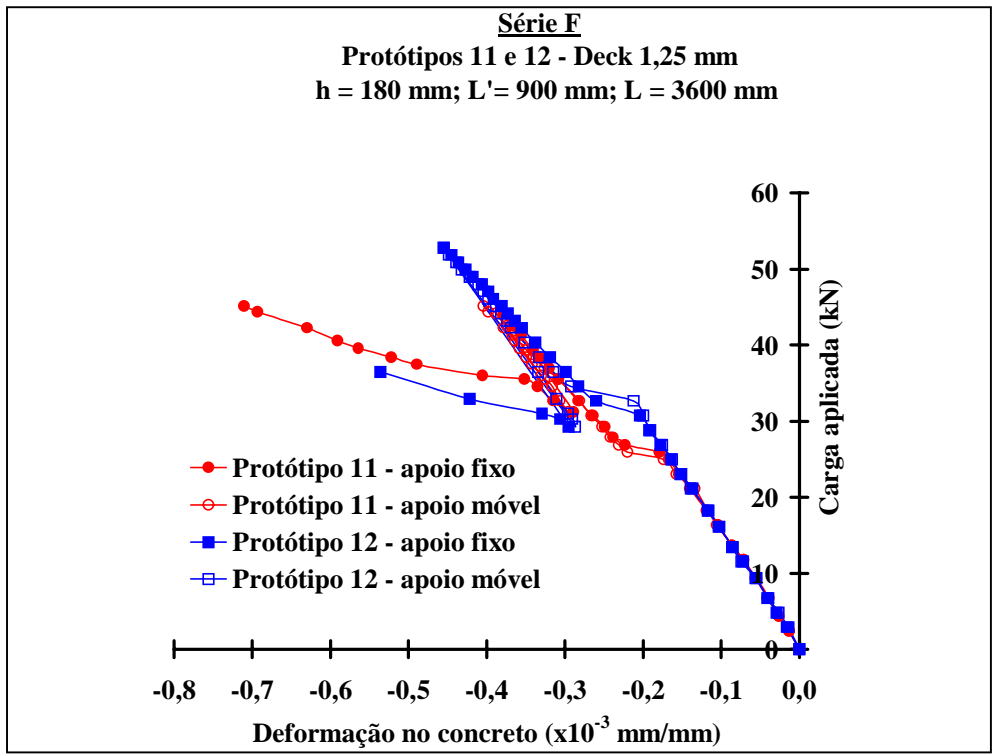


Figura B.41 – Relação carga x deformação no concreto – Série F

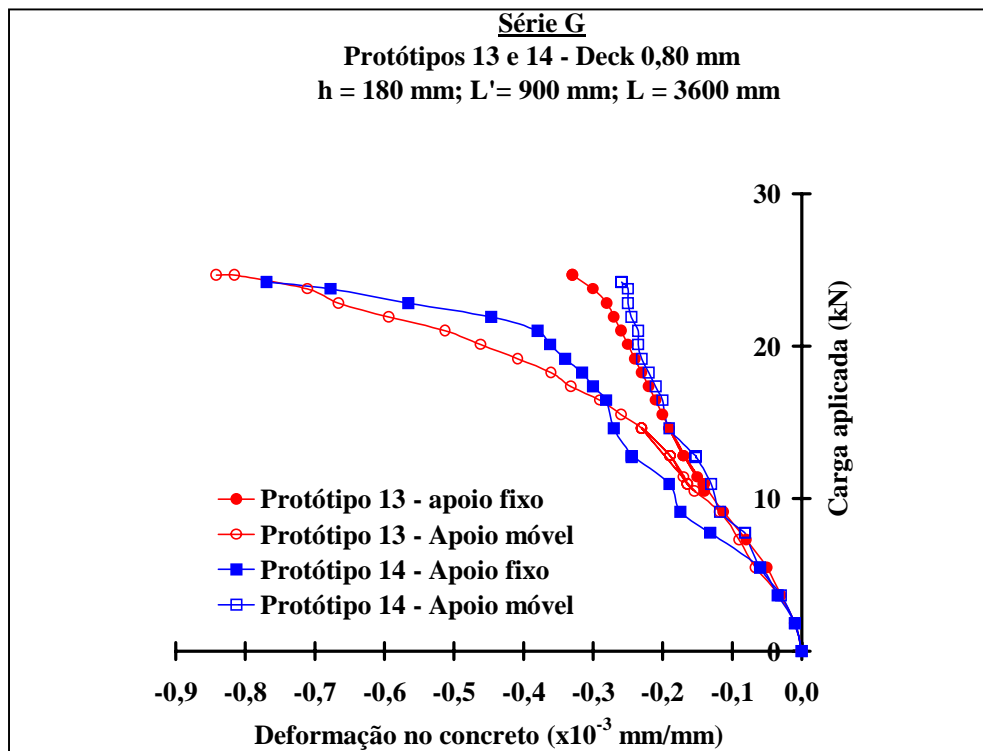


Figura B.42 – Relação carga x deformação no concreto – Série G

APÊNDICE C

CÁLCULO DA FLECHA TEÓRICA

C.1 - INTRODUÇÃO

Neste apêndice, é demonstrado o procedimento de cálculo para a determinação da flecha teórica dos protótipos ensaiados, utilizando-se o momento de inércia da seção não fissurada (I_{uc}) e fissurada (I_{cc}).

C.2 - MOMENTO DE INÉRCIA DA SEÇÃO NÃO FISSURADA

Existe interação total entre a fôrma de aço e a laje de concreto, neste caso, e como o concreto ainda não fissurou, ele deverá ser considerado na parte situada abaixo da linha neutra, isto é, na parte tracionada da seção.

Utilizando-se as propriedades geométricas do vazio da fôrma (Figura C.1) e as Equações C.1 a C.3 chega-se a Equação C.4 correspondente ao momento de inércia da seção não fissurada.

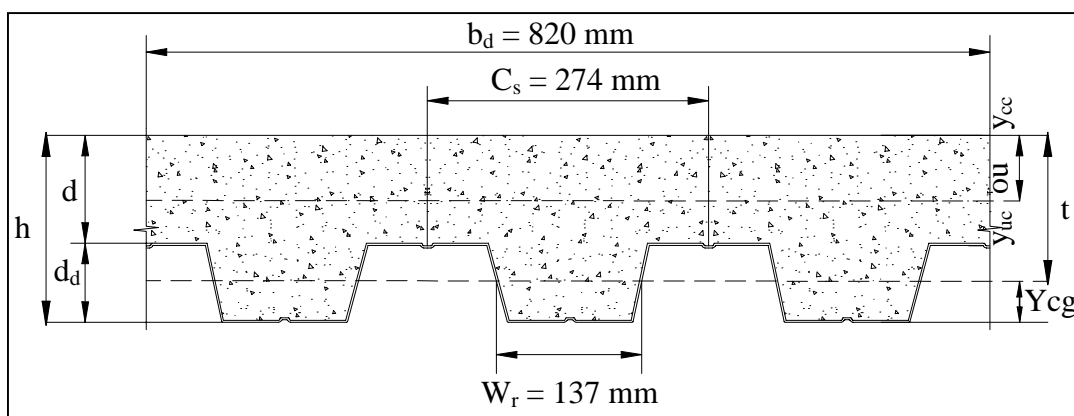


Figura C.1 – Seção geométrica da fôrma de aço

$$n = \frac{E_s}{E_c}. \quad (C.1)$$

$$y_{uc} = \frac{0,5 \cdot b_d \cdot h^2 + n \cdot A_p \cdot t - (C_s - W_r) \cdot \frac{b_d \cdot d_d}{C_s} \cdot (h - 0,5 \cdot d_d)}{b_d \cdot h + n \cdot A_p - \frac{b_d \cdot d_d}{C_s} \cdot (C_s - W_r)}. \quad (C.2)$$

Onde:

y_{uc} é dado em mm por metro de largura de laje e

A_p é a área de aço do steel deck dada em mm² por metro de largura de laje.

$$y_{cs} = t - y_{uc}. \quad (C.3)$$

$$I_{uc} = \frac{b_d \cdot d^3}{12} + b_d \cdot d \cdot (y_{uc} - 0,5 \cdot d)^2 + n \cdot I_{sf} + n \cdot A_p \cdot y_{cs}^2 + \frac{W_r \cdot b_d \cdot d_d}{C_s} \cdot \left[\frac{d_d^2}{12} + (h - y_{uc} - 0,5 \cdot d_d)^2 \right]. \quad (C.4)$$

Onde:

I_{sf} é o momento de inércia da fôrma de aço por metro de largura de laje e

I_{uc} é o momento de inércia da seção não fissurada dado em mm⁴ por metro de largura de laje.

C.3 - MOMENTO DE INÉRCIA DA SEÇÃO FISSURADA

O cálculo é análogo ao item anterior, utilizando-se portanto as propriedades geométricas do vazio da fôrma (Figura C.1) com as Equações C.5 e C.6. O momento de inércia da seção fissurada. é determinado através da Equação C.7.

$$p = \frac{A_p}{b_d \cdot t}. \quad (\text{C.5})$$

$$y_{cc} = t \cdot \left[\sqrt{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2} - p \cdot n \right]. \quad (\text{C.6})$$

$$I_{cc} = \frac{b_d \cdot (y_{cc})^3}{3} + n \cdot A_p \cdot (t - y_{cc})^2 + n \cdot I_{sf}. \quad (\text{C.7})$$

Onde:

y_{cc} é dado em mm por metro de largura de laje e

I_{cc} é o momento de inércia da seção fissurada dado em mm^4 por metro de largura de laje.

C.4 - FLECHA TEÓRICA

O cálculo da flecha teórica dos protótipos utilizou, além do momento de inércia da seção fissurada e não fissurada dados pelas Equações C.4 e C.7, o módulo de elasticidade do concreto E_c (N/mm²), a carga total aplicada na laje P (N), o vão livre L (mm) e o vão de cisalhamento L' (mm) das lajes mistas (Figura C.2) como pode ser visto pela Equação C.8.

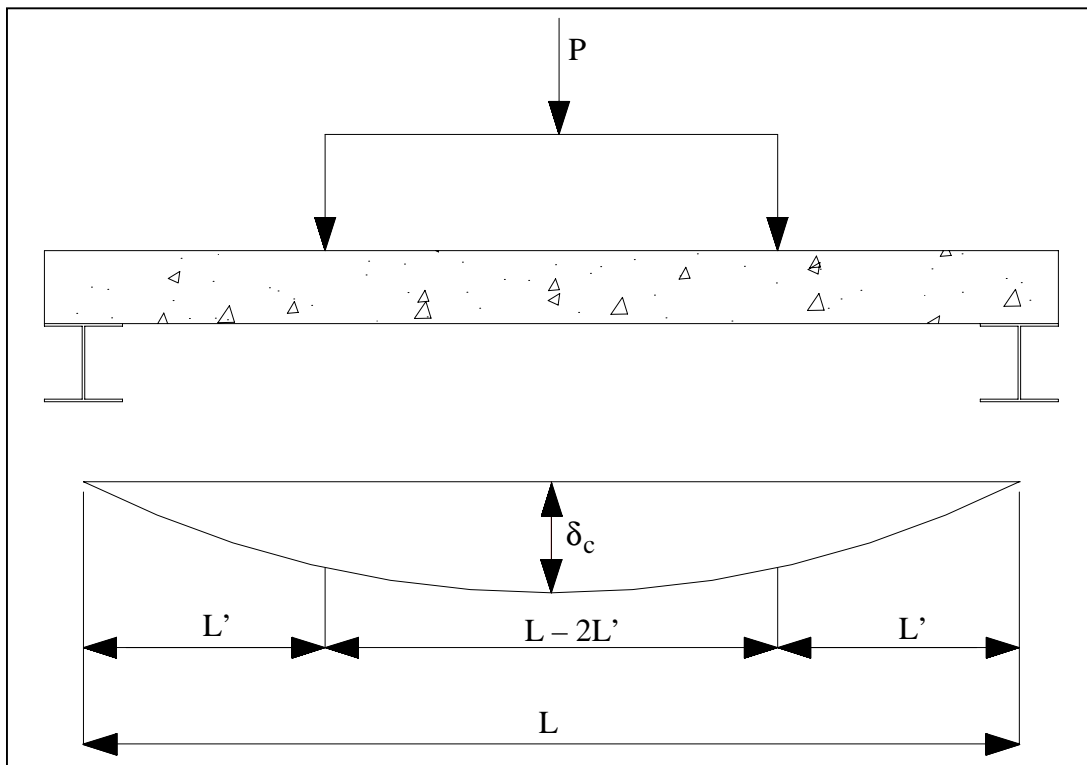


Figura C.2 – Flecha teórica no meio do vão dos protótipos

$$\delta_c = \frac{P \cdot L'}{48 \cdot E_c \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot L'^2). \quad (C.8)$$

APÊNDICE D

FOTOGRAFIAS



Figura D.1 – Detalhe da concretagem dos protótipos

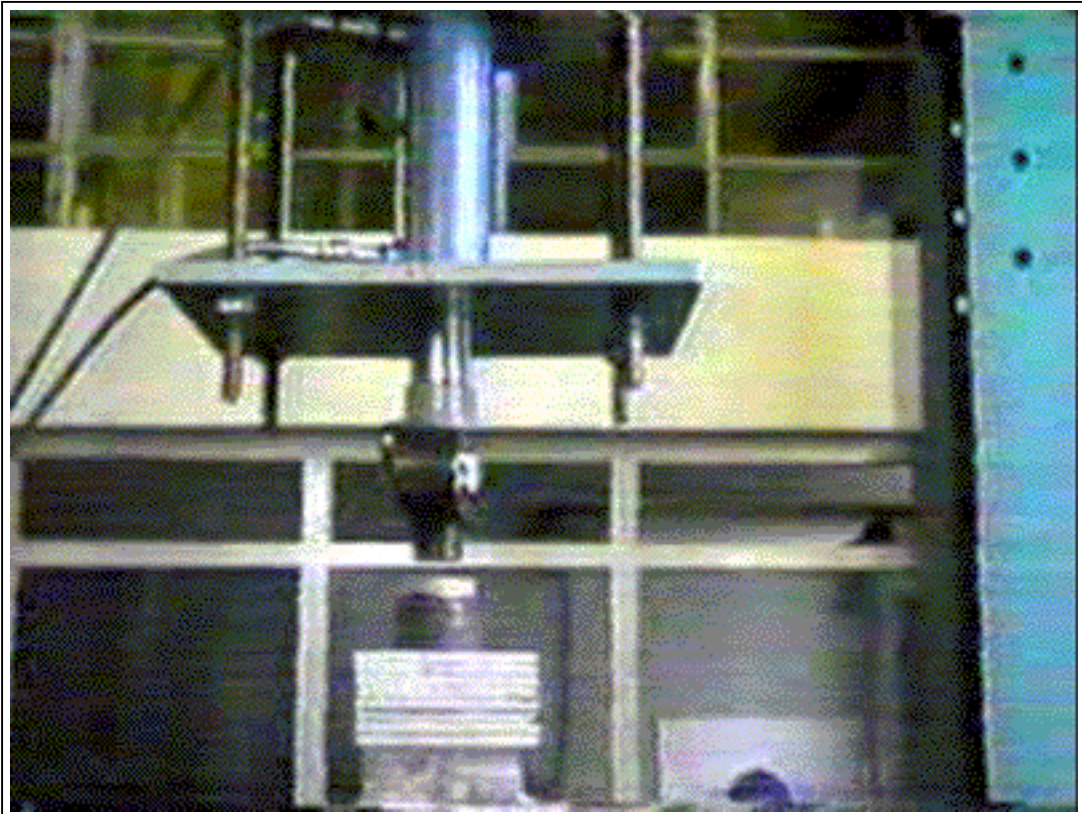


Figura D.2 – Detalhe da aplicação de carga nos protótipos



Figura D.3 – Detalhe 1 do relógio medidor do deslizamento de extremidade

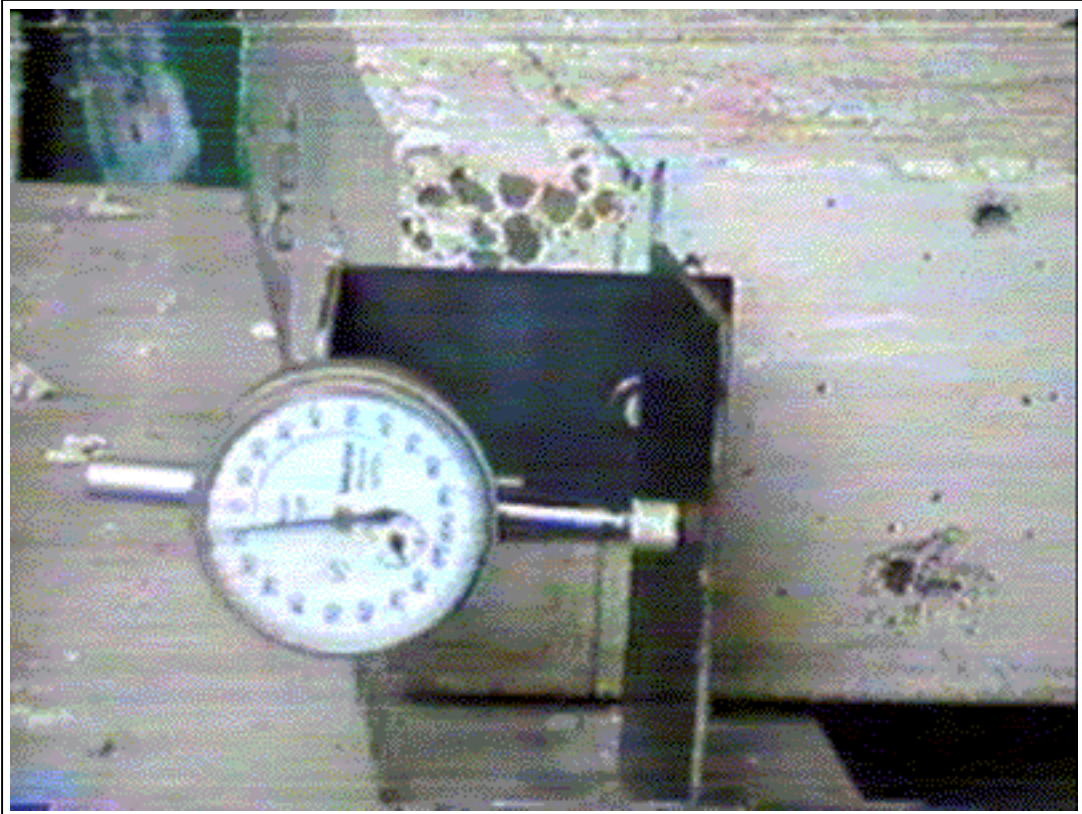


Figura D.4 – Detalhe 2 do relógio medidor do deslizamento de extremidade

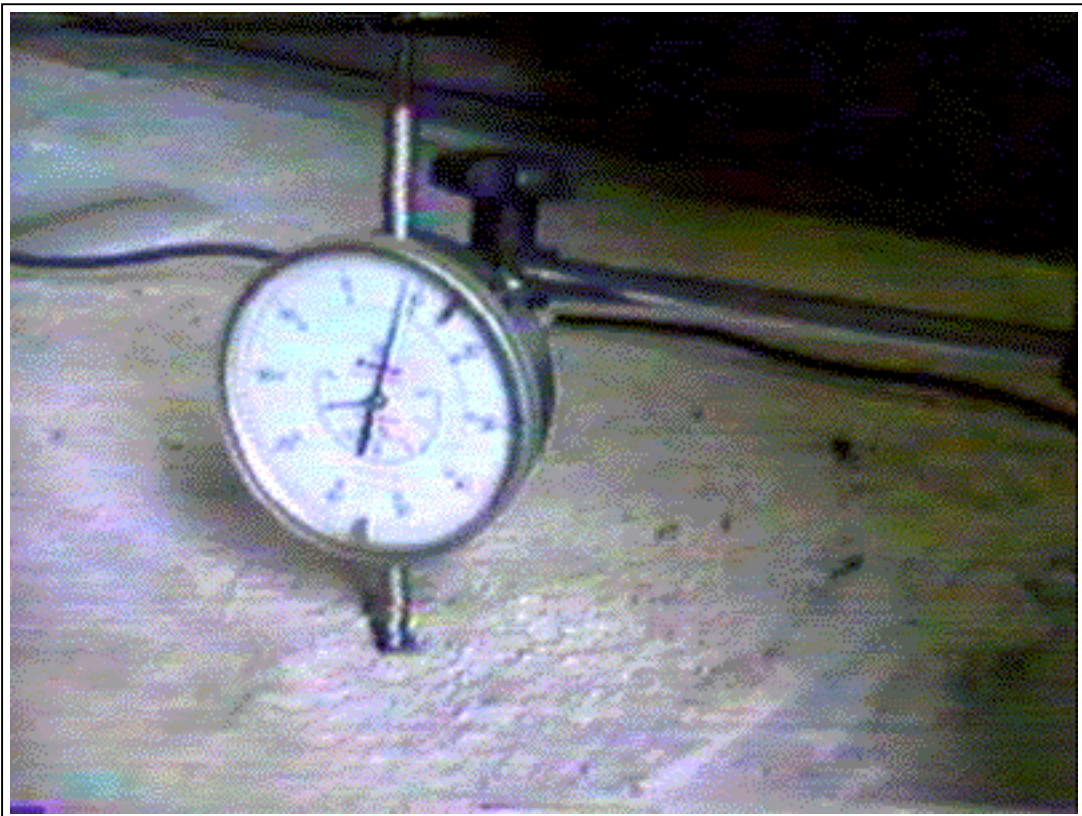


Figura D.5 – Detalhe do relógio medidor da flecha no meio do vão

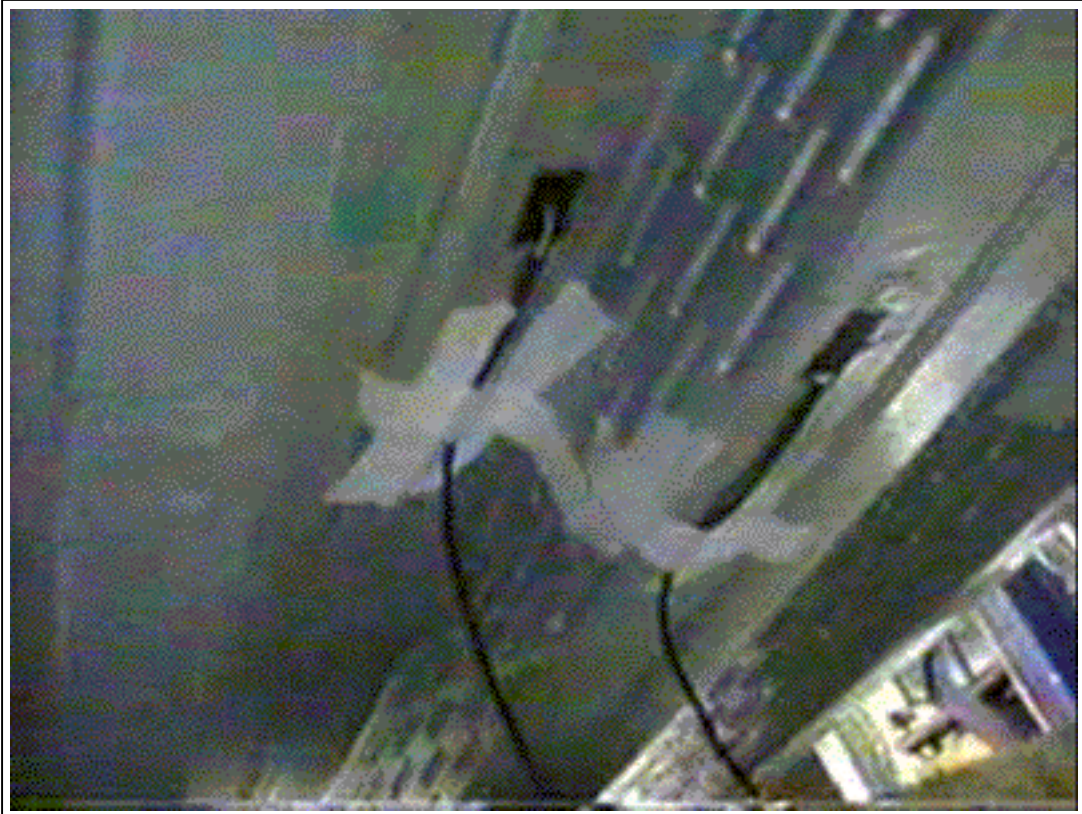


Figura D.6 – Detalhe 1 dos extensômetros da fôrma de aço



Figura D.7 – Detalhe 2 dos extensômetros da fôrma de aço



Figura D.8 – Detalhe do sistema de aquisição de dados dos ensaios das lajes



Figura D.9 – Detalhe do deslizamento relativo de extremidade ocorrido



Figura D.10 – Detalhe da máquina de ensaios dos corpos de prova de concreto

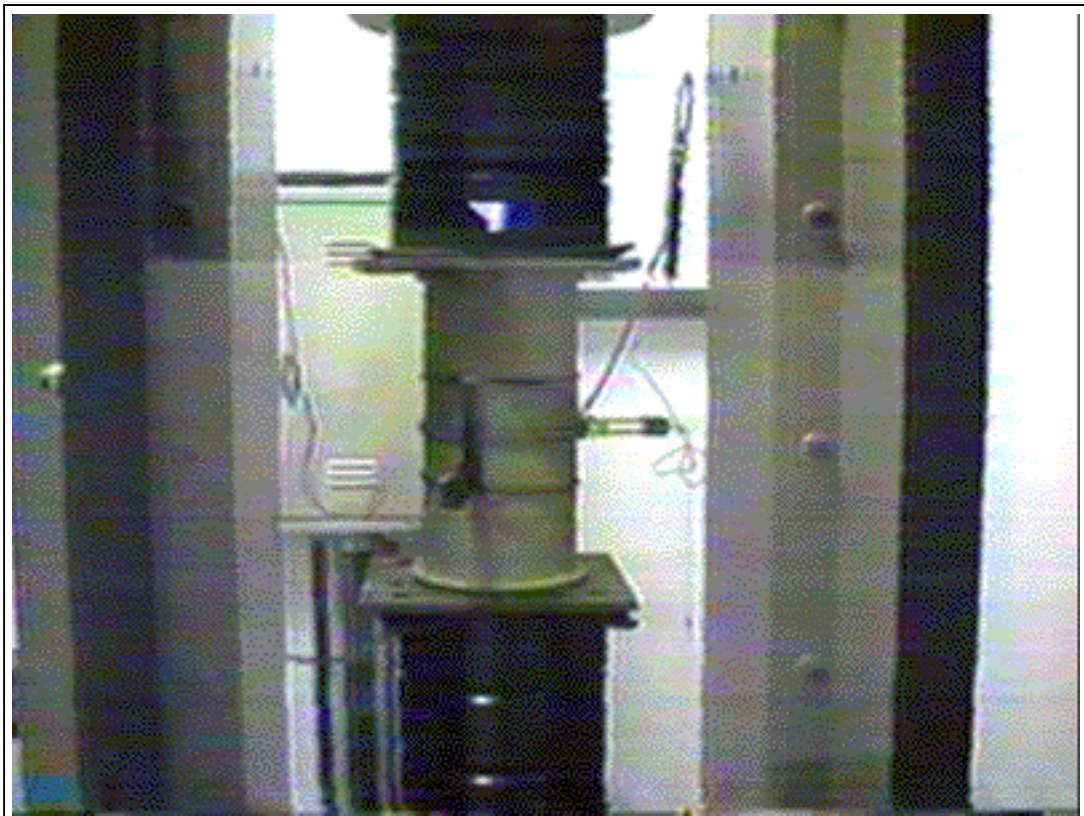


Figura D.11 – Detalhe de um ensaio de um CP de concreto sendo realizado

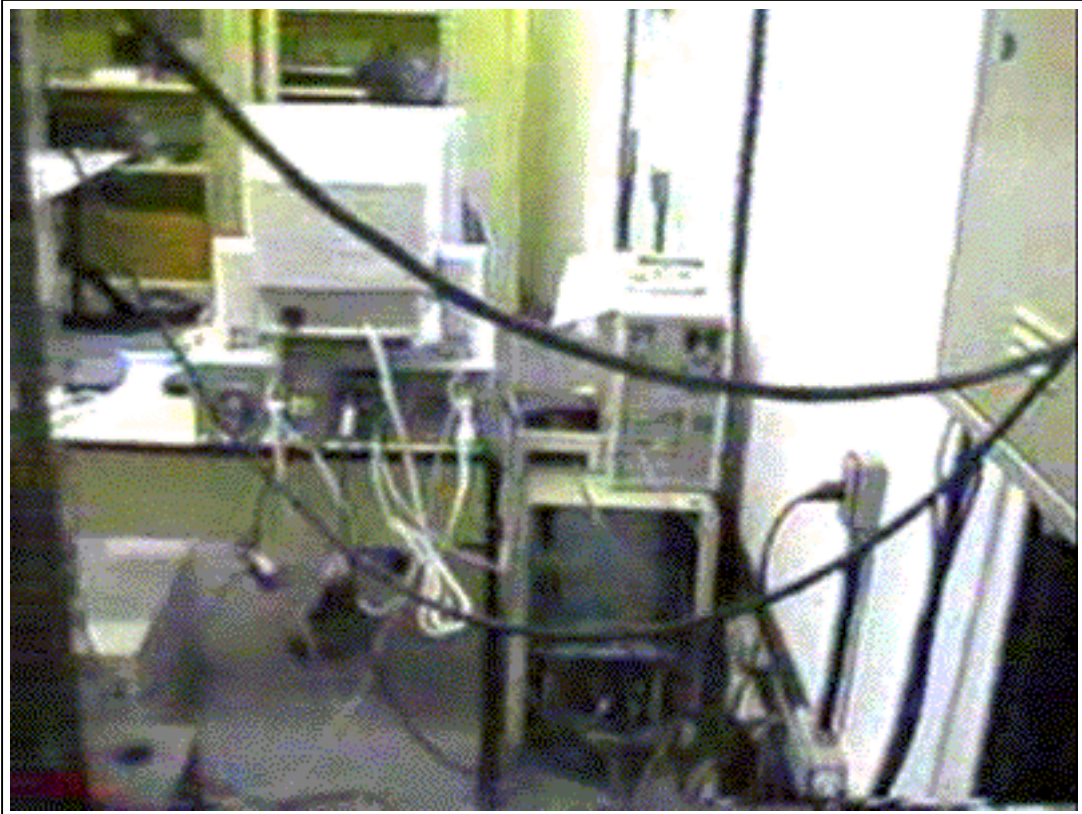


Figura D.12 – Detalhe do sistema de aquisição de dados dos ensaios dos CP's

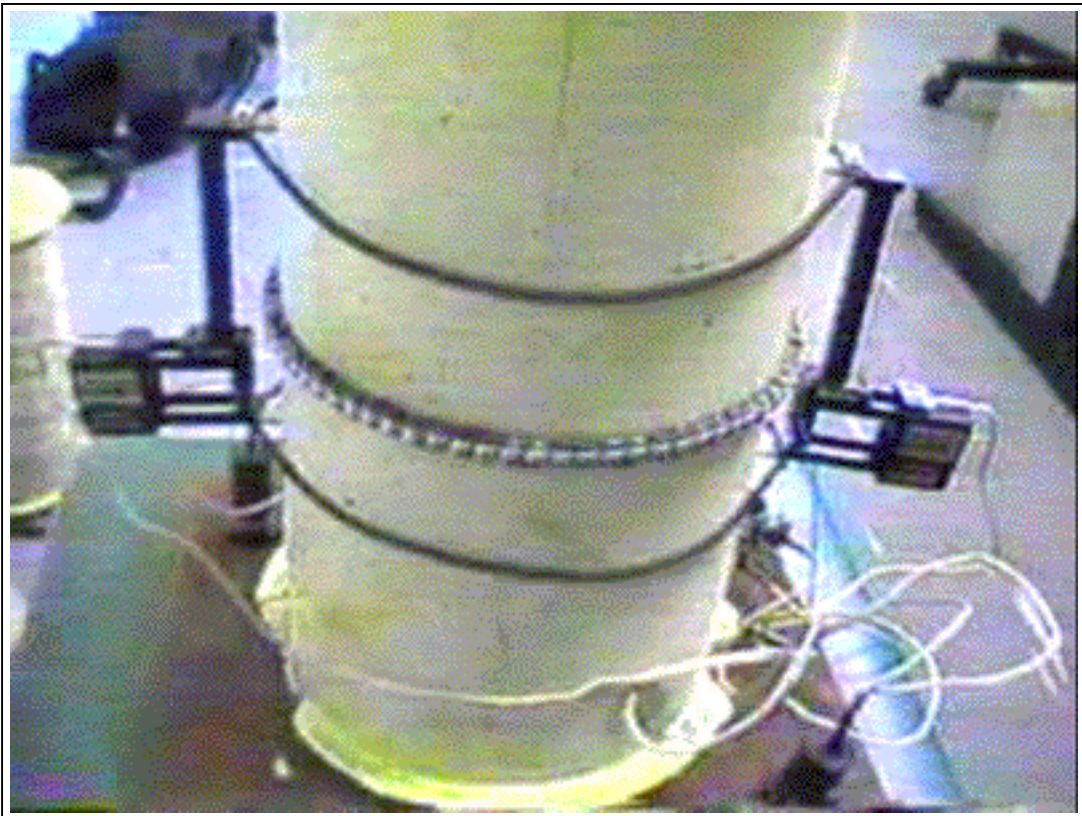


Figura D.13 – Detalhe 1 dos extensômetros utilizados nos CP's de concreto

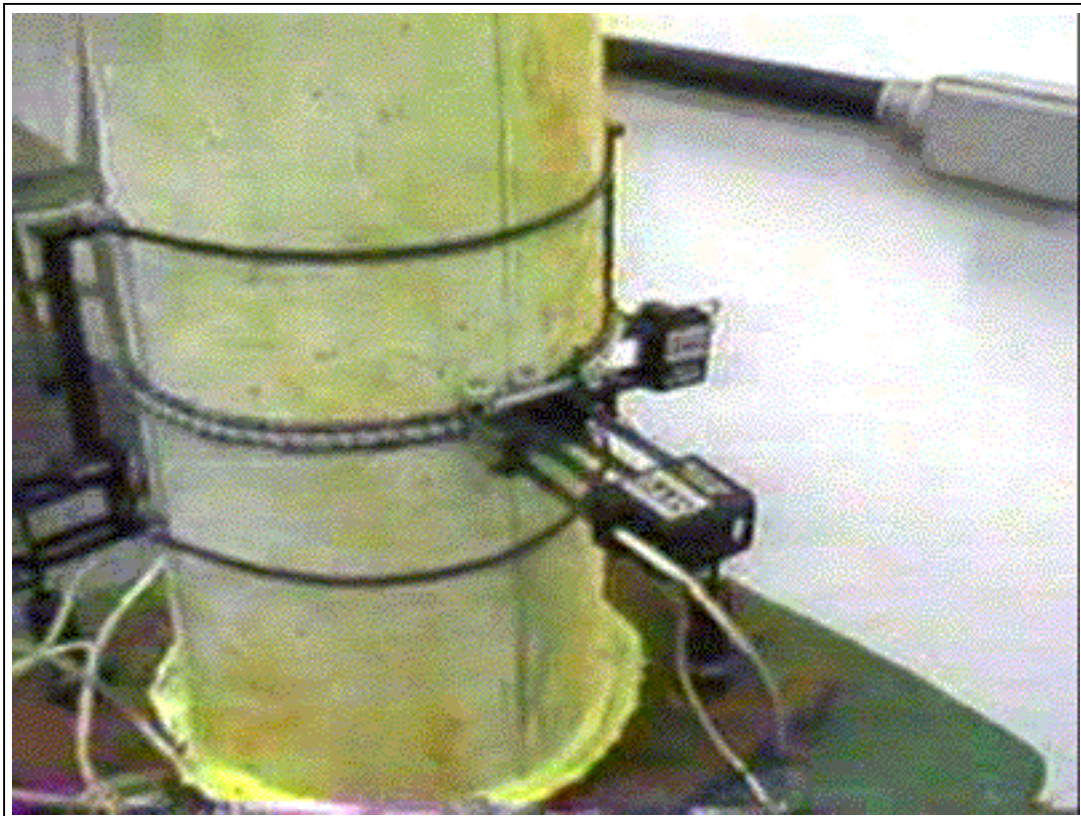


Figura D.14 – Detalhe 2 dos extensômetros utilizados nos CP's de concreto

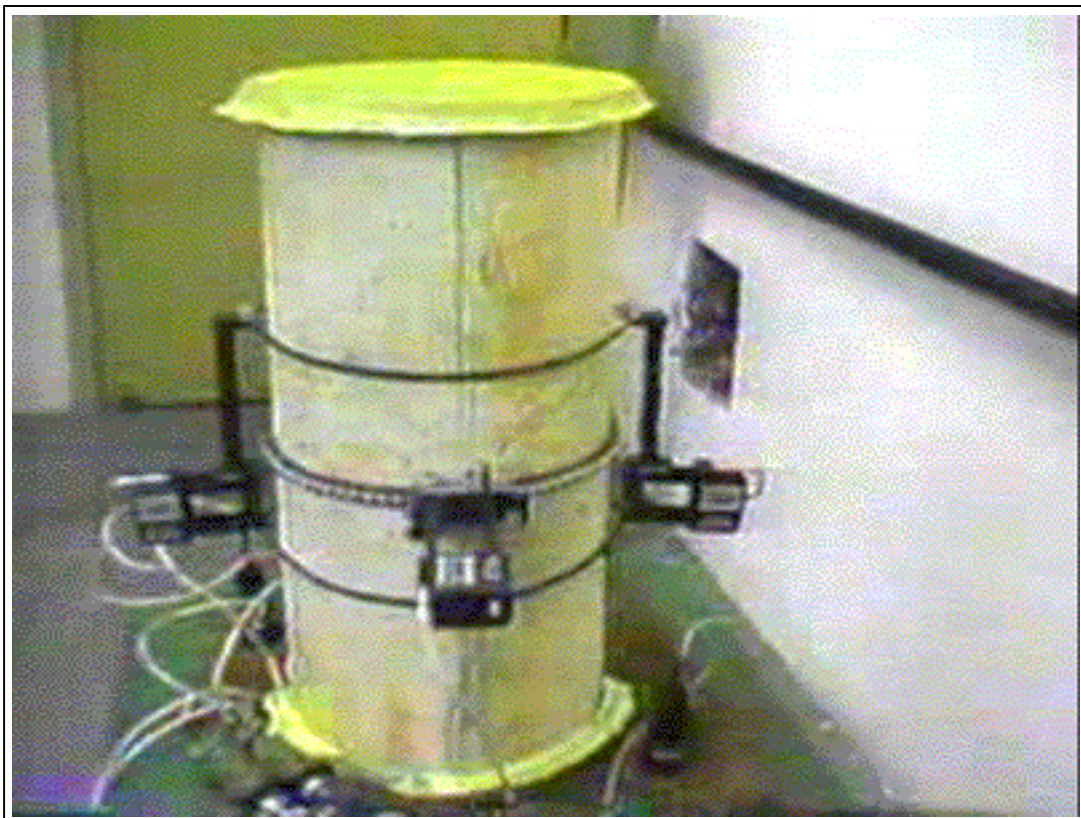


Figura D.15 – Detalhe 3 dos extensômetros utilizados nos CP's de concreto